

PROHLÁŠENÍ AUTORA

Prohlašuji, že jsem předkládanou diplomovou práci vypracoval samostatně, pouze s použitím pramenů a literatury uvedenými v seznamu citované literatury.

V Praze 15. ledna 2018

.....

Milan Merva

PODĚKOVÁNÍ

Tímto bych chtěl poděkovat vedoucímu mé diplomové práce ing. Michalovi Drahorádovi, Ph.D. za pomoc a odborný dohled při zpracování této práce.

ANOTACE

Tématem diplomové práce je návrh integrovaného mostu s využitím vysokohodnotného betonu. Most je navržen jako rámová spřažená konstrukce z betonu o jednom poli. Cílem práce je návrh velmi subtilní konstrukce z důvodu minimalizace stavební výšky konstrukce.

KLÍČOVÁ SLOVA

Návrh integrovaného mostu, vysokohodnotný beton, spřažený betonový most, rámový most

ANNOTATION

The thesis of the Master thesis is design of a integral bridge using high-performance concrete. The bridge is designed as a frame composite concrete structure with minimum structural depth.

KEYWORDS

Design of integral bridge, high-performance concrete, frame bridge, composite concrete bridge

OBSAH

1	Úvod	8
2	Technická zpráva ke statickému výpočtu	9
2.1	Stávající most:.....	9
2.2	Nový most	9
2.2.1	Popis konstrukce	9
2.2.2	Základní údaje o mostu	9
2.3	Metodika výpočtu	10
2.4	Předpoklady výpočtu	10
2.4.1	Analýza konstrukce.....	10
2.4.2	Šikmost mostu	10
2.4.3	Geologie	10
2.5	Navržené prvky a dimenze . Chyba! Záložka není definována.	
2.5.1	Nosník z vysokohodnotného betonu.....	11
2.5.2	Spřáhující deska	11
2.5.3	Opěry	11
2.6	Materiály.....	12
2.6.1	Využití vysokohodnotného betonu	12
3	Statický výpočet.....	13
3.1	Materiály.....	13
3.2	Průřezové charakteristiky	14
3.3	Zatížení	14
3.3.1	Zatížení stálé	14
3.3.2	Zatížení proměnná - nedopravní.....	16
3.3.3	Zatížení proměnná – zatížení dopravou	17
3.4	Deskostěnový model konstrukce.....	18
3.4.1	Geometrie modelu	18
3.4.2	Efektivní šířka	19
3.4.3	Vyhodnocení příčného roznosu	28
3.4.4	Návrhový nosník.....	31
3.5	Prutový model konstrukce	31
3.5.1	Zatížení prutového modelu	31
3.5.2	Vnitřní síly stanovené na prutovém modelu od stálého zatížení	33
3.5.3	Obálky vnitřních sil stanovených na prutovém modelu od dopravy	35
3.6	Souhm vnitřních sil.....	39
3.7	Kombinace vnitřních sil	39
3.8	Předběžný návrh předpětí	40
3.9	Ztráty předpětí.....	41
3.9.1	Krátkodobé ztráty předpětí	41
3.9.2	Dlouhodobé ztráty.....	42
3.9.3	Ztráty předpětí přehled	47
3.10	Účinky předpětí	48

3.11 Mezní stavy použitelnosti	50
3.11.1 MSP – omezení napětí	50
3.11.2 Ověření hlavních napětí.....	54
3.11.3 Minimální průřezová plocha výztuže z hlediska MSP	56
3.11.4 Mezní stavy únosnosti	57
3.11.5 Ohyb s normálovou silou nad opěrou	63
3.11.6 Smyk.....	68
3.11.7 Smyk mezi stěnou a přilehlými deskami T-průřezu.....	75
3.11.8 Smyk mezi betony různého stáří.....	77
3.11.9 Únava	77
3.12 Návrh a ověření desky mostovky	82
3.12.1 Zatížení modelu	82
3.12.2 Vnitřní síly – příčný moment	84
3.12.3 Vnitřní síly – smyk na desce	87
3.12.4 Přehled vnitřních sil	87
3.12.5 Ověření desky v příčném směru	88
3.13 Návrh a ověření spodní stavby.....	91
3.13.1 Iterace pružin	92
3.13.2 Zatížení konstrukce	93
3.13.3 Kombinace vnitřních sil.....	93
3.13.4 Obálky průběhů vnitřních sil pro pružiny tuhosti od teploty max	95
3.13.5 Přehled návrhových hodnot vnitřních sil	96
3.13.6 Ověření smyku a ohybu.....	97
3.13.7 Ověření M+N – interakční diagram.....	99
Závěr	101

1 Úvod

Předmětem diplomové práce je návrh integrovaného spřaženého mostu s použitím vysokohodnotného betonu. Most je navržen namísto stávajícího obloukového mostu s rozpětím 17,5 m převádějícím místní sběrnou komunikaci přes řeku Metuji v obci Hronov.

Cílem nového návrhu je vyhovět normovému požadavku na minimální volnou výšku spodní hrany konstrukce nad hladinou stoleté vody. Za tímto účelem je nová konstrukce navržena jako spřažená, s velmi subtilními prefabrikovanými dodatečně předpjatými nosníky z vysokohodnotného betonu. Nová nosná konstrukce je navržena jako rámový spřažený most integrovaný se spodní stavbou založenou na pilotách.

Cílem práce je návrh mostu s velmi subtilní hlavní nosnou konstrukcí za účelem minimalizace stavební výšky.

2 Technická zpráva ke statickému výpočtu

Předmětem tohoto statické výpočtu je návrh a posouzení nosné konstrukce a spodní stavby integrovaného spřaženého mostu.

2.1 Stávající most:

Současný most je oblouková konstrukce z betonu o jednom poli s horní mostovkou o rozpětí 17,5 m. Most převádí místní sběrnou komunikace přes Metuji v obci Hronov. Podle diagnostiky z roku 2017 je ve velmi špatném stavu.

Evidenční číslo mostu	303-003
Typ konstrukce	oblouk s horní mostovkou
Délka mostu	19,7 m
Délka přemostění	15,5 m
Rozpětí	17,5 m
Šířka mostu (včetně říms)	9,5 m
Volná šířka mezi zvýšenými Obrubami	5,9 m
Šikmost	76,3°

2.2 Nový most

2.2.1 Popis konstrukce

Nová konstrukce je navržena jako rámový most se spřaženou nosnou konstrukcí z betonu. Most je založen na pilotách a nosná konstrukce je integrována se spodní stavbou (spolupůsobící s okolní zemínou).

Most se nachází ve vrcholovém oblouku komunikace, kdy bod lomu výškového polygonu komunikace se nachází na mostě (přibližně 3 m od opěry 1). Maximální podélný sklon nivelety na mostě je 2,0 % při opěře 1, u opěry 2 je podélný sklon 1,0 %. Příčný sklon vozovky na mostě je navržen střechovitý se sklonem 2,5 %. Římsa s chodníkem je navržena široká 2,0 m se sklonem 2,5 % proti vozovce.

Konstrukce je navržena jako spřažená z nosníků z vysokohodnotného betonu a spřahující betonové monolitické desky. Spřahující deska konstantní tloušťky 0,2 m má ve střední části střechovitý sklon 2,5 % s protispádem pod římsami se sklonem 4,0 %. V příčném řezu je navrženo celkem 8 nosníků s osovou vzdáleností 1,585 m. Nosníky jsou provedeny s proměnnou výškou. Uprostřed rozpětí mají výšku 0,6 m, nad opěrami 0,52 m. Most je navržena jako integrovaný se spodní stavbou, tj. bez mostních závěrů a ložisek.

Na mostě je navržena dvouvrstvá vozovka tloušťky 0,085 m šířky 9,3 m mezi římsami. Římsy na mostě jsou monolitické železobetonové a je na nich osazeno ocelová zábradlí se svislou výplní výšky 1,1 m. Na obou stranách mostu jsou navrženy chodníky o šířce 1,7 m.

2.2.2 Základní údaje o mostu

Typ konstrukce	integrovaná spřažená konstrukce
Délka mostu	27,08 m
Délka přemostění	15,5 m

Rozpětí	16,25 m
Šířka mostu (včetně říms)	13,3 m
Volná šířka mezi zvýšenými obrubami	9,3 m
Šikmost	75,9°
Plocha nosné konstrukce mostu	225,5 m ²

2.3 Metodika výpočtu

Analýza konstrukce je rozdělena do několika kroků. V první fázi je na deskostěnovém výpočetním modelu konstrukce v programu SCIA Engineer zjištěn příčný roznos konstrukce. Poté je vytvořen samostatný model rozhodujícího nosníku, na který jsou aplikovány příslušné součinitele příčného roznášení.

V druhé fázi jsou na prutovém modelu o shodných průřezových charakteristikách stanoveny účinky zatížení od dopravy. Byla vyhodnocena obálka vnitřních sil na nosné konstrukci od pohyblivého zatížení od modelů zatížení dopravou podle ČSN EN 1991-2 (LM1, FLM1 a FLM3)

V všech fázích je ve výpočtu zahrnuta změna statického působení konstrukce. Před spřažením působí nosníky jako prostě podepřené, po spřažení konstrukce mostu působí celá konstrukce jako rám.

V poslední fázi byla za pomoci programu Fine GEO5 iterací stanovena tuhost náhradních pružin, jež reprezentují tuhost uložení v hlavě piloty a integraci s okolním prostředím – statické schéma viz Obrázek 78. Byly stanoveny tuhosti pružin od maximální teploty působící na konstrukci (tedy od jejího prodloužení a zatlačení do zeminy) a teploty minimální (tedy jejího zkrácení). Poté byly stanoveny na prutovém modelu účinky zatížení na spodní stavbu s podepřením těmito pružinami a vyhotovena obálka vnitřních sil.

2.4 Předpoklady výpočtu

2.4.1 Analýza konstrukce

- Dotvarování a smršťování bylo stanoveno programem C&S na modelu B3

2.4.2 Šikmost mostu

Šikmost mostu přináší konstrukci celkově vyšší tuhost proti pootočení v základové spáře. Vlivem vyšší tuhosti opěr v podélném směru dochází ke zvýšenému namáhání nosné konstrukce vlivem objemových změn. Šikmost mostu též způsobuje v půdorysné rovině mimostředné zatížení mostu. Vzhledem relativně nízké šikmosti mostu jsou tyto účinky při návrhu zanedbány.

Dle TP 261 [16] lze modelovat mosty se šikmostí nad 72° jako 2D rámy. Šikmost mostu je při návrhu zohledněna pouze při stanovení příčného roznosu na deskostěnovém modelu konstrukce.

2.4.3 Geologie

Konstrukce se dle provedeného geotechnického průzkumu nachází v dostatečně únosném prostředí. Podrobné stanovení únosnosti základové půdy a pilot není předmětem této diplomové práce. V rámci této práce je

podrobně stanovena tuhost podloží a kvantitativně posouzena únosnost založení.

Materiál pro zásyp přechodové oblasti je uvažován s následujícími parametry. Parametry podloží jsou převzaty s inženýrsko-geologického průzkumu.

Zásyp

Objemová tíha:	γ	=	20,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}	=	30,00 °
Soudržnost zeminy:	c_{ef}	=	0,00 kPa
Edometrický modul:	E_{oed}	=	72,00 MPa

Podloží

Objemová tíha:	γ	=	19,00 kN/m ³
Úhel vnitřního tření:	φ_{ef}	=	32,5 °
Soudržnost zeminy:	c_{ef}	=	4,00 kPa
Edometrický modul:	E_{oed}	=	94,50 MPa

2.5 Navržené prvky a dimenze

2.5.1 Nosník z vysokohodnotného betonu

Nosník s průřezem tvaru T má šířku stojiny 0,6 m, horní pás tloušťky 0,08 m (vykonzolované příruby) je široký celkem 1,585 m. Navržené nosníky k sobě těsně přiléhají a pro betonáž desky tak není potřeba žádné dodatečné bednění. Nosník je proveden s náběhem - uprostřed rozpětí má výšku 0,6 m v osách uložení 0,52 m. Průřezové charakteristiky nosníku i spřaženého průřezu viz kap. 3.2.

2.5.2 Spřahující deska

Monolitická železobetonová deska je navržena konstantní tloušťky 0,2 m v příčných sklonech sledujících příčný a podélný sklon vozovky na mostě (viz kap. 2.2.1).

2.5.3 Opěry

Opěry jsou 0,8 m široké v kolmém řezu, v šikmém řezu mají šířku 0,833 a 0,825 m. Opěry jsou vysoké 4,5 m a dole rozšířeny na základový pás o kolmé šířce 3,3 m a výšce 0,7 m.

2.5.4 Založení

Most je založen na jedné řadě pilot DN 600 v osové vzdálenosti 1,3 m. Podrobné posouzení pilot není předmětem diplomové práce. Rozmístění a počet pilot je uvažován pro návrh a ověření spodní stavby vzhledem ke spolupůsobení konstrukce mostu se zemínou.

2.6 Materiály

MATERIÁLY		
ZÁBRADLÍ	S235JR	DLE ČSN EN 10025
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ	B500B	DLE ČSN 42 0139
PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ	Y1860S7-15,7	
KONSTRUKČNÍ BETON DLE ČSN EN 206:		
PREFABRIKOVANÉ NOSNÍKY	C90/105	XC4, XF2, XD1
SPŘAHOVACÍ DESKA	C35/45	XC4, XF4, XD3
ŘÍMSY	C30/37	XC4, XF4, XD3
OPĚRY	C30/37	XC4, XF2, XD2
KŘÍDLA	C30/37	XC4, XF2
PŘECHODOVÉ DESKY	C25/30	FX2, XD1
ZÁKLADY OPĚR	C30/37	XC2, XA1
PILOTY	C25/30	XC2, XA1
PREFABRIKOVANÉ SCHODIŠŤOVÉ DÍLCE	C30/37	XF4
OBRUBNÍKY	C35/45	XF4, XD3
PODKLADNÍ BETON	C8/10	X0
NEKONSTRUKČNÍ BETON DLE ČSN TKP KAP. 18 TAB. 18-2N (2016):		
PODKLADNÍ BETON POD DRENÁŽÍ	C8/10n	
PODKLADNÍ BETON SCHODIŠŤOVÉ DÍLCE	C16/20n	
LOŽE POD DLAŽBU Z LOMOVÉHO KAMENE (V DOSAHU CHRL)	C20/25n	
MALTA		
SPÁROVÁNÍ DLAŽBY (V DOSAHU CHRL)	MC25/30	XF4

Tabulka 1: Seznam materiálů

2.6.1 Využití vysokohodnotného betonu

Za účelem splnění požadované stavební výšky konstrukce je jako materiál nosníku využit vysokohodnotný beton. Vysokohodnotný beton svými vlastnostmi tento návrh umožňuje, avšak při návrhu zde dochází k řadě komplikací většinou spojených s nízkými průřezovými charakteristikami nosníku a spřaženého průřezu.

Využitím vysokohodnotného betonu je umožněno použití vyšších předpínacích sil a jsou sníženy účinky dotvarování, jež se pak odrážejí v nižších hodnotách dlouhodobých ztrát předpětí. Vyšší pevnost betonu je rovněž potřebná k přenesení tlakových namáhání betonu vlivem zatížení a předpětí - zvláště pak při cyklickém zatížení, kdy na opěře při zatížení konstrukce modelem na únavu FLM1 dochází k velkému rozkmitu napětí v tlačené části betonu. Použití vysokohodnotného betonu mělo také nezanedbatelný vliv na omezení průhybu vlivem vyššího modulu pružnosti.

3 Statický výpočet

3.1 Materiály

Beton – nosník				
Nosná konstrukce je navržena z		C90/105	XC4, XF2, XD1	
$f_{ck,cyl} =$	90,0 MPa	$\alpha_{cc} =$ 0,9	$E_{cm} =$	44,0 GPa
$f_{ck,cub} =$	105,0 MPa	$\gamma_c =$ 1,5	$E_c =$	46,2 GPa
$f_{cm} =$	98,0 MPa		$\epsilon_{cu2} =$	2,60 %
$f_{ctk,0,05} =$	3,5 MPa		$\epsilon_{cu3} =$	2,60 %
$f_{ctk,0,95} =$	6,5 MPa		$\epsilon_{c2} =$	2,60 %
$f_{ctm} =$	5,0 MPa		$\epsilon_{c3} =$	2,30 %
$\gamma =$	26 kN/m ³			
součinitel teplotní roztažnosti $\alpha =$		1,00E-05 [K ⁻¹]		

Tabulka 2: Vlastnosti betonu nosníku

Beton – deska				
Nosná konstrukce je navržena z		C35/45	XC4, XF2, XD1	
$f_{ck,cyl} =$	35,0 MPa	$\alpha_{cc} =$ 0,9	$E_{cm} =$	34,0 GPa
$f_{ck,cub} =$	45,0 MPa	$\gamma_c =$ 1,5	$E_c =$	35,7 GPa
$f_{cm} =$	43,0 MPa		$\epsilon_{cu2} =$	3,50 %
$f_{ctk,0,05} =$	2,2 MPa		$\epsilon_{cu3} =$	3,50 %
$f_{ctk,0,95} =$	4,2 MPa		$\epsilon_{c2} =$	2,00 %
$f_{ctm} =$	3,2 MPa		$\epsilon_{c3} =$	1,75 %
$\gamma =$	26 kN/m ³			
součinitel teplotní roztažnosti $\alpha =$		1,00E-05 [K ⁻¹]		

Tabulka 3: Vlastnosti betonu desky

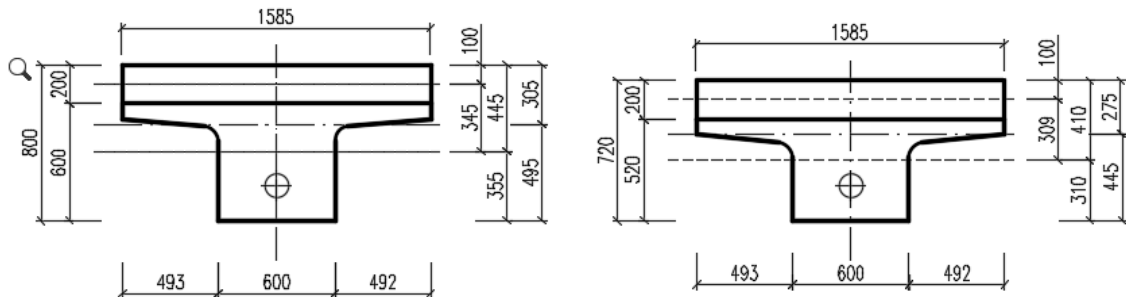
Betonářská výztuž				
Betonářská výztuž		B500B		
$f_{yk} =$	500,0 MPa	$\gamma_s =$ 1,15	$E_s =$	200,0 GPa
$f_{yd} =$	434,8 MPa		$E_c =$	210,0 GPa
součinitel teplotní roztažnosti $\alpha =$		1,20E-06 [K ⁻¹]		

Tabulka 4: Vlastnosti betonářské výztuže

Předpínací výztuž				
Předpínací výztuž z kabelů z lan ϕ 15,7 mm				
$f_{pk} =$	1860,0 MPa	$\gamma_s =$ 1,15	$E_p =$	195,0 GPa
$f_{p0,1k} =$	1636,8 MPa		$\sigma_{p,max} =$	1473,1 MPa
$f_{pd} =$	1423,3 MPa		$\sigma_{p,m0} =$	1391,3 MPa
$f_{pk}/f_{p0,1k} > 1,1$			$A_{p1} =$	150,0 mm ²
1,136 > 1,1	VYHOVUJE			
součinitel teplotní roztažnosti $\alpha =$		1,20E-06 [K ⁻¹]		

Tabulka 5: Vlastnosti předpínací výztuže

3.2 Průřezové charakteristiky



Obrázek 1: Geometrie nosníků (vlevo uprostřed rozpětí, vpravo nad opěrou)

Průřezové charektirstiky			
Nosník		Spřažený průřez	
		h _{desky} = 0,200 m	
A _{střed,n} =	0,46290 m ²	A _{střed,c} =	0,77990 m ²
A _{podp,n} =	0,41490 m ²	A _{podp,c} =	0,73190 m ²
I _{y;střed,n} =	0,01580 m ⁴	I _{y;střed,c} =	0,03920 m ⁴
I _{y;podp,n} =	0,01040 m ⁴	I _{y;podp,c} =	0,02890 m ⁴
h _{střed,n} =	0,60000 m	h _{střed,c} =	0,800 m
h _{podp,n} =	0,52000 m	h _{podp,c} =	0,720 m
Z _{d;střed,n} =	0,355 m	Z _{d;střed,c} =	0,495 m
Z _{d;podp,n} =	0,311 m	Z _{d;podp,c} =	0,445 m
Z _{h;střed,n} =	0,245 m	Z _{h;střed,c} =	0,305 m
Z _{h;podp,n} =	0,209 m	Z _{h;podp,c} =	0,275 m
W _{y,d;n} =	0,044532 m ³	W _{y,d;c} =	0,079176 m ³
W _{y,h;c} =	0,064437 m ³	W _{y,h;c} =	0,128567 m ³

Tabulka 6: Průřezové charakteristiky

Pozn.: Index „n“ je použit k označení průřezových charakteristik samotného nosníku, index „c“ je pak použit k označení „celého“ spřaženého průřezu. Spolu s označením „D“ pro desku je toto značení používáno v celé diplomové práci.

3.3 Zatížení

3.3.1 Zatížení stálé

3.3.1.1 Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce je při vyhodnocování příčného roznosu stanovena programem. Při posuzování návrhového nosníku je uvažována vyšší z hodnot z výsledků účinků zatížení stanovený programem a hodnoty spočtené ručně.

$$\begin{array}{l}
 \text{Deska mostovky} \quad \quad \quad 0,2 \cdot 16,3 \cdot 25 = \quad 81,5 \text{ kN/m} \\
 \text{Nosník} \quad \quad \quad (0,463 + 0,415) / 2 \cdot 16,3 \cdot 26 = \quad 186,1 \text{ kN/m}
 \end{array}$$

3.3.1.2 Ostatní stálé

Ostatní stálé zatížení			
plošné:	tloušťka	tíha	zatížení
	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]
skladba vozovky	0,09	22,0	= 1,98
Ostatní stálé zatížení:			1,98
liniové:	plocha	tíha	zatížení
	[m ²]	[kN/m ³]	[kN/m]
řimsa	0,56	25,0	= 14,10
zábradlí	1,00	1,0	= 1,00
Ostatní stálé zatížení:			15,10

Tabulka 7: Hodnoty ostatního stálého zatížení

3.3.1.3 Zatížení předpětím

Účinky předpětí jsou stanoveny po předběžném návrhu počtu lan a vedení předpínací výztuže.

3.3.1.4 Zatížení reologickými změnami betonu

Stanovení účinků vlivem reologických změn betonu je stanoveno pomocí programu C&S (Creep and Shrinkage) viz kap 3.9.2.2.43

3.3.1.5 Zatížení zemním tlakem

Výpočet zemních tlaků zahrnuje vliv překonsolidace vlivem hutnění za opěrou. Zemní tlak v klidu je stanoven na základě klasické teorie pružnosti za použití součinitel zemního tlaku v klidu

- $K_{0,OCR} = (1 - \sin \varphi) \cdot OCR^{\sin \varphi} \leq K_p$, kde OCR
- $OCR = \frac{\sigma_{z,max}}{\sigma_{z,real}}$ součinitel překonsolidace
- $f_{y,0} = K_0 \cdot z \cdot \gamma_z$ vodorovný tlak na konstrukci

Aktivní zemní tlak se uvažuje podle Rankineho teorie zemních tlaků. Součinitel aktivního tlaku je dán vztahem.

- $K_a = \tan^2 (45^\circ - \varphi/2)$

Pro stanovení pasivního tzv. mobilizovaného tlaku je uvažována Vogtova teorie. Maximální posun při zatlačení konstrukce do zeminy je

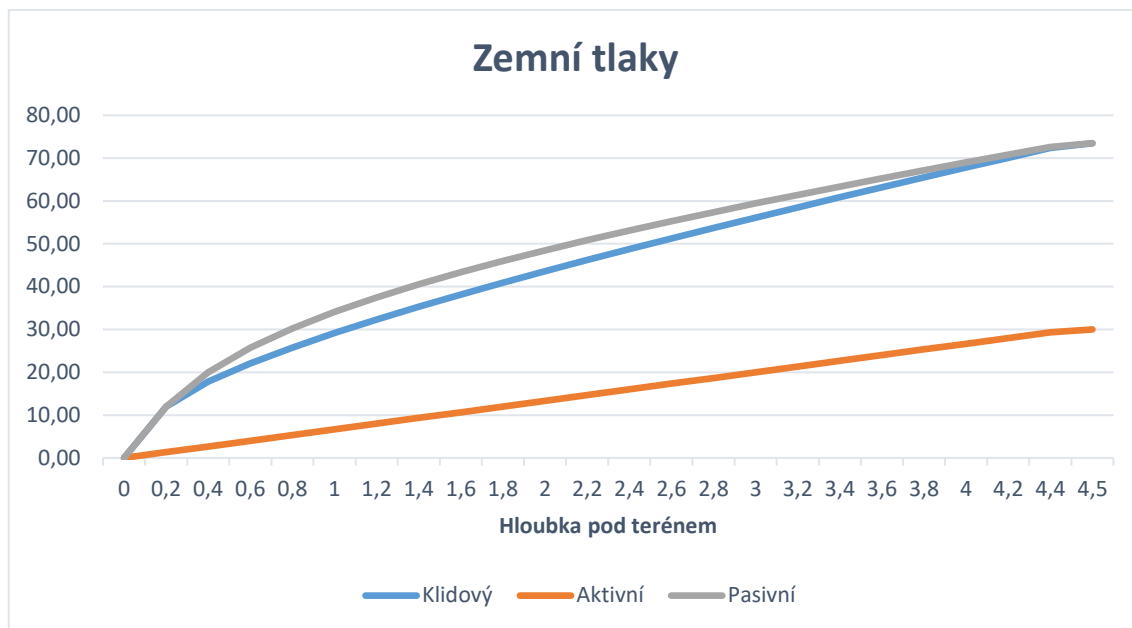
- $\Delta L_{max} = \Delta T_{max} \cdot L \cdot \alpha = 30 \cdot 16,3 \cdot 10^{-5} = 5 \text{ mm}$
- Hodnota mobilizovaného pasivního tlaku

$$K_{p,mob}(z) = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \frac{v(z)/z}{a + v(z)/z}$$

- vz... vodorovná deformace opěry ve výšce z

$$v(z) = s_h \cdot \left(1 - \frac{z}{h}\right) \quad v(z) = s_h \cdot \left(1 - \frac{z}{h}\right)$$

V následujícím grafu jsou uvedeny průběhy zemních tlaků po výšce opěry.



Grafy 1: Průběh zemních tlaků

3.3.2 Zatížení proměnná - nedopravní

3.3.2.1 Montážní zatížení

Montážní zatížení je uvažováno 0,75 kN/m². Zatížení bedněním je uvažováno hodnotou 1,0 kN/m².

3.3.2.2 Zatížení teplotou

Při návrhu konstrukce je uvažováno pouze s rovnoměrnou složkou teploty. Nerovnoměrná složky teploty je zanedbána.

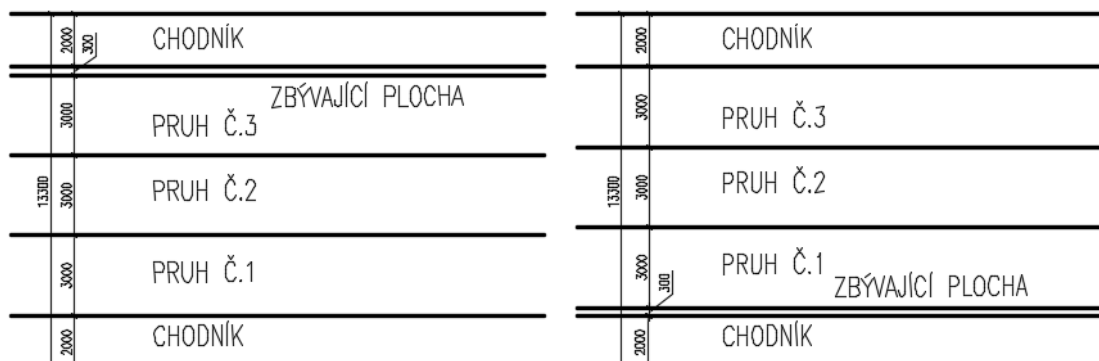
- Max. teplota ve stínu $T_{\max} = 38^{\circ}$
- Min. teplota ve stínu $T_{\min} = -32^{\circ}$

Podle ČSN-EN 1991-1-5 grafu na obr. 6.1 pro typ 3 (betonová nosná konstrukce) je minimální a maximální teplota betonové konstrukce:

- $T_{e_{\max}} = 40^{\circ}$, $T_{e_{\min}} = -24^{\circ}$
- Základní teplota nosné konstrukce
- $T_o = 10^{\circ}$
- Návrhový rozsah teplot
- $\Delta T_{\min} = T_o - T_{e_{\min}} = 10 - (-24) = -34^{\circ}$
- $\Delta T_{\max} = T_{e_{\max}} - T_o = 40 - 10 = 30^{\circ}$

3.3.3 Zatížení proměnná – zatížení dopravou

3.3.3.1 Rozdělení vozovky do pruhů



Obrázek 2: Rozdělení vozovky do pruhů (poloha 1 vlevo, poloha 2 vpravo)

3.3.3.2 Model zatížení 1 – LM1

Model zatížení je vyšetřen ve dvou polohách rozdělení pruhů. Pro posudek návrhového nosníku je vybrán méně příznivý účinek.

Doprava - svislá zatížení			
LM 1	$\alpha_{Qi} Q_{ik}$	$\alpha_{Qi} Q_{ik}$	$\alpha_{qi} q_{ik}$
	vzdálenost náprav 1,2 m		
Pruh 1	$Q_{ik} = 300,0 \text{ kN}$	$\alpha_{Qi} = 1$	$Q_k = 300,0 \text{ kN}$
	$q_{ik} = 9,0 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{qi} = 1$	$q_k = 9,0 \text{ kN/m}^2$
Pruh 2	$Q_{ik} = 200,0 \text{ kN}$	$\alpha_{Qi} = 1$	$Q_k = 200,0 \text{ kN}$
	$q_{ik} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{qi} = 2,4$	$q_k = 6,0 \text{ kN/m}^2$
Pruh 3	$Q_{ik} = 100,0 \text{ kN}$	$\alpha_{Qi} = 1$	$Q_k = 100,0 \text{ kN}$
	$q_{ik} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{qi} = 1,2$	$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$
Zbývající plocha	$Q_{rk} = 0,0 \text{ kN}$	$\alpha_{Qr} = 1$	$Q_k = 0,0 \text{ kN}$
	$q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$\alpha_{qr} = 1,2$	$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

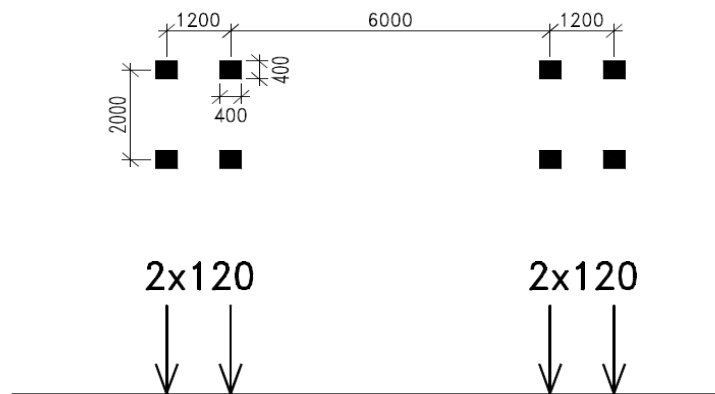
Tabulka 8: Hodnoty zatížení modelem LM1

3.3.3.3 Model zatížení na únavu 1 – FLM1

Model má obdobné uspořádání jako LM1 s hodnotami nápravových sil $0,7Q_{ik}$ a hodnotami rovnoměrného zatížení $0,3q_{ik}$. Model je rovněž vyšetřen ve dvou polohách rozdělení pruhů. Model je využit k posouzení betonu na účinky únavy.

3.3.3.4 Model zatížení na únavu 3 – FLM3

Tento model je využit k posouzení únavového chování betonářské výztuže. Model zatížení by ověřen v několika polohách viz obr.

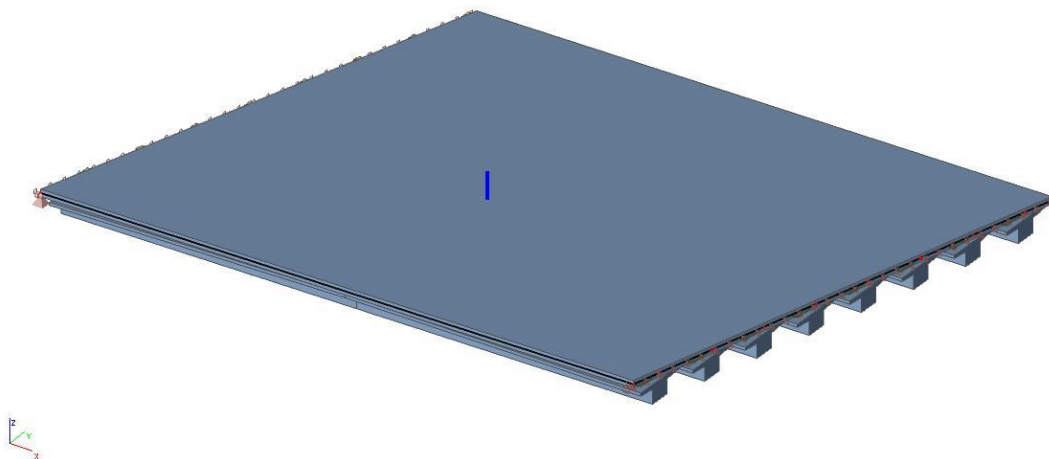


Obrázek 3: Uspořádání zatížení modelem FLM3

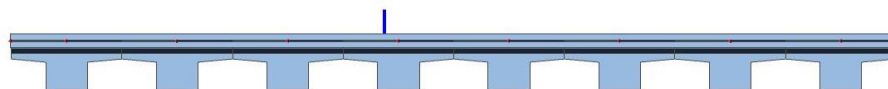
3.4 Deskostěnový model konstrukce

Na deskostěnovém modelu jsou stanoveny součinitele příčného roznosu. Model konstrukce byl vytvořen v programu SCIA Engineer jako deska s vloženými žebry v souladu s postupem výstavby. V první fázi model působí jako prostý nosník za účelem zjištění příčného roznosu vlastní tíhy desky. Druhý model, vystihující chování rámu (fáze po spřažení nosníku s mostovkou), je zatížen ostatním stálým a proměnnými zatíženími.

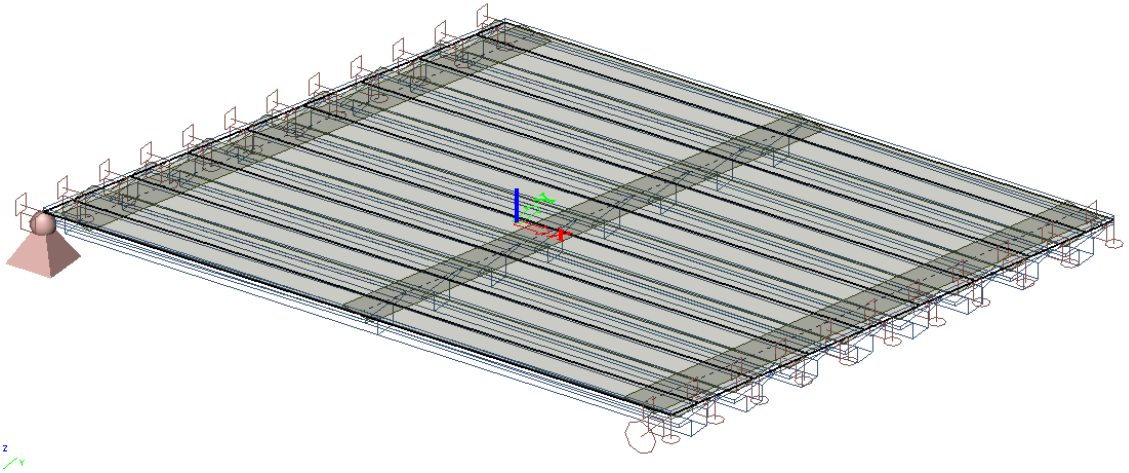
3.4.1 Geometrie modelu



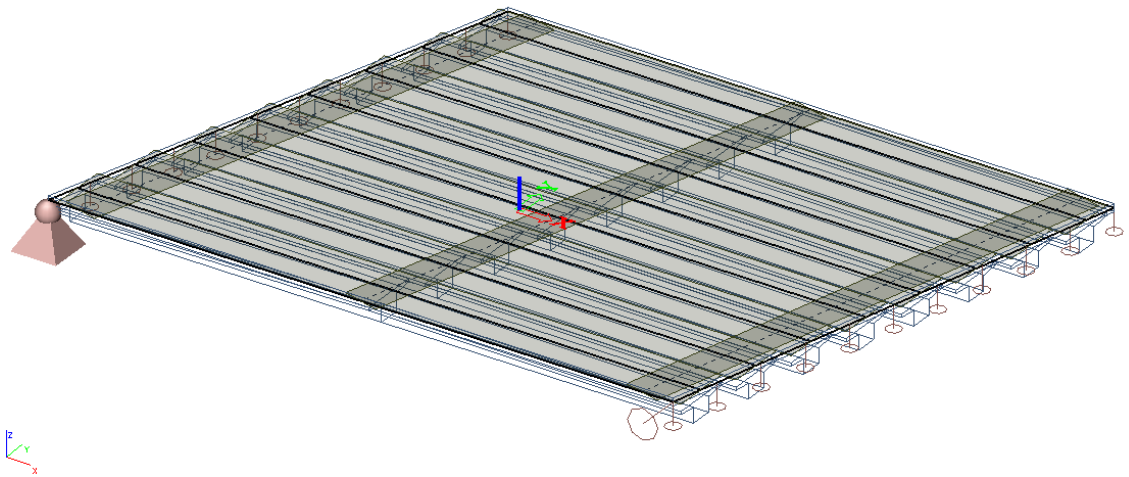
Obrázek 4: Deskostěnový model konstrukce



Obrázek 5: Příčný řez deskostěnovým modelem



Tabulka 9: Deskostěnový model - podepření (rám)

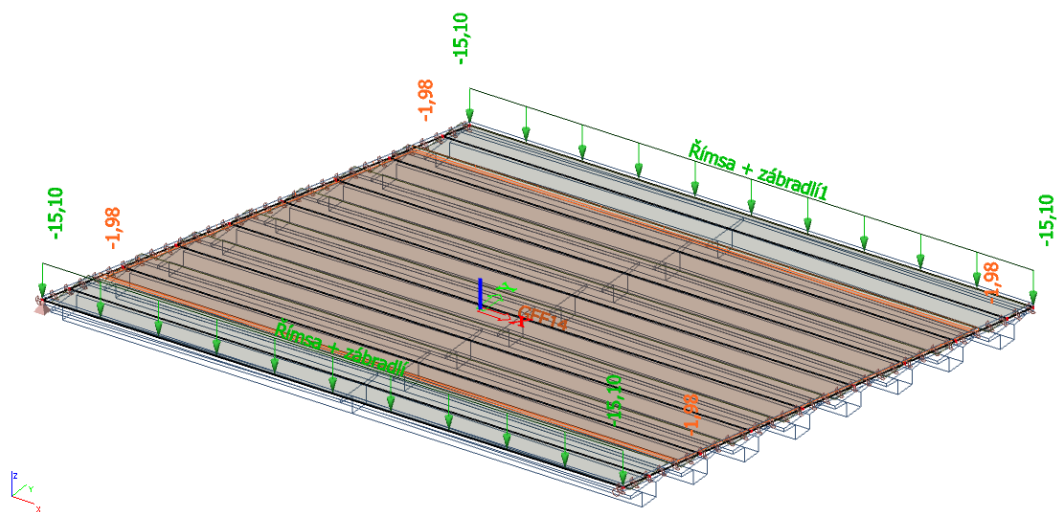


Tabulka 10: Deskostěnový model - podepření (prostý nosník)

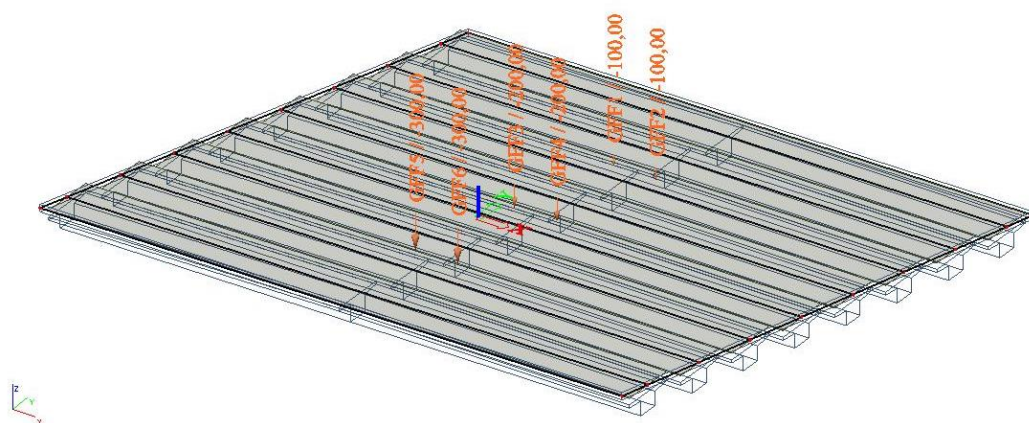
3.4.2 Efektivní šířka

- $L = 16,3 \text{ m}$; $L_0 = 0,5 \cdot 16,3 = 8,15 \text{ m}$
- $b = 1,585 \text{ m}$; $b_w = 0,6 \text{ m}$; $b_i = 0,4925 \text{ m}$
- $b_{\text{eff},i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1L_0 = 0,2 \cdot 0,493 + 0,1 \cdot 8,15 = 0,914 \text{ m}$
- $b_{\text{eff},i} = 0,914 \text{ m} < 0,2 \cdot L_0 = 0,2 \cdot 8,15 = 1,63 \text{ m}$
- $b_{\text{eff}} = 2 \cdot b_{\text{eff},i} + b_w = 2 \cdot 0,914 + 0,6 = 2,428 > b = 1,585 \text{ m}$
- \rightarrow efektivní šířka uvažována 1,585 m

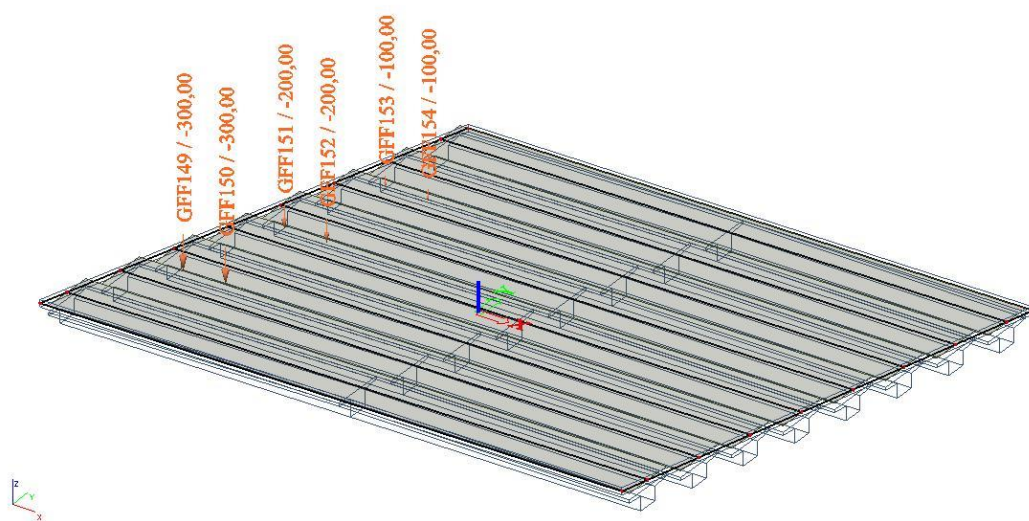
3.4.2.1 Příklady zatížení deskostěnového modelu



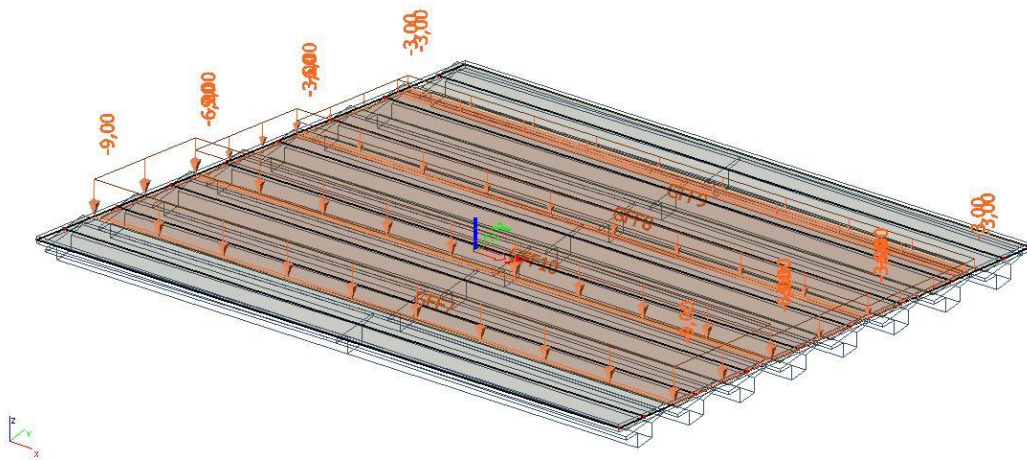
Obrázek 6: Ostatní stálé zatížení



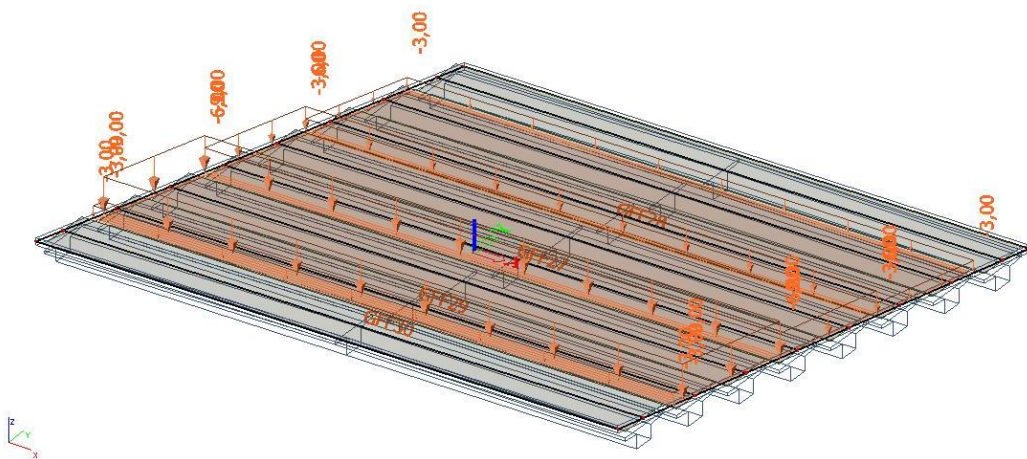
Obrázek 7: Zatížení modelem LM1 TS – poloha pro vyvolání max. ohybového momentu



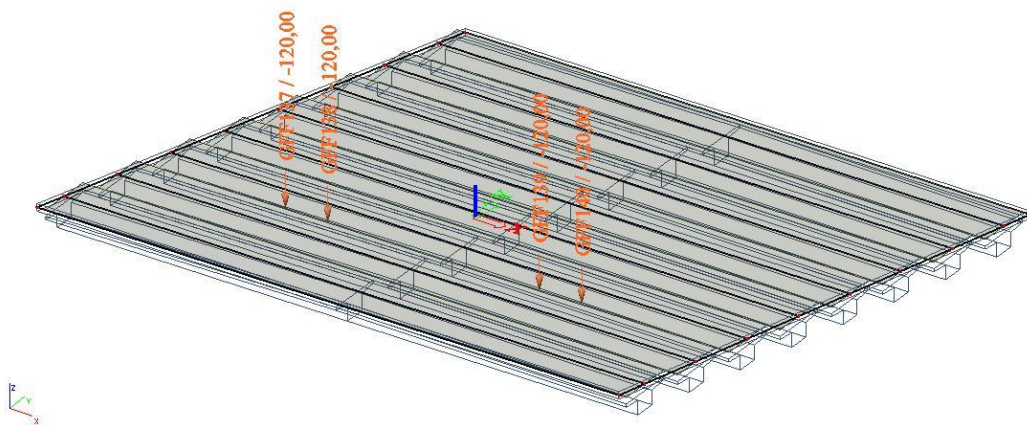
Obrázek 8. Zatížení modelem LM1 TS - poloha pro vyvolání max smykových sil na OP1



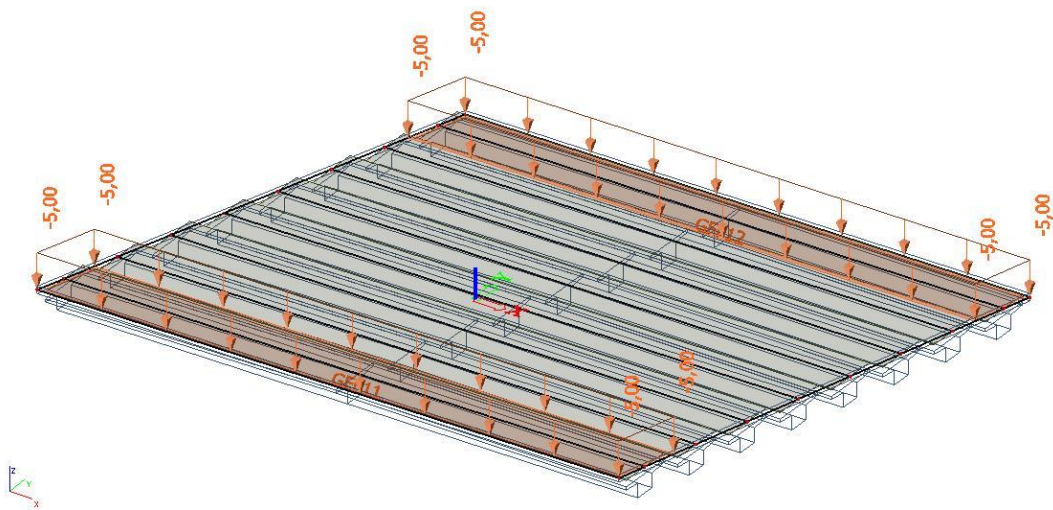
Obrázek 9: Zatížení modelem LM1 UDL - poloha 1



Obrázek 10: Zatížení modelem LM1 UDL - poloha 2



Obrázek 11: Zatížení konstrukce modelem FLM3

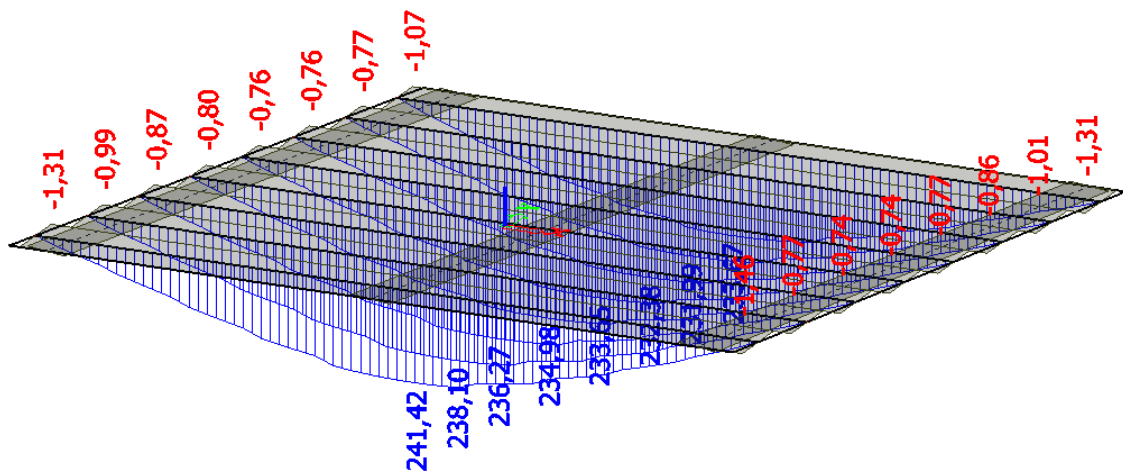


Obrázek 12: Zatížení chodníků

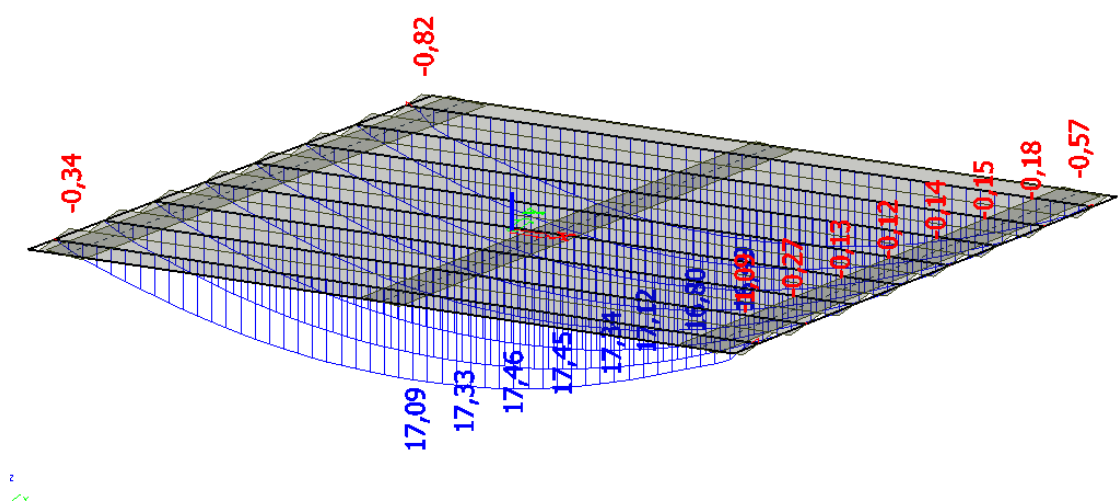
Poloha zatížení FLM3 byl ověřena v několika polohách a byl vybrán nejnejpříznivější účinek. Zatížení modelem LM1 bylo vyšetřeno jak nad opěrou, tak ve středu rozpětí ve dvou polohách rozmístění pruhů. U zatížení modelem FLM1 bylo postupováno obdobně jako u model LM1.

Účinky zatížení chodníků byly vynásobeny součinitelem 0,6, pro získání kombinační hodnoty $3,0 \text{ kN/m}^2$ v sestavě zatížení gr1a.

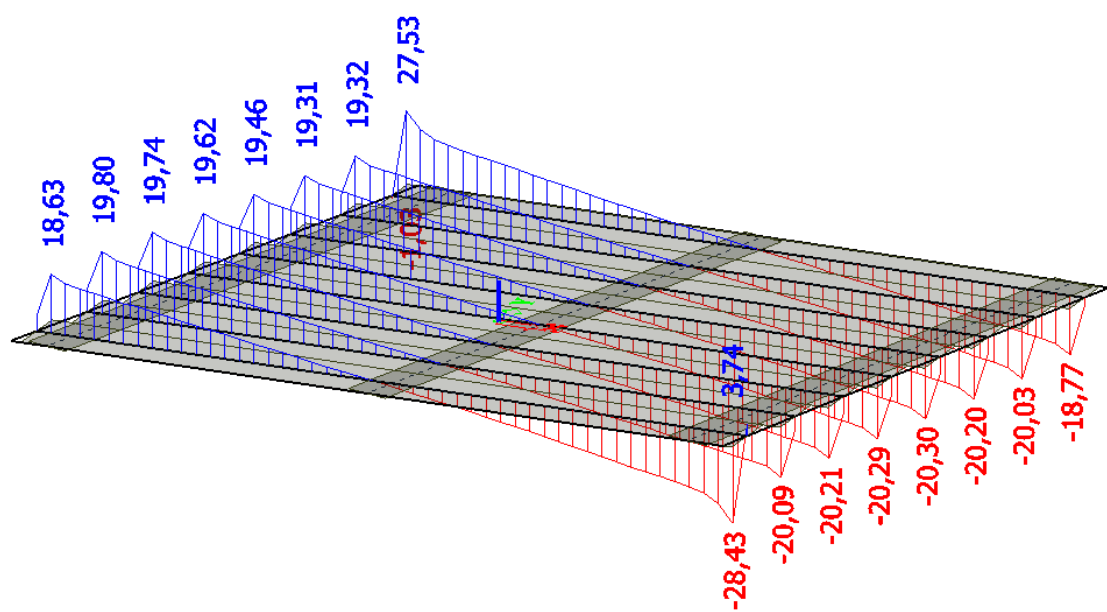
3.4.2.2 Příklady průběhu vnitřních sil z deskostěnového modelu – prostý nosník



Obrázek 13: Deskostěnový model: průběh momentu od vlastní tíhy na žebro desky:

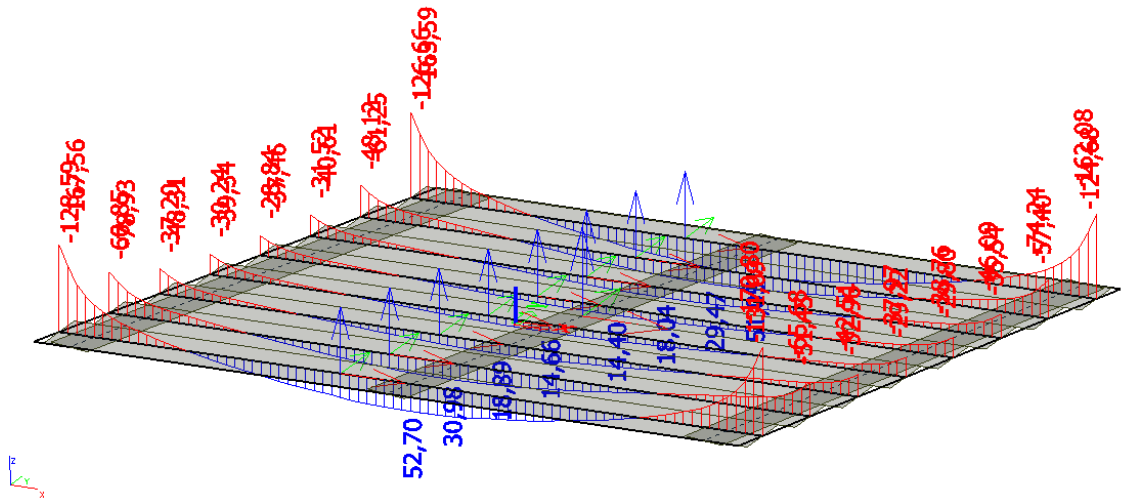


Obrázek 14: Deskostěnový model: průběh momentu od vlastní tíhy na efektivní šířce desky

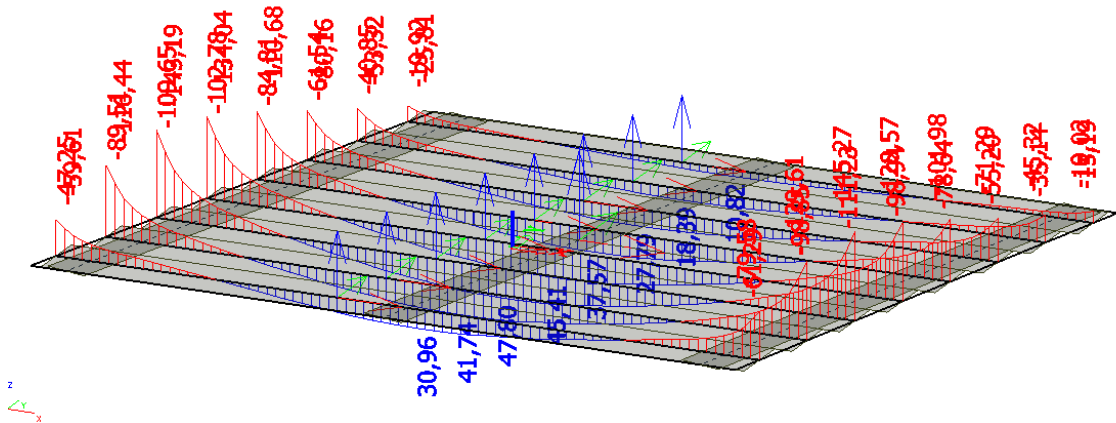


Obrázek 15: Deskostěnový model: průběh smykových sil od vlastní tíhy na efektivní šířce desky

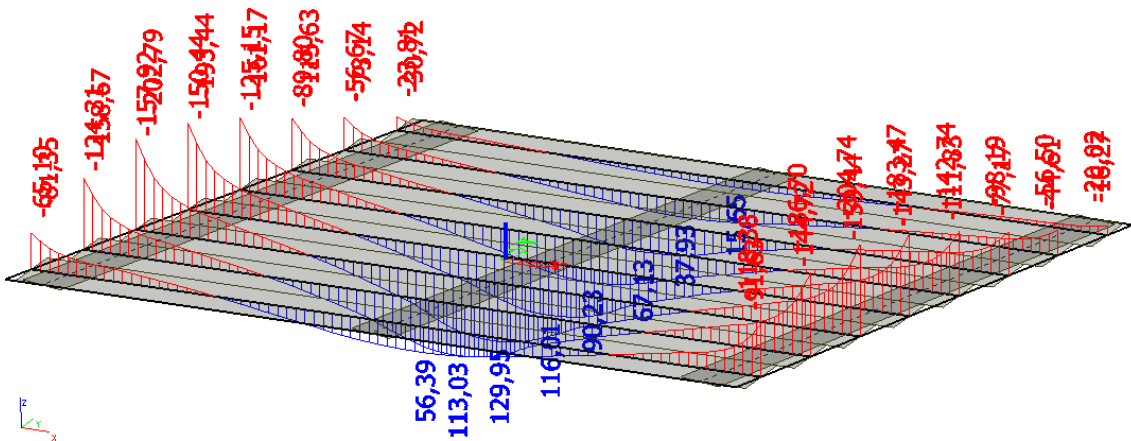
3.4.2.3 Příklady průběhu vnitřních sil z deskostěnového modelu - rám



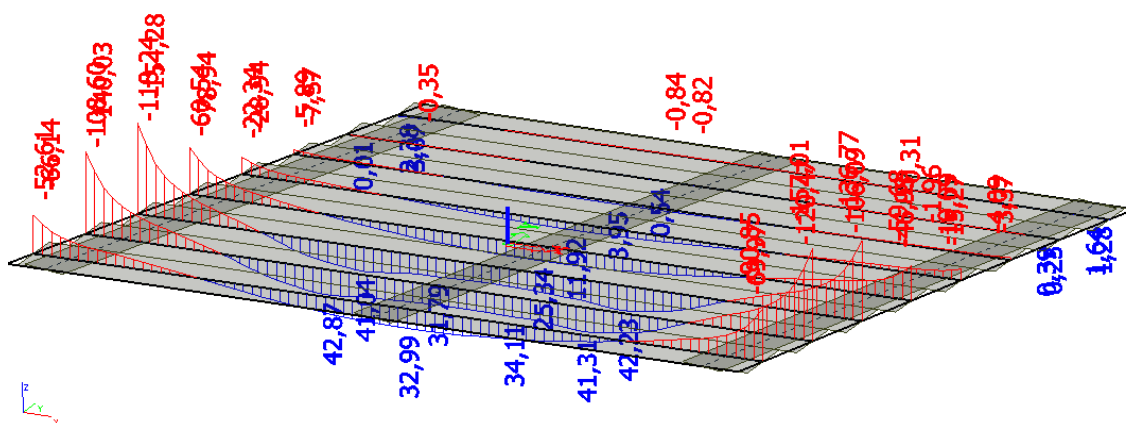
Obrázek 16: Deskostěnový model - průběh momentu od ostatního stálého na žebro desky



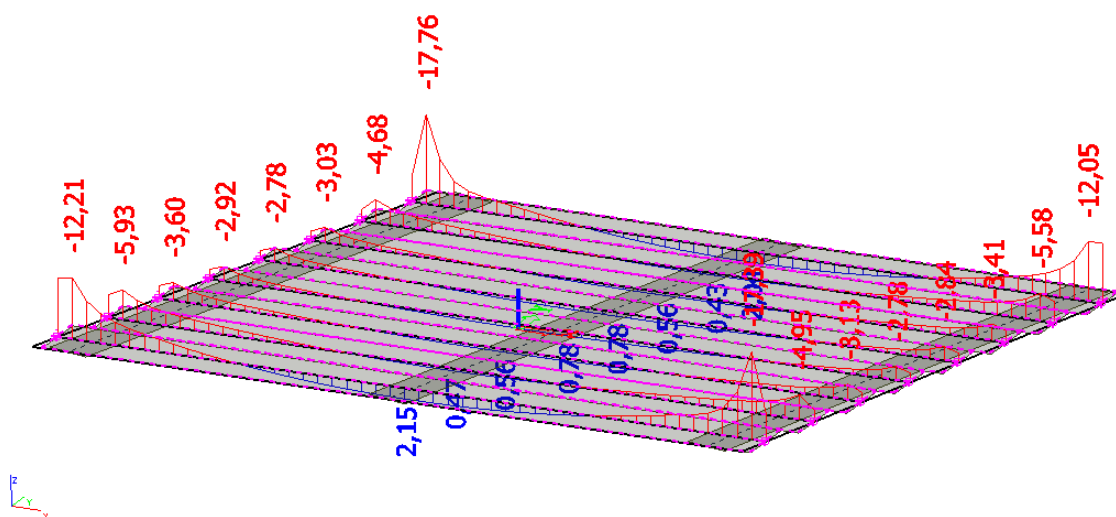
Obrázek 17: Deskostěnový model - průběh momentu od LM1 UDL poloha 1 na žebro desky:



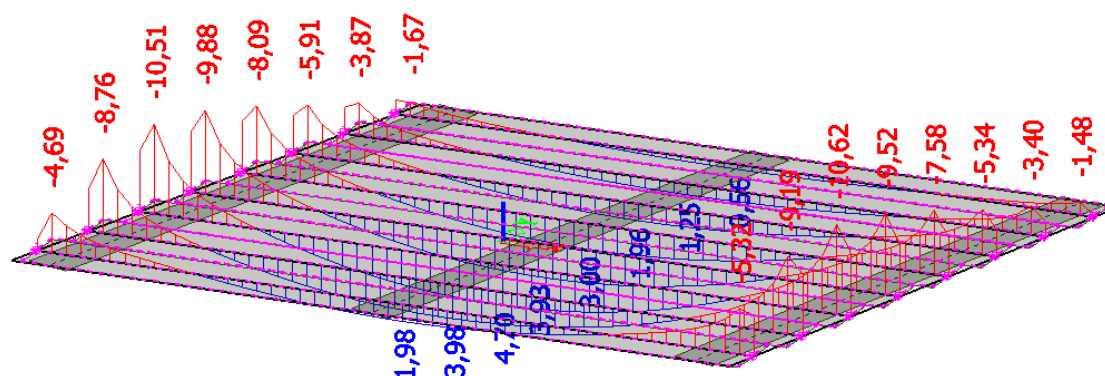
Obrázek 18: Deskostěnový model - průběh momentu od LM1 TS poloha 1 na žebro desky



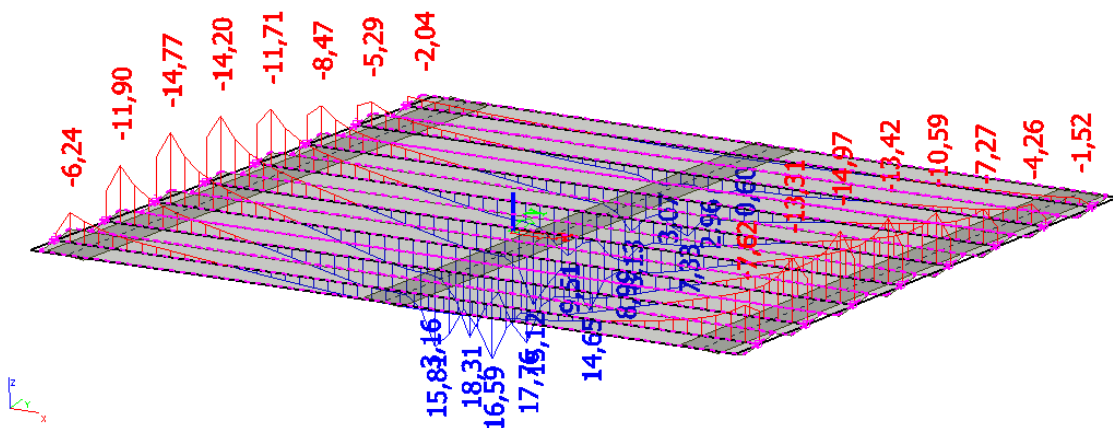
Obrázek 19: Deskostěnový model - průběh momentu od FLM3 na žebro desky



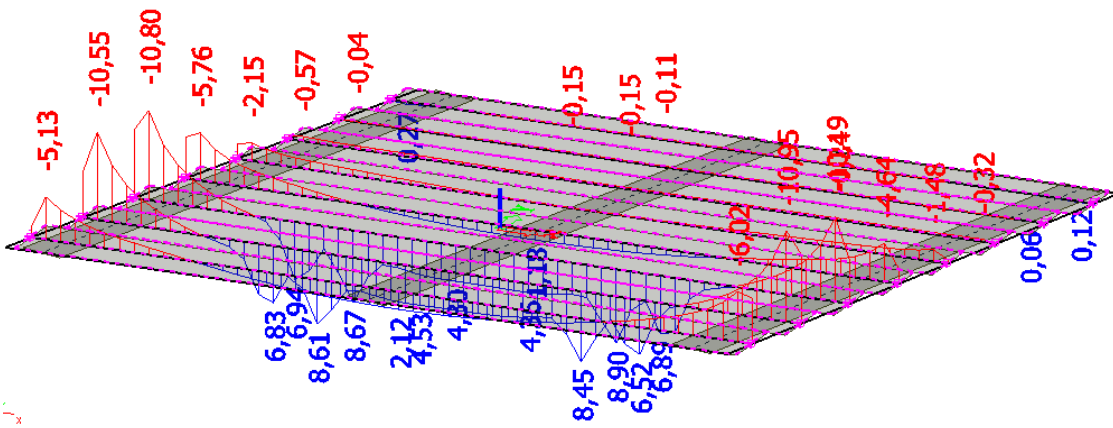
Obrázek 20: Deskostěnový model - průběh momentu od ostatního stálého na efektivní šířce desky



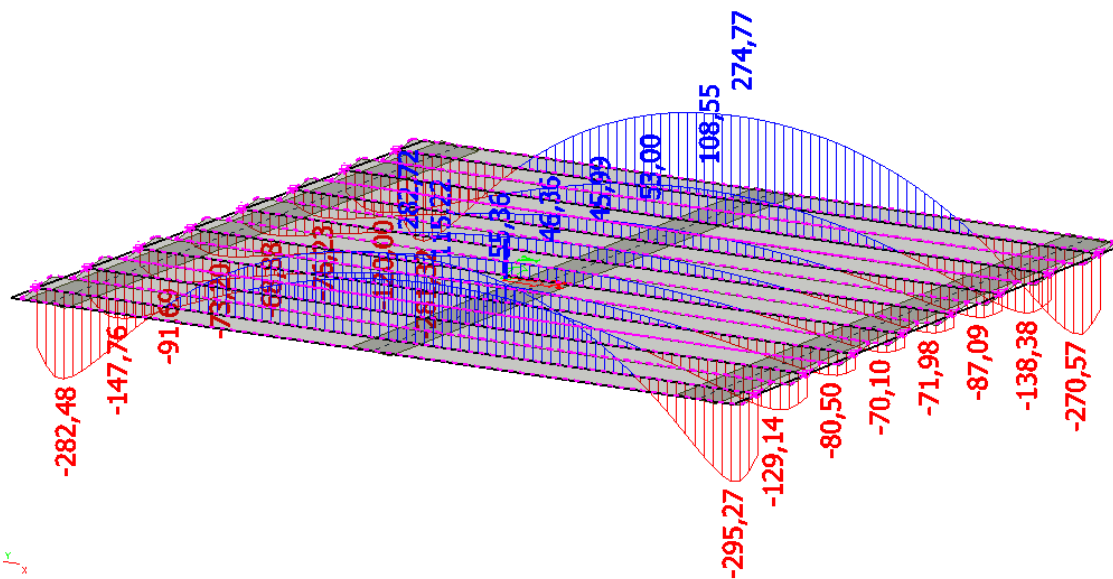
Obrázek 21: Deskostěnový model - průběh momentu od LM1 UDL - poloha 1 na efektivní šířce desky



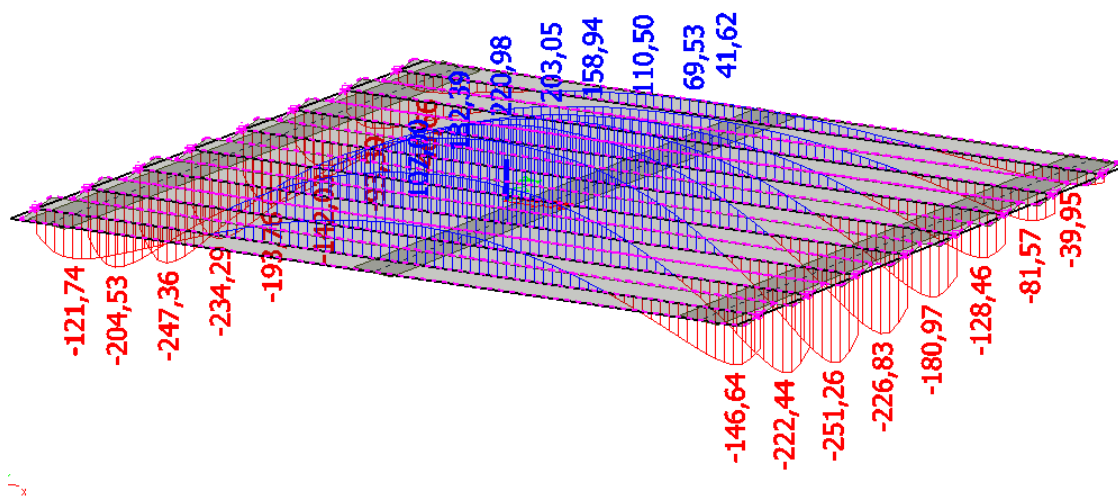
Obrázek 22: Deskostěnový model - průběh momentu od LM1 TS - poloha 1 na efektivní šířce desky



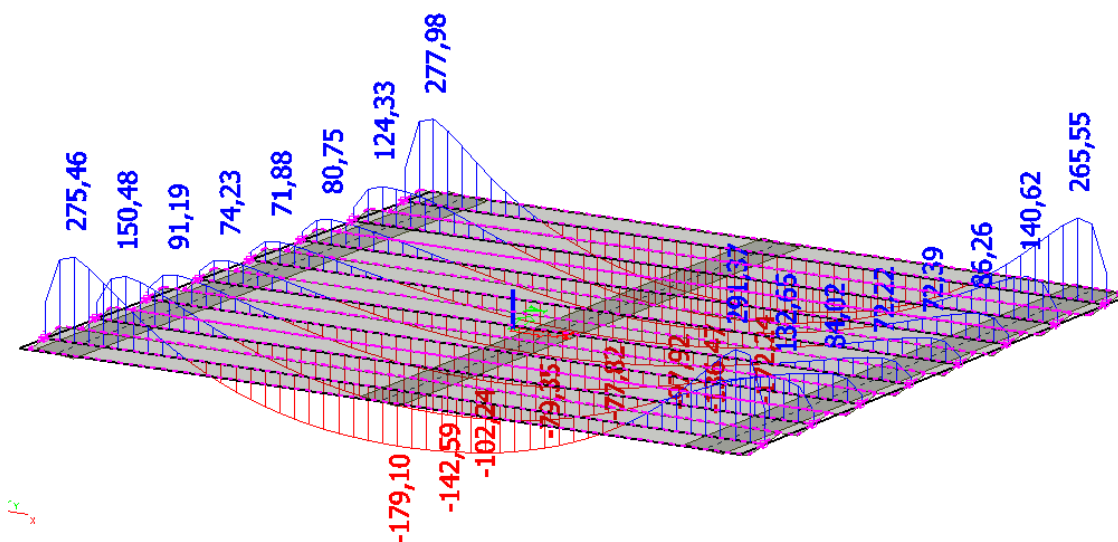
Obrázek 23: Deskostěnový model - průběh momentu od FLM3 - poloha 1 na efektivní šířce desky



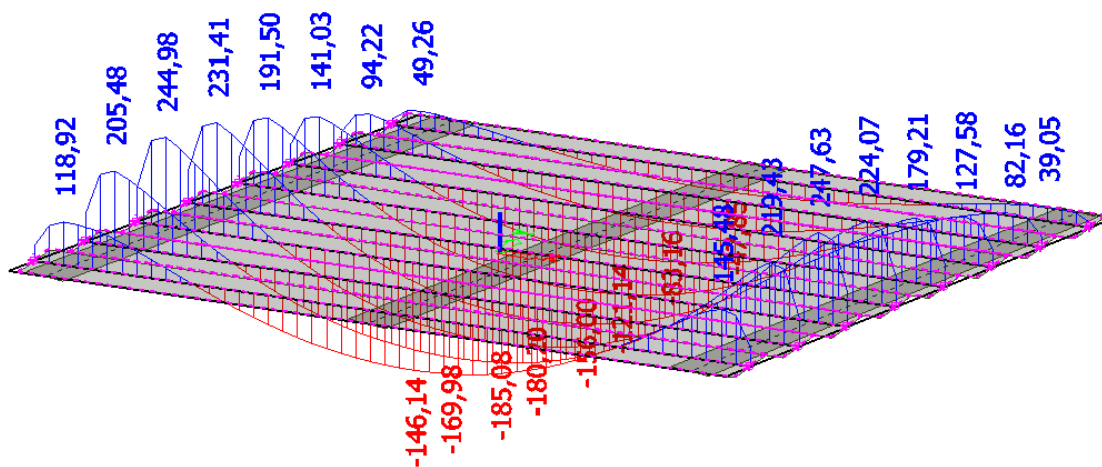
Obrázek 24: Deskostěnový model - průběh normálové síly od ostatního stálého na žebro desky



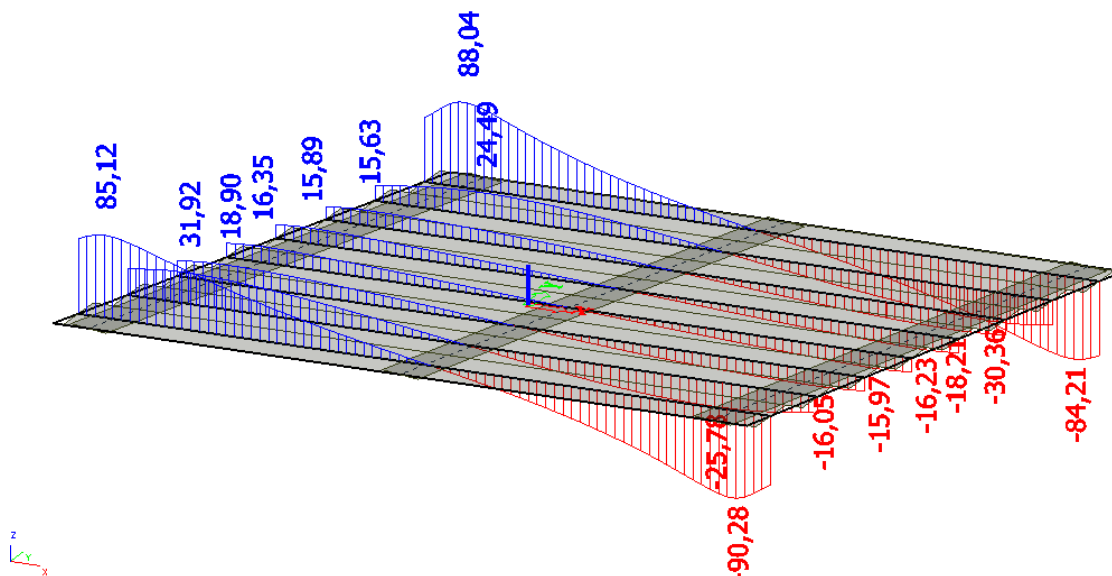
Obrázek 25: Deskostěnový model - průběh normálové síly od LM1 UDL – poloha - 1 na žebro desky



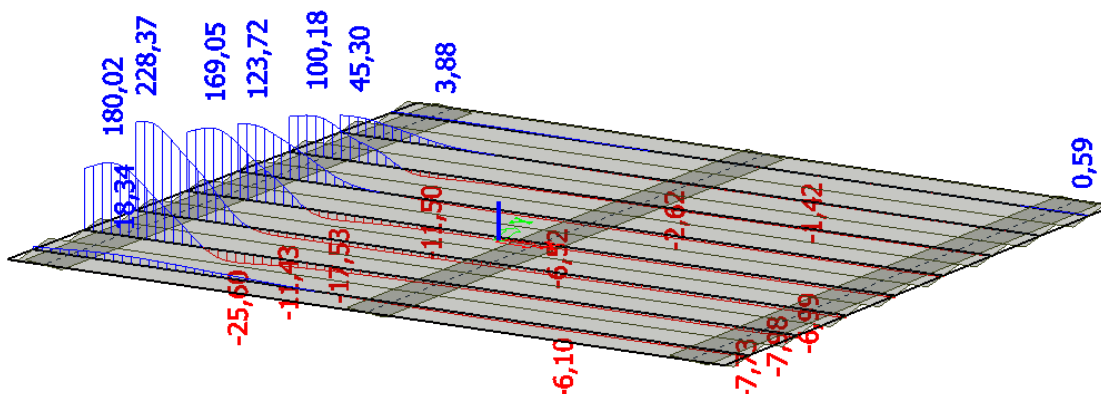
Obrázek 26: Deskostěnový model - průběh normálové síly od ostatního stálého na efektivní šířce desky



Obrázek 27: Deskostěnový model - průběh normálové síly od LM1 UDL - poloha 1 na efektivní šířce desky



Obrázek 28: Deskostěnový model: průběh smykových sil od ostatního stálého na žebro desky



Obrázek 29: Deskostěnový model: průběh smykových sil od LM1 TS - poloha 1 nad opěrou 1 na žebro desky

Na obrázcích od Obrázek 13 do Obrázek 29 jsou vykresleny typické průběhy vnitřních sil. Všechny potřebné průběhy vnitřních sil od všech poloh zatížení jsou potom shrnuty v Tabulka 22: Souhrn vnitřních sil.

3.4.3 Vyhodnocení příčného roznosu

Vyhodnocení příčného roznosu bylo provedeno pro ohybový moment uprostřed rozpětí a ohybový moment a smykové síly nad opěrou 1. Tabulka 1

3.4.3.1 Příčný roznos modelu prostého nosníku

3D model - prostý nosník									
Celkové momenty ve středu rozpětí [kNm]									
Zatížení	Nosník								celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	
Vlastní tíha	613,7	607,1	603,1	600,3	596,9	593,4	591,8	594,4	4800,7
Ost. Stálé	279,3	211,3	164,5	142,2	139,9	157,9	201,6	268,3	1565,1
Motnážní zatížení při bet. desky	53,9	62,6	70,8	75,1	75,0	70,3	61,8	52,5	521,9

Tabulka 11: Příčný roznos: celkové ohybové momenty uprostřed rozpětí (prostý nosník)

Roznos M									
Zatížení	Nosník								celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	
Vlastní tíha	0,128	0,126	0,126	0,125	0,124	0,124	0,123	0,124	1,000
Ost. Stálé	0,178	0,135	0,105	0,091	0,089	0,101	0,129	0,171	1,000
Motnážní zatížení při bet. desky	0,103	0,120	0,136	0,144	0,144	0,135	0,118	0,101	1,000

Tabulka 12: Součinitelé příčného roznosu pro ohybový moment uprostřed rozpětí (prostý nosník)

Posouvající síly v místě podpory OP1 [kN]									
Zatížení	Nosník								celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	
Vlastní tíha	122,1	125,8	126,7	126,8	126,8	126,7	128,4	146,4	1029,6
Ost. Stálé	82,6	42,0	30,0	24,9	23,3	24,2	29,5	91,2	347,7
Motnážní zatížení při bet. desky	8,1	12,6	15,7	18,0	18,3	17,6	15,0	9,8	115,1

Tabulka 13: Příčný roznos: smykové síly nad opěrou 1 (prostý nosník)

Roznos V u OP1									
Zatížení	Nosník								celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	
Vlastní tíha	0,119	0,122	0,123	0,123	0,123	0,123	0,125	0,142	1,000
Ost. Stálé	0,237	0,121	0,086	0,072	0,067	0,070	0,085	0,262	1,000
Motnážní zatížení při bet. desky	0,070	0,109	0,136	0,156	0,159	0,153	0,130	0,085	1,000

Tabulka 14: : Součinitelé příčného roznosu pro ohybový moment uprostřed rozpětí (prostý nosník)

3.4.3.2 Příčný roznos modelu rámu

Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.

Deskostěnový model - rám									
Celkové momenty ve středu rozpětí [kNm]									
Zatížení	Nosník								celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	
Vlastní tíha	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0
Ost. Stálé	122,4	77,5	47,6	37,8	36,9	45,2	73,3	128,1	568,8
Motnážní zatížení při bet. desky	-	-	-	-	-	-	-	-	0,0
Chodníky	53,4	31,5	14,0	5,7	5,3	12,8	30,7	51,6	204,9
LM1-UDL-poloha 1	77,2	106,1	122,0	115,6	95,4	70,4	46,3	26,7	659,8
LM1-UDL-poloha 2	69,6	100,9	121,4	118,3	99,3	73,7	48,3	27,6	659,0
LM1-TS-poloha 1-M	172,5	342,0	393,0	356,9	276,7	205,7	116,3	47,6	1910,7
LM1-TS-poloha 2-M	140,0	285,6	415,0	344,8	308,1	211,8	138,4	60,8	1904,6
FLM1-UDL-poloha 1	23,2	31,8	36,6	34,2	28,6	21,1	13,9	8,0	197,4
FLM1-UDL-poloha 2	20,8	30,2	36,4	35,4	29,8	22,2	14,5	8,3	197,6
FLM1-TS-poloha 1-M	138,2	276,5	316,7	287,9	222,5	165,7	93,5	38,1	1539,0
FLM1-TS-poloha 2-M	111,5	230,8	333,9	277,8	248,0	170,5	112,9	48,8	1534,1
FLM3-poloha 1	82,9	87,5	80,4	63,4	29,3	9,8	1,3	-1,4	353,2
FLM3-poloha 2	9,8	30,6	63,9	72,8	77,1	57,3	25,4	6,9	343,8
FLM3-poloha 3	-1,1	2,2	11,8	33,5	67,7	72,8	86,2	68,6	341,6

Tabulka 15: Příčný roznos: celkové ohybové momenty uprostřed rozpětí (rám)

Roznos M									
Zatížení	Nosník								celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	
Vlastní tíha	-	-	-	-	-	-	-	-	0,000
Ost. Stálé	0,215	0,136	0,084	0,066	0,065	0,079	0,129	0,225	1,000
Motnážní zatížení při bet. desky	-	-	-	-	-	-	-	-	0,000
Chodníky	0,261	0,154	0,068	0,028	0,026	0,062	0,150	0,252	1,000
LM1-UDL-poloha 1	0,117	0,161	0,185	0,175	0,145	0,107	0,070	0,040	1,000
LM1-UDL-poloha 2	0,106	0,153	0,184	0,180	0,151	0,112	0,073	0,042	1,000
LM1-TS-poloha 1-M	0,090	0,179	0,206	0,187	0,145	0,108	0,061	0,025	1,000
LM1-TS-poloha 2-M	0,074	0,150	0,218	0,181	0,162	0,111	0,073	0,032	1,000
FLM1-UDL-poloha 1	0,117	0,161	0,185	0,173	0,145	0,107	0,071	0,040	1,000
FLM1-UDL-poloha 2	0,105	0,153	0,184	0,179	0,151	0,112	0,073	0,042	1,000
FLM1-TS-poloha 1-M	0,090	0,180	0,206	0,187	0,145	0,108	0,061	0,025	1,000
FLM1-TS-poloha 2-M	0,073	0,150	0,218	0,181	0,162	0,111	0,074	0,032	1,000
FLM3-poloha 1	0,235	0,248	0,228	0,179	0,083	0,028	0,004	-0,004	1,000
FLM3-poloha 2	0,029	0,089	0,186	0,212	0,224	0,167	0,074	0,020	1,000
FLM3-poloha 3	-0,003	0,006	0,035	0,098	0,198	0,213	0,252	0,201	1,000

Tabulka 16: Součinitelé příčného roznosu ohybového momentu uprostřed rozpětí (rám)

Deskostěnový model - rám									
Celkové momenty nad OP1 [kNm]									
Zatížení	Nosník								celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	
Vlastní tíha	239,4	245,9	245,3	244,6	242,9	240,7	240,2	247,8	1946,8
Ost. Stálé	159,0	84,2	50,6	39,8	38,0	43,0	70,2	159,3	643,9
Motnážní zatížení při bet. desky	13,3	22,4	28,5	34,6	34,7	32,1	25,2	15,3	206,0
Chodníky	62,9	35,9	14,5	4,9	3,6	10,3	29,7	62,5	224,3
LM1-UDL-poloha 1	70,6	115,0	137,2	130,1	107,4	79,0	51,9	26,6	717,9
LM1-UDL-poloha 2	62,1	108,3	136,2	133,3	112,0	83,0	54,1	27,5	716,5
LM1-TS-poloha 1-M	143,1	260,4	321,5	304,4	251,4	181,2	113,1	48,5	1623,6
LM1-TS-poloha 2-M	120,0	232,6	313,7	309,1	264,1	195,0	128,1	61,6	1624,3
FLM3-poloha 1	77,1	136,2	138,4	73,4	29,9	9,4	1,1	-1,1	464,4
FLM3-poloha 2	5,2	25,4	67,1	131,7	125,3	64,9	25,7	5,8	451,1
FLM3-poloha 3	-0,4	0,5	7,8	27,9	73,0	140,1	124,5	69,8	443,2

Tabulka 17: Příčný roznos: Celkové ohybové moment na opěrou 1 (rám):

Roznos M									
Zatížení	Nosník								celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	
Vlastní tíha	0,123	0,126	0,126	0,126	0,125	0,124	0,123	0,127	1,000
Ost. Stálé	0,247	0,131	0,079	0,062	0,059	0,067	0,109	0,247	1,000
Motnážní zatížení při bet. desky	0,065	0,109	0,138	0,168	0,169	0,156	0,122	0,074	1,000
Chodníky	0,281	0,160	0,065	0,022	0,016	0,046	0,132	0,279	1,000
LM1-UDL-poloha 1	0,098	0,160	0,191	0,181	0,150	0,110	0,072	0,037	1,000
LM1-UDL-poloha 2	0,087	0,151	0,190	0,186	0,156	0,116	0,076	0,038	1,000
LM1-TS-poloha 1-M	0,088	0,160	0,198	0,187	0,155	0,112	0,070	0,030	1,000
LM1-TS-poloha 2-M	0,074	0,143	0,193	0,190	0,163	0,120	0,079	0,038	1,000
FLM1-UDL-poloha 1	0,098	0,160	0,191	0,181	0,150	0,110	0,072	0,037	1,000
FLM1-UDL-poloha 2	0,087	0,151	0,190	0,186	0,156	0,116	0,076	0,038	1,000
FLM1-TS-poloha 1-M	0,088	0,160	0,198	0,187	0,155	0,112	0,070	0,030	1,000
FLM1-TS-poloha 2-M	0,074	0,143	0,193	0,190	0,163	0,120	0,079	0,038	1,000
FLM3-poloha 1	0,218	0,386	0,392	0,208	0,085	0,027	0,003	-0,003	1,315
FLM3-poloha 2	0,015	0,074	0,195	0,383	0,364	0,189	0,075	0,017	1,312
FLM3-poloha 3	-0,001	0,001	0,023	0,082	0,214	0,410	0,364	0,204	1,297

Tabulka 18. Součinitelé příčného roznosu ohybového momentu nad opěrou 1 (rám)

Posouvající síly v místě podpory OP1 [kN]									
Zatížení	Nosník								celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	
Vlastní tíha	125,3	134,3	134,3	134,1	133,7	132,8	132,2	146,2	1073,0
Ost. Stálé	113,8	32,5	20,4	19,0	18,7	17,3	17,7	112,3	351,6
Motnážní zatížení při bet. desky	3,6	13,5	18,4	20,0	20,4	19,5	16,0	6,2	117,5
Chodníky	43,2	18,4	4,6	0,0	0,0	1,1	11,1	44,9	123,3
LM1-UDL-poloha 1	21,2	68,3	86,8	78,2	63,4	44,3	30,0	9,5	401,7
LM1-UDL-poloha 2	16,3	62,7	86,7	80,9	66,6	47,1	31,0	9,6	401,0
LM1-TS-poloha 1-OP1	8,9	246,4	237,4	220,7	124,5	116,4	45,3	2,0	1001,5
LM1-TS-poloha 2-OP1	4,7	146,7	268,4	160,6	175,4	156,0	74,7	3,6	990,1

Tabulka 19: Příčný roznos: Celkové smykové síly nad opěrou 1 (rám)

Roznos V u OP1									
Zatížení	Nosník								celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	
Vlastní tíha	0,117	0,125	0,125	0,125	0,125	0,124	0,123	0,136	1,000
Ost. Stálé	0,324	0,092	0,058	0,054	0,053	0,049	0,050	0,319	1,000
Motnážní zatížení při bet. desky	0,030	0,115	0,157	0,170	0,173	0,166	0,136	0,053	1,000
Chodníky	0,350	0,149	0,038	0,000	0,000	0,009	0,090	0,364	1,000
LM1-UDL-poloha 1	0,053	0,170	0,216	0,195	0,158	0,110	0,075	0,024	1,000
LM1-UDL-poloha 2	0,041	0,156	0,216	0,202	0,166	0,117	0,077	0,024	1,000
LM1-TS-poloha 1-OP1	0,009	0,246	0,237	0,220	0,124	0,116	0,045	0,002	1,000
LM1-TS-poloha 2-OP1	0,005	0,148	0,271	0,162	0,177	0,158	0,075	0,004	1,000

Tabulka 20: Součinitelé příčného roznosu smykových sil nad opěrou 1 (rám)

3.4.4 Návrhový nosník

Pro návrhový nosník jsou konzervativně vybrány nejnepříznivější hodnoty součinitelů příčného roznosu, pouze pro vlastní tíhu nosníku je uvažována skutečná tíha posuzovaného nosníku a tedy hodnota součinitele je rovna 1/8.

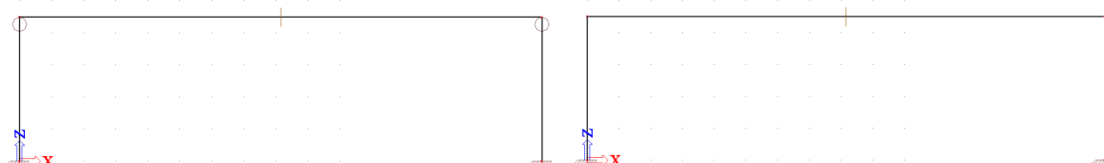
Návrhový nosník			
Zatížení	r_m	$r_{m;OP}$	r_v
Vlastní tíha nosníků	0,125	0,000	0,125
Vlastní tíha desky	0,128	0,000	0,142
Ost. Stálé	0,225	0,247	0,262
Motnáž. at. při bet. desky	0,144	0,000	0,159
Chodníky	0,261	0,281	0,371
LM1-UDL-max	0,185	0,191	0,223
LM1-TS-max	0,218	0,198	0,335
FLM1-UDL-max	0,185	0,191	-
FLM1-TS-max	0,218	0,198	-
FLM3 max	0,252	0,410	-

Tabulka 21: Návrhový nosník

3.5 Prutový model konstrukce

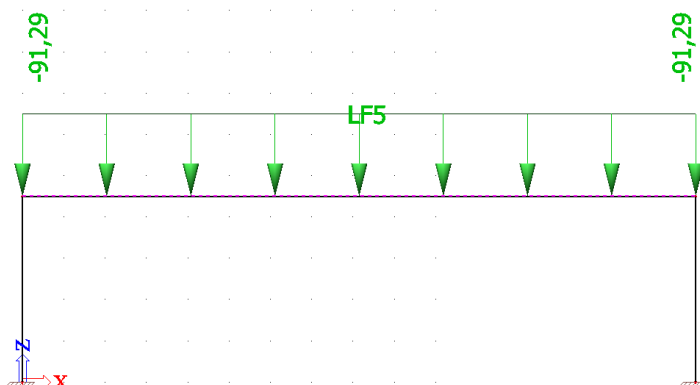
Vnitřní síly jsou stanoveny též na prutovém modelu konstrukce. Prutový model je též vytvořen v programu SCIA Engineer a jsou na něj aplikována pohyblivá zatížení. Poté jsou vyhodnoceny obálky vnitřních sil a je konzervativně vybrána méně z příznivých hodnot účinků zatížení aplikovaných na deskostěnový model a prutový model.

Opět byl zahrnut vliv postupu výstavby mostu vytvořením dvou modelů, viz Obrázek 30.

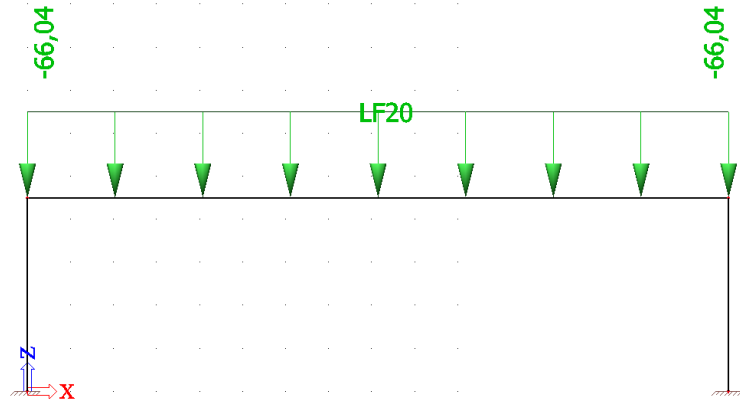


Obrázek 30: Statické schéma prutového modelu v průběhu výstavby

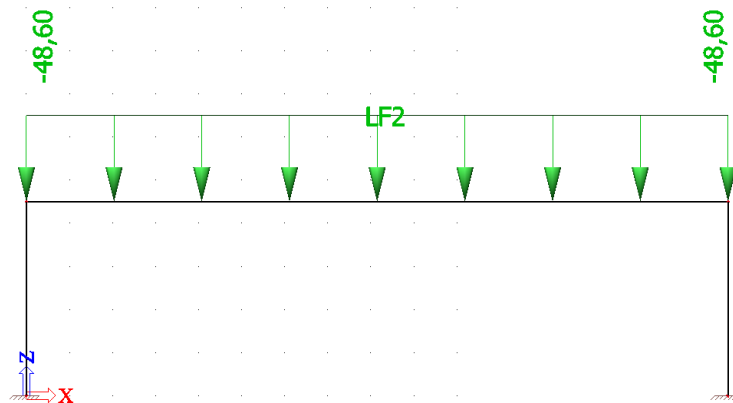
3.5.1 Zatížení prutového modelu



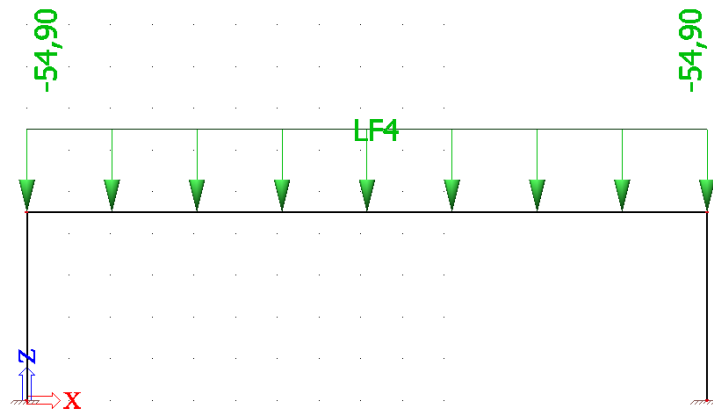
Obrázek 31: Zatížení prutového modelu - vlastní tíha nosníku



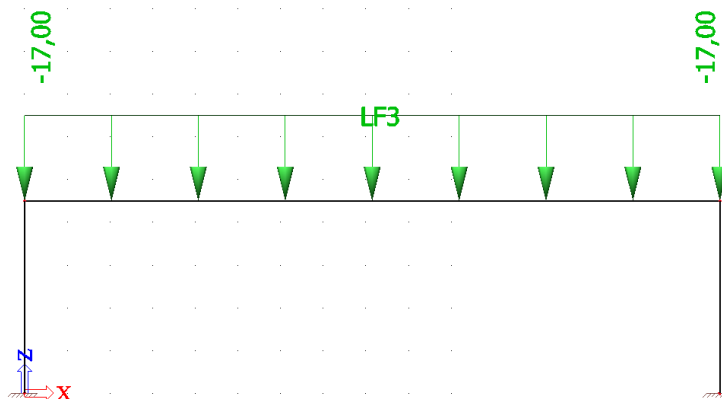
Obrázek 32: : Zatížení prutového modelu - vlastní tíha desky



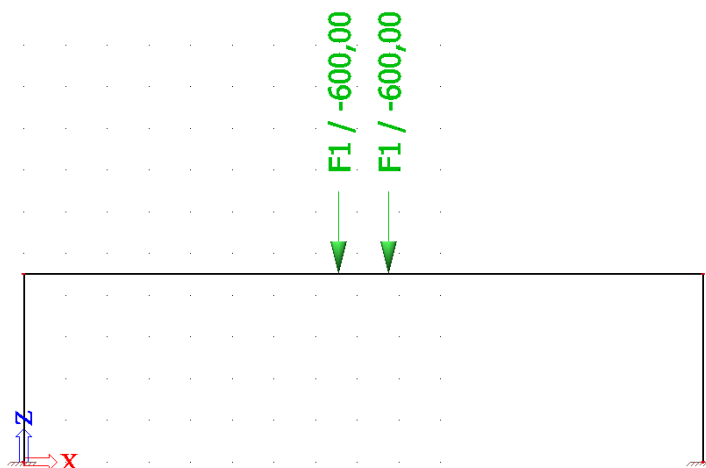
Obrázek 33:Zatížení prutového modelu - Ostatní stálé zatížení



Obrázek 34: Zatížení prutového modelu: LM1 - UDL

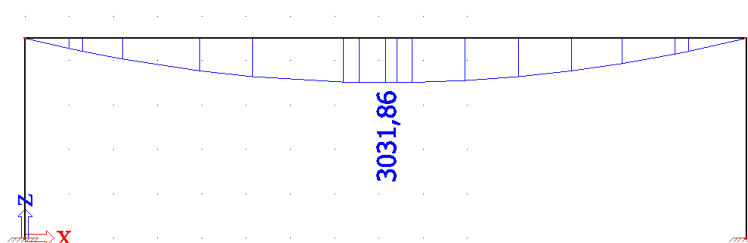


Obrázek 35: Zatížení prutového modelu – Chodníky

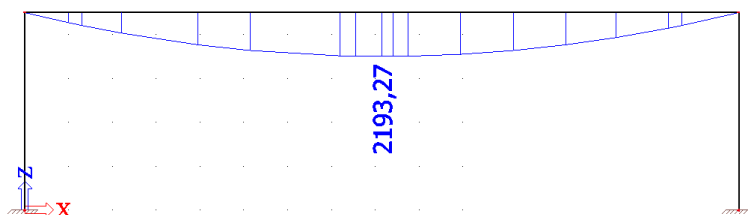


Obrázek 36: Zatížení prutového modelu: Příklad zatížení modelu LM1 dvounápravou

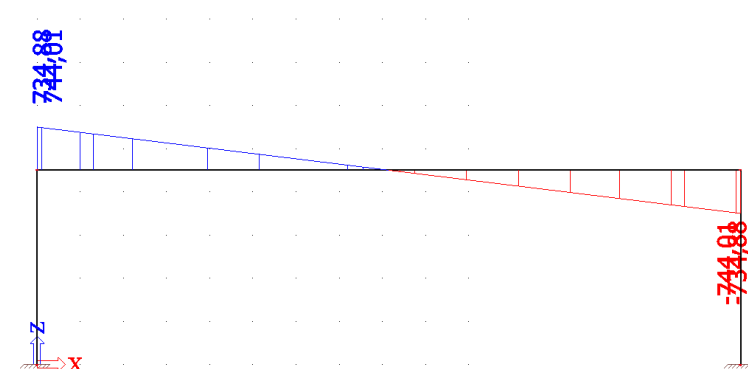
3.5.2 Vnitřní síly stanovené na prutovém modelu od stálého zatížení



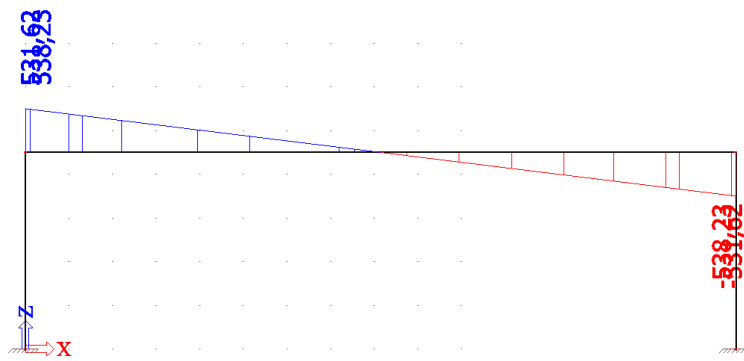
Obrázek 37: Prutový model - ohybový moment od vlastní tíhy nosníků (klouby)



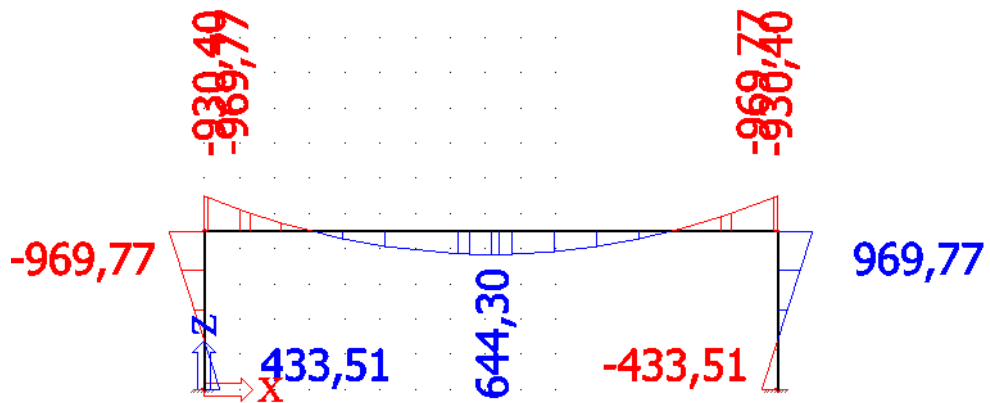
Obrázek 38: Prutový model - ohybový moment od vlastní tíhy desky (klouby)



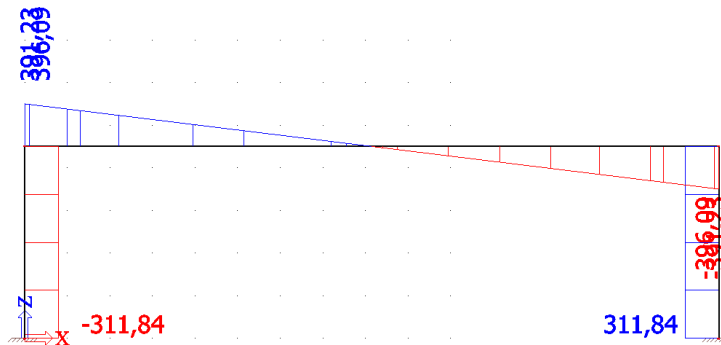
Obrázek 39: Prutový model - smyková síla od vlastní tíhy nosníků (klouby)



Obrázek 40: Prutový model – smyková síla od vlastní tíhy desky (klouby)

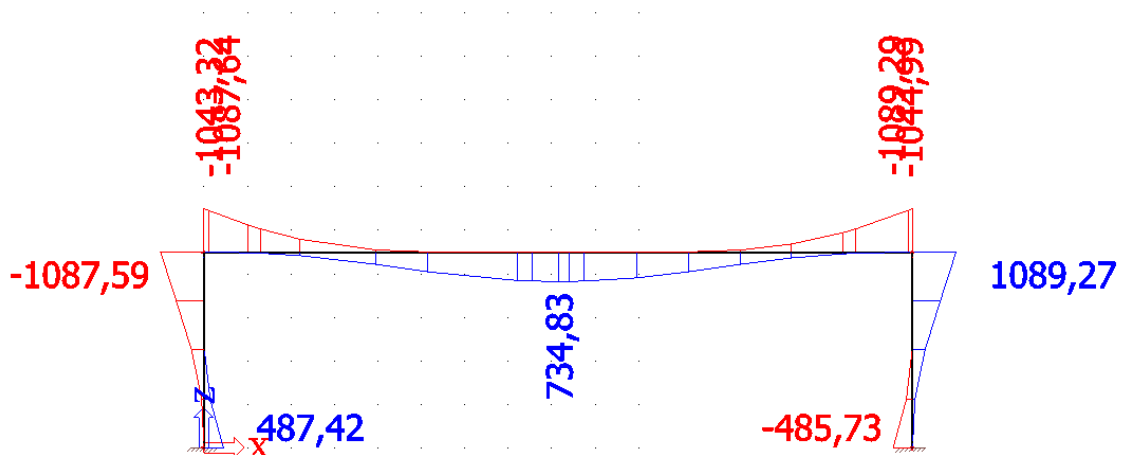


Obrázek 41: Prutový model – ohybový moment od ostatního stálého (rám)

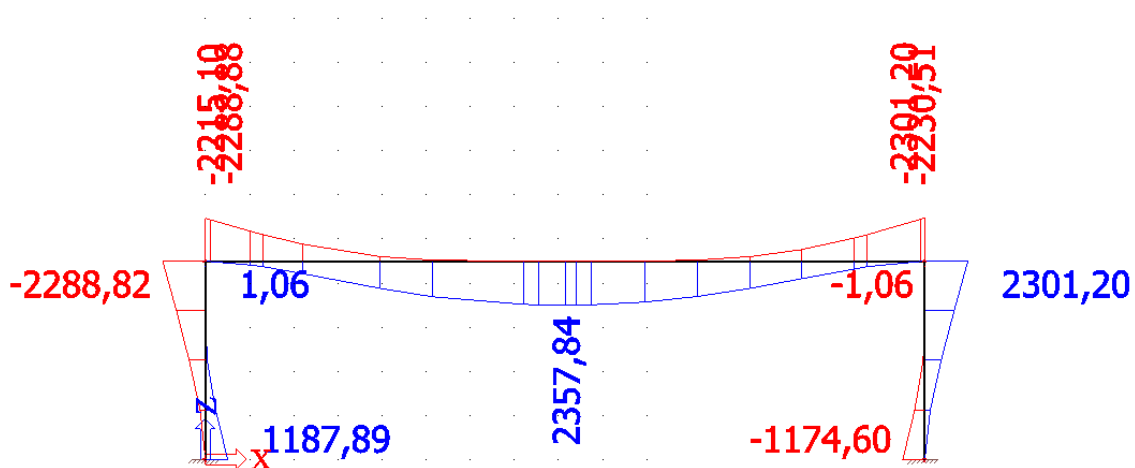


Obrázek 42: Prutový model – smyková síla ostatního stálého (rám)

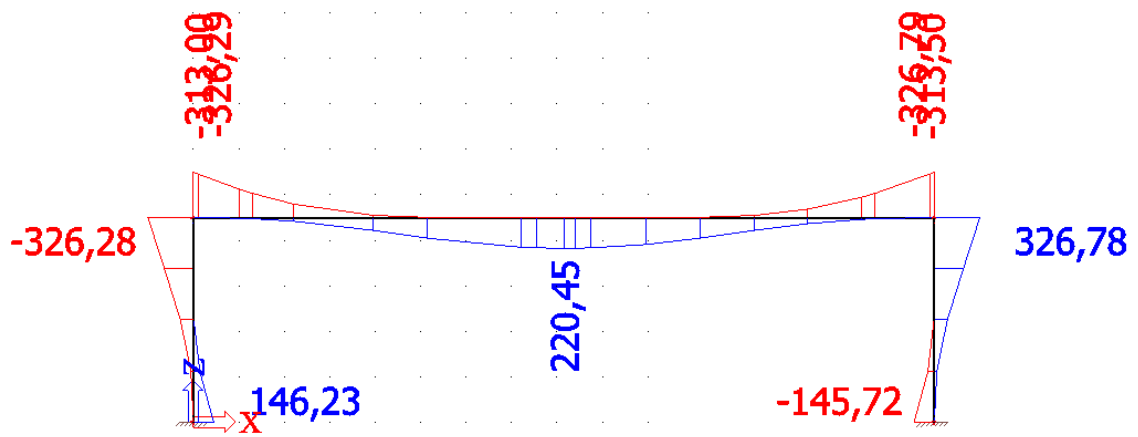
3.5.3 Obálky vnitřních sil stanovených na prutovém modelu od dopravy



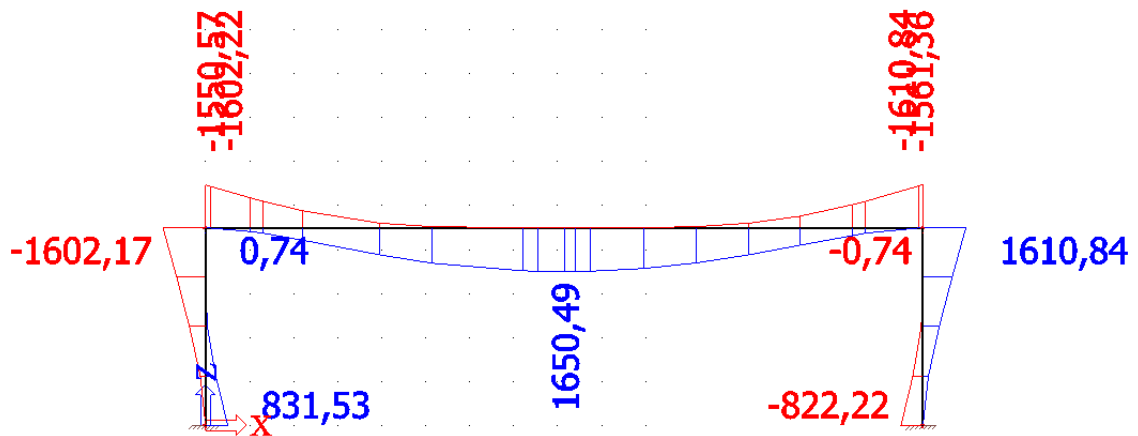
Obrázek 43: Obálka ohybového momentu od LM1 UDL



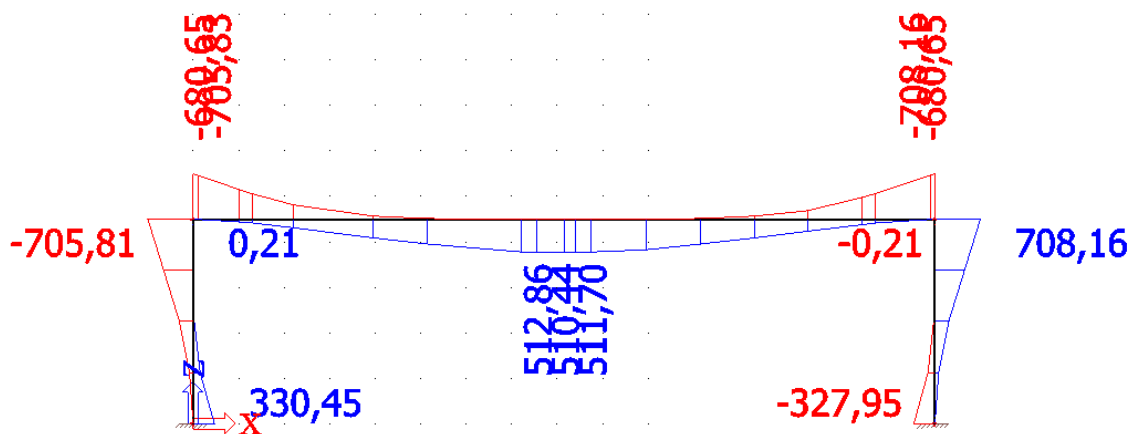
Obrázek 44: Obálka ohybového momentu od LM1 TS



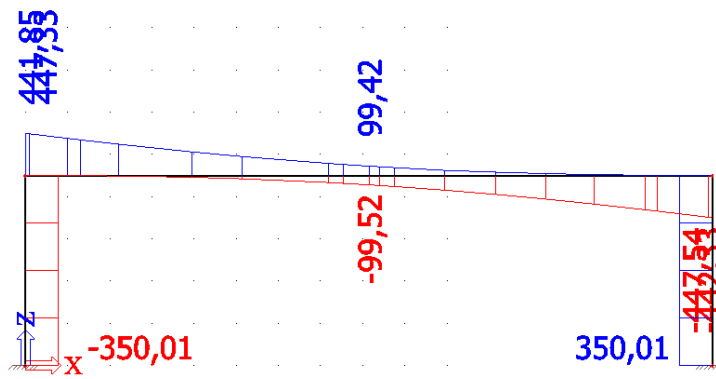
Obrázek 45: : Obálka ohybového momentu od FLM1 UDL



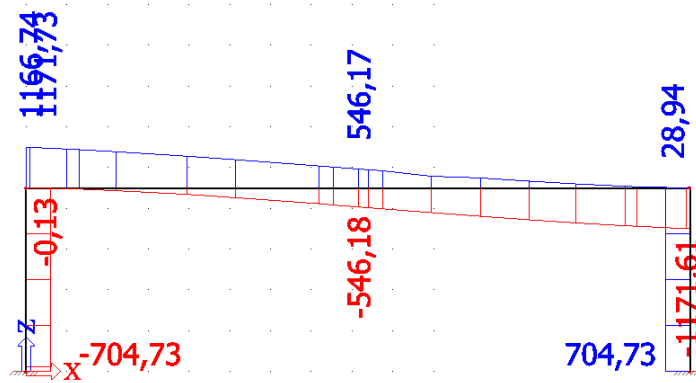
Obrázek 46: Obálka ohybového momentu od FLM1 TS



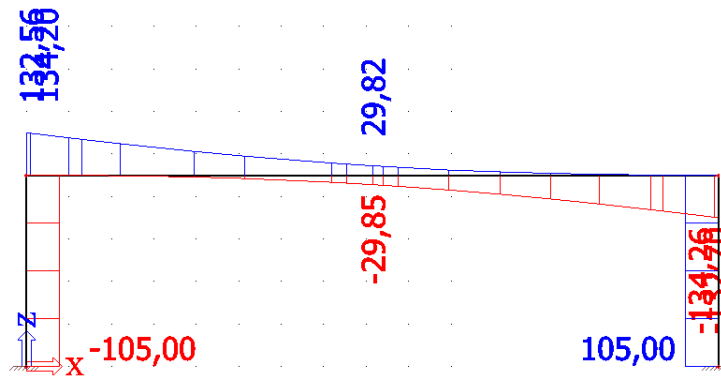
Obrázek 47: Obálka ohybového momentu od FLM3



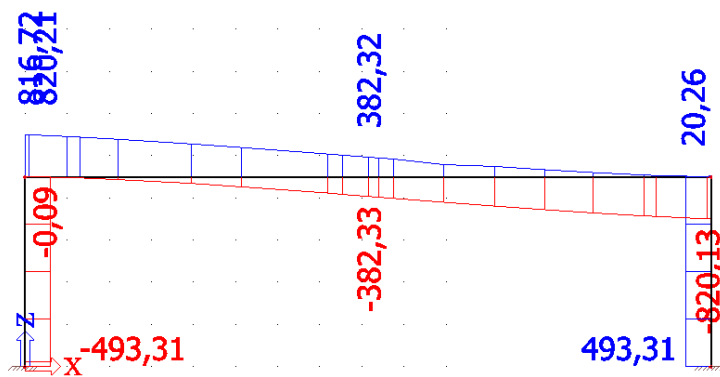
Obrázek 48: Obálka smykové síly od LM1 UDL



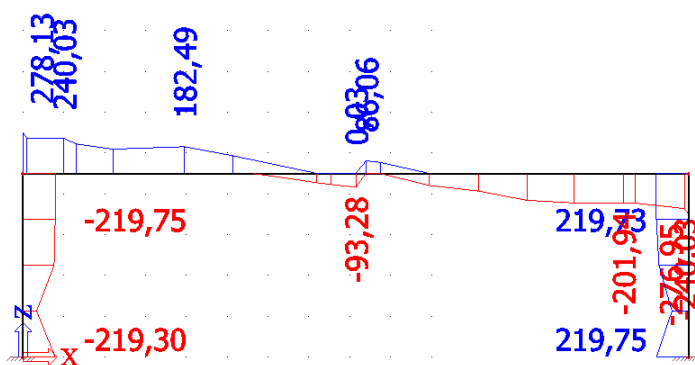
Obrázek 49: Obálka smykové síly od LM1 TS



Obrázek 50: Obálka smykové síly od FLM1 UDL



Obrázek 51: Obálka smykové síly od FLM1 TS



Obrázek 52: Obálka smykové síly od FLM3

3.6 Souhrn vnitřních sil

Deskostěnový model před spřažením - prostý nosník									
Přehled vnitřních sil od svislého zatížení									
	Celý most			Součinitelé roznosu			Návrhový nosník		
	M_{celk}	MOP	V_{celk}	r_m	r_{OP}	r_v	M	MOP	V
Vlastní tíha	4800,70	0,00	1029,64	0,128	0,000	0,142	613,66	0,00	146,39
Ost. Stálé	1565,08	0,00	347,69	0,178	0,000	0,262	279,25	0,00	91,22
Motnáž. at. při bet. desky	521,90	0,00	115,10	0,144	0,000	0,159	75,09	0,00	18,30

Deskostěnový model po spřažení - rám											
Přehled vnitřních sil od svislého zatížení											
	Celý most				Součinitelé roznosu				Návrhový nosník		
	M_{celk}	MOP	V_{celk} OP1	V_{celk} OP2	r_m	r_m OP	r_v OP1	r_v OP2	M	MOP	V_{max}
Ost. Stálé	568,78	643,94	351,64	349,99	0,225	0,247	0,324	0,329	128,07	159,29	115,00
Chodníky	204,85	224,28	123,29	123,19	0,261	0,281	0,364	0,371	53,37	62,92	45,65
LM1-UDL-max	659,75	717,89	401,71	391,69	0,185	0,191	0,216	0,223	122,03	137,20	87,22
LM1-TS-max	1910,68	1624,26	1001,53	953,69	0,218	0,198	0,271	0,335	416,37	321,58	319,95

Prutový model									
Přehled vnitřních sil od svislého zatížení									
	Celý most			Součinitelé roznosu			Návrhový nosník		
	M_{celk}	MOP	V_{celk}	r_m	r_{OP}	r_v	M	MOP	V
Vlastní tíha nosníků	3031,86	0,00	734,88	0,125	0,000	0,125	378,98	0,00	91,86
Vlastní tíha desky	2193,27	0,00	531,62	0,128	0,000	0,142	280,36	0,00	75,58
Ost. Stálé	644,30	930,40	391,20	0,225	0,247	0,329	145,07	230,15	128,54
Motnáž. at. při bet. desky	539,02	0,00	132,30	0,144	0,000	0,159	77,56	0,00	21,03
Chodníky	225,37	339,22	138,60	0,261	0,281	0,371	58,71	95,17	51,36

Tabulka 22: Souhrn vnitřních sil

Pozn.: zeleně jsou v tabulce vyznačeny zatížení působící na nespřažený průřez

Prutový model				
Pohyblivé zatížení	M	M_{OP}	V_{podp}	V_{stred}
LM1-UDL	734,83	1043,32	447,30	0,00
LM1-TS	2288,90	2357,84	1168,40	545,31
FLM1-UDL	220,45	313,00	134,20	0,00
FLM1-TS	1650,50	1610,84	821,22	381,70
FLM3	510,44	705,80	358,25	113,37

3.7 Kombinace vnitřních sil

Přehled vnitřních sil od svislého zatížení na návrhový nosník									
	Celý most			Součinitelé roznosu			Nosník č.6		
	M_{celk}	M_{OP}	V_{max}	r_m	$r_{m,OP}$	r_v	M	M_{OP}	V_{max}
Vlastní tíha nosníků	3069,21	0,00	748,59	0,125	0,000	0,125	383,65	0,00	93,57
Vlastní tíha desky	2220,26	0,00	541,53	0,128	0,000	0,142	283,81	0,00	76,99
Ost. Stálé	644,30	930,40	391,20	0,225	0,247	0,262	145,07	230,15	128,54
Motnáž. at. při bet. desky	539,02	0,00	132,30	0,144	0,000	0,159	77,56	0,00	21,03
Chodníky	225,37	339,22	138,60	0,261	0,281	0,371	58,71	95,17	51,36
LM1-UDL-max	734,83	1043,32	447,30	0,185	0,191	0,223	135,92	199,39	99,63
LM1-TS-max	2288,90	2357,84	1168,40	0,218	0,198	0,335	498,79	466,82	391,98
FLM1-UDL-max	220,45	313,00	134,20	0,185	0,191	-	40,86	59,82	-
FLM1-TS-max	1650,50	1610,84	821,22	0,218	0,198	-	359,28	318,92	-
FLM3 max	510,44	705,80	358,25	0,252	0,410	-	128,76	289,38	-

Kombinace ohybového momentu ve středu rozpětí od svislého zatížení								
Kombinace		1. předpětí	Před dopnutím	Po dopnutí	Betonáž desky	Ost. Stálé	Uvedení do provozu	Konec životnosti
MSÚ	dny	3	30	30	42	56	80	36500
6.10	[kNm]	517,93	517,93	517,93	1017,41	1096,92	2001,33	2001,33
6.10a	[kNm]	517,93	517,93	517,93	901,07	1096,92	1694,36	1694,36
6.10b	[kNm]	440,24	440,24	440,24	882,25	932,39	1836,79	1836,79
MSP								
Charakteristická	[kNm]	383,65	383,65	383,65	745,02	812,54	1482,46	1482,46
Častá	[kNm]	383,65	383,65	383,65	667,46	812,54	1255,08	1255,08
Kvazistálá	[kNm]	383,65	383,65	383,65	667,46	812,54	812,54	812,54

Kombinace ohybového momentu nad opěrou od svislého zatížení								
Kombinace		1. předpětí	Před dopnutím	Po dopnutí	Betonáž desky	Ost. Stálé	Uvedení do provozu	Konec životnosti
MSÚ	dny	3	30	30	42	56	80	36500
6.10	[kNm]	0,00	0,00	0,00	0,00	310,70	1287,17	1287,17
6.10a	[kNm]	0,00	0,00	0,00	0,00	310,70	921,86	921,86
6.10b	[kNm]	0,00	0,00	0,00	0,00	264,09	1240,57	1240,57
MSP								
Charakteristická	[kNm]	0,00	0,00	0,00	0,00	230,15	953,46	953,46
Častá	[kNm]	0,00	0,00	0,00	0,00	230,15	682,86	682,86
Kvazistálá	[kNm]	0,00	0,00	0,00	0,00	230,15	230,15	230,15

Kombinace smykové síly nad opěrou								
Kombinace		1. předpětí	Před dopnutím	Po dopnutí	Betonáž desky	Ost. Stálé	Uvedení do provozu	Konec životnosti
MSÚ	dny	3	30	30	42	56	80	36500
6.10	[kNm]	126,32	126,32	126,32	261,82	403,79	1109,07	1109,07
6.10a	[kNm]	126,32	126,32	126,32	230,26	403,79	871,11	871,11
6.10b	[kNm]	107,38	107,38	107,38	227,28	343,22	1048,50	1048,50
MSP								
Charakteristická	[kNm]	93,57	93,57	93,57	191,60	299,11	821,53	821,53
Častá	[kNm]	93,57	93,57	93,57	170,57	299,11	645,27	645,27
Kvazistálá	[kNm]	93,57	93,57	93,57	170,57	299,11	299,11	299,11

Tabulka 23: Kombinace vnitřních sil

3.8 Předběžný návrh předpětí

Maximální hodnoty napětí ve výztuži

- $\sigma_{p,max} = \min(k_1 \cdot f_{pk} ; k_2 \cdot f_{p0,1k}) = \min(0,8 \cdot 1860 ; 0,9 \cdot 1637) = 1473 \text{ MPa}$
- $\sigma_{p,m0} = \min(k_7 \cdot f_{pk} ; k_8 \cdot f_{p0,1k}) = \min(0,75 \cdot 1860 ; 0,85 \cdot 1637) = 1391 \text{ MPa}$

Časový průběh	t [dny]	ztráty předpětí [%]
1. předpětí	3	7
Před dopnutím	30	10
Po dopnutí	30	10
Betonáž desky	42	10
Ostatní stálé	56	15
Uvedení do provozu	80	20
Konec životnosti	36500	30

Tabulka 24: Postup výstavby a odhad ztrát předpětí

Předběžný návrh předpětí								
Veličina	Fáze	1. předpětí	Před dopnutím	Po dopnutí	Betonáž desky	Ostatní stálé	Uvedení do provozu	Konec životnosti
	dny	3	30	30	42	56	80	36500
$M_{char,max}$	[kNm]	383,651	383,651	383,651	745,019	812,536	1482,464	1482,464
δM	[kNm]	383,651	0,000	0,000	361,368	67,517	669,928	0,000
ztráty před.	[%]	7,000	10,000	10,000	10,000	15,000	20,000	30,000
e_p	[m]	0,205	0,205	0,205	0,205	0,345	0,345	0,345
F_p	[kN]	2325,000	2250,000	3690,000	3690,000	3485,000	3280,000	2870,000
ΔF_p (kN)	[kN]	2325,000	-75,000	1440,000	0,000	-205,000	-205,000	-410,000
M_p (kNm)	[kNm]	476,160	460,800	755,712	755,712	684,967	614,221	472,730
ΔM_p (kNm)	[kNm]	476,160	-15,360	294,912	0,000	-70,746	-70,746	-141,491
A	[m ²]	0,463	0,463	0,463	0,463	0,780	0,780	0,780
I_y	[m ⁴]	0,016	0,016	0,016	0,016	0,039	0,039	0,039
Z_d	[m]	0,355	0,355	0,355	0,355	0,495	0,495	0,495
$Z_{h,celk}$	[m]	0,245	0,245	0,245	0,245	0,305	0,305	0,305
$Z_{h,nos}$	[m]	-	-	-	-	-0,005	-0,005	-0,005
$\sigma_{deska,h,střed}$	[Mpa]	-	-	-	-	-0,813	-6,311	-6,886
$\sigma_{deska,d,střed}$	[Mpa]	-	-	-	-	-0,107	-1,826	-1,679
$\sigma_{n,h,střed}$		-3,587	-3,663	-2,197	-7,806	-7,560	-7,390	-6,882
$\sigma_{celk,d,střed}$	[Mpa]	-7,100	-6,593	-16,326	-8,212	-6,202	3,415	5,728
$\sigma_{výztuž}$	[Mpa]	-6,222	-5,861	-12,794	-8,110	-6,630	0,153	1,925
$\sigma_{d,opěra}$	[Mpa]	-5,604	-5,423	-8,894	-8,894	-8,400	-7,906	-6,917
σ_{max}		2,991	5,028	5,028	5,155	5,250	5,352	5,880
σ_{min}		-30,377	-54,501	-54,501	-56,760	-58,467	-60,321	-70,180
		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

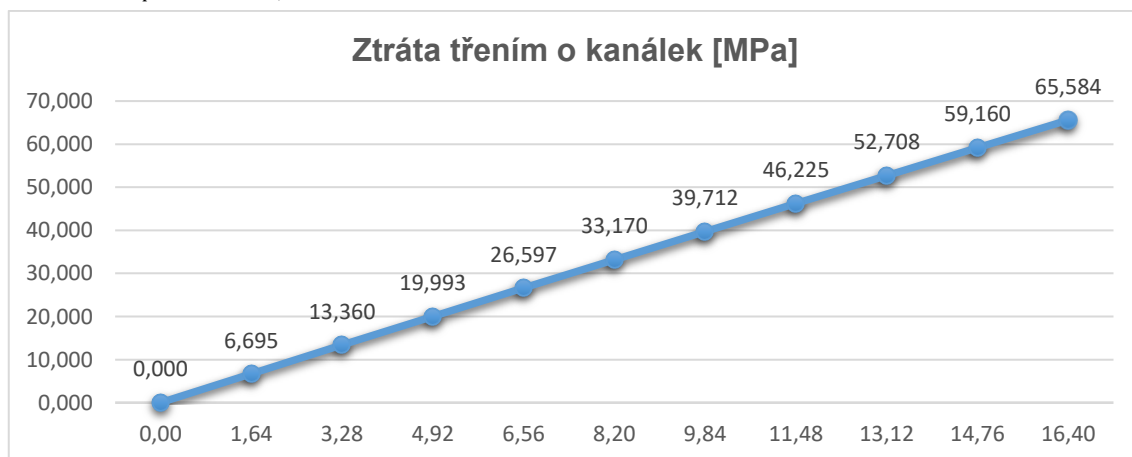
Tabulka 25: Předběžný návrh předpětí

3.9 Ztráty předpětí

3.9.1 Krátkodobé ztráty předpětí

3.9.1.1 Ztráty předpětí třením

- $\Delta\sigma_{p,1} = -\sigma_{p,in} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot x)})$
- $\mu = 0,19$ (ocelový kanálek)
- $k = 0,01$
- $F_p = 4160,0$ kN
- $\sigma_{p,in} = 1456,14$ MPa

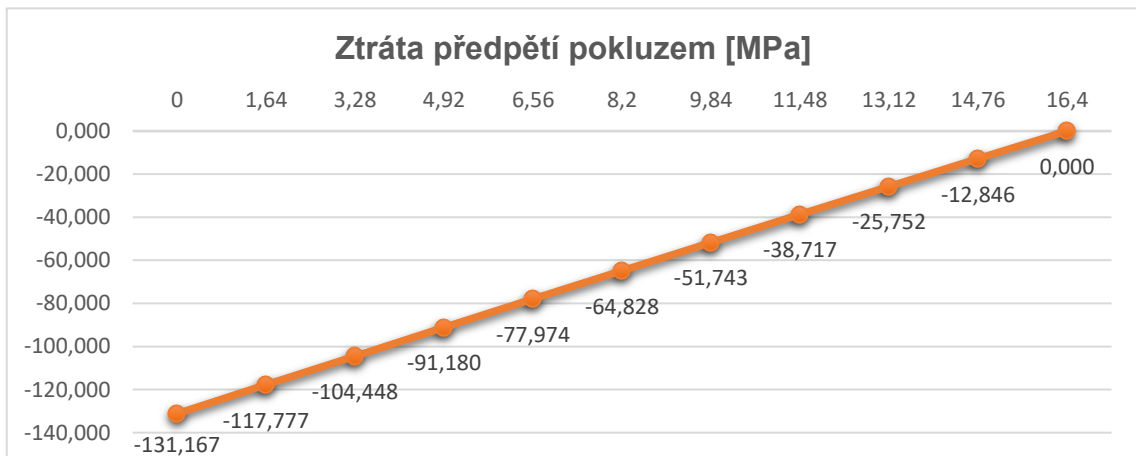


Grafy 2: Ztráta třením o kanálek

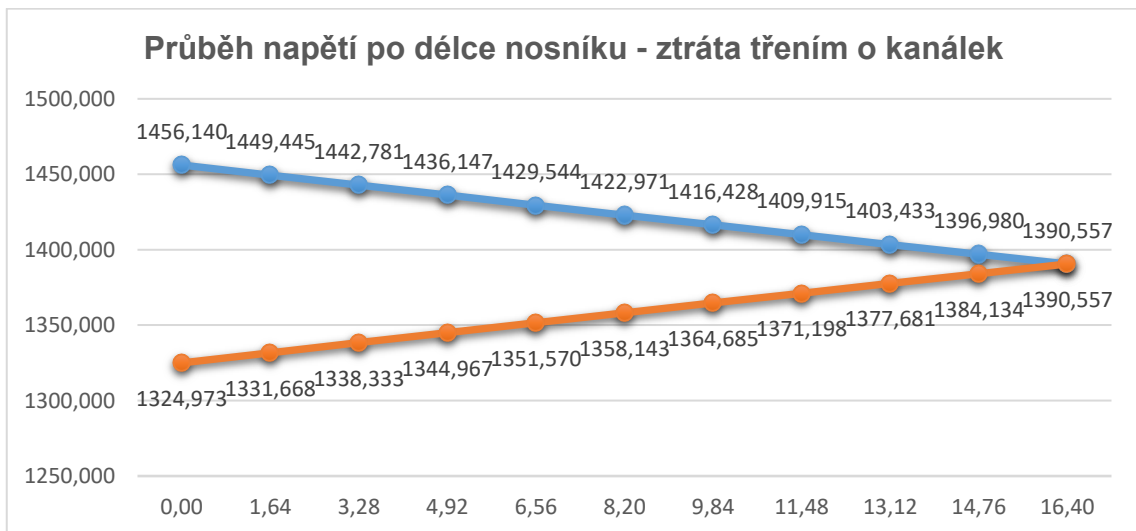
3.9.1.2 Ztráty předpětí pokluzem v kotvě

$$\int_0^x \frac{\sigma_p(x)}{E_p} dx = w$$

- Hodnota pokluzu uvažována 5 mm
- $E_p = 195 \text{ GPa}$
- Dosah pokluzu 16,4 m



Grafy 3: Ztráta pokluzem



Grafy 4: Průběh napětí po zakotvení

Kontrola napětí po zakotvení

Maximální napětí v předpínací výztuži $1390,557 < \sigma_{in,0,max} = 1391,28 \text{ MPa}$

3.9.2 Dlouhodobé ztráty

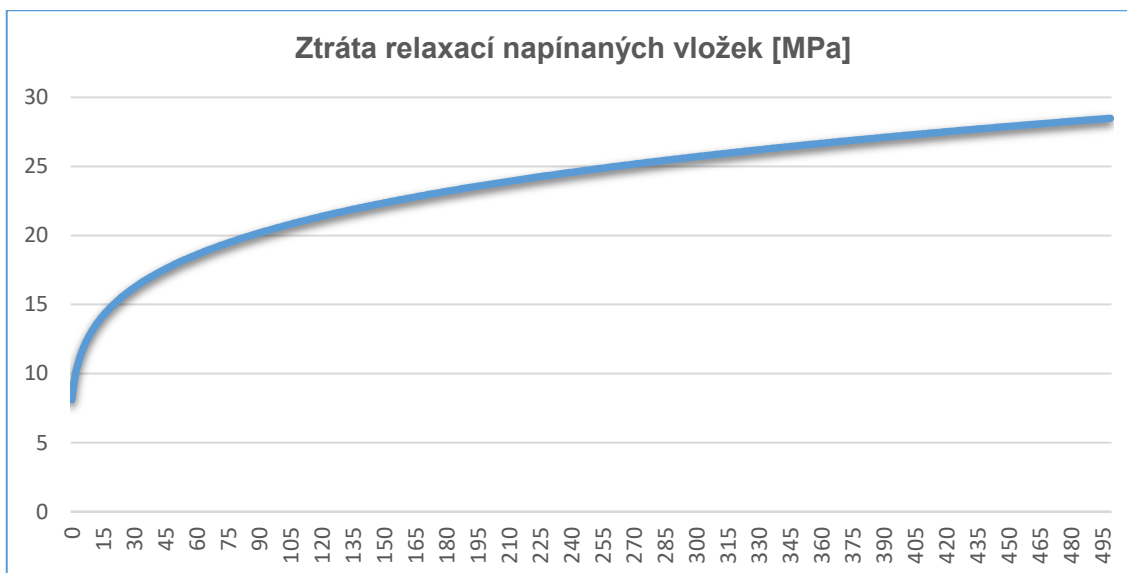
3.9.2.1 Ztráty relaxací výztuže

V tomto výpočtu jsou zahrnuty i účinky krátkodobé relaxace výztuže.

$$\Delta\sigma_{p,relax} = -\sigma_{p,in,0} \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot \frac{\sigma_{p,in,0}}{f_{pk}}} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{p,in,0}}{f_{pk}}\right) \cdot 10^{-5}$$

▪ $\sigma_{p,in,stre} = 1358,14 \text{ MPa}$

		1.Předpětí	Před dopnutím	Po dopnutí	Betonáž desky	Ost. Stálé	Uvedení do provozu	Konec životnosti
		3	30	30	42	56	80	36500
čas t	[dny]	1	28	28	40	54	78	36498
čas t	[hodiny]	24	672	672	960	1296	1872	875952
$\Delta\sigma$	[Mpa]	8,098	15,894	15,894	17,084	18,154	19,556	67,861
ztráty	[%]	0,596	1,170	1,170	1,258	1,337	1,440	4,997



Grafy 5: Ztráta relaxací napínaných vložek

3.9.2.2 Ztráty vyvolané dotvarováním a smršťováním betonu

Výpočet poměrných přetvoření od zatížení, smršťování a dotvarování pomocí programu C&S (Creep and Shrinkage, autor L.Vráblík) v místě předpínací výztuže byl proveden v jednotlivých etapách výstavby a za účelem s přesnění účinků dotvarování byl navíc stanoven i v době 36, 2000, 4000, 9000, 18000 a 27000 dní. Napětí ve výztuži v daném časovém okamžiku bylo zadáváno formou přírůstku napětí od zatížení a účinků dosud vzniklých ztrát předpětí.

Při konečné analýze bylo upuštěno z důvodu nepatrného vlivu na konečný výsledek od stanovení hodnot dotvarování v čase 36, 4000 a 27000 dní.

Dotvarování a smršťování betonového prvku - model B3

Geometrie, složení betonu, vlhkost a ošetřování | Zatížení, časové údaje | Součinitele, modul pružnosti E, funkce dotvarování

Geometrie průřezu

průřezová plocha [mm²] 462900

obvod průřezu [mm] 4232,2

Tvar průřezu

nekonečná deska

nekonečný válec

nekonečný čtyřhranný hranol

koule

krychle

Složení bet. směsi, pevnost betonu

obsah cementu c [kg/m³] 456

obsah vody w [kg/m³] 130

obsah kameniva a [kg/m³] 1800

válcová pevnost po 28 dnech f_c [MPa] 90

Druh cementu

cement typu I

cement typu II

cement typu III

součinitel tvaru k_s 1.25

součinitel typu cementu α₁ 1.00

Vlhkost a ošetřování

průměrná relativní vlhkost [%] 70

Ošetřování betonu

ošetřování parou

normální ošetřování na vzduchu, počáteční ochrana proti vysoušení

beton ve vodě nebo v prostředí se 100 % relativní vlhkostí

součinitel typu ošetřování α₂ 1.20

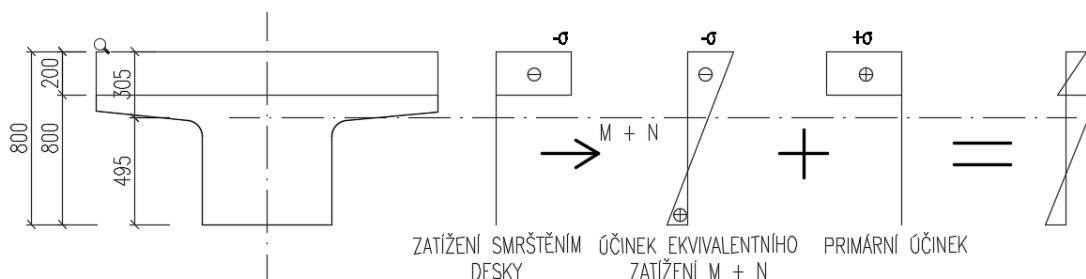
Obrázek 53: Program CaS - zadání parametrů nosníku

Smršťování desky a nosníku

V důsledku postupu výstavby, časově pozdější smrštění desky působící na nosník, který této délkové změně brání, vyvolává v průřezu přídavná namáhání. Tato namáhání jsou do ověření konstrukce zahrnuta v podobě přídavného napětím do posouzení MSP od náhradního ohybového momentu a normálové síly a primárního účinku smrštění.

Stanovení M + N

- $N = \int \sigma_x dA = E \cdot \int \epsilon_x dA$
- $M = \int z \cdot \sigma_x dA = E \cdot \int z \cdot \epsilon_x dA$



Obrázek 54: Napětí po průřezu vlivem smršťování

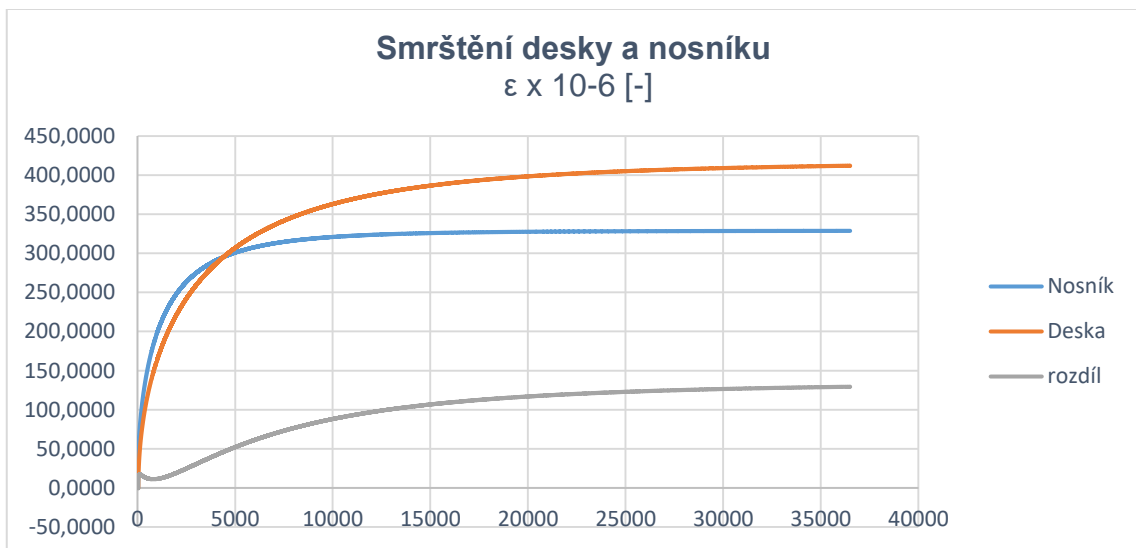
Smršťování nosníku a desky bylo stanoveno v průřezu uprostřed rozpětí a nad podporou. Vzhledem k nepatrným rozdílům výsledků bylo dále uvažováno se shodným smrštěním a účinky smrštění po celé délce nosníku.

- $E_c = 34 \text{ GPa}$

- $\varphi_{100\text{let}} = 1,82 [-]$ (součinitel dotvarování stanoven dle [5])
- $E_{100\text{let}} = 12,1 \text{ GPa}$

Časový průběh	t [dny]	Nosník $\varepsilon \times 10^{-6} [-]$	Deska $\varepsilon \times 10^{-6} [-]$	Rozdíl $\varepsilon \times 10^{-6} [-]$	N [kN]	M [kNm]
1. předpětí	3	10,23	0,00	0,00	0,00	0,00
Po dopnutí	30	38,80	0,00	0,00	0,00	0,00
36	36	42,59	0,00	0,00	0,00	0,00
Betonáž desky	42	46,05	0,00	0,00	0,00	0,00
Ostatní stálé	56	53,22	20,09	12,93	49,33	10,11
Uvedení do provozu:	80	63,53	33,85	16,36	62,45	12,80
2000	2000	248,23	221,45	19,27	73,55	15,07
4000	4000	290,56	286,26	41,75	159,36	32,65
9000	9000	318,87	355,55	82,72	315,73	64,69
18000	18000	327,02	394,47	113,50	433,18	88,76
27000	27000	328,33	406,80	124,51	475,22	97,37
Konec životnosti	36500	328,66	411,98	129,37	493,75	101,17

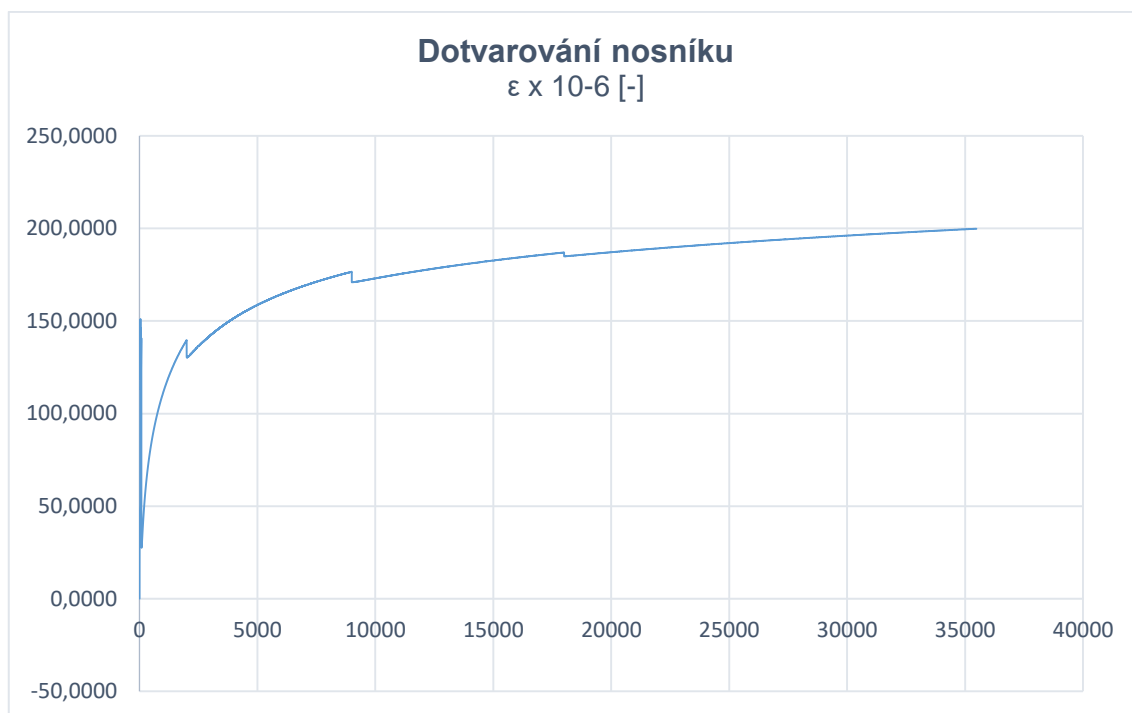
Tabulka 26: Stanovení náhradního M+ N od smrštění



Grafy 6: Průběhy smrštění desky a nosníku

Dotvarování

Výpočet ztrát dotvarováním je popsán v 3.9.2.2. Při výpočtu není zohledněn vliv desky, která svou tuhostí ztráty dotvarováním zmenšuje. Ztráty dotvarování jsou stanoveny v průřezu uprostřed rozpětí. Ztráty od dotvarování jsou uvažovány po délce nosníku uvažovány procentuálně shodné.



Grafy 7: Průběh dotvarování nosníku

Časový průběh	t [dny]	Dotvarování $\varepsilon \times 10^{-6}$ [-]	Dotvarování + smrštění $\varepsilon \times 10^{-6}$ [-]	$\Delta\sigma$ [Mpa]	ΔF	ztráty předpětí [%]
1. předpětí	3	0,00	10,23	2,00	5,69	0,14
Po dopnutí	30	89,65	128,45	25,05	71,39	1,72
36	36	130,21	172,80	33,70	96,03	2,31
Betonáž desky	42	129,87	175,92	34,30	97,77	2,36
Ostatní stálé	56	123,45	176,67	34,45	98,18	2,37
Uvedení do provozu	80	63,75	127,29	24,82	70,74	1,70
2000	2000	131,25	379,49	74,00	210,90	5,08
4000	4000	151,52	442,08	86,20	245,68	5,92
9000	9000	171,25	490,12	95,57	272,38	6,56
18000	18000	184,99	512,01	99,84	284,55	6,86
27000	27000	193,77	522,11	101,81	290,16	6,99
Konec životnosti	36500	200,46	529,12	103,18	294,06	7,09

Tabulka 27: Ztráty od dotvarování a smrštění

3.9.3 Ztráty předpětí přehled

Vnesení předpětí												Krátkodce
		pokluz v kotvě			relaxace výtluže			smrštění			Σ [°]	
	z celku	Mpa	kN	% z celku	Mpa	kN	% z celku	Mpa	kN	% z celku	Σ [°]	
	0	131,17	373,83	9,01	8,10	23,08	0,60	2,00	5,69	0,14	9,0	
	0,46	117,78	335,66	8,09	8,10	23,08	0,60	2,00	5,69	0,14	8,5	
	0,92	104,45	297,68	7,17	8,10	23,08	0,60	2,00	5,69	0,14	8,0	
	1,37	91,18	259,86	6,26	8,10	23,08	0,60	2,00	5,69	0,14	7,6	
	1,83	77,97	222,23	5,35	8,10	23,08	0,60	2,00	5,69	0,14	7,1	
	2,28	64,83	184,76	4,45	8,10	23,08	0,60	2,00	5,69	0,14	6,7	
Dopnutí												Krátkodce
		pokluz v kotvě			relaxace výtluže			smrštění + dotvarování			Σ [°]	
	z celku	Mpa	kN	% z celku	Mpa	kN	% z celku	Mpa	kN	% z celku	Σ [°]	
	0	131,17	373,83	9,01	15,89	45,30	1,17	25,05	71,39	1,72	9,0	
	0,46	117,78	335,66	8,09	15,89	45,30	1,17	25,05	71,39	1,72	8,5	
	0,92	104,45	297,68	7,17	15,89	45,30	1,17	25,05	71,39	1,72	8,0	
	1,37	91,18	259,86	6,26	15,89	45,30	1,17	25,05	71,39	1,72	7,6	
	1,83	77,97	222,23	5,35	15,89	45,30	1,17	25,05	71,39	1,72	7,1	
	2,28	64,83	184,76	4,45	15,89	45,30	1,17	25,05	71,39	1,72	6,7	
Betónáž desky												Krátkodce
		pokluz v kotvě			relaxace výtluže			smrštění + dotvarování			Σ [°]	
	z celku	Mpa	kN	% z celku	Mpa	kN	% z celku	Mpa	kN	% z celku	Σ [°]	
	0	131,17	373,83	9,01	17,08	48,69	1,26	34,30	97,77	2,36	9,0	
	0,46	117,78	335,66	8,09	17,08	48,69	1,26	34,30	97,77	2,36	8,5	
	0,92	104,45	297,68	7,17	17,08	48,69	1,26	34,30	97,77	2,36	8,0	
	1,37	91,18	259,86	6,26	17,08	48,69	1,26	34,30	97,77	2,36	7,6	
	1,83	77,97	222,23	5,35	17,08	48,69	1,26	34,30	97,77	2,36	7,1	
	2,28	64,83	184,76	4,45	17,08	48,69	1,26	34,30	97,77	2,36	6,7	
Ostatní stálé												Krátkodce
		pokluz v kotvě			relaxace výtluže			smrštění + dotvarování			Σ [°]	
	z celku	Mpa	kN	% z celku	Mpa	kN	% z celku	Mpa	kN	% z celku	Σ [°]	
	0	131,17	373,83	9,01	18,15	51,74	1,34	34,45	98,18	2,37	9,0	
	0,46	117,78	335,66	8,09	18,15	51,74	1,34	34,45	98,18	2,37	8,5	
	0,92	104,45	297,68	7,17	18,15	51,74	1,34	34,45	98,18	2,37	8,0	
	1,37	91,18	259,86	6,26	18,15	51,74	1,34	34,45	98,18	2,37	7,6	
	1,83	77,97	222,23	5,35	18,15	51,74	1,34	34,45	98,18	2,37	7,1	
	2,28	64,83	184,76	4,45	18,15	51,74	1,34	34,45	98,18	2,37	6,7	

3.10 Účinky předpětí

V následujících tabulkách jsou uvedeny účinky předpětí nad opěrami a uprostřed rozpětí.

Vnitřní síly po zavedení předpětí (po krátkodobých ztrátách)

Průřez	x [m]	F _p [kN]	N _x [kN]	M _y [kNm]	V _z [kN]
O1	0	3656,22	-3654,29	0,00	118,74
Střed	8,2	3750,75	-3750,70	-768,89	18,79
O2	16,4	3843,13	-3841,10	0,00	-124,81

Změna vnitřní sil v důledku ztrát předpětí v čase t = 30 až 56 dní

Průřez	x [m]	F _p [kN]	N _x [kN]	M _y [kNm]	V _z [kN]
O1	0	-30,01	30,00	0,00	-0,97
Střed	8,2	-30,01	30,01	6,15	-0,15
O2	16,4	-30,01	30,00	0,00	0,97

Celkové hodnoty vnitřních sil od předpětí

Průřez	N _x [kN]	M _y [kNm]	V _z [kN]
O1	-3624,292	0	117,7696
Střed	-3720,692	-762,7419	18,63557
O2	-3811,107	0	-123,8401

Změna vnitřní sil v důledku ztrát předpětí v čase t = 56 až 80 dní

Průřez	x [m]	F _p [kN]	N _x [kN]	M _y [kNm]	V _z [kN]
O1	0	-3,687	3,685	0,494	-0,120
Střed	8,2	-3,687	3,687	1,272	-0,018
O2	16,4	-3,687	3,685	0,494	0,120

Celkové hodnoty vnitřních sil od předpětí

Průřez	N _x [kN]	M _y [kNm]	V _z [kN]
O1	-3620,607	0,494	117,650
Střed	-3717,005	-761,470	18,617
O2	-3807,422	0,494	-123,720

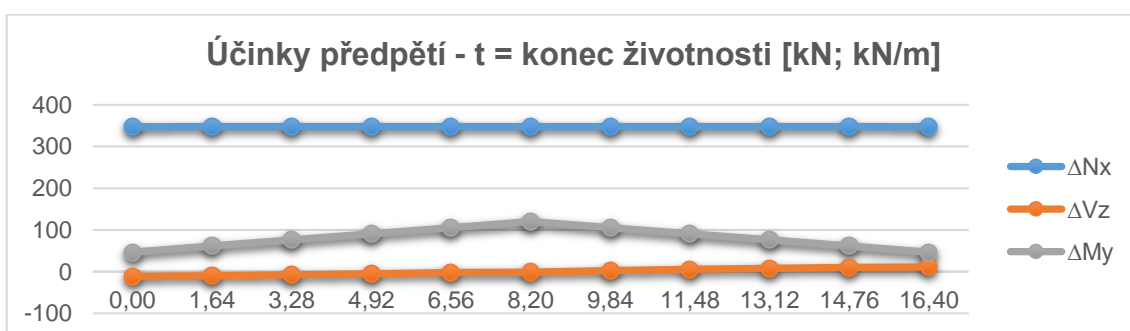
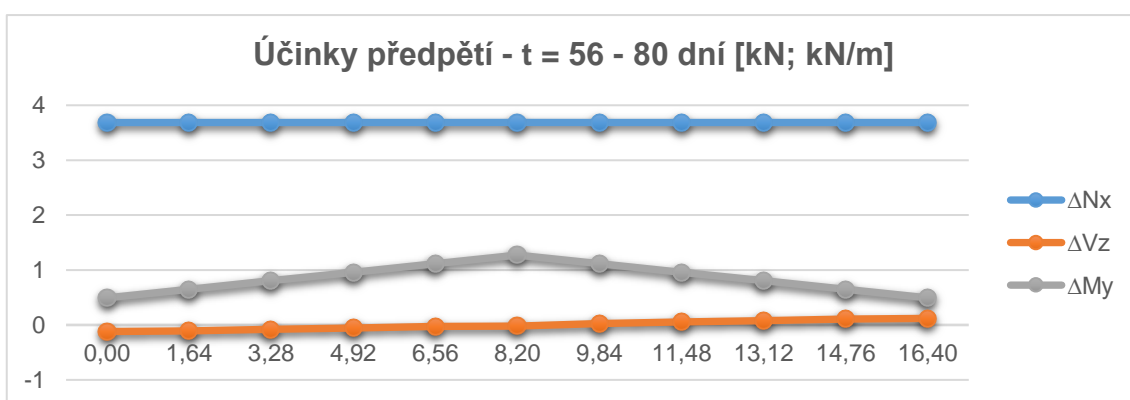
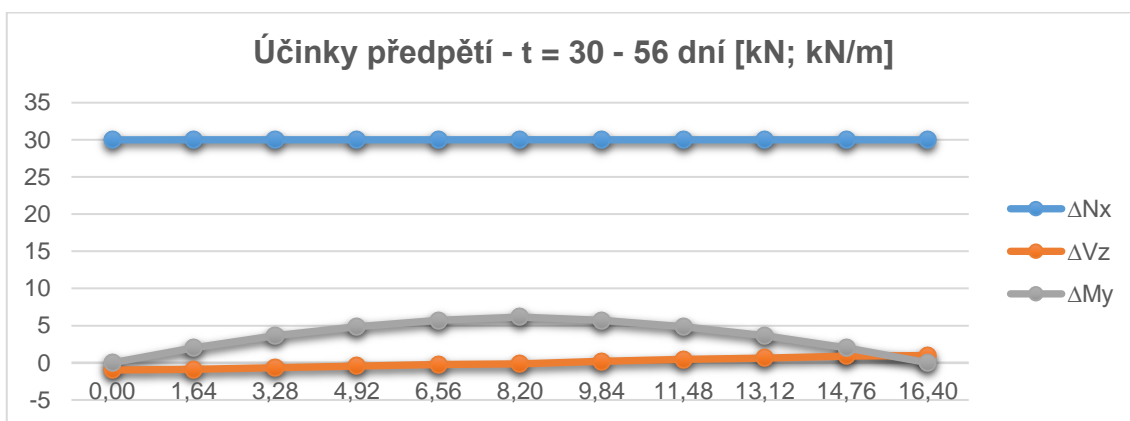
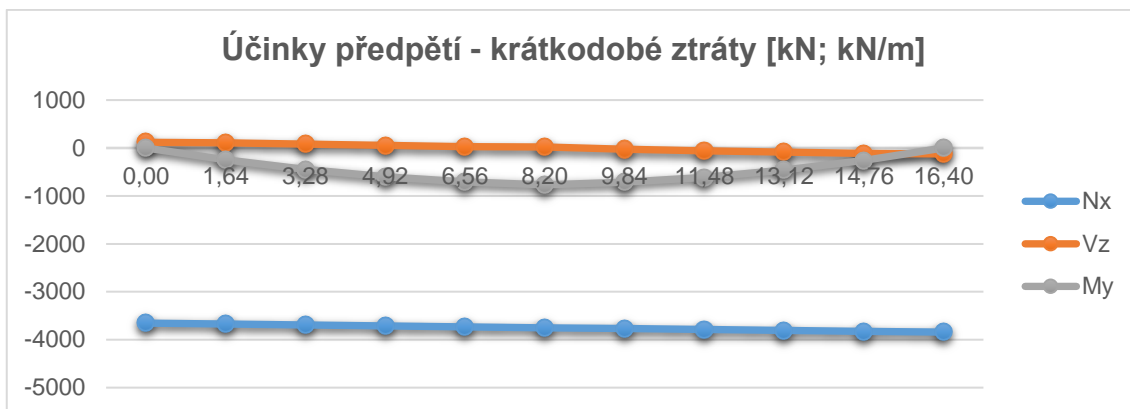
Změna vnitřní sil v důledku ztrát předpětí v čase t = konec životnosti

Průřez	x [m]	F _p [kN]	N _x [kN]	M _y [kNm]	V _z [kN]
O1	0	-347,76	347,58	46,58	-11,29
Střed	8,2	-347,76	347,76	119,98	-1,74
O2	16,4	-347,76	347,58	46,58	11,29

Celkové hodnoty vnitřních sil od předpětí

Průřez	N _x [kN]	M _y [kNm]	V _z [kN]
O1	-3273,03	47,07	106,36
Střed	-3369,25	-641,49	16,88
O2	-3459,84	47,07	-112,43

Tabulka 28: Účinky předpětí na konstrukci



Grafy 8: Účinky předpětí na konstrukci

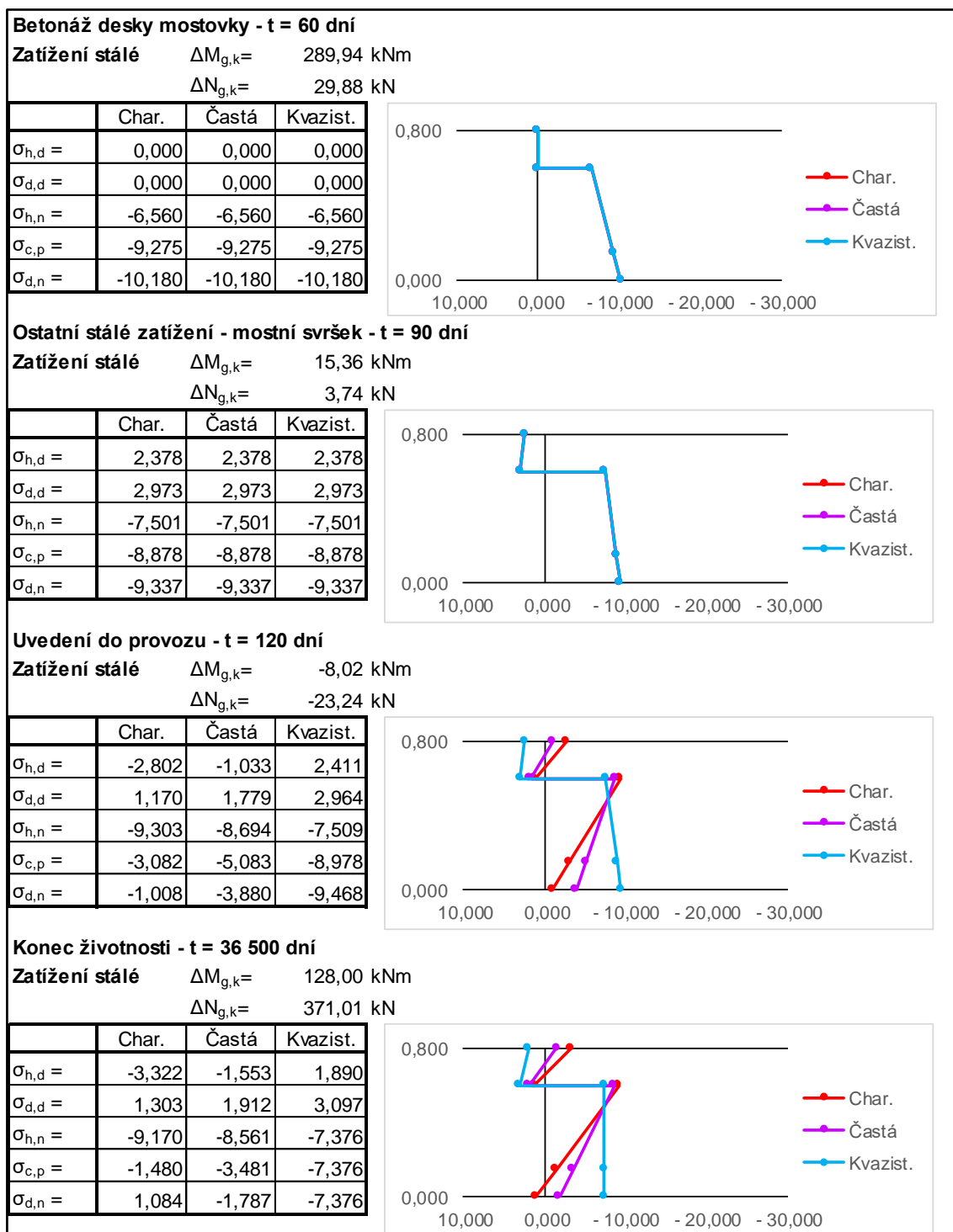
3.11 Mezní stavy použitelnosti

3.11.1 MSP – omezení napětí

MSP – omezení napětí – uprostřed rozpětí

Vnitřní síly od zatížení			Průřezové charakteristiky			
Zatížení	N [kN]	M [kNm]	Nosník	Spražený průřez		
VI. tíha nosníku	0,00	383,65	A = 0,46290 m ²	A = 0,77990 m ²		
VI. tíha desky	0,00	283,81	I _y = 0,01580 m ⁴	I _y = 0,03920 m ⁴		
Ostatní stálé	0,00	14,07		e _h = -0,305 m		
Smrštění desky	-493,75	101,17	e _h = -0,245 m	e _{spara} = -0,105 m		
gr1a - char.	0,00	669,93	e _p = 0,205 m	e _p = 0,345 m		
gr1a - častá	0,00	442,55	e _d = 0,355 m	e _d = 0,495 m		
Účinky předpětí (přírůstky + ztráty)			výška nosníku =	0,600 m		
Fáze výstavby	Čas [dny]	ΔN [kN]	ΔM [kNm]	tloušťka desky =	0,200 m	
Předpětí nosníku	3	-2 313,50	-474,27	výška spráženého průřezu =	0,800 m	
Dopnutí nosníku	30	-1 437,27	-294,64	vzdálenost osy kabelu od dolní hrany :	0,150 m	
Betonáž desky	42	29,88	6,13			
Ostatní stálé zatíže	56	3,74	1,29			
Uvedení do provozu	80	-23,24	-8,02			
Konec životnosti	36 500	371,01	128,00			
Meze odolnosti materiálu [Mpa]						
Část	f _{ctm}	f _{ctk,005}	f _{ck}	f _{ctk,3dny}	0,6 · f _{ck}	0,45 · f _{ck}
Nosník - C90/105	5,00	3,50	90,00	2,99	54,00	40,50
Deska - C35/45	3,20	2,20	35,00	-	21,00	15,75
Výpočet a posouzení normálových napětí [Mpa]						
Předpětí nosníku - t = 3 dny						
Zatížení stálé	ΔM _{g,k} =	-90,62 kNm				
	ΔN _{g,k} =	-2 313,50 kN				
	Char.	Častá	Kvazist.			
σ _{h,d} =	0,000	0,000	0,000			
σ _{d,d} =	0,000	0,000	0,000			
σ _{h,n} =	-3,593	-3,593	-3,593			
σ _{c,p} =	-6,174	-6,174	-6,174			
σ _{d,n} =	-7,034	-7,034	-7,034			
Předpětí nosníku (dopnutí na plnou hodnotu předpínací síly) - t = 30 dní						
Zatížení stálé	ΔM _{g,k} =	-294,64 kNm				
	ΔN _{g,k} =	-1 437,27 kN				
	Char.	Častá	Kvazist.			
σ _{h,d} =	0,000	0,000	0,000			
σ _{d,d} =	0,000	0,000	0,000			
σ _{h,n} =	-2,129	-2,129	-2,129			
σ _{c,p} =	-13,101	-13,101	-13,101			
σ _{d,n} =	-16,759	-16,759	-16,759			

Obrázek 55: MSP - průřez uprostřed rozpětí - část 1



Tabulka 29: MSP - průřez uprostřed rozpětí - část 2

Mezní stav použitelnosti – omezení napětí uprostřed rozpětí odpovídá normovým požadavkům omezení napětí ve všech fázích výstavby. Na konci životnosti vzniká ve spodních vláknech tahové napětí. Toto napětí je však menší než napětí betonu na mezi vzniku trhlin. Vlivem smrštění tahové napětí vzniká také v desce. Toto napětí je též menší než tahová pevnost betonu desky a je přeneseno minimální tahovou výztuží dle MSP, viz kap. 3.11.3.

MSP – omezení napětí – řez nad opěrou

V řezu nad opěrou je v mezním stavu únosnosti navržena betonářská výztuž k horní hraně desky pro přenesení nadpodporového momentu. Ověření napětí ve výztuži a šířky trhlin je vyšetřeno s ohledem na postup výstavby.

Návrh ohybové výztuže $\phi 25/150$ mm k horní hraně desky

Vnitřní síly od zatížení			Průřezové charakteristiky	
Zatížení	N [kN]	M [kNm]	Nosník	Spřažený průřez
VI. tíha nosníku	0,00	0,00	A = 0,41490 m ²	A = 0,73190 m ²
VI. tíha desky	0,00	0,00	I _y = 0,01040 m ⁴	I _y = 0,02890 m ⁴
Ostatní stálé	0,00	-230,15		e _n = -0,275 m
Smrštění desky	-506,03	103,74	e _n = -0,209 m	e _{spara} = -0,075 m
gr1a - char.	0,00	-723,31	e _p = 0,000 m	e _p = 0,134 m
gr1a - častá	0,00	-452,71	e _d = 0,311 m	e _d = 0,445 m

výška nosníku =	0,520 m
tloušťka desky =	0,200 m
výška spřaženého průřezu =	0,720 m
vzdálenost osy kabelu od dolní hrany =	0,311 m

Učinky předpětí (přírůstky + ztráty)

Fáze výstavby	Čas [dny]	ΔN [kN]	ΔM [kNm]	ΔV [kN]
Předpětí nosníku	3	-2 256,50	0,00	-74,30
Dopnutí nosníku	30	-1 399,65	0,00	-50,52
Betonáž desky	42	29,88	0,00	0,97
Ostatní stálé zatížení	56	3,74	0,50	0,00
Uvedení do provozu	80	-23,24	-3,11	0,12
Konec životnosti	36 500	371,01	49,72	11,29

Meze odolnosti materiálu [Mpa]

Část	f _{ctm}	f _{ctk,005}	f _{ck}	f _{ck;3dny}	0,6 · f _{ck}	0,45 · f _{ck}
Nosník - C90/105	5,00	3,50	90,00	2,99	54,00	40,50
Deska - C35/45	3,20	2,20	35,00	-	21,00	15,75

Výpočet a posouzení normálových napětí [Mpa]

Předpětí nosníku - t = 3 dny

Zatížení stálé ΔM_{g,k} = -74,30 kNm
 ΔN_{g,k} = -2 256,50 kN

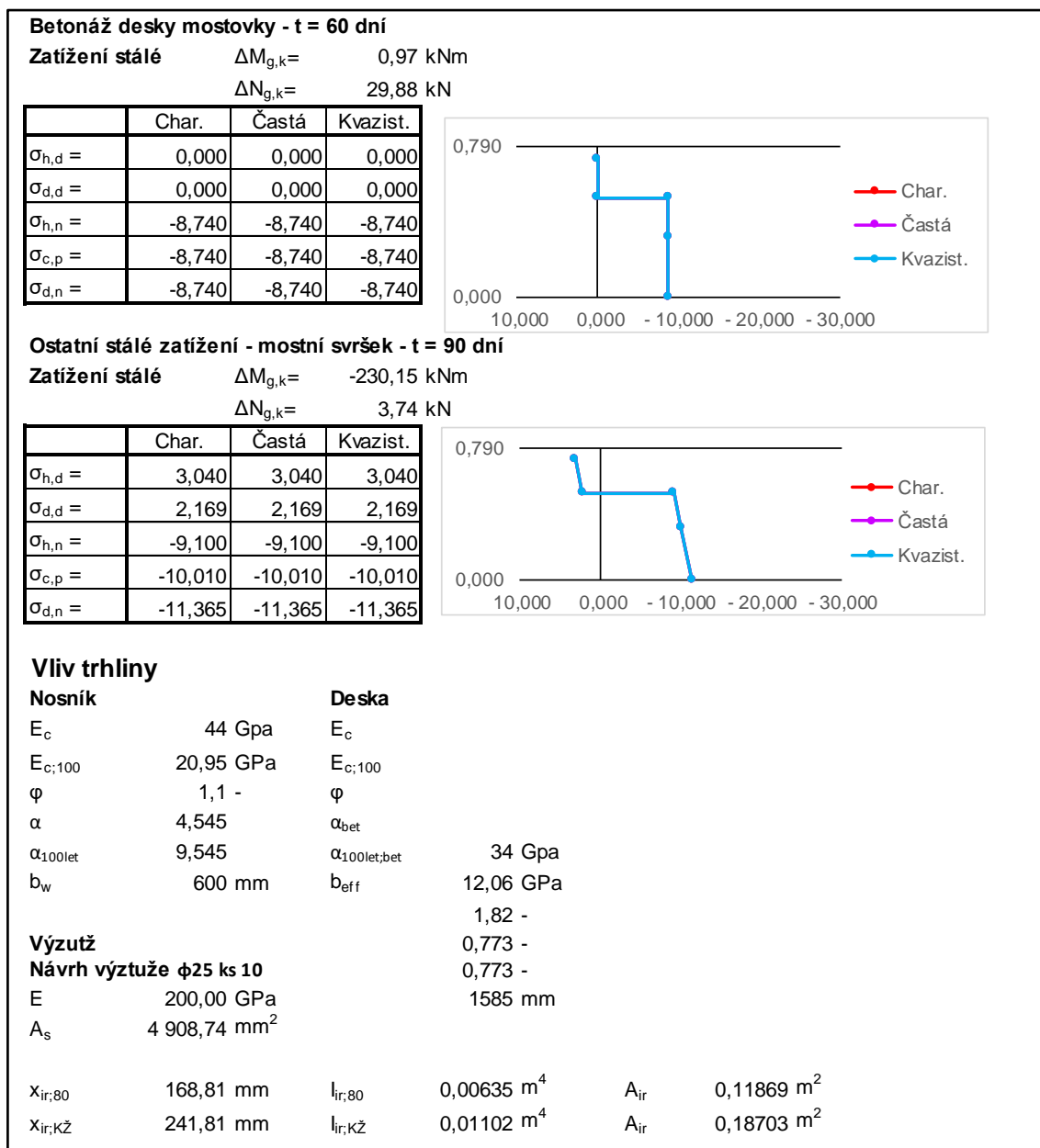
	Char.	Častá	Kvazist.
σ _{h,d} =	0,000	0,000	0,000
σ _{d,d} =	0,000	0,000	0,000
σ _{h,n} =	-5,439	-5,439	-5,439
σ _{c,p} =	-5,439	-5,439	-5,439
σ _{d,n} =	-5,439	-5,439	-5,439

Předpětí nosníku (dopnutí na plnou hodnotu předpínací síly) - t = 30 dní

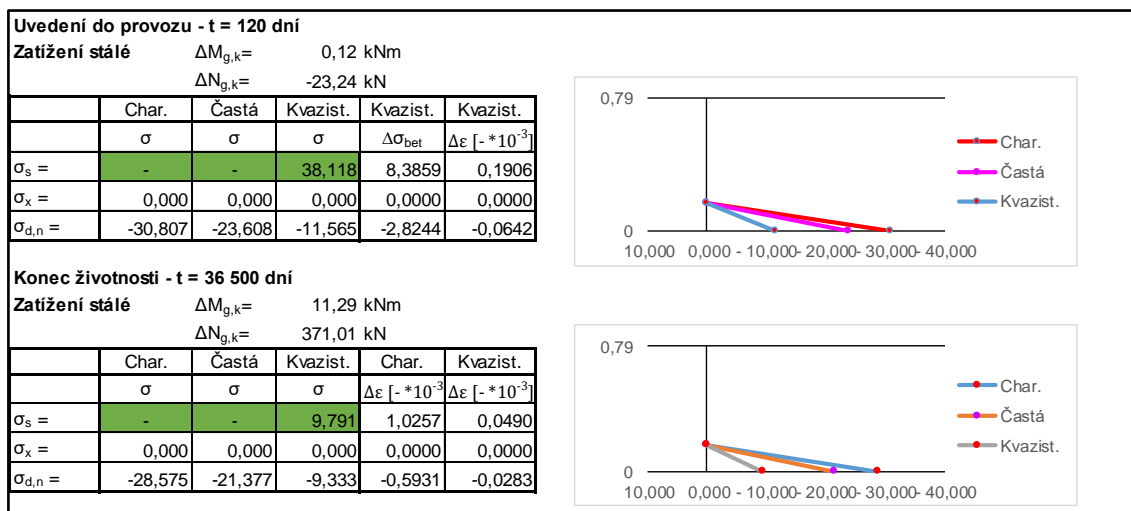
Zatížení stálé ΔM_{g,k} = -50,52 kNm
 ΔN_{g,k} = -1 399,65 kN

	Char.	Častá	Kvazist.
σ _{h,d} =	0,000	0,000	0,000
σ _{d,d} =	0,000	0,000	0,000
σ _{h,n} =	-8,812	-8,812	-8,812
σ _{c,p} =	-8,812	-8,812	-8,812
σ _{d,n} =	-8,812	-8,812	-8,812

Obrázek 56: MSP - omezení napětí ve výztuži a betonu - část 1



Obrázek 57: MSP - omezení napětí ve výztuži a betonu - část 2



Obrázek 58: MSP - omezení napětí ve výztuži a betonu - část 3

Vlivem postupu výstavby v kvazistálé kombinaci vzniká v navržené betonářské výztuži jen přírůstek tahového napětí od ostatního stálého zatížení – napětí ve výztuži je proto relativně malé.

Betonářská výztuž vyhovuje z hlediska požadavků na omezení napětí ve výztuži. Tlaková napětí v betonu z hlediska MSP nepřesahují požadované hodnoty.

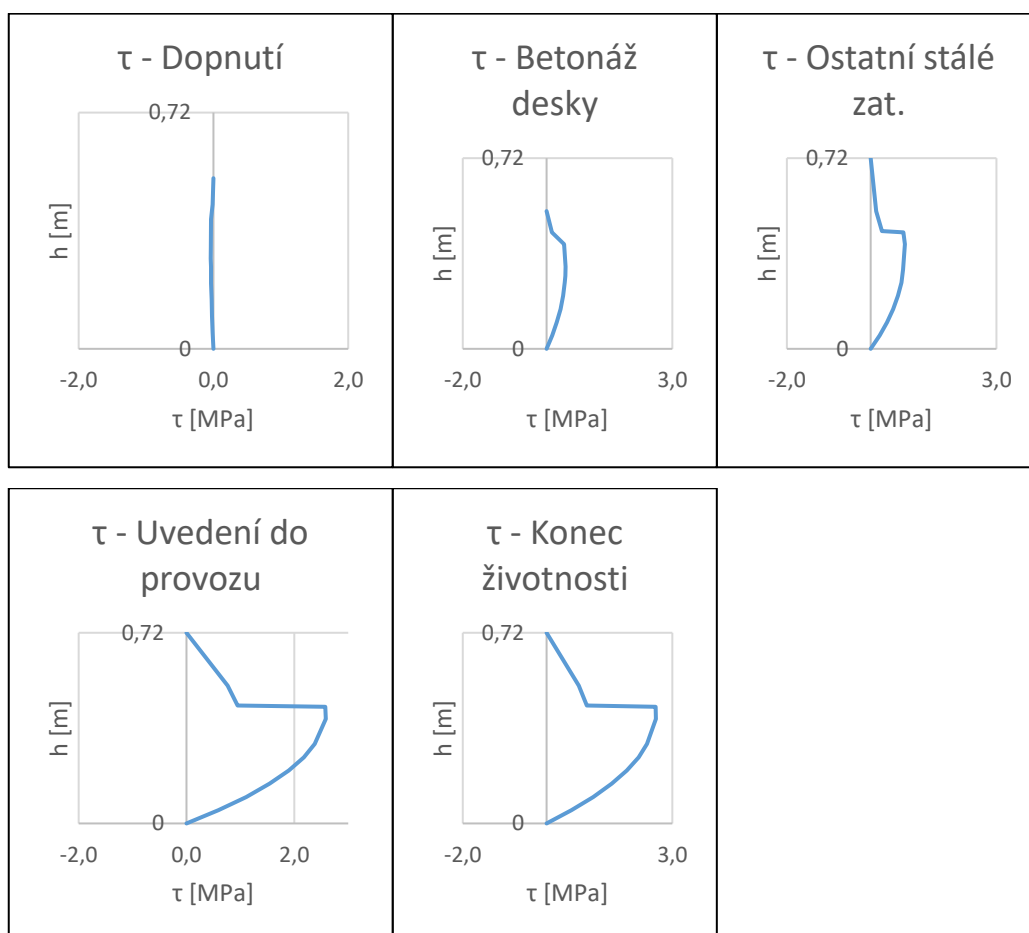
3.11.2 Ověření hlavních napětí

Posouvající síly nad opěrou				
Fáze výstavby	svislého zatížení $V_{char,max}$ [kN]	Od předpětí		V_{celk} [kN]
		V_{OP1} [kN]	V_{OP2} [kN]	
Dopnutí	93,57	-96,92	-101,909	-8,34
Betonáž desky	191,59	-94,11	-99,102	97,48
Ost. Stálé	299,10	-94,16	-99,153	204,94
Uvedení do provozu	821,53	-94,16	-99,153	727,37
Konec životnosti	821,53	-86,99	-91,975	734,54

Průřez nosník			Spřažený průřez			
A	0,4149 m ²	$f_{ctb,min} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_s}{f_{ctk}}\right) \cdot f_{ctk,0,05}$	A	0,7319 m ²		
I_y	0,0104 m ⁴		$f_{ck} =$	90,00 Mpa	I_y	0,0289 m ⁴
Z_h	0,209 m		$f_{ctk,0,05} =$	3,50 Mpa	Z_h	0,275 m
Z_d	0,311 m		$f_{ctb,min} =$	1,82 Mpa	Z_d	0,445 m
h	0,52 m			h	0,72 m	

z	b	S	Dopnutí nosníku				Betonáž desky			
			ΔN [kN]	ΔV [kN]	ΔM [kNm]		ΔN [kN]	ΔV [kN]	ΔM [kNm]	
			-1 399,65	-8,34	0,00		29,88	105,82	0,00	
[m]	[m]	[m ³]	σ_n [Mpa]	τ [Mpa]	σ_1 [Mpa]	σ_3 [Mpa]	σ_n [Mpa]	τ [Mpa]	σ_1 [Mpa]	σ_3 [Mpa]
0,52	1,585	0	-8,812	0,000	0,00000	-8,812	-8,740	0,000	0,000	-8,740
0,44	1,585	0,02143	-8,812	-0,011	0,00001	-8,812	-8,740	0,127	0,002	-8,742
0,395	0,6	0,02648	-8,812	-0,035	0,00014	-8,812	-8,740	0,414	0,020	-8,760
0,311	0,6	0,02902	-8,812	-0,039	0,00017	-8,812	-8,740	0,453	0,023	-8,764
0,275	0,6	0,02863	-8,812	-0,038	0,00017	-8,812	-8,740	0,447	0,023	-8,763
0,25	0,6	0,0279	-8,812	-0,037	0,00016	-8,812	-8,740	0,436	0,022	-8,762
0,2	0,6	0,02532	-8,812	-0,034	0,00013	-8,812	-8,740	0,396	0,018	-8,758
0,15	0,6	0,02124	-8,812	-0,028	0,00009	-8,812	-8,740	0,332	0,013	-8,753
0,1	0,6	0,01566	-8,812	-0,021	0,00005	-8,812	-8,740	0,245	0,007	-8,747
0,05	0,6	0,00858	-8,812	-0,011	0,00001	-8,812	-8,740	0,134	0,002	-8,742
0	0,6	0	-8,812	0,000	0,00000	-8,812	-8,740	0,000	0,000	-8,740

Tabulka 30: Smyková a hlavní napětí po průřezu nosníku



Grafy 9: Průběh smykových napětí po průřezu

statní stálé		Uvedení do provozu					
[kN]	ΔM [kNm]	ΔN [kN]	ΔV [kN]	ΔM [kNm]	σ_n	τ	σ_1
46	0,50	-529,27	522,43	100,63	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
	σ_1	σ_n	τ	σ_1	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
100	3,040	9,921	0,000	9,921	0	0,000	9,921
30	2,177	-0,008	4,022	4,022	-0,008	0,763	4,162
30	0,002	-9,102	-7,246	-7,246	-9,102	0,763	0,079
67	0,008	-9,334	-8,780	-8,780	-9,334	0,951	0,102
83	0,064	-9,616	-10,313	-10,313	-9,616	2,577	0,608
17	0,068	-9,847	-11,847	-11,847	-9,847	2,584	0,539
76	0,060	-10,066	-13,381	-13,381	-10,066	2,376	0,409
33	0,052	-10,285	-14,914	-14,914	-10,285	2,179	0,312
52	0,041	-10,499	-16,448	-16,448	-10,499	1,899	0,216
38	0,027	-10,713	-17,981	-17,981	-10,713	1,541	0,131
92	0,014	-10,926	-19,515	-19,515	-10,926	1,106	0,062
12	0,004	-11,143	-21,049	-21,049	-11,143	0,592	0,017
100	0,000	-11,365	-22,582	-22,582	-11,365	0,000	0,000

Tabulka 31: Smyková a hlavní napětí na spráženém průřezu

V betonu nosníku nevznikají hlavní tahová napětí větší než tahová pevnost betonu nosníku.

Beton nosníku z hlediska ověření hlavních napětí vyhovuje.

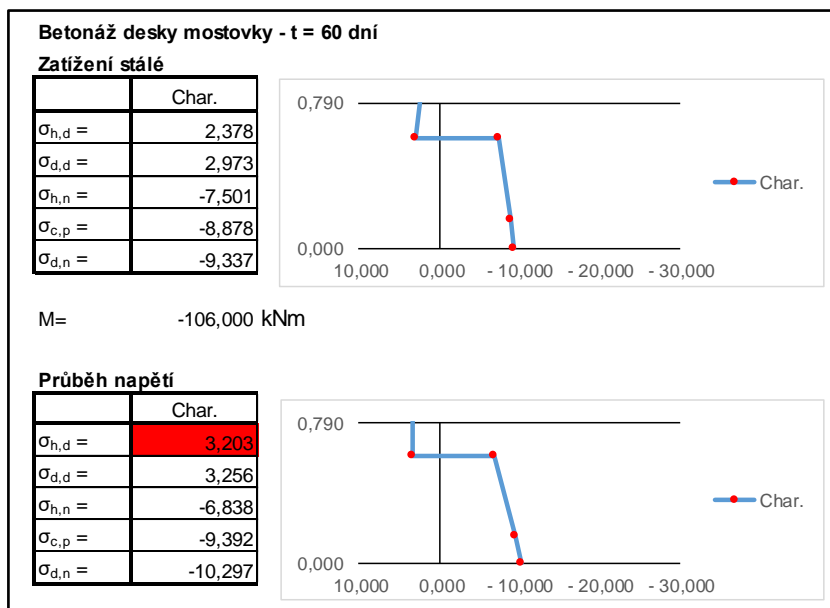
V desce vznikají tahy větší než tahová pevnost betonu – v řezu nad opěrou je navržena v desce betonářská výztuž na přenesení ohybového momentu. Průřez je ověřen z hlediska MSP – omezení napětí ve výztuži a z hlediska omezení šířky trhlin. Také je navržena minimální plocha výztuže pro omezení trhlin vyvolaných nesilovým zatížením.

3.11.3 Minimální průřezová plocha výztuže z hlediska MSP

Minimální plocha betonářské výztuže je navržena pro omezení trhlin v průřezu vyvolaných nesilovým zatížením podle článku 7.3.2 ČSN EN 1992-2 [6].

Při stanovení momentu na mezi vzniku trhlin desky se vychází z historie průběhu napětí při charakteristické kombinaci ovlivněné postupem výstavby.

- $f_{ctm} = 3,2$ MPa pro C35/45 (deska)



Tabulka 32: Průběh napětí pro stanovení min plochy výztuže z hlediska MSP

$k = 1,0$ (deska 200 mm)

$f_{ct,eff} = \max(f_{ctm}; 2,90 \text{ MPa}) = \max(3,20; 2,90 \text{ MPa}) = 3,20 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 280 \text{ MPa}$

$F_{cr} = A_{ct} \cdot 0,5 \cdot (3,2 + 3,26) = 0,2 \cdot 1,585 \cdot 3,225 \cdot 10^3 = 1022,33 \text{ kN}$

$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} = 0,9 \cdot \frac{1022,33}{0,2 \cdot 1,585 \cdot 3,20 \cdot 10^3} = 1,01 \geq 0,5 \Rightarrow OK$

$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = \frac{1,01 \cdot 1,0 \cdot 3,20 \cdot 1,585 \cdot 0,2}{280} \cdot 10^6 = 3656,37 \text{ mm}^2$

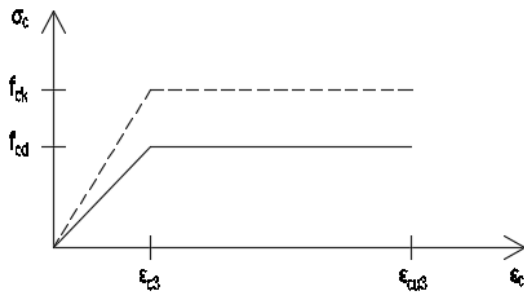
Návrh výztuže k oběma povrchům 10 ϕ 25/150 mm ($A_s = 4909,7 \text{ mm}^2$)

3.11.4 Mezní stavy únosnosti

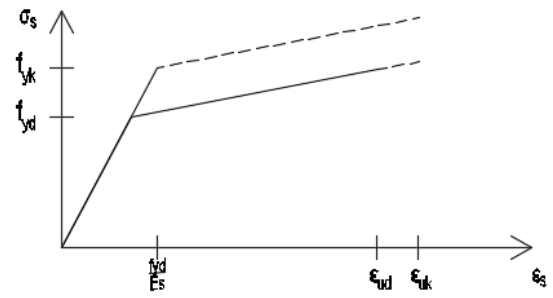
Mezní stavy únosnosti jsou posuzovány na účinky stanovené z kombinace účinků zatížení 6.10a a 6.10b. Hodnoty vnitřních sil vyvolané těmito kombinacemi jsou v Tabulka 23: Kombinace vnitřních sil.

Při stanovení momentu únosnosti v čase t se vychází z počátečního přetvoření v čase t stanoveného při posouzení MSP. Pro výztuže se uvažují idealizované pracovní diagramy, pro beton se vychází z bilineárního pracovního diagramu.

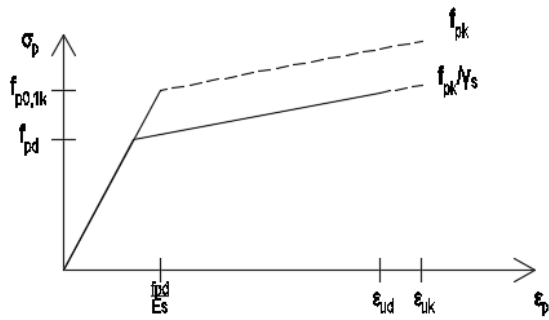
Pracovní diagram betonu v tlaku



Pracovní diagram betonářské výztuže v tahu (B500B)



Pracovní diagram předpínací výztuže v tahu



Obrázek 59: Pracovní diagramy betonu a výztuže

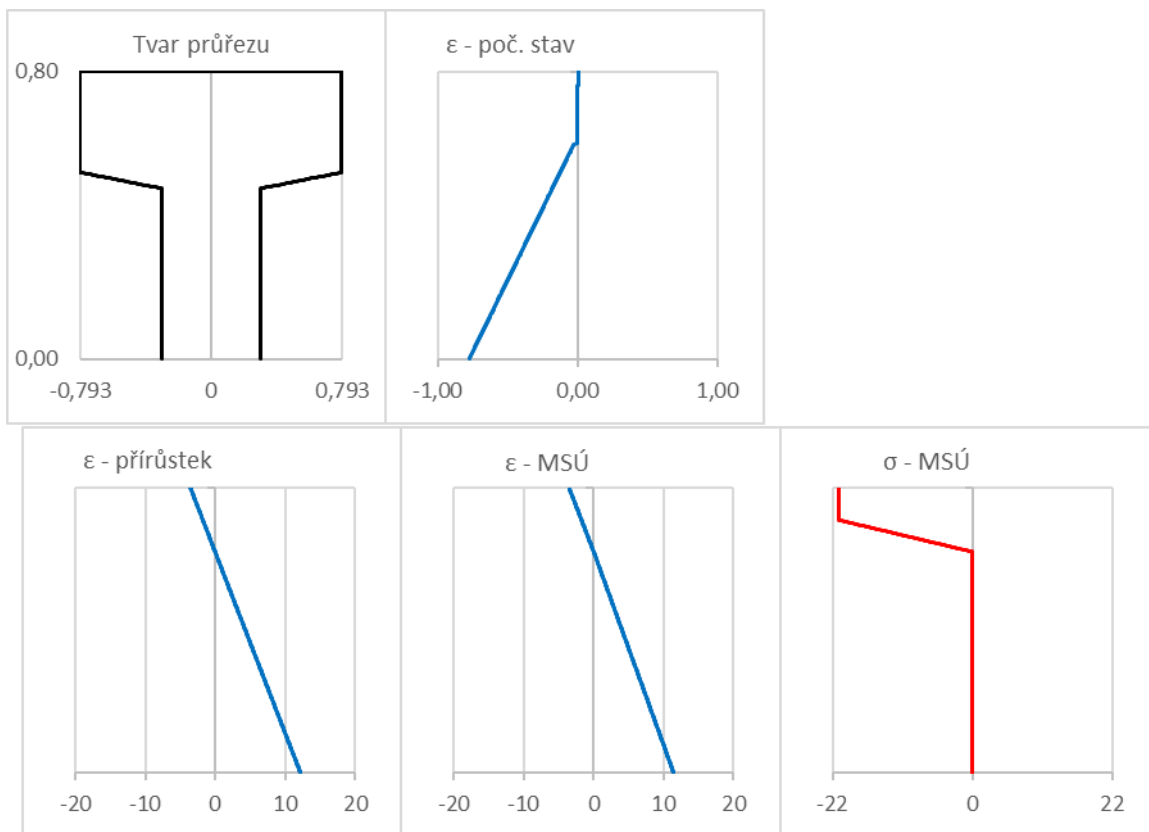
3.11.4.1 Ohyb s normálovou silou uprostřed rozpětí

Výpočet M_{RD} – uvedení do provozu

Materiálové charakteristiky	Průřezové charakteristiky	
Předpínací výztuž	$h =$	0,800 m
$\gamma_s =$	$h_d =$	0,200 m
$f_{p0,1k} =$	$h_n =$	0,600 m
$f_{p0,1d} =$	$A_p =$	2 850,00 mm ²
$f_{pk} =$	$A_s =$	0,00 mm ²
$f_{pd} =$	$Z_p =$	0,150 m
$E_p =$	$Z_s =$	0,077 m
$\epsilon_y =$	Počáteční stav	
$\epsilon_{uk} =$	$\epsilon_{c,dh} =$	0,002 ‰
$\epsilon_{ud} =$	$\epsilon_{c,dd} =$	-0,001 ‰
	$\epsilon_{c,nh} =$	-0,027 ‰
	$\epsilon_{c,nd} =$	-0,775 ‰
	$\epsilon_p =$	6,751 ‰
	$\epsilon_s =$	-0,679 ‰
	$\sigma_{c,dh} =$	0,024 MPa
	$\sigma_{c,dd} =$	-0,007 MPa
	$\sigma_{c,nh} =$	-0,631 MPa
	$\sigma_{c,nd} =$	-18,203 MPa
	$\sigma_p =$	1 316,430 MPa
	$\sigma_s =$	-135,85 MPa
Betonářská výztuž B500B	MSÚ	
$\gamma_s =$	$\epsilon_{c,dh} =$	-3,500 ‰
$f_{yk} =$	$\epsilon_{c,dd} =$	0,421 ‰
$f_{yd} =$	$\epsilon_{c,nh} =$	0,395 ‰
$f_{uk} =$	$\epsilon_{c,nd} =$	11,418 ‰
$f_{ud} =$	$\epsilon_p =$	16,001 ‰
$E_s =$	$\epsilon_s =$	10,003 ‰
$\epsilon_y =$	$N_c =$	-4 456,43 kN
$\epsilon_{uk} =$	$N_p =$	4 459,57 kN
$\epsilon_{ud} =$	$N_s =$	0,00 kN
	$\Sigma N =$	3,14 kN
	$x =$	0,179 m
	$h-x =$	0,622 m
Beton mostovky C35/45	$M_{RD} =$	2 586,82 kNm
$\alpha_{cc} =$	$M_{ed} =$	1 836,80 kNm
$\gamma_c =$	Rozhoduje rozdrčení betonu.	
$f_{ck} =$		
$f_{cd} =$		
$\epsilon_{c3} =$		
$\epsilon_{cu3} =$		
Beton nosníku C90/105		
$\alpha_{cc} =$		
$\gamma_c =$		
$f_{ck} =$		
$f_{cd} =$		
$\epsilon_{c3} =$		
$\epsilon_{cu3} =$		

Tabulka 33: MSÚ - střed rozpětí - uvedení do provozu - výpočet M_{rd}

V čase uvedení do provozu průřez uprostřed rozpětí VYHOVUJE



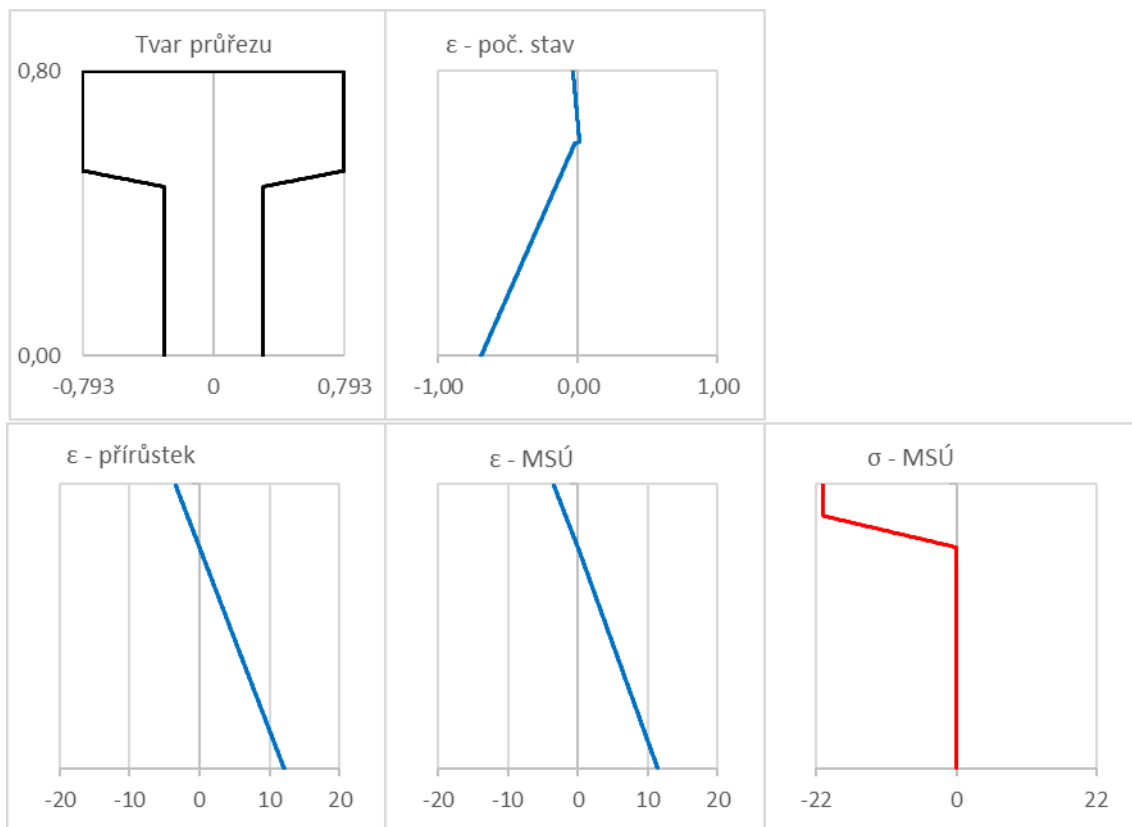
Grafy 10: MSÚ – uvedení do provozu - výpočet M_{rd} – průběh deformace a napětí

Výpočet M_{RD} – konec životnosti

Materiálové charakteristiky		Průřezové charakteristiky	
Předpínací výztuž		$h =$	0,800 m
$\gamma_s =$	1,15 [-]	$h_d =$	0,200 m
$f_{p0,1k} =$	1 670,00 MPa	$h_n =$	0,600 m
$f_{p0,1d} =$	1 452,17 MPa	$A_p =$	2 850,00 mm ²
$f_{pk} =$	1 860,00 MPa	$A_s =$	0,00 mm ²
$f_{pd} =$	1 617,39 MPa	$z_p =$	0,150 m
$E_p =$	195 GPa	$z_s =$	0,077 m
$\epsilon_y =$	7,447 ‰	Počáteční stav	
$\epsilon_{uk} =$	22,222 ‰	$\epsilon_{c,dh} =$	-0,036 ‰
$\epsilon_{ud} =$	20,000 ‰	$\epsilon_{c,dd} =$	0,011 ‰
Betonářská výztuž B500B		$\epsilon_{c,nh} =$	-0,021 ‰
$\gamma_s =$	1,15 [-]	$\epsilon_{c,nd} =$	-0,692 ‰
$f_{yk} =$	500,00 MPa	$\epsilon_p =$	6,082 ‰
$f_{yd} =$	434,78 MPa	$\epsilon_s =$	-0,606 ‰
$f_{uk} =$	540,00 MPa	MSÚ	
$f_{ud} =$	469,57 MPa	$\epsilon_{c,dh} =$	-3,500 ‰
$E_s =$	200 GPa	$\epsilon_{c,dd} =$	0,439 ‰
$\epsilon_y =$	2,174 ‰	$\epsilon_{c,nh} =$	0,407 ‰
$\epsilon_{uk} =$	50,000 ‰	$\epsilon_{c,nd} =$	11,411 ‰
$\epsilon_{ud} =$	45,000 ‰	$\epsilon_p =$	15,266 ‰
Beton mostovky C35/45		$\epsilon_s =$	9,999 ‰
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	$N_c =$	-4 435,93 kN
$\gamma_c =$	1,50 [-]	$N_p =$	4 431,99 kN
$f_{ck} =$	35,00 MPa	$N_s =$	0,00 kN
$f_{cd} =$	21,00 MPa	$\Sigma N =$	-3,93 kN
$\epsilon_{c3} =$	1,750 ‰	$x =$	0,178 m
$\epsilon_{cu3} =$	3,500 ‰	$h-x =$	0,622 m
Beton nosníku C90/105		$M_{Rd} =$	2 577,40 kNm
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	$M_{ed} =$	1 836,80 kNm
$\gamma_c =$	1,50 [-]	Rozhoduje rozdrčení betonu.	
$f_{ck} =$	90,00 MPa		
$f_{cd} =$	54,00 MPa		
$\epsilon_{c3} =$	2,300 ‰		
$\epsilon_{cu3} =$	2,600 ‰		

Tabulka 34: MSÚ - konec životnosti - střed rozpětí - výpočet M_{rd}

V čase na konci životnosti průřez uprostřed rozpětí VYHOVUJE



Tabulka 35. MSÚ - konec životnosti - střed rozpětí - průběhy deformací a napětí

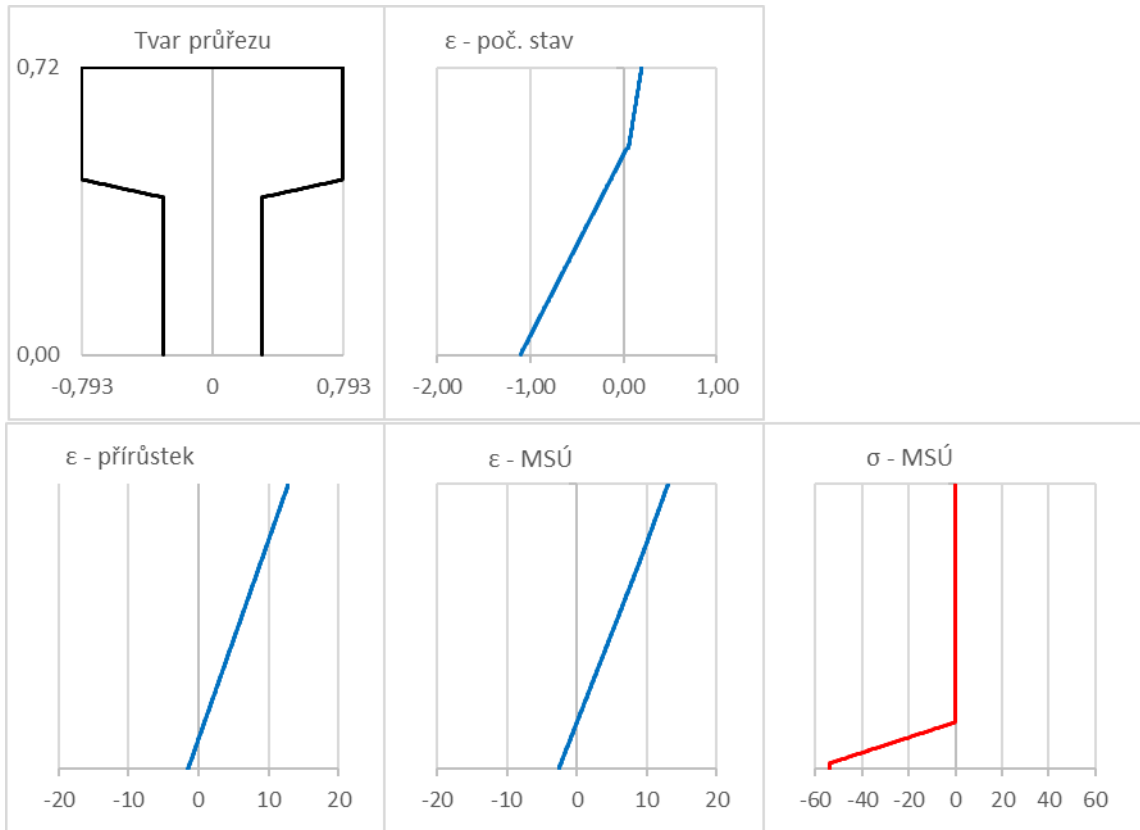
3.11.5 Ohyb s normálovou silou nad opěrou

Návrh ohybové výztuže $\phi 25/150$ mm

Výpočet M_{RD} - konec životnosti

Materiálové charakteristiky		Průřezové charakteristiky	
Předpínací výztuž		$h =$	0,720 m
$\gamma_s =$	1,15 [-]	$h_d =$	0,200 m
$f_{p0,1k} =$	1 670,00 MPa	$h_n =$	0,520 m
$f_{p0,1d} =$	1 452,17 MPa	$A_p =$	0,00 mm ²
$f_{pk} =$	1 860,00 MPa	$A_s =$	4 909,00 mm ²
$f_{pd} =$	1 617,39 MPa	$z_p =$	0,150 m
$E_p =$	195 GPa	$z_s =$	0,050 m
$\epsilon_y =$	7,447 ‰	Počáteční stav-ostatní stálé	
$\epsilon_{uk} =$	22,222 ‰	$\epsilon_{c,dh} =$	0,193 ‰
$\epsilon_{ud} =$	20,000 ‰	$\epsilon_{c,dd} =$	0,053 ‰
Betonářská výztuž B500B		$\epsilon_{c,nh} =$	0,034 ‰
$\gamma_s =$	1,15 [-]	$\epsilon_{c,nd} =$	-1,108 ‰
$f_{yk} =$	500,00 MPa	$\epsilon_p =$	0,000 ‰
$f_{yd} =$	434,78 MPa	$\epsilon_s =$	0,088 ‰
$f_{uk} =$	540,00 MPa	MSÚ	
$f_{ud} =$	469,57 MPa	$\epsilon_{c,dh} =$	13,020 ‰
$E_s =$	200 GPa	$\epsilon_{c,dd} =$	8,902 ‰
$\epsilon_y =$	2,174 ‰	$\epsilon_{c,nh} =$	8,883 ‰
$\epsilon_{uk} =$	50,000 ‰	$\epsilon_{c,nd} =$	-2,600 ‰
$\epsilon_{ud} =$	45,000 ‰	$\epsilon_p =$	0,000 ‰
Beton mostovky C35/45		$\epsilon_s =$	9,932 ‰
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	Betonářská výztuž je za mezí kluzu	
$\gamma_c =$	1,50 [-]	$N_c =$	-2 126,98 kN
$f_{ck} =$	35,00 MPa	$N_p =$	0,00 kN
$f_{cd} =$	21,00 MPa	$N_s =$	2 134,35 kN
$\epsilon_{c3} =$	1,750 ‰	$\Sigma N =$	7,37 kN
$\epsilon_{cu3} =$	3,500 ‰	$x =$	0,075 m
Beton nosníku C90/105		$h-x =$	0,645 m
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	$M_{Rd} =$	-1 318,87 kNm
$\gamma_c =$	1,50 [-]	$M_{ed} =$	1 240,57 kNm
$f_{ck} =$	90,00 MPa	VYHOVUJE	
$f_{cd} =$	54,00 MPa		
$\epsilon_{c3} =$	2,300 ‰		
$\epsilon_{cu3} =$	2,600 ‰		

Tabulka 36: MSÚ - nad opěrou - konec životnosti – výpočet M_{rd}

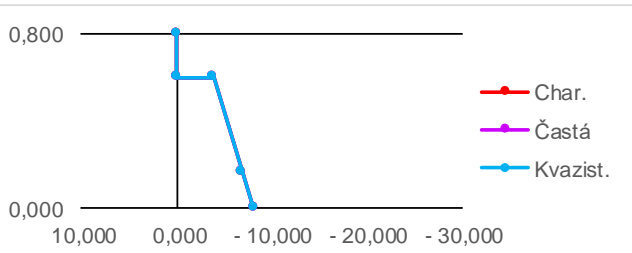
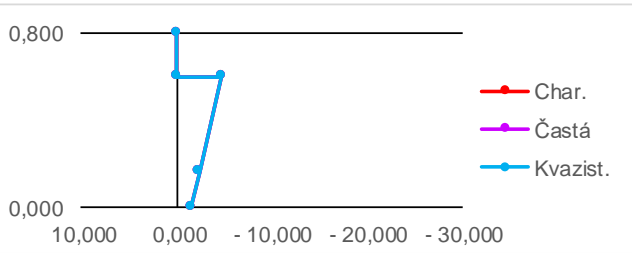


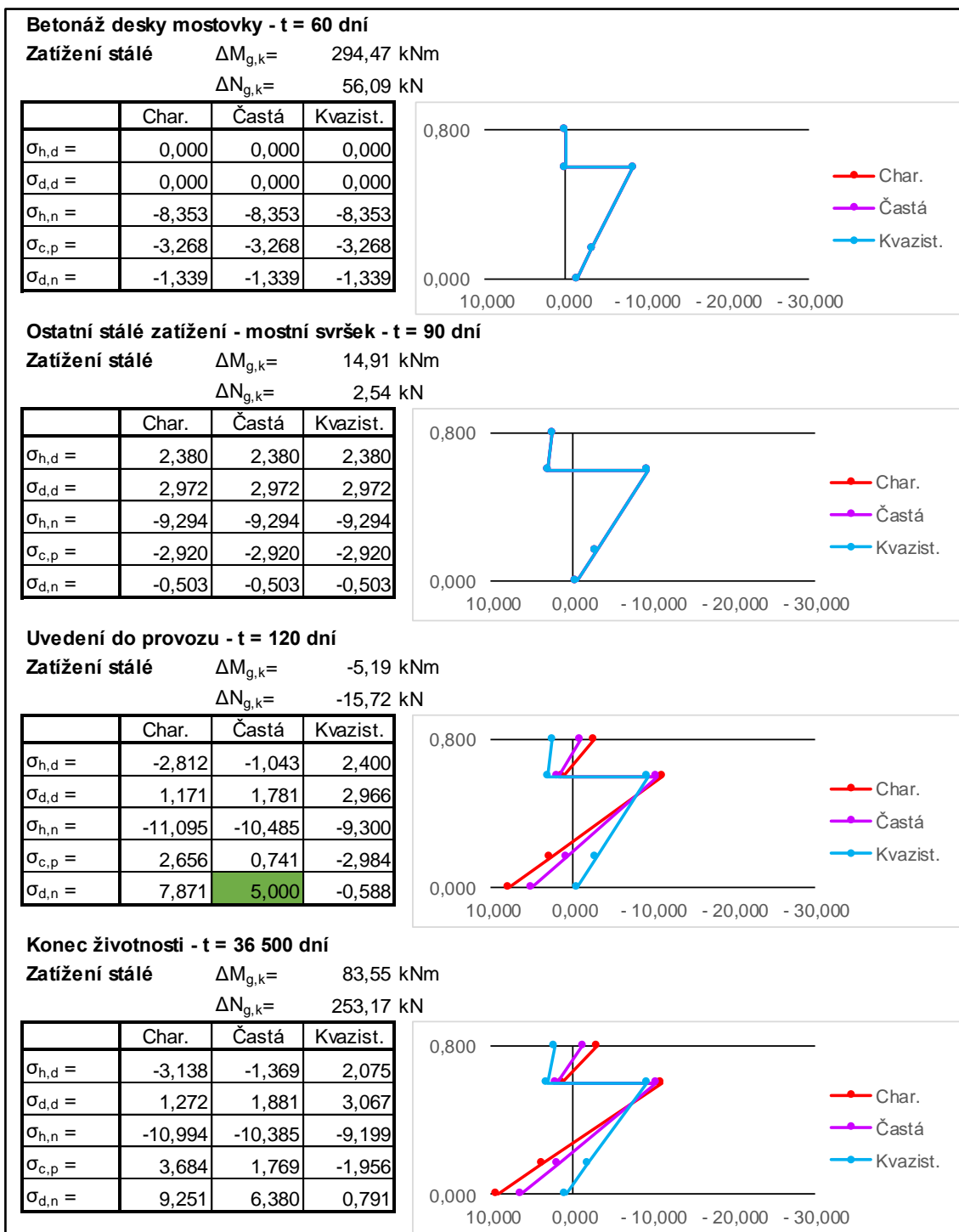
Grafy 11: MSÚ - nad opěrou - konec životnosti - průběhy deformací a napětí

3.11.5.1 Křehký lom

Stanovení redukované plochy předpínací výztuže

MSP - řez uprostřed rozpětí			Průřezové charakteristiky			
Vnitřní síly od zatížení			Nosník	Spřažený průřez		
Zatížení	N [kN]	M [kNm]	A =	A =		
VI. tíha nosníku	0,00	383,65	0,46290 m ²	0,77990 m ²		
VI. tíha desky	0,00	283,81	I _y =	I _y =		
Ostatní stálé	0,00	14,07	0,01580 m ⁴	0,03920 m ⁴		
Smrštění desky	-493,75	101,17		e _h =		
gr1a - char.	0,00	669,93	e _h =	-0,305 m		
gr1a - častá	0,00	442,55	e _p =	e _{spara} =		
			0,190 m	-0,105 m		
			e _d =	e _p =		
			0,355 m	0,330 m		
				e _d =		
				0,495 m		
			výška nosníku =	0,600 m		
			tloušťka desky =	0,200 m		
			výška spřaženého průřezu =	0,800 m		
			vzdálenost osy kabelu od dolní hran	0,165 m		
Účinky předpětí (přírůstky + ztráty)						
Fáze výstavby	Čas [dny]	ΔN [kN]	ΔM [kNm]			
Předpětí nosníku	3	-1 579,81	-300,16			
Dopnutí nosníku	30	-1 017,06	-193,24			
Betonáž desky	42	56,09	10,66			
Ostatní stálé zatížení	56	2,54	0,84			
Uvedení do provozu	80	-15,72	-5,19			
Konec životnosti	36 500	253,17	83,55			
Meze odolnosti materiálu [Mpa]						
Část	f _{ctm}	f _{ctk,005}	f _{ck}	f _{ctk,3dny}	0,6 · f _{ck}	0,45 · f _{ck}
Nosník - C90/105	5,00	3,50	90,00	2,99	54,00	40,50
Deska - C35/45	3,20	2,20	35,00	-	21,00	15,75
plocha výztuže		2850,00 mm ²				
redukovaná plocha výztuže		1943,00 mm ²				
Výpočet a posouzení normálových napětí [Mpa]						
Předpětí nosníku - t = 3 dny						
Zatížení stálé		ΔM _{g,k} =	83,49 kNm			
		ΔN _{g,k} =	-1 579,81 kN			
	Char.	Častá	Kvazist.			
σ _{h,d} =	0,000	0,000	0,000			
σ _{d,d} =	0,000	0,000	0,000			
σ _{h,n} =	-4,707	-4,707	-4,707			
σ _{c,p} =	-2,409	-2,409	-2,409			
σ _{d,n} =	-1,537	-1,537	-1,537			
Předpětí nosníku (dopnutí na plnou hodnotu předpínací síly) - t = 30 dní						
Zatížení stálé		ΔM _{g,k} =	-193,24 kNm			
		ΔN _{g,k} =	-1 017,06 kN			
	Char.	Častá	Kvazist.			
σ _{h,d} =	0,000	0,000	0,000			
σ _{d,d} =	0,000	0,000	0,000			
σ _{h,n} =	-3,908	-3,908	-3,908			
σ _{c,p} =	-6,930	-6,930	-6,930			
σ _{d,n} =	-8,076	-8,076	-8,076			



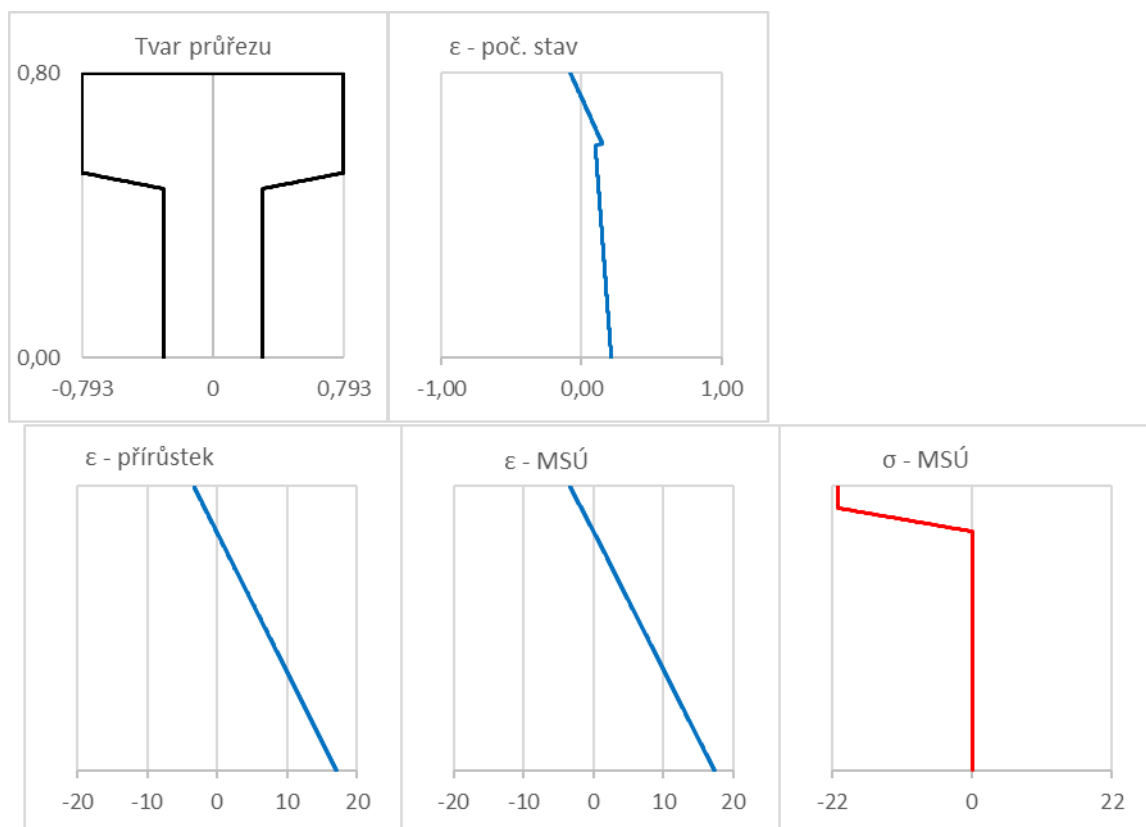


Tabulka 37: Křehký lom - stanovení plochy předpínací výztuže

Posouzení MSÚ křehkým lomem

Materiálové charakteristiky		Průřezové charakteristiky	
Předpínací výztuž		$h =$	0,800 m
$\gamma_s =$	1,15 [-]	$h_d =$	0,200 m
$f_{p0,1k} =$	1 670,00 MPa	$h_n =$	0,600 m
$f_{p0,1d} =$	1 452,17 MPa	$A_p =$	1 943,000 mm ²
$f_{pk} =$	1 860,00 MPa	$A_s =$	0,000 mm ²
$f_{pd} =$	1 617,39 MPa	$z_p =$	0,150 m
$E_p =$	195,00 GPa	$z_s =$	0,077 m
$\epsilon_y =$	7,45 ‰	Počáteční stav	
$\epsilon_{uk} =$	22,22 ‰	$\epsilon_{c,dh} =$	-0,079 ‰
$\epsilon_{ud} =$	20,00 ‰	$\sigma_{c,dh} =$	-0,946 MPa
Betonářská výztuž B500B		$\epsilon_{c,dd} =$	0,152 ‰
$\gamma_s =$	1,15 [-]	$\sigma_{c,dd} =$	1,821 MPa
$f_{yk} =$	500,00 MPa	$\epsilon_{c,nh} =$	0,099 ‰
$f_{yd} =$	434,78 MPa	$\sigma_{c,nh} =$	2,313 MPa
$f_{uk} =$	540,00 MPa	$\epsilon_{c,nd} =$	0,213 ‰
$f_{ud} =$	469,57 MPa	$\sigma_{c,nd} =$	5,000 MPa
$E_s =$	200,00 GPa	$\epsilon_p =$	6,751 ‰
$\epsilon_y =$	2,17 ‰	$\sigma_p =$	1 316,430 MPa
$\epsilon_{uk} =$	50,00 ‰	$\epsilon_s =$	0,198 ‰
$\epsilon_{ud} =$	45,00 ‰	$\sigma_s =$	39,66 MPa
Beton mostovky C35/45		MSÚ	
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	$\epsilon_{c,dh} =$	-3,391 ‰
$\gamma_c =$	1,50 [-]	$\sigma_{c,dh} =$	-21,000 MPa
$f_{ck} =$	35,00 MPa	$\epsilon_{c,dd} =$	1,935 ‰
$f_{cd} =$	21,00 MPa	$\sigma_{c,dd} =$	0,000 MPa
$\epsilon_{c3} =$	1,75 ‰	$\epsilon_{c,nh} =$	1,882 ‰
$\epsilon_{cu3} =$	3,50 ‰	$\sigma_{c,nh} =$	0,000 MPa
Beton nosníku C90/105		$\epsilon_{c,nd} =$	17,284 ‰
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	$\sigma_{c,nd} =$	0,000 MPa
$\gamma_c =$	1,50 [-]	$\epsilon_p =$	20,000 ‰
$f_{ck} =$	90,00 MPa	$\sigma_p =$	1 617,39 MPa
$f_{cd} =$	54,00 MPa	$\epsilon_s =$	15,307 ‰
$\epsilon_{c3} =$	2,30 ‰	$\sigma_s =$	445,45 MPa
$\epsilon_{cu3} =$	2,60 ‰	$N_c =$	-3 144,66 kN
		$N_p =$	3 142,59 kN
		$N_s =$	0,00 kN
		$\Sigma N =$	-2,07 kN
		$x =$	0,130 m
		$h-x =$	0,670 m
		$M_{Rd} =$	1 889,80 kNm
		$M_{ed} =$	1 836,80 kNm
VYHOVUJE			
Rozhoduje přetržení předpínací výztuže.			

Nosník na křehký lom VYHOVUJE i bez přidané betonářské výztuže.



Grafy 12: MSÚ - křehký lom - konec životnosti - průběhy deformací a napětí

3.11.6 Smyk

3.11.6.1 Smyková únosnost stojny na opěrou

Návrhové síly pro posouzení smykové únosnosti

$$6.10a \quad V_{Ed} = 871,11 \text{ kN}$$

$$6.10b \quad V_{Ed} = 1048,5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed;max} = 1048,5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = -3459,8 \text{ kN}$$

Výpočet smykové odolnosti stojny a posouzení viz Tabulka 38.

V průřezu dojde ke vzniku přidavné tahové síly. Průřez nad opěrou je znovu posouzen na ohyb s normálovou silou se zahrnutím přidavné tahové síly (umístěnou do tažené části průřezu), viz Tabulka 39.

$$\Delta F_{td} = V_{Ed} \cdot \cotg \theta = 1048,5 \times 1,25 = 1310,6 \text{ kN}$$

Smyková únosnost průřezu podle ČSN EN 1992-1-1

Podporový průřez

$N_{ed} = 3459,8 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 1048,5 \text{ kN}$

Smyková výztuž - materiál

Mez kluzu $f_{ywk} = 500 \text{ Mpa}$
 Souč. materiálu $\gamma_c = 1,15$ -
 Návrh. mez kluzu $f_{ywd} = 434,8 \text{ Mpa}$

Rozměry průřezu

Výška $h = 0,52 \text{ m}$
 Min. šířka $b_w = 0,6 \text{ m}$

Třmeny

Profil $\phi = 14 \text{ mm}$
 Počet štíhů 4 -
 Vzdálenost $s = 100 \text{ mm}$

Ohybová výztuž

Krytí výztuže $c = 0,077 \text{ m}$
 Průměr prutů $\phi = 16 \text{ mm}$
 Počet vložek $n = 3 \text{ ks}$
 Účinná výška $d = 0,429 \text{ m}$
 Rameno vnit. sil $z = 0,3861 \text{ m}$

Sklon tlačných diagonál

$\cotg \theta = 1,25$ -

Beton

Char. Pevnost $f_{ck} = 90,00 \text{ Mpa}$
 Souč. materiálu $\gamma_c = 1,50$ -
 Redukční součinitel v tlaku $\alpha_{cc} = 0,90$ -
 Návrhová pevnost $f_{cd} = 54,00 \text{ MPa}$
 Součinitel smykové pevnosti $u_x = 0,38$ -

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže

Součinitel tl. prvku $k = k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,6828$ -

St. vyztužení ohyb. výzt. $\zeta_1 = \rho = \frac{A_{sl}}{b_w d} = 0,0052$ -

Průměrné napětí od předpětí $\sigma_{cp} = 10,993 \text{ Mpa}$

$V_{Rd,c;min} = 611 \text{ kN}$

$< 0,25 \cdot f_{cd} = 13,5 \text{ MPa}$ $V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$

$u_{min} = 0,725$ - $v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ $V_{Rd,c;1} = 611,2 \text{ kN}$

$k_1 = 0,15$ - $V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w \cdot d$

$C_{Rd,c} = 0,12$ $V_{Rd,c;2} = 611,2 \text{ kN}$

NEVYHOVUJE

Únosnost tlačné diagonály

Průměrné napětí od předpětí $\sigma_{cp} = 10,993 \text{ Mpa}$

Součinitel napětí v tl. pásu $\alpha_{cw} = 1,204$ -

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} z b_w u_1 f_{cd} \cotg \theta / (1 + \cotg^2 \theta)$$

$$V_{Rd,max} = 2820,276 \text{ kN}$$

Únosnost smykové výztuže

Třmeny

$$A_{sw} = 615,7522 \text{ mm}^2$$

$$\zeta_w = 0,010263$$
 -

minimální stupeň vyztuž. $\zeta_{w,min} = 0,001518$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cotg \theta$$

$$V_{Rd,s} = 1292,076 \text{ kN}$$

Celková únosnost prvku na smyk

$$V_{Rd,s} = 1292,076 \text{ kN} > V_{ed} = 1049 \text{ kN}$$

VYHOVUJE

Tabulka 38: Smyková únosnost stojny nad opěrou

Materiálové charakteristiky		Průřezové charakteristiky	
Předpínací výztuž		$h =$	0,720 m
$Y_s =$	1,15 [-]	$h_d =$	0,200 m
$f_{p0,1k} =$	1 670,00 MPa	$h_n =$	0,520 m
$f_{p0,1d} =$	1 452,17 MPa	$A_p =$	0,00 mm ²
$f_{pk} =$	1 860,00 MPa	$A_s =$	4 909,00 mm ²
$f_{pd} =$	1 617,39 MPa	$Z_p =$	0,150 m
$E_p =$	195 GPa	$Z_s =$	0,077 m
$\epsilon_y =$	7,447 ‰	Počáteční stav-ostatní stálé	
$\epsilon_{uk} =$	22,222 ‰	$\epsilon_{c,dh} =$	0,193 ‰
$\epsilon_{ud} =$	20,000 ‰	$\epsilon_{c,dd} =$	0,053 ‰
Betonářská výztuž B500B		$\epsilon_{c,nh} =$	0,034 ‰
$Y_s =$	1,15 [-]	$\epsilon_{c,nd} =$	-1,108 ‰
$f_{yk} =$	500,00 MPa	$\epsilon_p =$	0,000 ‰
$f_{yd} =$	434,78 MPa	$\epsilon_s =$	0,107 ‰
$f_{uk} =$	540,00 MPa	MSÚ	
$f_{ud} =$	469,57 MPa	$\epsilon_{c,dh} =$	6,962 ‰
$E_s =$	200 GPa	$\epsilon_{c,dd} =$	4,527 ‰
$\epsilon_y =$	2,174 ‰	$\epsilon_{c,nh} =$	4,508 ‰
$\epsilon_{uk} =$	50,000 ‰	$\epsilon_{c,nd} =$	-2,600 ‰
$\epsilon_{ud} =$	45,000 ‰	$\epsilon_p =$	0,000 ‰
Beton mostovky C35/45		$\epsilon_s =$	5,465 ‰
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	Betonářská výztuž je za mezi kluzu	
$Y_c =$	1,50 [-]	$N_c =$	-3 435,74 kN
$f_{ck} =$	35,00 MPa	$N_p =$	0,00 kN
$f_{cd} =$	21,00 MPa	$N_s =$	2 134,35 kN
$\epsilon_{c3} =$	1,750 ‰	$\Sigma N =$	-1 301,39 kN
$\epsilon_{cu3} =$	3,500 ‰	$x =$	0,130 m
Beton nosníku C90/105		$h-x =$	0,590 m
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	$M_{Rd} =$	-1 125,34 kNm
$Y_c =$	1,50 [-]	$M_{ed} =$	1 240,57 kNm
$f_{ck} =$	90,00 MPa	NEVYHOVUJE	
$f_{cd} =$	54,00 MPa	Rozhoduje rozdrčení betonu	
$\epsilon_{c3} =$	2,300 ‰		
$\epsilon_{cu3} =$	2,600 ‰		

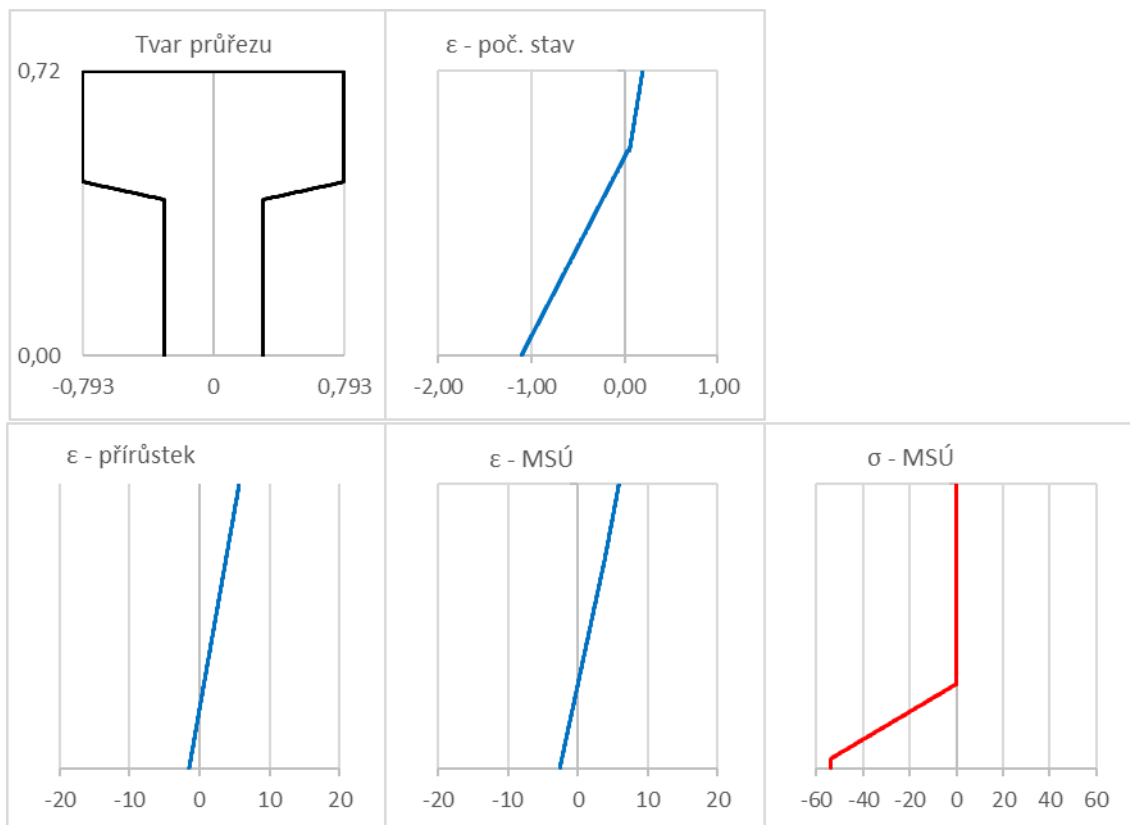
Tabulka 39: MSÚ - nad opěrou - posouzení s přídatnou tahovou silou

NEVYHOVUJE → Návrh výztuže 12 ϕ 25/130

Nové posouzení

Materiálové charakteristiky		Průřezové charakteristiky	
Předpínací výztuž		h =	0,720 m
$\gamma_s =$	1,15 [-]	hd =	0,200 m
$f_{p0,1k} =$	1 670,00 MPa	hn =	0,520 m
$f_{p0,1d} =$	1 452,17 MPa	$A_p =$	0,00 mm ²
$f_{pk} =$	1 860,00 MPa	$A_s =$	5 890,50 mm ²
$f_{pd} =$	1 617,39 MPa	zp =	0,150 m
$E_p =$	195 GPa	zs =	0,077 m
$\epsilon_y =$	7,447 ‰		
$\epsilon_{uk} =$	22,222 ‰	Počáteční stav-ostatní stálé	
$\epsilon_{ud} =$	20,000 ‰	$\epsilon_{c,dh} =$	0,193 ‰
		$\sigma_{c,dh} =$	2,315 MPa
		$\epsilon_{c,dd} =$	0,053 ‰
		$\sigma_{c,dd} =$	0,634 MPa
		$\epsilon_{c,nh} =$	0,034 ‰
		$\sigma_{c,nh} =$	0,791 MPa
Betonářská výztuž B500B		$\epsilon_{c,nd} =$	-1,108 ‰
$\gamma_s =$	1,15 [-]	$\sigma_{c,nd} =$	-26,025 MPa
$f_{yk} =$	500,00 MPa	$\epsilon_p =$	0,000 ‰
$f_{yd} =$	434,78 MPa	$\sigma_p =$	0,00 MPa
$f_{uk} =$	540,00 MPa	$\epsilon_s =$	0,107 ‰
$f_{ud} =$	469,57 MPa	$\sigma_s =$	21,35 MPa
$E_s =$	200 GPa		
$\epsilon_y =$	2,174 ‰	MSÚ	
$\epsilon_{uk} =$	50,000 ‰	$\epsilon_{c,dh} =$	5,861 ‰
$\epsilon_{ud} =$	45,000 ‰	$\sigma_{c,dh} =$	0,000 MPa
		$\epsilon_{c,dd} =$	3,732 ‰
		$\sigma_{c,dd} =$	0,000 MPa
		$\epsilon_{c,nh} =$	3,713 ‰
		$\sigma_{c,nh} =$	0,000 MPa
		$\epsilon_{c,nd} =$	-2,600 ‰
		$\sigma_{c,nd} =$	-54,000 MPa
		$\epsilon_p =$	0,000 ‰
		$\sigma_p =$	0,00 MPa
		$\epsilon_s =$	4,551 ‰
		$\sigma_s =$	436,71 MPa
Beton mostovky C35/45		Betonářská výztuž je za mezí kluzu	
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	$N_c =$	-3 868,51 kN
$\gamma_c =$	1,50 [-]	$\Delta F_{td} =$	1 310,60 kN
$f_{ck} =$	35,00 MPa	$N_p =$	0,00 kN
$f_{cd} =$	21,00 MPa	$N_s =$	2 561,09 kN
$\epsilon_{c3} =$	1,750 ‰	$\Sigma N =$	-1 307,42 kN
$\epsilon_{cu3} =$	3,500 ‰		
		$x =$	0,150 m
		$h-x =$	0,570 m
Beton nosníku C90/105		MRd =	-1 335,39 kNm
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	Med =	-1 240,57 kNm
$\gamma_c =$	1,50 [-]	VYHOVUJE	
$f_{ck} =$	90,00 MPa	Rozhoduje rozdrčení betonu	
$f_{cd} =$	54,00 MPa		
$\epsilon_{c3} =$	2,300 ‰		
$\epsilon_{cu3} =$	2,600 ‰		

**Nosník v řezu nad opěrou na ohyb s přidavnou tahovou silou ΔF_{td}
VYHOVUJE**



Grafy 13: MSÚ – nad opěrou – posouzení s přidavnou tahovou silou – průběh deformací a napětí

3.11.6.2 Smyková únosnost stojiny uprostřed rozpětí

Návrhové síly pro posouzení smykové únosnosti

Rozhoduje zatížení dopravou.

$$6.10b \quad V_{Ed} = 1,35 \times 182,94 = 247,0 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,max} = 247,0 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = -3273,03 \text{ kN}$$

Výpočet smykové odolnosti stojiny a posouzení viz Tabulka 40.

V průřezu dojde ke vzniku přidavné tahové síly. Průřez nad opěrou je znovu posouzen na ohyb s normálovou silou se zahrnutím přidavné tahové síly (umístěnou do tažené části průřezu), viz Tabulka 41.

$$\Delta F_{td} = V_{Ed} \cdot \cotg \theta = 247,0 \times 1,25 = 308,711 \text{ kN}$$

Smyková únosnost průřezu podle ČSN EN 1992-1-1

Uprostřed rozpětí

$$N_{ed} = 3273,0 \text{ kN}$$

$$V_{ed} = 247 \text{ kN}$$

Rozměry průřezu

$$\text{Výška } h = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Min. šířka } b_w = 0,6 \text{ m}$$

Ohybová výztuž

$$\text{Krytí výztuže } c = 0,077 \text{ m}$$

$$\text{Průměr prutů } \phi = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Počet vložek } n = 3 \text{ ks}$$

$$\text{Účinná výška } d = 0,523 \text{ m}$$

$$\text{Rameno vnit. Sil } z = 0,4707 \text{ m}$$

Beton

$$\text{Char. Pevnost } f_{ck} = 90,00 \text{ Mpa}$$

$$\text{Souč. materiálu } \gamma_c = 1,50 -$$

$$\text{Redukční součinitel v tlaku } \alpha_{cc} = 0,90 -$$

$$\text{Návrhová pevnost } f_{cd} = 54,00 \text{ MPa}$$

$$\text{Součinitel smykové pevnosti } u_x = 0,38 -$$

Smyková výztuž - materiál

$$\text{Mez kluzu } f_{ywk} = 500 \text{ Mpa}$$

$$\text{Souč. materiálu } \gamma_c = 1,15 -$$

$$\text{Návrh. mez kluzu } f_{ywd} = 434,8 \text{ Mpa}$$

Třmeny

$$\text{Profil } \phi = 14 \text{ mm}$$

$$\text{Počet štíhů } 2 -$$

$$\text{Vzdálenost } s = 200 \text{ mm}$$

Sklon tlačných diagonál

$$\cotg \theta : 1,25 -$$

Únosnost ve smyku bez smykové výztuže

$$\text{Součinitel tl. prvku } k = k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,6184 -$$

$$\text{St. vyztužení ohyb. výzt. } \rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} = 0,0006 -$$

$$\text{Průměrné napětí od předpětí } \sigma_{cp} = 9,023 \text{ Mpa}$$

$$< 0,25 \cdot f_{cd} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c;min} = 639,2 \text{ kN}$$

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

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$u_{min} = 0,684 -$$

$$V_{Rd,c;1} = 529,1 \text{ kN}$$

$$k_1 = 0,15 -$$

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$C_{Rd,c} = 0,12$$

$$V_{Rd,c} = 639,2 \text{ kN}$$

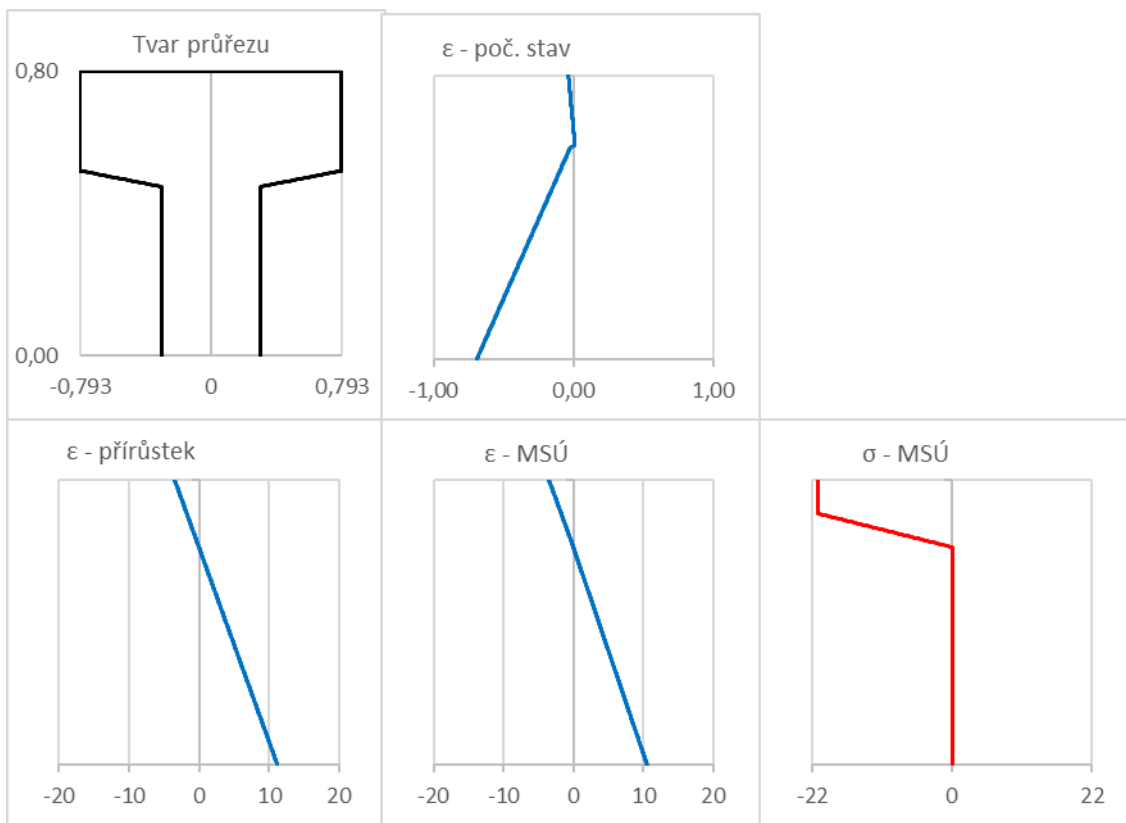
VYHOVUJE

Tabulka 40: Smyková únosnost stojiny uprostřed rozpětí

Materiálové charakteristiky		Průřezové charakteristiky	
Předpínací výztuž		$h =$	0,800 m
$\gamma_s =$	1,15 [-]	$h_d =$	0,200 m
$f_{p0,1k} =$	1 670,00 MPa	$h_n =$	0,600 m
$f_{p0,1d} =$	1 452,17 MPa	$A_p =$	2 850,00 mm ²
$f_{pk} =$	1 860,00 MPa	$A_s =$	0,00 mm ²
$f_{pd} =$	1 617,39 MPa	$z_p =$	0,150 m
$E_p =$	195,00 GPa	$z_s =$	0,077 m
$\epsilon_y =$	7,45 ‰	Počáteční stav	
$\epsilon_{uk} =$	22,22 ‰	$\epsilon_{c,dh} =$	-0,036 ‰
$\epsilon_{ud} =$	20,00 ‰	$\epsilon_{c,dd} =$	0,011 ‰
Betonářská výztuž B500B		$\epsilon_{c,nh} =$	-0,021 ‰
$\gamma_s =$	1,15 [-]	$\epsilon_{c,nd} =$	-0,692 ‰
$f_{yk} =$	500,00 MPa	$\epsilon_p =$	6,082 ‰
$f_{yd} =$	434,78 MPa	$\epsilon_s =$	-0,606 ‰
$f_{uk} =$	540,00 MPa	MSÚ	
$f_{ud} =$	469,57 MPa	$\epsilon_{c,dh} =$	-3,500 ‰
$E_s =$	200,00 GPa	$\epsilon_{c,dd} =$	0,213 ‰
$\epsilon_y =$	2,17 ‰	$\epsilon_{c,nh} =$	0,181 ‰
$\epsilon_{uk} =$	50,00 ‰	$\epsilon_{c,nd} =$	10,505 ‰
$\epsilon_{ud} =$	45,00 ‰	$\epsilon_p =$	14,530 ‰
Beton mostovky C35/45		$\epsilon_s =$	9,180 ‰
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	$N_c =$	-4 706,54 kN
$\gamma_c =$	1,50 [-]	$N_p =$	4 404,38 kN
$f_{ck} =$	35,00 MPa	$N_s =$	0,00 kN
$f_{cd} =$	21,00 MPa	$\Sigma N =$	-302,15 kN
$\epsilon_{c3} =$	1,750 ‰	$x =$	0,189 m
$\epsilon_{cu3} =$	3,500 ‰	$h-x =$	0,611 m
Beton nosníku C90/105		$MR_d =$	2 759,49 kNm
$\alpha_{cc} =$	0,90 [-]	$Med =$	1836,8 kNm
$\gamma_c =$	1,50 [-]	Rozhoduje rozdrčení betonu.	
$f_{ck} =$	90,00 MPa		
$f_{cd} =$	54,00 MPa		
$\epsilon_{c3} =$	2,300 ‰		
$\epsilon_{cu3} =$	2,600 ‰		

Tabulka 41: MSÚ - uprostřed rozpětí - posouzení s přidavnou tahovou silou

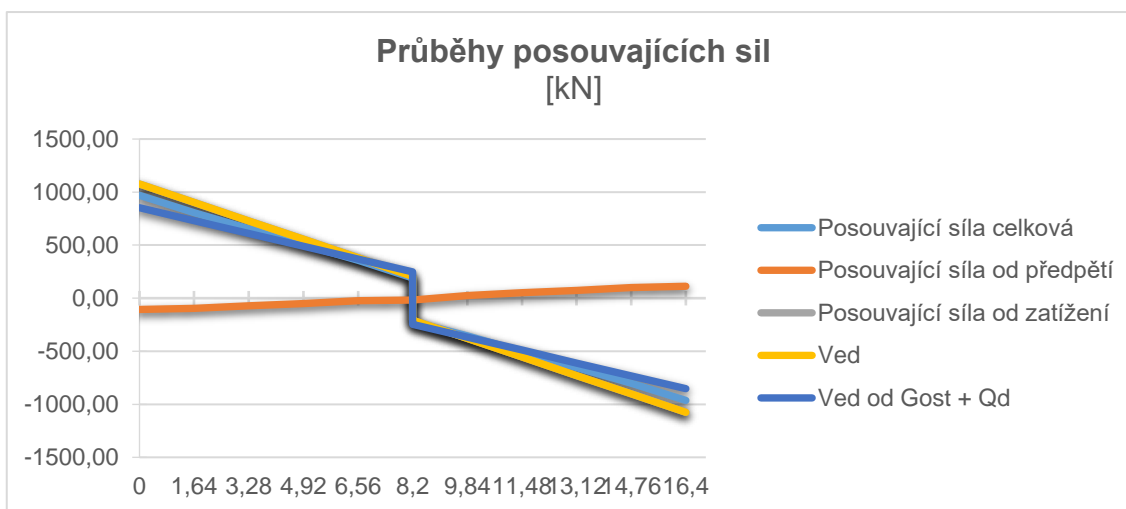
**Nosník v řezu uprostřed rozpětí na ohyb s přidavnou tahovou silou ΔF_{td}
VYHOVUJE**



Grafy 14: MSÚ – uprostřed rozpětí – posouzení s přidavnou tahovou silou - průběh deformací a napětí

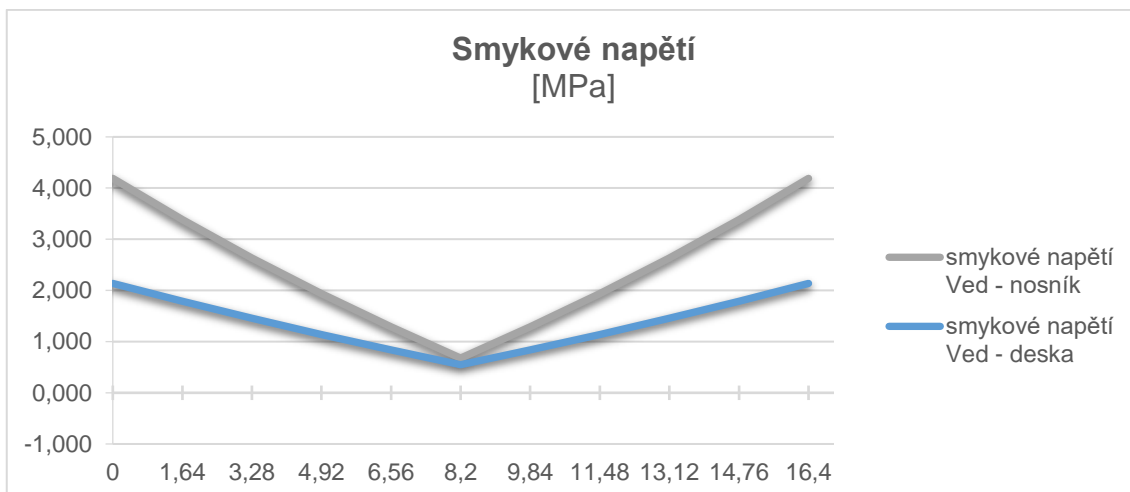
3.11.7 Smyk mezi stěnou a přilehlými deskami T-průřezu

V _{ed} od vlastní tíhy nosníku a desky			V _{ed} od ostatního stálého a dopravy		
6.10a	V _{ed;stred} =	0,00 kN	6.10a	V _{ed;stred} =	185,23 kN
	V _{ed;podp} =	230,26 kN		V _{ed;podp} =	640,85 kN
6.10b	V _{ed;stred} =	0,00 kN	6.10b	V _{ed;stred} =	246,97 kN
	V _{ed;podp} =	195,72 kN		V _{ed;podp} =	852,77 kN



Smykové napětí ve svislém řezu se stanoví dle vztahu:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{z \cdot h_f}$$



Nosník

$$f_{cd} = 54 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} = 4,19 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota smykového napětí na mezi únosnosti

$$v_{Rd} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f)$$

Redukční součinitel tlakové pevnosti betonu při porušení smykem

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{60}{250}\right) = 0,384 [-]$$

$$\theta_f = 45^\circ$$

$$v_{Rd} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) = 0,384 \cdot 54 \cdot 0,5 = 10,37 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} = 10,37 \text{ MPa} > v_{Ed} = 4,19 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE (Návrh } A_{sf, \min})$$

$$h_f = 190 \text{ mm (průměrná výška příruby)}$$

$$s_f = 125 \text{ mm}$$

$$A_{sf, \min} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f \cdot s_f}{\cot g(\theta_f) \cdot f_{yd}} = \frac{4,19 \cdot 190 \cdot 125}{1 \cdot 434,8} = 228,73 \text{ mm}^2$$

Návrh příčné výztuže 5φ12 k hornímu povrchu

Deska

$$f_{cd} = 21 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} = 2,14 \text{ MPa}$$

Návrhová hodnota smykového napětí na mezi únosnosti

$$v_{Rd} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f)$$

Redukční součinitel tlakové pevnosti betonu při porušení smykem

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 0,516 [-]$$

$$\theta_f = 45^\circ$$

$$v_{Rd} = v \cdot f_{cd} \cdot \sin(\theta_f) \cdot \cos(\theta_f) = 0,516 \cdot 21 \cdot 0,5 = 5,42 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed} = 5,42 \text{ MPa} > v_{Ed} = 2,14 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE (Návrh } A_{sf, \min})$$

$h_f = 200 \text{ mm}$ (výška desky)

$s_f = 125 \text{ mm}$

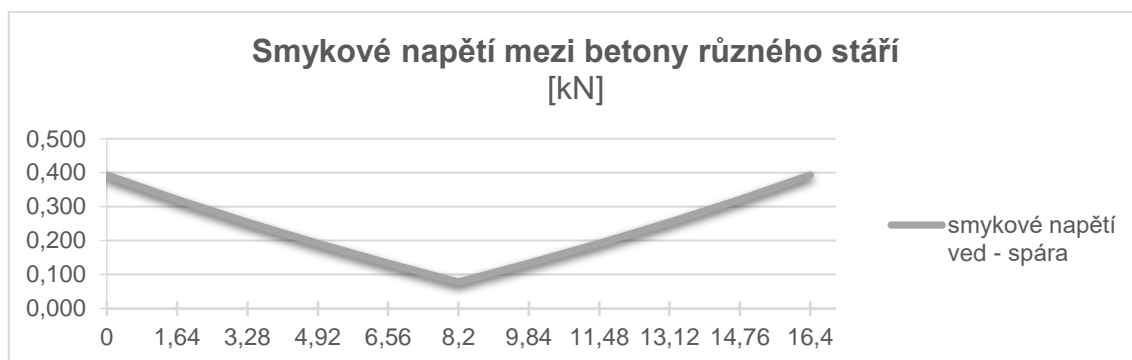
$$\blacksquare A_{sf,min} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f \cdot s_f}{\cotg(\theta_f) \cdot f_{yd}} = \frac{2,14 \cdot 200 \cdot 125}{1,434,8} = 116,7 \text{ mm}^2$$

Návrh příčné výztuže 5 ϕ 12 u obou povrchů

3.11.8 Smyk mezi betony různého stáří

Hodnota smykového napětí na styku nosníku a desky se stanoví podle vztahu:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{z \cdot h_f}$$



Hodnota smykového napětí na mezi únosnosti ve styčné spáře se stanoví podle výrazu:

$$v_{Rd} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha))$$

- $c = 0,45$
- $\mu = 0,7$
- $\sigma_n = 0 \text{ MPa}$
- $\rho = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} = \frac{615,75}{100 \cdot 1550} = 0,04$
- $f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 0,9 \cdot 2,2 / 1,5 = 1,32 \text{ MPa}$
- $v_{Rd} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 1,777 \text{ MPa}$
- $v_{Ed} = 0,393 \text{ MPa} \rightarrow \text{VYHOVUJE}$

3.11.9 Únava

Konstrukce je vystavena účinkům cyklického zatěžování, proto jsou výztuž i beton ověřeny na únavu. Jelikož není v provozním stavu uprostřed rozpětí dosaženo tahových napětí větších než tahová pevnost betonu, uvažují se zde průřezy neporušené trhlinami. Nad opěrami však trhliny vzniknou a pro průřez nad opěrou je proto stanoven ideální průřez.

3.11.9.1 Ověření tlačného betonu na únavu – podélný směr

K ověření tlačného betonu na únavu je vyčíslen rozkmit napětí v tlačném betonu od časté kombinace zatížení. K ověření betonu na únavu je použit model zatížení na únavu 1 – FLM1.

Při ověření musí být splněna následující podmínka:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$$

Návrhová hodnota únavové pevnosti betonu v tlaku se stanoví dle následujícího vztahu:

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$k_1 = 0,85$$

$$\beta_{cc}(t_0) = 1,0$$

Nosník

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,85 \cdot 1,0 \cdot \frac{90}{1,5} \cdot \left(1 - \frac{90}{250}\right) = 32,64 \text{ MPa}$$

Deska

$$f_{cd,fat} = k_1 \cdot \beta_{cc}(t_0) \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,85 \cdot 1,0 \cdot \frac{35}{1,5} \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) = 17,06 \text{ MPa}$$

Hodnoty ohybových momentů od zatížení FLM1 jsou uvažovány v líci opěry.

FLM1			Spřažený průřez		
	$M_{\text{střed;char}}$	$M_{\text{podp;char}}$	A =	0,77990	m ²
	[kNm]	[kNm]	I _y =	0,03920	m ⁴
FLM1-UDL	40,86	52,59	e _h =	-0,305	m
FLM1-TS	359,28	270,20	e _{spara} =	-0,105	m
			e _p =	0,345	m
			e _d =	0,495	m
			S tržninou nad podporou		
			x _{ir;80}	0,153	m
			x _{ir;kž}	0,221	m
			I _{ir;80}	0,005	m ⁴
			I _{ir;kž}	0,009	m ⁴

Stálé zatížení + předpětí

Průřez	Etapa	$\sigma_{h,D}$	$\sigma_{d,D}$	$\sigma_{h,N}$	$\sigma_{d,N}$
Střed rozpětí	Uvedení do provozu	-1,061	-0,382	-6,890	-8,868
	Konec životnosti	-1,588	-0,247	-6,755	-6,748
Podpora	Uvedení do provozu	tah	tah	tah	-11,574
	Konec životnosti	tah	tah	tah	-9,091

FLM1

Průřez	Etapa	$\sigma_{h,D}$	$\sigma_{d,D}$	$\sigma_{h,N}$	$\sigma_{d,N}$
Střed rozpětí	-	-3,11	-1,07	-1,07	5,05
Podpora	-	-	-	-	-9,33

Stálé zatížení + předpětí + FLM1

Průřez	Etapa	$\sigma_{h,D}$	$\sigma_{d,D}$	$\sigma_{h,N}$	$\sigma_{d,N}$
Střed rozpětí	Uvedení do provozu	-4,174	-1,454	-7,962	-3,815
	Konec životnosti	-4,701	-1,319	-7,827	-1,695
Podpora	Uvedení do provozu	tah	tah	tah	-20,907
	Konec životnosti	tah	tah	tah	-18,424

		$\sigma_{h,D}$	$\sigma_{d,D}$	$\sigma_{h,N}$	$\sigma_{d,N}$		
$f_{cd,fat}$	[MPa]	17,06	17,06	32,64	32,64		
Vyhodnocení únavy		$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} - 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5$				max	Posouzení
Střed rozpětí	Uvedení do provozu	0,273	0,095	0,149	0,219	0,273	< 0,5 OK
	Konec životnosti	0,318	0,084	0,147	0,183	0,318	< 0,5 OK
Podpora	Uvedení do provozu	tah	tah	tah	0,481	0,481	< 0,5 OK
	Konec životnosti	tah	tah	tah	0,439	0,439	< 0,5 OK

Tabulka 42: Ověření betonu na únavu v podélném směru

3.11.9.2 Ověření betonářské a předpínací výztuže na únavu – podélný směr

Pro ověření výztuže na únavu je použita metoda poškozujícího ekvivalentního napětí. Normové povolené rozkmity napětí jsou uvedeny v tab

Typ výztuže	Počet cyklů N*	Rozkmit napětí $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$
Betonářská výztuž - přímá	10 ⁶	162,5 MPa
Předpínací výztuž - předem předpjatá	10 ⁶	185,0 MPa

Tabulka 43: Dovolené rozkmity napětí ve výztuži

Pro ověření betonářské a předpínací výztuže na únavu musí být splněna následující podmínka:

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,Equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}$$

Poškozující ekvivalentní rozkmit napětí se stanoví ze vztahu:

$$\Delta\sigma_{S,Equ}(N^*) = \Delta\sigma_{S,Ec} \cdot \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} \cdot A$$

$\mu = 0,832$ Koeficient vyjadřující účinek rozdílného chování jednotlivých typů v soudružnosti

$k_2 = 9$ pro přímou a ohýbanou výztuž podle tabulky 6.3 a 6.4 ČSN EN 1992-1-1

$\lambda_{s,1} = 1,2$ součinitel druhu konstrukčního prvku a délky příčnickové čáry uvažovaný hodnotou 1,2

$\lambda_{s,2} = 0,47$ součinitel intenzity dopravy podle vztahu

$N_{obs} = 0,5 \cdot 10^6$ počet nákladních vozidel za rok podle tabulky 4.5 ČSN EN 1992-2

$Q = 0,94$ součinitel typu dopravy podle tabulky NN.1 ČSN EN 1992-2

$\lambda_{s,3} = 1$ součinitel návrhové životnosti dle NN.104 ČSN EN 1992-2

$\lambda_{s,4} = 1$ součinitel vyjadřující vliv současného zatížení ve více pruzích podle NN.105 ČSN EN 1992-2

Pro stanovení součinitelů zahrnující místní podmínky stavby platí vzahy:

$$\eta = \frac{A_s + A_p}{A_s + A_p \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}}$$

$$\lambda_{s,2} = \bar{Q} \cdot k_2 \sqrt{\frac{N_{obs}}{2 \cdot 10^6}}$$

Ověření výztuže na únavu

Typ výztuže	Počet cyklů N*	Rozkmit napětí $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$
Betonářská výztuž - přímá	10 ⁶	162,5 MPa
Předpínací výztuž - předem předpjatá	10 ⁶	185,0 MPa

FLM3	$M_{střed;char}$ [kNm]	$M_{podp;char}$ [kNm]	Spřažený průřez		
			A =	0,77990	m ²
	128,76	270,20	$I_y =$	0,03920	m ⁴
			$e_h =$	-0,305	m
	$E_s =$	200,00 Gpa	$e_{spara} =$	-0,105	m
	$E_{cm;N} =$	44,00 Gpa	$e_p =$	0,345	m
	$E_{cm;D} =$	34,00 Gpa	$e_d =$	0,495	m
	$A_{s,p} =$	2850,00 mm ²	S trhlinou		
	$A_{s,s} =$	4909,00 mm ²	$X_{ir;80}$	0,168	m
	$\xi =$	0,50	$X_{ir;KŽ}$	0,242	m
	$\phi_s =$	25,00	$I_{ir;80}$	0,006	m ⁴
	$\phi_p =$	5,20	$I_{ir;KŽ}$	0,011	m ⁴

Rozkmit od FLM3

Průřez	Moment [kNm]	Předpínací výztuž		Betonářská výztuž	
		e_i [m]	$\Delta\sigma_{p,i}$ [MPa]	e_i [m]	$\Delta\sigma_{s,i}$ [MPa]
Střed rozpětí	128,76	0,345	5,151	-	-
Podpora	270,20	0,143	27,641	0,475	98,835

Předpínací výztuž

Průřez	$\Delta\sigma_{FLM3}$	k	$\Delta\sigma_{s,EC}$	$\lambda_{s,1}$	$\lambda_{s,2}$	$\lambda_{s,3}$	$\lambda_{s,4}$	φ_{fat}	$\Delta\sigma_{s,equ}$
	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MPa]
Střed rozpětí	5,151	1,4	7,211	1,20	0,47	1,00	1,00	1,20	4,881
Podpora	27,641	1,4	38,697	1,20	1,00	1,00	1,00	1,20	55,724

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,Equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \frac{185,000}{1,15} = 160,9 > \Delta\sigma_{s,equ} \quad \text{Vyhovuje}$$

Betonářská výztuž

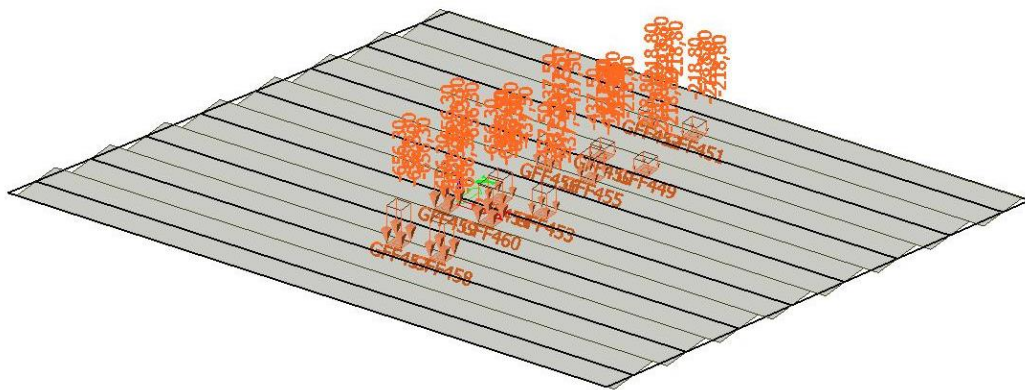
Průřez	$\Delta\sigma_{FLM3}$	k	$\Delta\sigma_{s,EC}$	$\lambda_{s,1}$	$\lambda_{s,2}$	$\lambda_{s,3}$	$\lambda_{s,4}$	φ_{fat}	$\Delta\sigma_{s,equ}$
	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MPa]
Střed rozpětí	-	1,4	-	1,20	0,47	1,00	1,00	1,20	-
Podpora	98,835	1,4	138,369	1,20	0,47	1,00	1,00	1,20	93,648

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,Equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \frac{162,500}{1,15} = 141,3 > \Delta\sigma_{s,equ} \quad \text{VYHOVUJE}$$

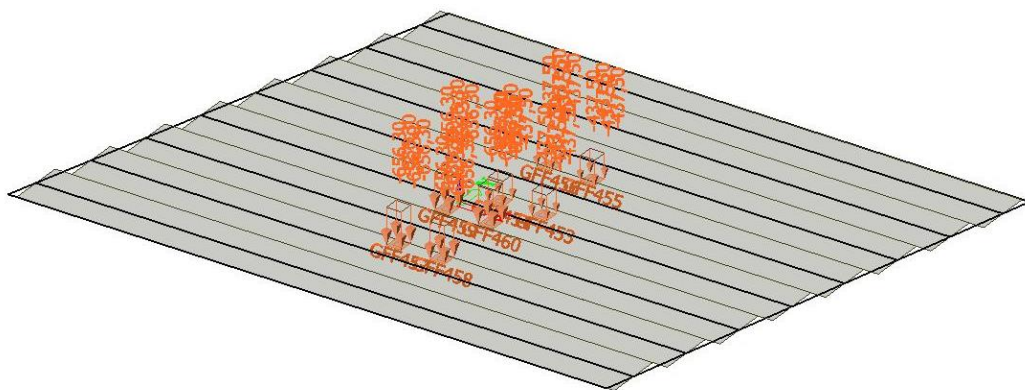
Tabulka 44: Ověření výztuže na únavu

3.12 Návrh a ověření desky mostovky

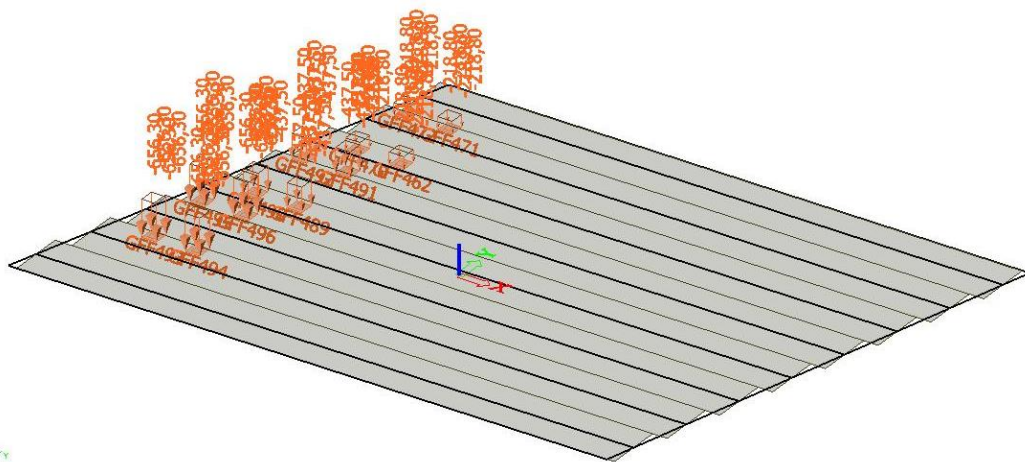
Návrhové hodnoty zatížení pro návrh a ověření desky mostovky jsou uvažovány dle kap: Zatížení 3.3. Ověřeny jsou i jiné polohy nápravových sil od



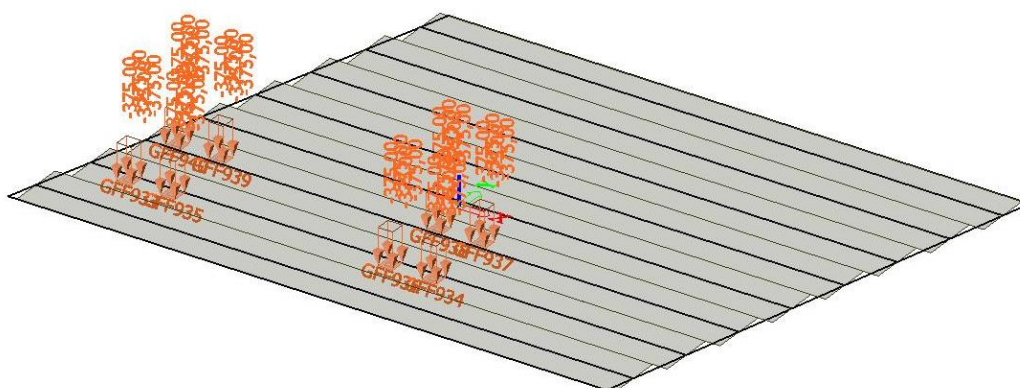
Obrázek 63: Příklad zatížení desky modelem FLM1 TS – 2



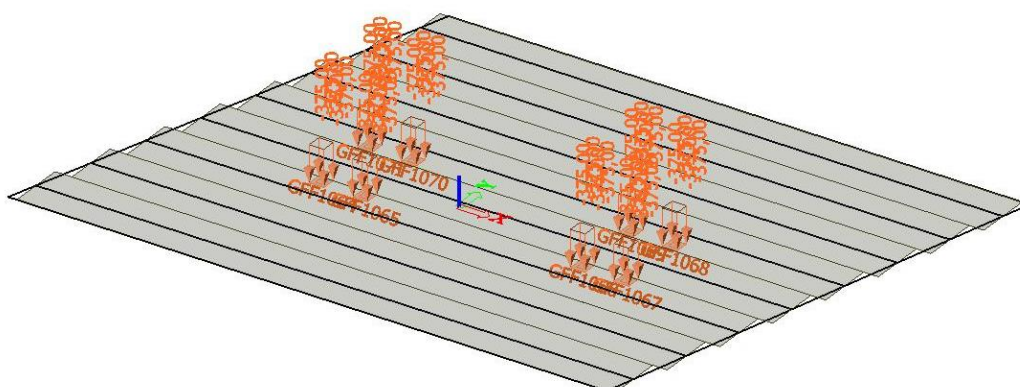
Obrázek 64: Příklad zatížení desky modelem FLM1 TS – 3



Obrázek 65: Příklad zatížení desky modelem FLM1 TS – 4

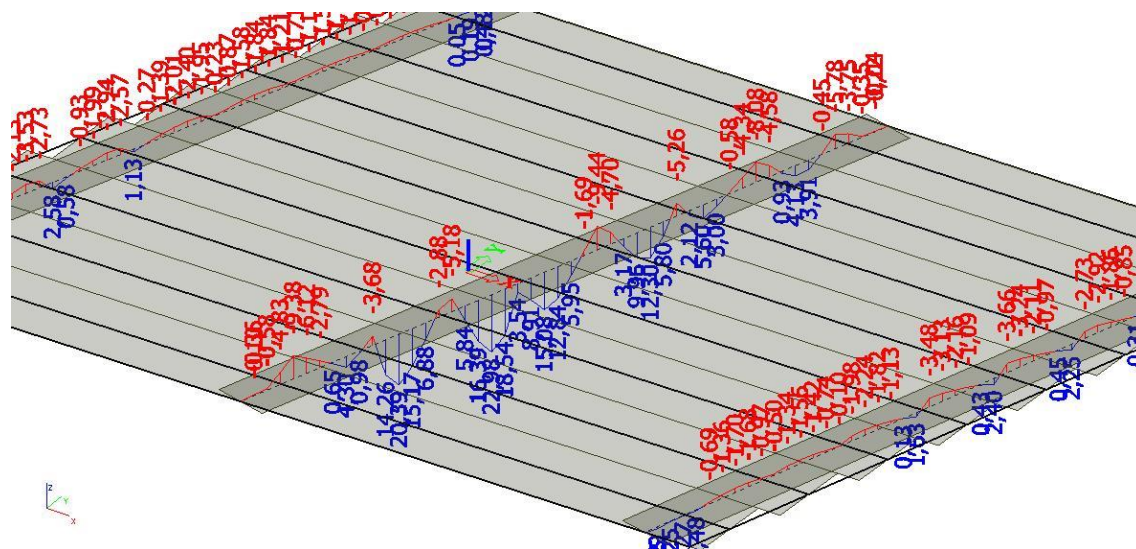


Obrázek 66: Příklad zatížení desky modelem FLM3

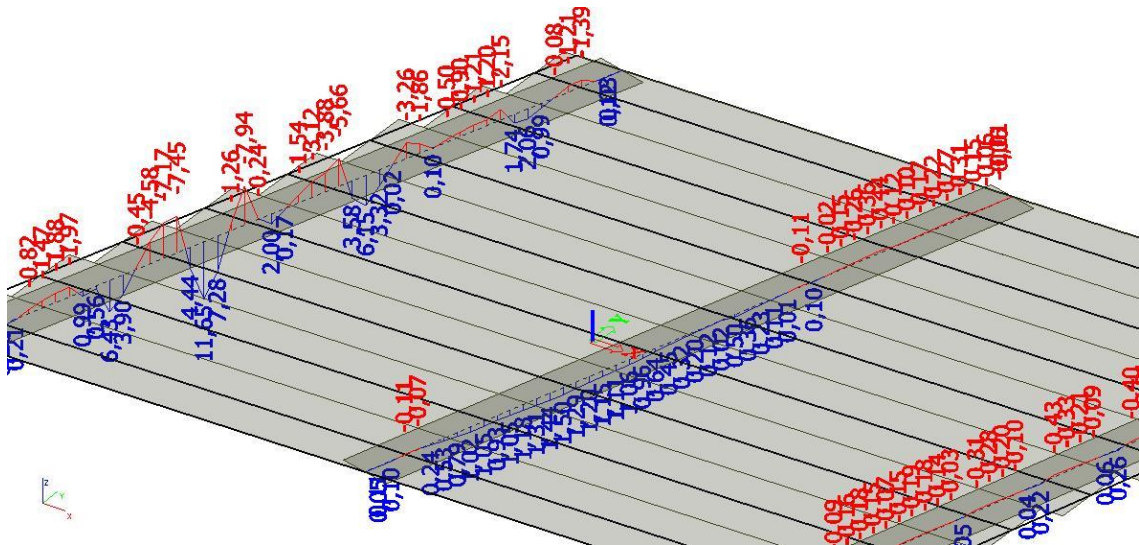


Obrázek 67: Příklad zatížení desky modelem FLM3

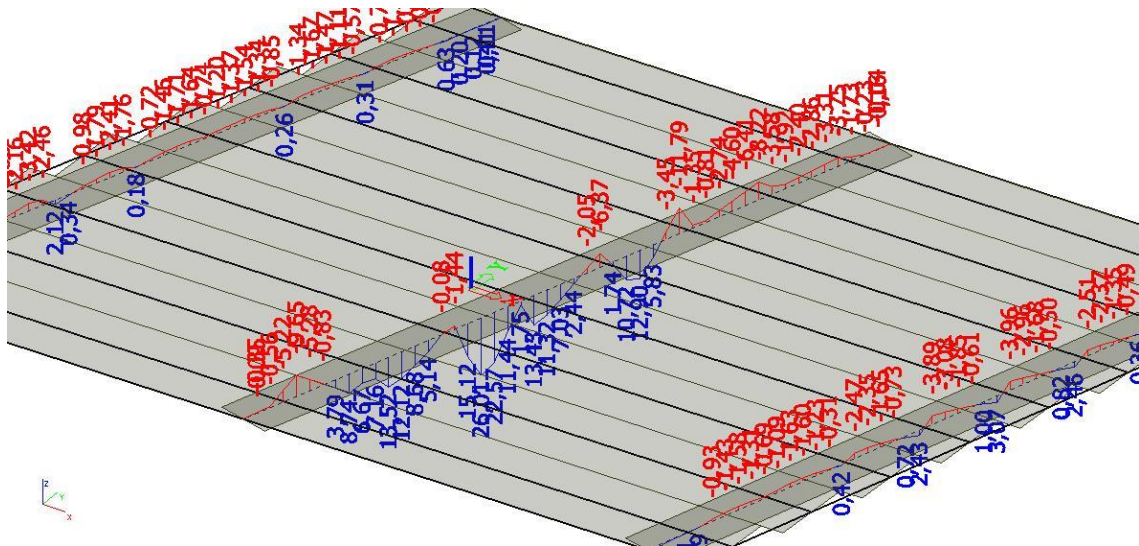
3.12.2 Vnitřní síly – příčný moment



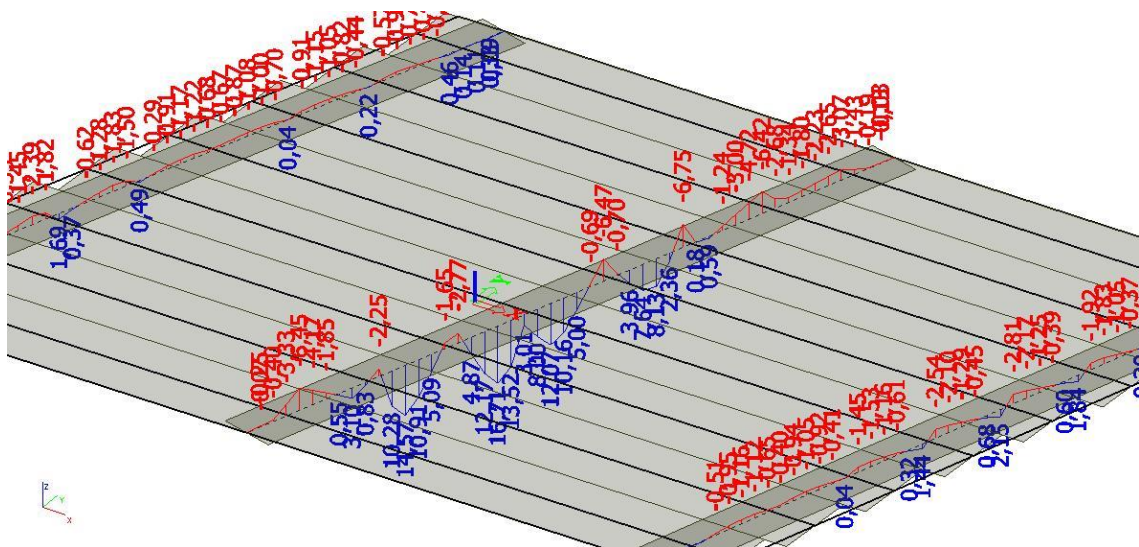
Obrázek 68: Příčný moment od LM1 - 1



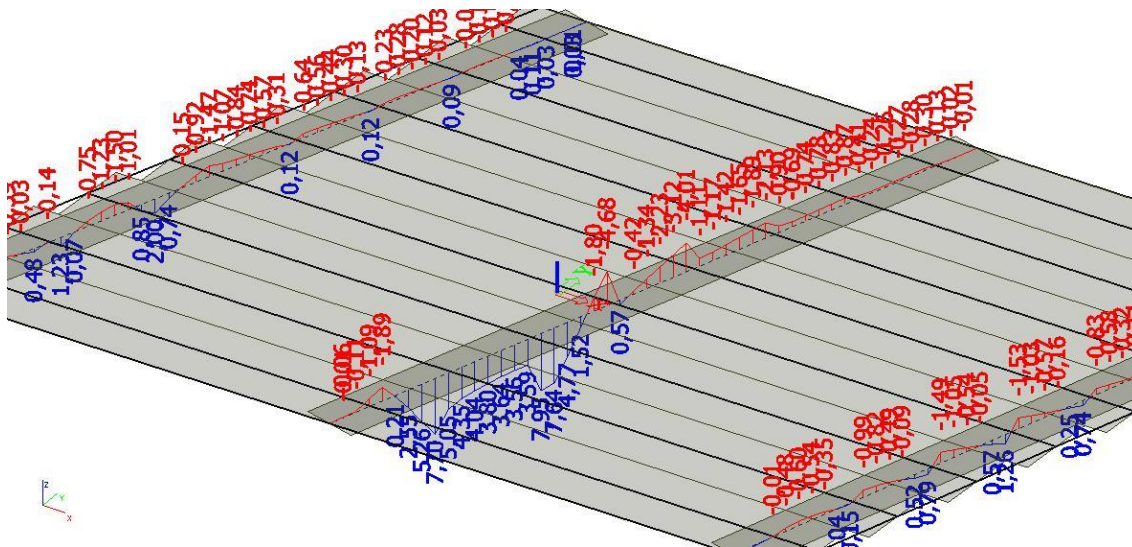
Obrázek 69: Příčný moment od LM1 - 2



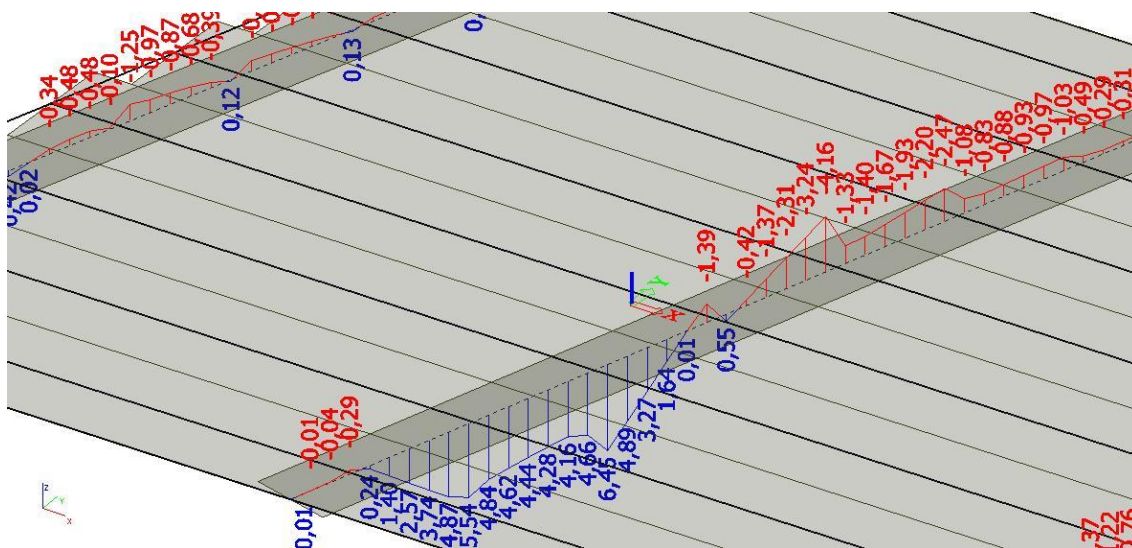
Obrázek 70: Příčný moment od FLM1 - 1



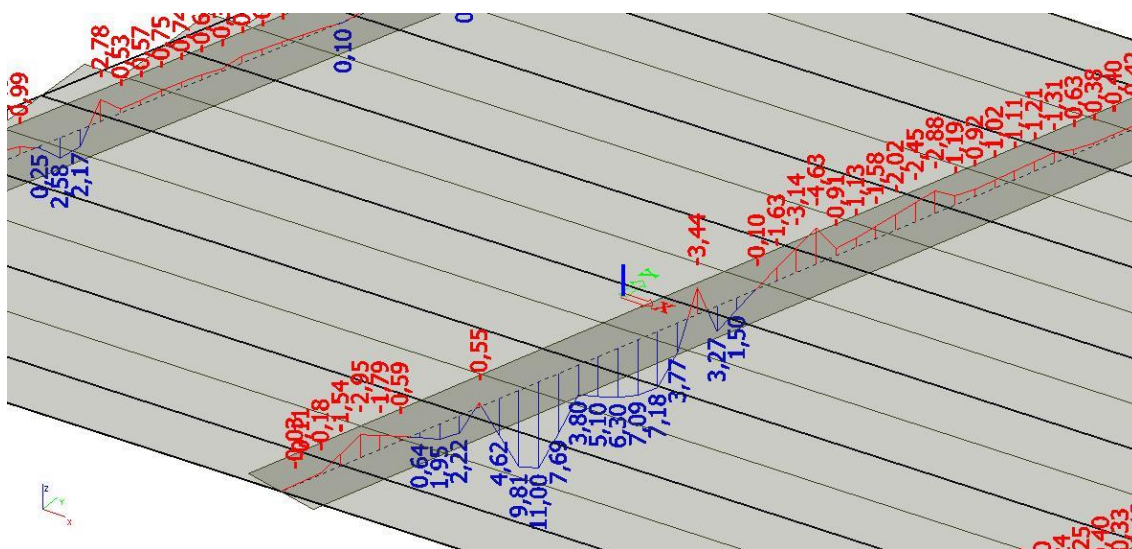
Obrázek 71: Příčný moment od FLM1 - 2



Obrázek 72: : Příčný moment od FLM1 - 3

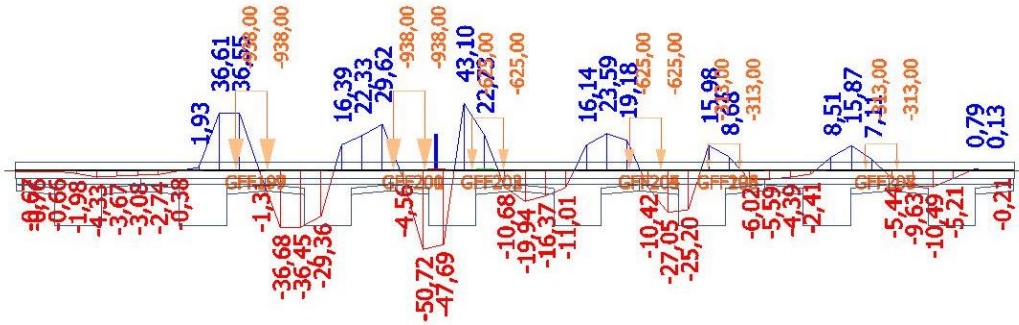


Obrázek 73: Příčný moment od FLM3 - 1

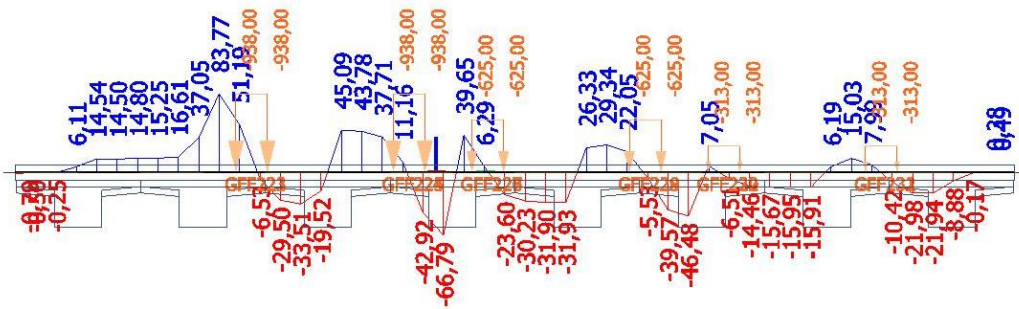


Obrázek 74: Příčný moment od FLM3 - 2

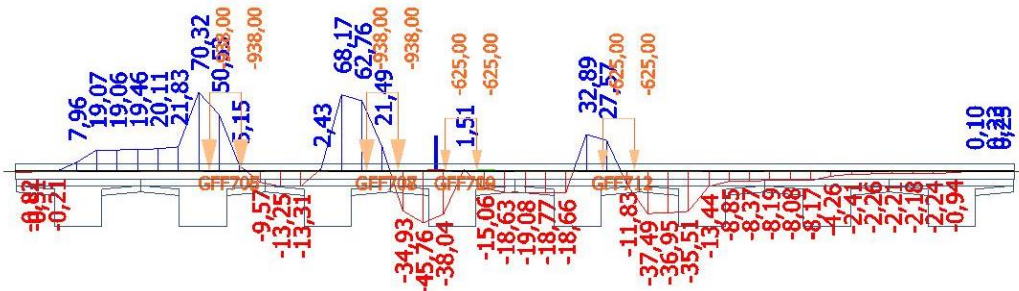
3.12.3 Vnitřní síly – smyk na desce



Obrázek 75: Deska - nad opěrou - smyk



Obrázek 76: Deska - střed rozpětí - smyk 1



Obrázek 77: Deska - střed rozpětí – smyk 2

3.12.4 Přehled vnitřních sil

Návrhové hodnoty vnitřních sil

Poloha rozhodujícího průřezu	Model zat.	Návrh dolní výztuže střed desky [kNm]	Návrh horní výztuže líc nosníku [kNm]	Smyková síla v lici nosníku [kN]
Střed rozpětí desky	LM1	$M_{ed}=23,01 \cdot 1,35=31,06$	$M_{ed}=9,85 \cdot 1,35=13,3$	$V_{ed}=50,72 \cdot 1,35=68,5$
	FLM1	$M_{ed}=16,71$	$M_{ed}=6,57$	-
	FLM3	$M_{ed}=11$	$M_{ed}=4,68$	-
Nad podporou	LM1	$M_{ed}=11,65 \cdot 1,35=15,73$	$M_{ed}=9,81 \cdot 1,35=13,3$	$V_{ed}=45,76 \cdot 1,35=61,78$
	FLM1	$M_{ed}=7,99$	$M_{ed}=6,86$	-
	FLM3	$M_{ed}=3,40$	$M_{ed}=4,17$	-

Tabulka 45: Posouzení desky v příčném směru: návrhové vnitřní síly

3.12.5 Ověření desky v příčném směru

Betonářská výztuž bude v příčném směru desky sjednocena a na ohyb bude ověřena pouze pro rozhodující moment od zatížení modelem LM1 a to ve středu desky uprostřed rozpětí – $M_{ed} = 31,06$ kNm.

Ověření desky na příčný ohyb

Průřez		
$b_{eff} = 1000$ mm	$b_w = 1000$ mm	$H = 200$ mm
$c_1 = 40$ mm	$c_2 = 40$ mm	
$d = 154$ mm	$d_2 = 46$ mm	$A_c = 0,200$ m ²

Materiály		
ocel: B 500 B		beton: C35/45
$\gamma_s = 1,15$	$f_{yk} = 500$ MPa	$f_{ck} = 35,0$ MPa
$f_{yd} = 434,8$ MPa		$\alpha_{cc} = 1$
$E_y = 200,0$ GPa		$\gamma_c = 1,5$
		$E_{cm} = 34,0$
		$f_{cd} = 23,3$ MPa
		$\alpha_e = 5,88$
		$f_{c,t,m} = 3,2$ MPa

Ohybová výztuž		
tažená výztuž	5 Φ 12 mm + 0 Φ mm	$A_{s1} = 565$ mm² (0,283%)
$A_{s,min} = A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_c} b_w d$	$, 0,0013 b_w d = 256$	$< 565 < A_{s,max} = 0,04 A_c = 8000$ vyhoví
přidaná ohyb. výzt.	0,0 Φ mm	$A_{s,extra} =$ mm ²
min. rozd. výztuž:	0,0 Φ mm	$A_{s,perp} = 113$ mm ² (pro desky)
tlačená výztuž	2 Φ 12 mm	$A_{s2} = 226$ mm² Tlačená výztuž nezapočtena

Vnitřní síly	
$M_d = 31,1$ kNm	

OHYBOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU	
Pozice neutrální osy	
$x_{bal1} = d \cdot 700 / (700 + f_{yd}) = 160 \cdot 700 / (700 + 434,8) = 99$ mm	
$x_{bal2} = d \cdot 700 / (700 - f_{yd}) = 40 \cdot 700 / (700 - 434,8) = 105,6$ mm	
započtená tlačenná výztuž:	$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot f_{fyd}}{0,8 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = \frac{565 \cdot 435 - 226 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 23,3} = 7,9$ mm
ověření: $x_{bal1} = 99$ mm	$> x = 8$ mm $> x_{bal2} = 105,6$ mm nevyužitá A_{s2}
nezapočtená tlačenná výztuž:	$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}} = \frac{565 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 23,3} = 13,2$ mm
Momentová únosnost	
$r_c = H - (c_1 + \Phi/2) - 0,4 \cdot x = 200 - 46 - 0,4 \cdot 13 = 149$ mm	
$r_{s2} = H - (c_2 + \Phi/2) - (c_2 + \Phi/2) = 200 - 46 - 46 = 108,0$ mm	
$M_{rd} = 0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot r_c + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot r_{s2} =$	
$= 0,8 \cdot 1000,0 \cdot 13 \cdot 23,33 \cdot 149 + 0 \cdot 434,8 \cdot 108 = 37$ kNm	
Max. moment:	$M_{Rd} = 36,6$ kN $> M_{Ed} = 31$ kN 85% vyhoví

Tabulka 46: Ověření desky na příčný ohyb:

Ověření desky v příčném směru - smyk

	$N_{ed} =$	0,0 kN		Smyková výztuž - materiál
	$V_{ed} =$	68,5 kN		Mez kluzu $f_{y\ wk} =$ 500 Mpa
Rozměry průřezu				Souč. materiálu $\gamma_c =$ 1,15 -
Výška	$h =$	0,2 m		Návrh. mez kluzu $f_{y\ wd} =$ 434,8 Mpa
Min. šířka	$b_w =$	1 m		
Ohybová výztuž				Třmeny
Krytí výztuže	$c =$	0,04 m		Profil $\phi =$ 0 mm
Průměr prutů	$\phi =$	12 mm		Počet štíhů 0 -
Počet vložek	$n =$	4 ks		Vzdálenost $s =$ 0 mm
Účinná výška	$d =$	0,15 m		Sklon tlačných diagonál
Rameno vnit. Sil	$z =$	0,135 m		$\cotg \theta : 1,25 -$
Beton				
Char. Pevnost	$f_{ck} =$	35,00 Mpa		
Souč. materiálu	$\gamma_c =$	1,50 -		
Redukční součinitel v tlaku	$\alpha_{cc} =$	0,90 -		
Návrhová pevnost	$f_{cd} =$	21,00 MPa		
Součinitel smykové pevnosti	$u_x =$	0,52 -		
Únosnost ve smyku bez smykové výztuže				
Součinitel tl. prvku	$k = k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$	2,0000 -		
St. vyztužení ohyb. výzt.	$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d}$	0,0006 -		
Průměrné napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	0,000 Mpa		$V_{Rd,c,min} =$ 87,85 kN
		$< 0,25 \cdot f_{cd} =$ 5,25 MPa		$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$
	$u_{min} =$	0,586 -	$V_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	$V_{Rd,c:1} =$ 45,2 kN
	$k_1 =$	0,15 -	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$	
	$C_{Rd,c} =$	0,12		$V_{Rd,c} =$ 87,85 kN
				VYHOVUJE
Únosnost tlačné diagonály				
Průměrné napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	0,000 Mpa		
Součinitel napětí v tl. pásu	$\alpha_{cw} =$	1,000 -		
			$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} z b_w u_1 f_{cd} \cotg \theta / (1 + \cotg^2 \theta)$	
			$V_{Rd,max} =$ 713,5902 kN	

Tabulka 47: Ověření desky v příčném směru – smyk

Ověření tláčeného betonu desky na únavu

	Střed desky	Líc nosníku	
	M_{ed}	M_{ed}	
	[kNm]	[kNm]	
FLM1-TS	16,71	6,86	(záporný moment - tlak)

Beton			Výztuž		
E_c	34,000	GPa	E_c	200,000	Gpa
φ	1,82	-	α	5,88	-
$E_{c;100}$	12,06	GPa	c	20,00	mm
Střed desky			Nad lícem nosníku		
b_w	1,000	m	b_w	1,000	m
h_D	0,200	m	h_D	0,200	m
d	0,174	m	d	0,175	m
Výztuž			Výztuž		
ϕ	12,000	mm	ϕ	10,000	mm
n	4,000	ks	n	4,000	ks
A_s	452,39	mm ²	A_s	314,16	mm ²
$X_{ir;80}$	0,028	m	$X_{ir;80}$	0,022	m
$I_{ir;80}$	0,000064	m ⁴	$I_{ir;80}$	0,000047	m ⁴
$Z_{b;80}$	0,165	m	$Z_{b;80}$	0,167	m

FLM1

Průřez	$\sigma_{d,N}$ [Mpa]	
Střed desky	7,28	(tlak)
Líc nosníku	3,18	(tlak)

Rozkmit tlakového napětí nesmí být větší než polovina tlakové odolnosti betonu při únavě

$f_{cd, fat}$	17,06	$\Delta\sigma_{s, equ} = 7,28$	VYHOVUJE
$f_{cd, fat}/2$	8,53		

Tabulka 48: Desky v příčném směru - ověří betonu na únavu

Ověření výztuže desky v příčném směru na únavu

Stanovení součinitelů ekvivalentního poškození zahrnující místní podmínky stavby je shodné jako při posouzení desky v podélném směru, viz kap. 3.11.9.2.

	Střed desky	Líc nosníku
	$M_{\text{střed;char}}$ [kNm]	$M_{\text{podp;char}}$ [kNm]
FLM3	11,00	4,68

Beton			Výztuž		
E_c	34,000	GPa	E_c	200,000	Gpa
φ	1,82	-	α	5,88	-
$E_{c;100}$	12,06	GPa	c	20,00	mm
Střed desky			Nad lícem nosníku		
b_w	1,000	m	b_w	1,000	m
h_D	0,200	m	h_D	0,200	m
d	0,174	m	d	0,175	m
Výztuž			Výztuž		
ϕ	12,000	mm	ϕ	10,000	mm
n	4,000	ks	n	4,000	ks
A_s	452,39	mm ²	A_s	314,16	mm ²
$x_{ir;80}$	0,028	m	$x_{ir;80}$	0,022	m
$I_{ir;80}$	0,000064	m ⁴	$I_{ir;80}$	0,000047	m ⁴
$Z_{b;80}$	0,165	m	$Z_{b;80}$	0,167	m

Rozkmit od FLM3

Průřez	Moment [kNm]	Betonářská výztuž	
		e_i [m]	$\Delta\sigma_{s,i}$ [MPa]
Dolní výztuž	11,00	0,146	147,630
Horní výztuž	4,68	0,153	90,113

Btonářská výztuž

Průřez	$\Delta\sigma_{FLM3}$	k	$\Delta\sigma_{s,EC}$	$\lambda_{s,1}$	$\lambda_{s,2}$	$\lambda_{s,3}$	$\lambda_{s,4}$	φ_{fat}	$\Delta\sigma_{s,equ}$
	[MPa]	[-]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MPa]
Dolní výztuž	147,630	1,4	206,682	1,20	0,47	1,00	1,00	1,20	139,882
Horní výztuž	90,113	1,4	126,158	1,20	0,47	1,00	1,00	1,20	85,384

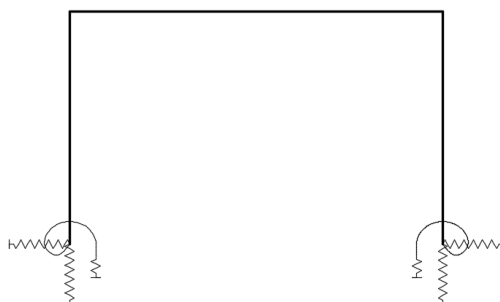
$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \frac{162,500}{1,15} = 141,3 > \Delta\sigma_{s,equ} \quad \text{VYHOVUJE}$$

Tabulka 49: Ověření výztuže desky v příčném směru na únavu

Návrh příčné výztuže k hornímu i dolním povrchu desky $\Phi 12/250$ mm

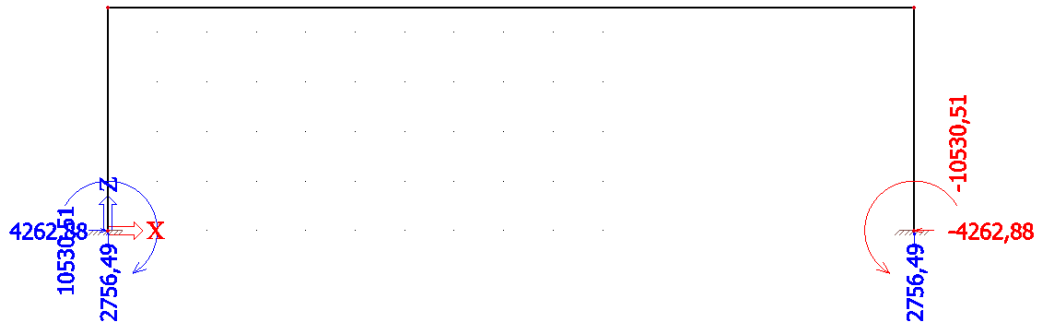
3.13 Návrh a ověření spodní stavby

Návrhové účinky zatížení na spodní stavbu jsou vyhodnoceny na pružně podepřeném modelu – viz Obrázek 78. Tuhosti pružin byly metodou iterace stanoveny pomocí programu Fine GEO 5 – modul Pilota – ve dvou okrajových případech. V jednom případě pro zatížení konstrukce maximální teplotou, v případě druhém minimální teplotou.

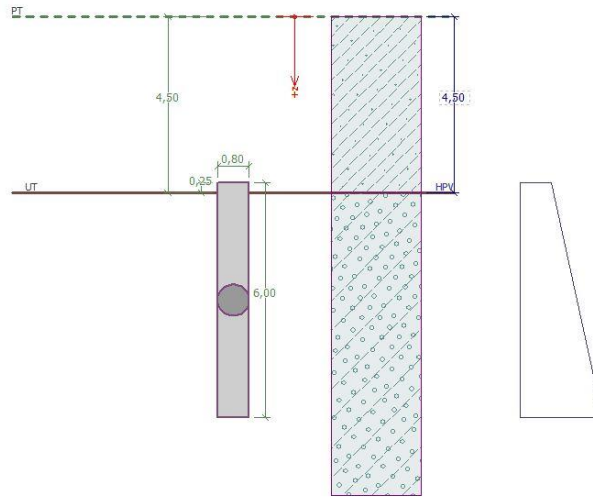


Obrázek 78: Statické schéma podepření konstrukce

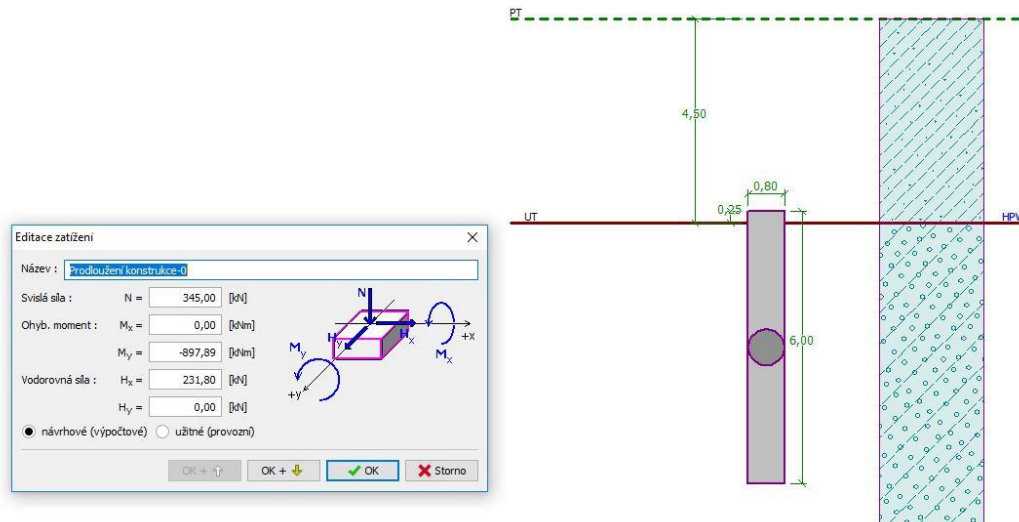
3.13.1 Iterace pružin



Obrázek 79: Výchozí bod pro iteraci pružin - teplota max

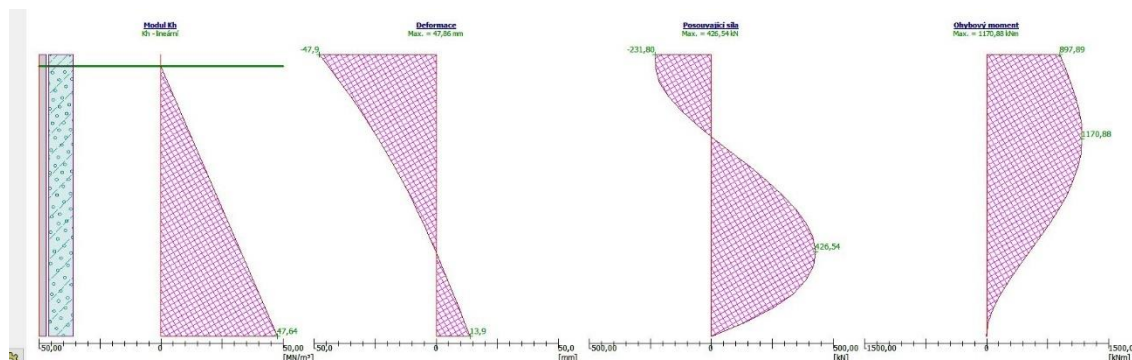


Obrázek 80: Model piloty v programu FINE GEO 5



Obrázek 81: Příklad zadání zatížení - krok 0 - FINE GEO 5

Obrázek 82: Iterace pružin - příklad zadání zatížení



Obrázek 83: Iterace pružin - příklad výstupu - krok 0 - FINE GEO 5

Prodloužení konstrukce - teplota max															
Krok iterace	Reakce na celou konstrukci			Na jednu pilotu			Deformace hlavy piloty - GEO			Tuhost			Deformace hlavy piloty - SCIA		
	M	R _z	R _x	M	R _z	R _x	Pootočení	Sednutí	Vod. posun hlavy	k _m	k _z	k _x	Pootočení	Sednutí	Vod. posun hlavy
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[mrad]	[mm]	[mm]	MNm/rad	[MN/m]	[MN/m]	[mrad]	[mm]	[mm]
0	7183,15	2760,00	1854,37	-897,89	345,00	231,80	14,92	2,00	47,86	481,44	1380,00	38,75	0,16	2,00	1,75
1	75,83	2760,00	67,56	-9,48	345,00	8,45	0,32	2,00	1,12	236,97	1380,00	60,32	0,23	2,00	1,44
2	63,04	2760,00	86,81	-7,88	345,00	10,85	0,37	2,00	1,30	170,38	1380,00	66,78	0,26	2,00	1,34
3	43,62	2760,00	89,23	-5,45	345,00	11,15	0,35	2,00	1,29	124,63	1380,00	69,17	0,26	2,00	1,30
4	44,62	2760,00	90,23	-5,58	345,00	11,28	0,36	2,00	1,31	123,94	1380,00	68,88	0,26	2,00	1,30

Zkrácení konstrukce + teplota min															
Krok iterace	Reakce na celou konstrukci			Na jednu pilotu			Deformace hlavy piloty - GEO			Tuhost			Deformace hlavy piloty - SCIA		
	M	R _z	R _x	M	R _z	R _x	Pootočení	Sednutí	Vod. posun hlavy	k _m	k _z	k _x	Pootočení	Sednutí	Vod. posun hlavy
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[mrad]	[mm]	[mm]	MNm/rad	[MN/m]	[MN/m]	[rad]	[mm]	[mm]
0	-8140,90	2760,00	-2101,61	1017,61	345,00	-262,70	-16,90	2,00	54,24	481,71	1380,00	-38,75	0,18	2,00	1,98
1	-85,98	2760,00	-76,57	10,75	345,00	-9,57	0,36	2,00	1,27	-238,83	1380,00	-60,29	0,27	2,00	1,61
2	-63,44	2760,00	-97,30	7,93	345,00	-12,16	0,40	2,00	1,46	-158,60	1380,00	-66,64	0,29	2,00	1,51
3	-46,17	2760,00	-100,60				0,39	2,00	1,45	-118,38	1380,00	-69,38	0,32	2,00	1,39
4	pro urychlení iterace porveden odhad tuhostí														
5	-12,88	2760,00	-101,44	1,61	345,00	-12,68	0,35	2,00	1,26	-36,80	1380,00	-80,51	0,34	2,00	1,32
6	-12,45	276,00	-106,28	1,56	34,50	-13,29	0,35	2,00	1,32	-35,57	138,00	-80,52	0,35	2,00	1,32

Tabulka 50: Iterace pružin

3.13.2 Zatížení konstrukce

Zatížení konstrukce je shodné se zatížením pružinového modelu, viz kap: 3.5.1.

3.13.3 Kombinace vnitřních sil

Pro stanovení účinků zatížení na spodní stavbu je použita kombinace 6.10.

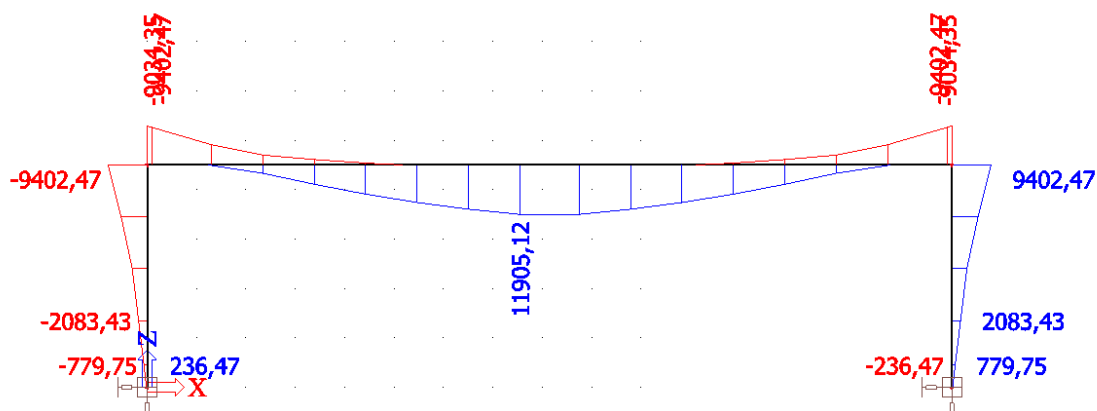
Zatížení	Moment v rámovém rohu	Moment 2m na základovou sparou	Moment v založení	Smykové síly v rámovém rohu	Smykové síly v založení	Normálová síla
Vlastní tíha dřívku	-	-	-	-	-	Tlak
Vlastní tíha nosníku	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Tlak
Vlastní tíha desky	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Tlak
Ostatní stálé	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Tlak
LM1 TS	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Tlak
LM1 UDL	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Tlak
Zatížení chodníků	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Záporný	Tlak
Teplota max	Záporný	Záporný	kladný	Záporný	Záporný	-
Teplota min	kladný	kladný	Záporný	Kladný	Kladný	-
Aktivní tlak	Záporný	kladný	Kladný	Záporný	Kladný	-
Klidový tlak	Záporný	kladný	Kladný	Záporný	Kladný	-
Mobilizovaný pasvní tlak	Záporný	kladný	Kladný	Záporný	Kladný	-

Tabulka 51: Přiznivost/nepřiznivost zatížení na hodnoty vnitřních sil

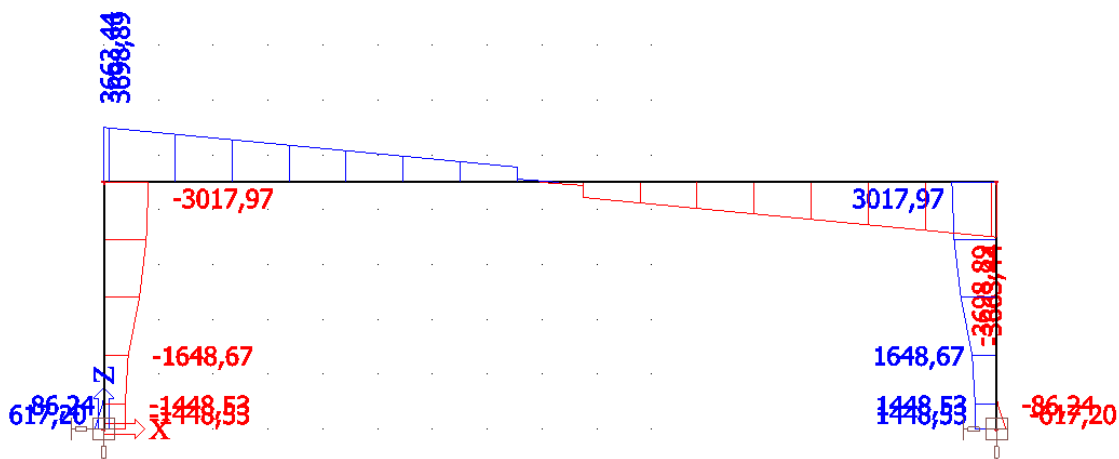
KZ	G _D	G _N	G _{OST}	G _{dřik}	LM1 -TS	LM1-UDL	Chodníky	Tep max	Tep min	σ _{akt}	σ ₀	σ _{pas}
Kombinace pro zjištění min ohybového momentu v rámovém rohu												
1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35				1,35	
2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,5*0,6				1,35
3	1,35	1,35	1,35	1,35	1,3*0,75	1,3*0,4	1,3*0,4	1,5				1,35
Kombinace pro zjištění max ohybového momentu v rámovém rohu												
4	1	1	1	1					1,5	0		
5	1	1	1	1					1,5	1		
Kombinace pro zjištění min ohybového momentu 2m na založení												
6	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,5*0,6				1
7	1,35	1,35	1,35	1,35	1,3*0,75	1,3*0,4	1,3*0,4	1,5				1
8	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,5*0,6				0
9	1,35	1,35	1,35	1,35	1,3*0,75	1,3*0,4	1,3*0,4	1,5				0
Kombinace pro zjištění max ohybového momentu 2m na založení												
10	1	1	1	1							1,35	
11	1	1	1	1					1,5	1,35		
Kombinace pro zjištění min ohybového momentu v založení												
12	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35		0,6*1,5	1		
13	1,35	1,35	1,35	1,35	1,3*0,75	1,3*0,4	1,3*0,4		1,5	1		
14	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35		0,6*1,5	0		
15	1,35	1,35	1,35	1,35	1,3*0,75	1,3*0,4	1,3*0,4		1,5	0		
Kombinace pro zjištění max ohybového momentu v založení												
16	1	1	1	1							1,35	
17	1	1	1	1				1,5				1,35
Kombinace pro zjištění min smykové síly v rámovém rohu												
18	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0,6*1,5				1,35
19	1,35	1,35	1,35	1,35	1,3*0,75	1,3*0,4	1,3*0,4	1,5				1,35
Kombinace pro zjištění max smykové síly v rámovém rohu												
20	1	1	1	1							1,35	
21	1	1	1	1					1,5	1,35		

Tabulka 52: Kombinace pro stanovení účinků zatížení na spodní stavbu

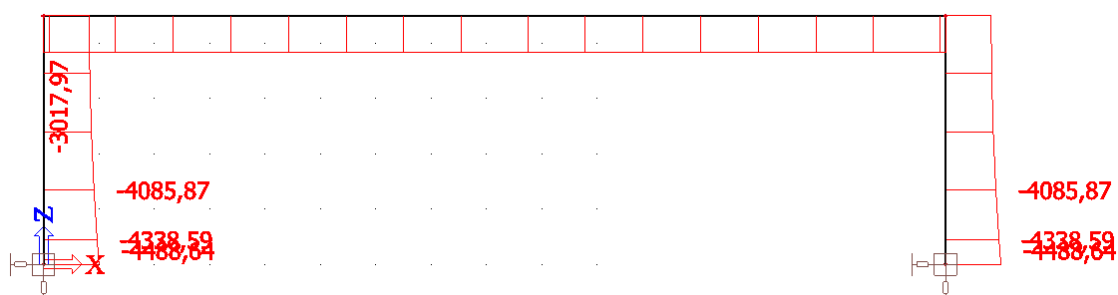
3.13.4 Obálky průběhů vnitřních sil pro pružiny tuhosti od teploty max



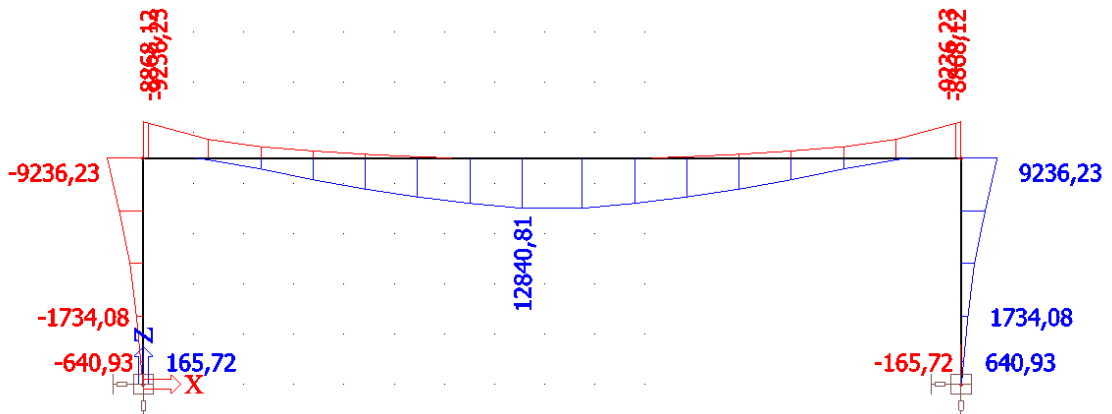
Obrázek 84: Spodní stavba – obálka ohybových momentů (tuhost pružin od prodloužení)



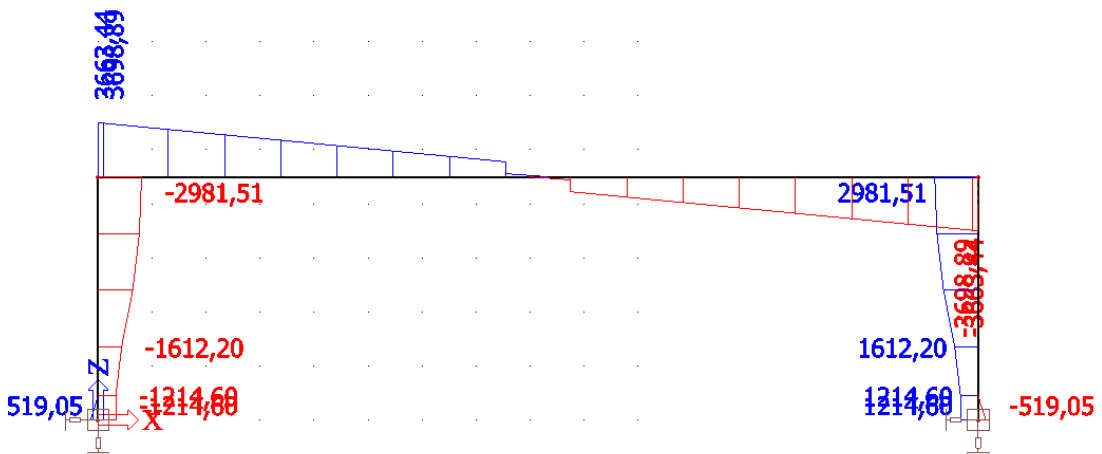
Obrázek 85: Spodní stavba – obálka smykové síly (tuhost pružin od prodloužení)



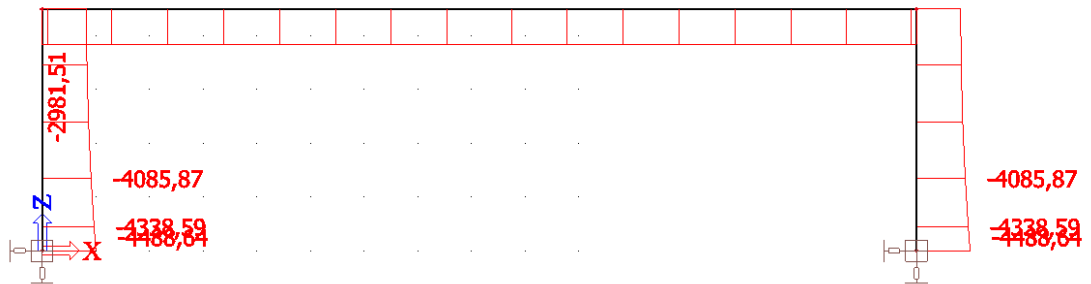
Obrázek 86: Spodní stavba – obálka normálové síly (tuhost pružin od prodloužení)



Obrázek 87: Spodní stavba – obálka ohybových momentů (tuhost pružin od zkrácení)



Obrázek 88: Spodní stavba – obálka smykové síly (tuhost pružin od zkrácení)



Obrázek 89: Spodní stavba – obálka normálové síly (tuhost pružin od zkrácení)

3.13.5 Přehled návrhových hodnot vnitřních sil

Návrhové síly na celou konstrukci

Tuhost pružin od	M _{ed,roh}		M _{ed,2mnadzal}		M _{ed,zal}		V _{ed,roh}		V _{ed,zal}		N _{ed,2mnadzal}		N _{ed,zal}	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
Tep max	-2409,5	-9402,5	-105,1	-2083,4	236,5	-779,8	-511,2	-3018,0	617,2	-1448,5	-1857,2	-4085,9	-2155,5	-4488,6
Tep min	-2015,1	-9236,2	-264,2	-1734,1	165,7	-640,9	-433,1	-2981,5	519,1	-1214,6	-1857,2	-4085,9	-2155,5	-4488,6

dřík široký 13,0 m

Návrhové síly na běžný metr

Tuhost pružin od	M _{ed,roh}		M _{ed,2mnadzal}		M _{ed,zal}		V _{ed,roh}		V _{ed,zal}		N _{ed,2mnadzal}		N _{ed,zal}	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
Tep max	-185,3	-723,3	-8,1	-160,3	18,2	-60,0	-39,3	-232,2	47,5	-111,4	-142,9	-314,3	-165,8	-345,3
Tep min	-155,0	-710,5	-20,3	-133,4	12,7	-49,3	-33,3	-229,3	39,9	-93,4	-142,9	-314,3	-165,8	-345,3
Max	-185,3	-723,3	-20,3	-160,3	18,2	-60,0	-39,3	-232,2	47,5	-111,4	-142,9	-314,3	-165,8	-345,3

Tabulka 53: Spodní stavba – přehled hodnot návrhových vnitřních sil

3.13.6 Ověření smyku a ohybu

Ověřen je pouze průřez s taženou výztuží při rubu opěry na maximální ohybový moment a smykovou sílu. U líce opěry je navržena pouze konstrukční výztuž.

$$M_{ed} = 723,3 \text{ kNm}$$

$$V_{ed} = 232,2 \text{ kN}$$

Ověření rámového rohu dříku – tažená výztuž u rubu

Průřez					
b_{eff}	=	1000 mm	b_w	=	1000 mm
c_1	=	80 mm	c_2	=	80 mm
d	=	708 mm	d_2	=	84 mm
			H	=	800 mm
			$w_{k,max}$	=	0,30 mm
			A_c	=	0,800 m ²

Materiály					
ocel: B 500 B			beton: C30/37		
γ_s	=	1,15	f_{yk}	=	500 MPa
f_{yd}	=	434,8 MPa	α_{cc}	=	1
E_y	=	200,0 GPa	E_{cm}	=	33,0
			α_e	=	6,06
			f_{ck}	=	30,0 MPa
			γ_c	=	1,5
			f_{cd}	=	20,0 MPa
			$f_{c,t,m}$	=	2,9 MPa

Ohybová výztuž					
tažená výztuž	8	Φ	25 mm	+	0
			Φ		mm
A_{s1}	=				3927 mm² (0,491%)
$A_{s,min} = A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_l d$,				$0,0013 b_l d = 1067 < 3927 < A_{s,max} = 0,04 A_c = 32000$ vyhoví
přidaná ohyb. výzt.	0,0	Φ	mm	$A_{s,extra}$	= mm²
min. rozd. výztuž:	0,0	Φ	mm	$A_{s,perp}$	= 785 mm² (pro desky)
tlačená výztuž	0	Φ	8 mm	A_{s2}	= mm² Tlačená výztuž nezapočtena

Smyková výztuž					
tříminky	4	Φ	12 mm	$A_{w,stirrup}$	= 452 mm²
			s_w	=	250 mm
			$A_{w,stirrup}$	=	1810 mm²/m² $\rho_w = A_{sw}/(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = 0,18\%$
ohyby	0	Φ	mm	$A_{w,bend}$	= mm² sklon $\alpha = 45^\circ$
			s_w	=	250 mm $\rho_w = A_{sw}/(s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) = 0,00\% < \rho_{w,s} = 0,18\%$ vyhoví
celkem				$\rho_{w,s} + \rho_{w,b} = 0,18\% > \rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = 0,09\%$	vyhoví

Vnitřní síly					
M_d	=	723	kNm	V	=
				232	kN

OHYBOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU					
Pozice neutrální osy					
x_{bal1}	=	$d \cdot \frac{700}{700 + f_{yd}}$	=	$720 \cdot \frac{700}{700 + 434,8}$	= 444 mm
x_{bal2}	=	$d \cdot \frac{700}{700 - f_{yd}}$	=	$80 \cdot \frac{700}{700 - 434,8}$	= 211,1 mm
započtená tlačená výztuž:		$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot f_{fyd}}{0,8 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}}$	=	$\frac{3927 \cdot 435 - 0 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20,0}$	= 106,7 mm
ověření:	$x_{bal1} = 444 \text{ mm}$	$> x = 107 \text{ mm}$	$> x_{bal2} = 211,1 \text{ mm}$		využitá As1
nezapočtená tlačená výztuž:		$x = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}}$	=	$\frac{3927 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 20,0}$	= 106,7 mm
Momentová únosnost					
r_c	=	$H - (c_1 + \Phi/2) - 0,4 \cdot x$	=	$800 - 93 - 0,4 \cdot 107$	= 665 mm
r_{s2}	=	$H - (c_2 + \Phi/2) - (c_2 + \Phi/2)$	=	$800 - 93 - 84$	= 623,5 mm
M_{rd}	=	$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \cdot r_c + A_{s2} \cdot f_{yd} \cdot r_{s2}$	=	$0,8 \cdot 1000,0 \cdot 107 \cdot 20,0 \cdot 665 + 0 \cdot 434,8 \cdot 624$	= 1135 kNm
Max. moment:	M_{Rd}	=	1135,1 kN	$> M_{Ed} = 723 \text{ kN}$	64% vyhoví

SMYKOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU BEZ SMYKOVÉ VÝZTUŽE			
$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$	$= 1 + \frac{200}{708} = 1,532 < 2$	$\kappa = 1,532$	
$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d}$	$= \frac{3927}{1000 \cdot 708} = 0,006 < 0,02$	$\rho = 0,0056$	
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	$= 0 / 0,80 = 0 \text{ Mpa} < 0,2f_{cd} = 4,00$	$\sigma_{cp} = 0,00$	
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$	$= (0,12 \cdot 1,532 \cdot (0,555 \cdot 30)^{1/3} + 0,150 \cdot 0,0) \cdot 1000 \cdot 708 = 332 \text{ kN}$		
minimum:	$V_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,0350 \cdot 1,89563 \cdot 5,48 = 0,363$		
	$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0,363 + 0,15 \cdot 0,00) \cdot 1000 \cdot 708 = 257 \text{ kN}$		
Max. smyk:	$V_{Rd,ct} = 332 \text{ kN} > V_{Ed} = 232 \text{ kN}$		70% vyhoví

SMYKOVÁ ÚNOSNOST PRŮŘEZU SE SMYKOVOU VÝZTUŽÍ			
sklon tlak. diagonál:	$1 < \cot \theta = 2,000 < 2,500$	$\theta = 26,57^\circ$	vyhoví
$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ctk}}{250} \right]$	$= 0,6 \left(1 - \frac{30}{250} \right) = 0,53$	$v = 0,528$	
$z = 0,9 \cdot (H - (d_1 + \Phi / 2))$	$= 0,9 \cdot (800 - 93) = 637 \text{ mm}$		
tl. diag.:	$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) = 1000 \cdot 637 \cdot 0,53 \cdot 20,0 / 2,50 = 2690 \text{ kN}$		
třmínky:	$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta = 452 / 0,25 \cdot 637 \cdot 435 \cdot 2,00 = 1002 \text{ kN}$		
ohyby:	$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha = 0 / 0,25 \cdot 637 \cdot 435 \cdot 3,00 \cdot 0,70711 = \text{kN}$		
únosnost tlakových diagonál:	$V_{Rd,max} = 2689,63 \text{ kN} > V_{Ed} = 232,2 \text{ kN}$		vyhoví
únosnost třmínků:	$V_{Rd,s, stirrup} = 1001,94 \text{ kN} > V_{Ed} = 232,2 \text{ kN}$		vyhoví
únosnost ohybů:	$V_{Rd,s, bend} = 0,00 \text{ kN} < V_{Rd,s, stirr} = 1001,9 \text{ kN}$		vyhoví
únosnost oceli:	$V_{Rd,s} = 1001,94 \text{ kN} > V_{Ed} = 232,2 \text{ kN}$		vyhoví
Max. smyk:	$V_{Rd} = 1001,94 \text{ kN} > V_{Ed} = 232,2 \text{ kN}$		23% vyhoví

Tabulka 54: Spodní stavba - ověření smyku a ohybu

Průřez dříku VYHOVUJE na smyk a ohyb

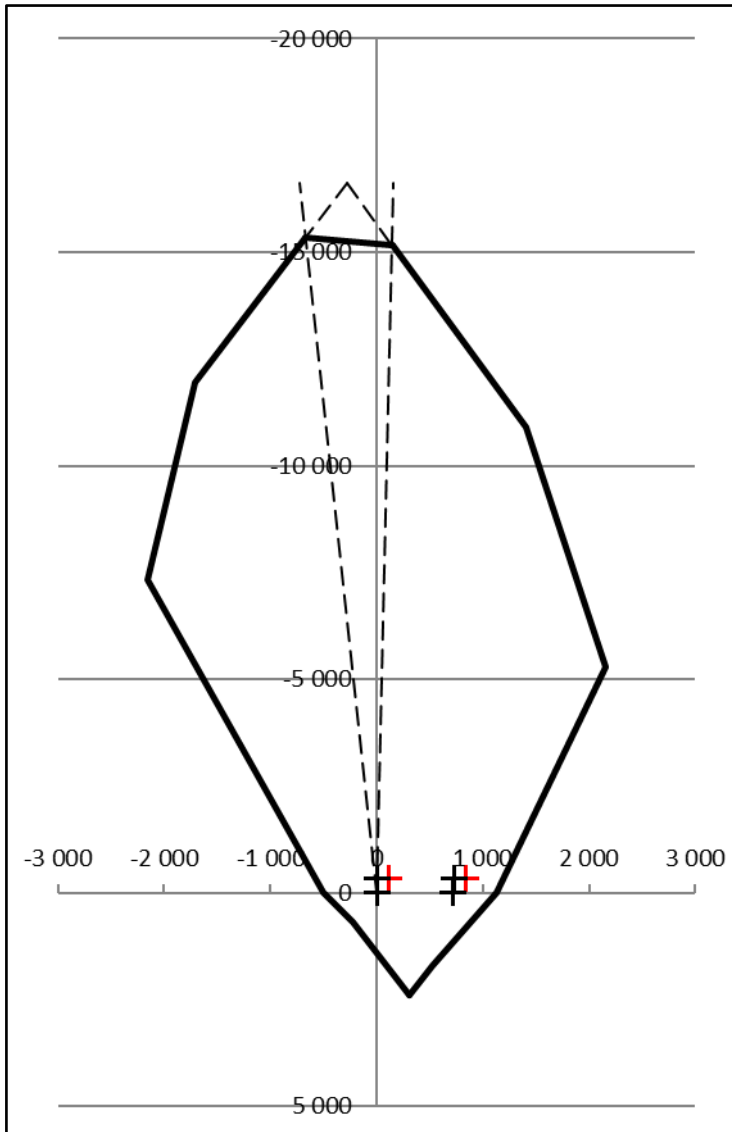
Návrh výztuže $\phi 25/125$ k rubu dříku.

Návrh výztuže $\phi 16/125$ k líci dříku

3.13.7 Ověření M+N – interakční diagram

Materiály:		Excentricita:			
<u>Beton:</u>		$e_0 = 26,67 \text{ mm}$			
$d_g =$	16 mm	$e_2 = 300 \text{ mm}$			
$f_{ck} =$	30,00 MPa	Interakční diagram:			
$f_{ctm} =$	2,90 MPa	Bod	N_{Rd} [kN]	M_{Rd} [kNm]	
$\alpha_{cc} =$	0,90	0'	-16 614	-282,3	
$\gamma_c =$	1,50	1'	-11 960	-1 706,1	
$f_{cd} =$	18,00 MPa	2'	-7 333	-2 161,9	
$E_{cm} =$	33 GPa	3'	0	-502,8	
$\epsilon_{c2} =$	2,00 ‰	4'	699	-218,2	
$\epsilon_{cu2} =$	3,50 ‰	5'	2 407	306,8	
$\lambda =$	0,80				
$\eta =$	1,00				
<u>Ocel:</u>					
$f_{yk} =$	500,00 MPa	Návrh průřezu:		Návrh výztuže:	
$\gamma_s =$	1,15	$b =$	1000 mm	$n_1 =$	8
$f_{yd} =$	434,78 MPa	$h =$	800 mm	$\phi_1 =$	25 mm
$E_s =$	200,00 GPa	$c_1 =$	80 mm	$n_2 =$	8
$\epsilon_{yd} =$	2,174 ‰	$c_2 =$	80 mm	$\phi_2 =$	20 mm
$\xi_{bal,1} =$	0,617	$c_{boční} =$	80 mm	$A_{s1} =$	3 927,0 mm ²
$\xi_{bal,2} =$	2,639	$A_c =$	800 000 mm ²	$A_{s2} =$	2 513,3 mm ²
Zatížení:				$d_1 =$	92,5 mm
Pol.	N_{Ed} [kN]	$M_{Ed,1}$ [kNm]		$d_2 =$	90,0 mm
1	0	723		$d =$	707,5 mm
2	-345	0		$d' =$	710,0 mm
3	-345	723		$z_1 =$	307,5 mm
4	0	0		$z_2 =$	310,0 mm

Tabulka 55: Stanovení bodů interakčního diagramu



Grafy 15: Dřík - interakční diagram

Průřez dříku na interakci M+N VYHOVUJE

Konstrukční zásady:				
$A_s =$	5 535,5 mm ²	$\leq A_{s,m}:$	32 000,0 mm ²	OK
	(platí pro sloupy)	$\geq A_{s,mi}$	1 600,0 mm ²	OK
$s_1 =$	91,4 mm	$\geq s_{min},$	30,0 mm	OK
		$\leq s_{max}$	300,0 mm	OK
$s_2 =$	101,7 mm	$\geq s_{min},$	21,0 mm	OK
		$\leq s_{max}$	300,0 mm	OK

Tabulka 56: Dřík - konstrukční zásady

Závěr

Cílem diplomové práce byl návrh mostu s velmi subtilní hlavní nosnou konstrukcí. V průběhu analýzy a ověřování konstrukce se vyskytla řada potíží spojená především s nízkými průřezovými charakteristikami subtilního průřezu nosníku. Během práce byl jak průřez, tak i návrh samotné konstrukce mostu několikrát optimalizovány.

Využití vysokohodnotného betonu umožnilo vyšší předpínací sílu a jeho pevnost byla rozhodující především při posouzení nosníku na únavu. Dalším limitujícím faktorem bylo kotvení předpínací výztuže. Malý průřez nad opěrou omezoval použití kotev s ohledem na minimální odstup kotvy od hrany konstrukce. Pokud by bylo výrobcem ověřeno využití kotvy s vyšším počtem lan, návrh by mohl být ještě optimalizován.

Navržený průřez o celkové výšce 0,8 m ve středu rozpětí a 0,72 m nad opěrou byl ověřen a konstrukce vyhovuje na normové požadavky MSÚ i MSP.

Použité zdroje a software

1. ČSN EN 1990 ed.2: 2011 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí,
2. ČSN EN 1991-1-1: 2004 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb,
3. ČSN EN 1991-1-5: 2005 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí -Část 1-5: Obecná zatížení – zatížení teplotou,
4. ČSN EN 1991-2 ed.2: 2015 (73 6203) Eurokódy 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
5. ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: 2011 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – ČÁST 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
6. ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty – navrhování a konstrukční zásady,
7. ČSN EN 73 6200: 2011 Mosty – terminologie a třídění,
8. ČSN 73 6201: 2008 Projektování mostních objektů,
9. ČSN 73 6214: 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí,
10. ČSN 73 6242: 2010 Navrhování a provádění vozovek na mostech pozemních komunikací,
11. ČSN 73 6244: Přechody mostů pozemních komunikací,
12. ČSN EN 15050+A1: 2012 (72 3063) Betonové prefabrikáty – Mostní prvky,
13. ČSN EN 206: 07/2014 (73 2403) Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda,
14. TP 54 – Železobetonové desky spřažené s prefa nosníky mostů pozemních komunikací (2014),
15. TP 226: Vysokohodnotné betony pro mosty PK (2010),
16. TP 261: Integrované mosty (2017),
17. Metodika návrhu integrovaných mostů - Metodický základ TP Integrované mosty (2015),
18. VL4 – Mosty (5/2015)
19. Firemní materiály VSL
20. Firemní materiály VT-JHP
21. Firemní materiály Freyssinet

-
- Microsoft office 2016
 - Autocad 2016 – studentská verze
 - Scia engineer 16.1 – studentská verze
 - Fine GEO 5
 - C&S – CREEP AND SHRINKAGE 2006

Seznam obrázků

Obrázek 1: Geometrie nosníků (vlevo uprostřed rozpětí, vpravo nad opěrou).....	14
Obrázek 2: Rozdělení vozovky do pruhů (poloha 1 vlevo, poloha 2 vpravo).....	17
Obrázek 3: Uspořádání zatížení modelem FLM3	18
Obrázek 4: Deskostěnový model konstrukce.....	18
Obrázek 5: Příčný řez deskostěnovým modelem	18
Obrázek 6: Ostatní stálé zatížení	20
Obrázek 7: Zatížení modelem LM1 TS – poloha pro vyvolání max. ohybového momentu	20
Obrázek 8. Zatížení modelem LM1 TS - poloha pro vyvolání max smykových sil na OP1	20
Obrázek 9: Zatížení modelem LM1 UDL - poloha 1	21
Obrázek 10: Zatížení modelem LM1 UDL - poloha 2	21
Obrázek 11: Zatížení konstrukce modelem FLM3	21
Obrázek 12: Zatížení chodníků	22
Obrázek 13: Deskostěnový model: průběh momentu od vlastní tíhy na žeburu desky:	22
Obrázek 14: Deskostěnový model: průběh momentu od vlastní tíhy na efektivní šířce desky... ..	23
Obrázek 15: Deskostěnový model: průběh smykových sil od vlastní tíhy na efektivní šířce desky	23
Obrázek 16: Deskostěnový model - průběh momentu od ostatního stálého na žeburu desky	24
Obrázek 17: Deskostěnový model - průběh momentu od LM1 UDL poloha 1 na žeburu desky:..	24
Obrázek 18: Deskostěnový model - průběh momentu od LM1 TS poloha 1 na žeburu desky	24
Obrázek 19: Deskostěnový model - průběh momentu od FLM3 na žeburu desky.....	25
Obrázek 20: Deskostěnový model - průběh momentu od ostatního stálého na efektivní šířce desky.....	25
Obrázek 21: Deskostěnový model - průběh momentu od LM1 UDL - poloha 1 na efektivní šířce desky.....	25
Obrázek 22: Deskostěnový model - průběh momentu od LM1 TS - poloha 1 na efektivní šířce desky.....	26
Obrázek 23: Deskostěnový model - průběh momentu od FLM3 - poloha 1 na efektivní šířce desky.....	26
Obrázek 24: Deskostěnový model - průběh normálové síly od ostatního stálého na žeburu desky	26
Obrázek 25: Deskostěnový model - průběh normálové síly od LM1 UDL – poloha - 1 na žeburu desky.....	27
Obrázek 26: Deskostěnový model - průběh normálové síly od ostatního stálého na efektivní šířce desky.....	27
Obrázek 27: Deskostěnový model - průběh normálové síly od LM1 UDL - poloha 1 na efektivní šířce desky.....	27
Obrázek 28: Deskostěnový model: průběh smykových sil od ostatního stálého na žeburu desky	28
Obrázek 29: Deskostěnový model: průběh smykových sil od LM1 TS - poloha 1 nad opěrou 1 na žeburu desky	28
Obrázek 30: Statické schéma prutového modelu v průběhu výstavby	31
Obrázek 31: Zatížení prutového modelu - vlastní tíha nosníku	31
Obrázek 32: : Zatížení prutového modelu - vlastní tíha desky	32
Obrázek 33:Zatížení prutového modelu - Ostatní stálé zatížení	32
Obrázek 34: Zatížení prutového modelu: LM1 - UDL	32
Obrázek 35: Zatížení prutového modelu – Chodníky	33
Obrázek 36: Zatížení prutového modelu: Příklad zatížení modelu LM1 dvounápravou.....	33
Obrázek 37: Prutový model - ohybový moment od vlastní tíhy nosníků (klouby).....	33
Obrázek 38: Prutový model - ohybový moment od vlastní tíhy desky (klouby).....	33
Obrázek 39: Prutový model - smyková síla od vlastní tíhy nosníků (klouby).....	33
Obrázek 40: Prutový model – smyková síla od vlastní tíhy desky (klouby).....	34
Obrázek 41: Prutový model – ohybový moment od ostatního stálého (rám).....	34
Obrázek 42: Prutový model – smyková síla ostatního stálého (rám)	34
Obrázek 43: Obálka ohybového momentu od LM1 UDL	35
Obrázek 44: Obálka ohybového momentu od LM1 TS.....	35
Obrázek 45: : Obálka ohybového momentu od FLM1 UDL	36
Obrázek 46: Obálka ohybového momentu od FLM1 TS.....	36

Obrázek 47: Obálka ohybového momentu od FLM3	36
Obrázek 48: Obálka smykové síly od LM1 UDL	37
Obrázek 49: Obálka smykové síly od LM1 TS	37
Obrázek 50: Obálka smykové síly od FLM1 UDL	37
Obrázek 51: Obálka smykové síly od FLM1 TS	38
Obrázek 52: Obálka smykové síly od FLM3	38
Obrázek 53: Program CaS - zadání parametrů nosníku.....	44
Obrázek 54: Napětí po průřezu vlivem smršťování	44
Obrázek 55: MSP - průřez uprostřed rozpětí - část 1	50
Obrázek 56: MSP - omezení napětí ve výztuž a betonu - část 1.....	53
Obrázek 57: MSP - omezení napětí ve výztuž a betonu - část 2.....	53
Obrázek 58: MSP - omezení napětí ve výztuž a betonu - část 3.....	54
Obrázek 59: Pracovní diagramy betonu a výztuže	58
Obrázek 60: Příklad zatížení desky modelem LM1 TS – 1	82
Obrázek 61: Příklad zatížení desky modelem LM1 TS - 2.....	82
Obrázek 62: Příklad zatížení desky modelem FLM1 TS - 1	82
Obrázek 63: Příklad zatížení desky modelem FLM1 TS – 2	83
Obrázek 64: Příklad zatížení desky modelem FLM1 TS – 3	83
Obrázek 65: Příklad zatížení desky modelem FLM1 TS – 4	83
Obrázek 66: Příklad zatížení desky modelem FLM3	84
Obrázek 67: Příklad zatížení desky modelem FLM3	84
Obrázek 68: Příčný moment od LM1 - 1	84
Obrázek 69: Příčný moment od LM1 - 2	85
Obrázek 70: Příčný moment od FLM1 - 1	85
Obrázek 71: Příčný moment od FLM1 - 2	85
Obrázek 72: : Příčný moment od FLM1 - 3	86
Obrázek 73: Příčný moment od FLM3 - 1	86
Obrázek 74: Příčný moment od FLM3 – 2	86
Obrázek 75: Deska - nad opěrou - smyk	87
Obrázek 76: Deska - stred rozpětí - smyk 1	87
Obrázek 77: Deska - stred rozpětí – smyk 2.....	87
Obrázek 78: Statické schéma podepření konstrukce	92
Obrázek 79: Výchozí bod pro iteraci pružin - teplota max	92
Obrázek 80: Model piloty v programu FINE GEO 5.....	92
Obrázek 81: Příklad zadání zatížení - krok 0 - FINE GEO 5	92
Obrázek 82: Iterace pružin - příklad zadání zatížení	93
Obrázek 83: Iterace pružin - příklad výstupu - krok 0 - FINE GEO 5.....	93
Obrázek 84: Spodní stavba – obálka ohybových momentů (tuhost pružin od prodloužení)	95
Obrázek 85: Spodní stavba – obálka smykové síly (tuhost pružin od prodloužení)	95
Obrázek 86: Spodní stavba – obálka normálové síly (tuhost pružin od prodloužení)	95
Obrázek 87: Spodní stavba – obálka ohybových momentů (tuhost pružin od zkrácení).....	96
Obrázek 88: Spodní stavba – obálka smykové síly (tuhost pružin od zkrácení)	96
Obrázek 89: Spodní stavba – obálka normálové síly (tuhost pružin od zkrácení).....	96

Seznam tabulek

Tabulka 1: Seznam materiálů	12
Tabulka 2: Vlastnosti betonu nosníku	13
Tabulka 3: Vlastnosti betonu desky	13
Tabulka 4: Vlastnosti betonářské výztuže	13
Tabulka 5: Vlastnosti předpínací výztuže	13
Tabulka 6: Průřezové charakteristiky	14
Tabulka 7: Hodnoty ostatního stálého zatížení	15
Tabulka 8: Hodnoty zatížení modelem LM1	17
Tabulka 9: Deskostěnový model - podepření (rám)	19
Tabulka 10: Deskostěnový model - podepření (prostý nosník)	19
Tabulka 11: Příčný roznos: celkové ohybové momenty uprostřed rozpětí (prostý nosník)	28
Tabulka 12: Součinitelé příčného roznosu pro ohybový moment uprostřed rozpětí (prostý nosník)	29
Tabulka 13: Příčný roznos: smykové síly nad opěrou 1 (prostý nosník)	29
Tabulka 14: : Součinitelé příčného roznosu pro ohybový moment uprostřed rozpětí (prostý nosník)	29
Tabulka 15: Příčný roznos: celkové ohybové momenty uprostřed rozpětí (rám)	29
Tabulka 16: Součinitelé příčného roznosu ohybového momentu uprostřed rozpětí (rám)	30
Tabulka 17: Příčný roznos: Celkové ohybové moment na opěrou 1 (rám):	30
Tabulka 18: Součinitelé příčného roznosu ohybového momentu nad opěrou 1 (rám)	30
Tabulka 19: Příčný roznos: Celkové smykové síly nad opěrou 1 (rám)	30
Tabulka 20: Součinitelé příčného roznosu smykových sil nad opěrou 1 (rám)	30
Tabulka 21: Návrhový nosník	31
Tabulka 22: Souhrn vnitřních sil	39
Tabulka 23: Kombinace vnitřních sil	40
Tabulka 24: Postup výstavby a odhad ztrát předpětí	40
Tabulka 25: Předběžný návrh předpětí	41
Tabulka 26: Stanovení náhradního M+ N od smrštění	45
Tabulka 27: Ztráty od dotvarování a smrštění	46
Tabulka 28: Účinky předpětí na konstrukci	48
Tabulka 29: MSP - průřez uprostřed rozpětí - část 2	51
Tabulka 30: Smyková a hlavní napětí po průřezu nosníku	55
Tabulka 31: Smyková a hlavní napětí na spřaženém průřezu	56
Tabulka 32: Průběh napětí pro stanovení min plochy výztuže z hlediska MSP	57
Tabulka 33: MSÚ - střed rozpětí - uvedení do provozu - výpočet Mrd	59
Tabulka 34: MSÚ - konec životnosti - střed rozpětí - výpočet Mrd	61
Tabulka 35: MSÚ - konec životnosti - střed rozpětí - průběhy deformací a napětí	62
Tabulka 36: MSÚ - nad opěrou - konec životnosti – výpočet Mrd	63
Tabulka 37: Křehký lom - stanovení plochy předpínací výztuže	66
Tabulka 38: Smyková únosnost stojny nad opěrou	69
Tabulka 39: MSÚ - nad opěrou - posouzení s přídatnou tahovou silou	70
Tabulka 40: Smyková únosnost stojny uprostřed rozpětí	73
Tabulka 41: MSÚ - uprostřed rozpětí - posouzení s přídatnou tahovou silou	74
Tabulka 42: Ověření betonu na únavu v podélném směru	79
Tabulka 43: Dovolené rozkmity napětí ve výztuži	79
Tabulka 44: Ověření výztuže na únavu	81
Tabulka 45: Posouzení desky v příčném směru: návrhové vnitřní síly	87
Tabulka 46: Ověření desky na příčný ohyb:	88
Tabulka 47: Ověření desky v příčném směru – smyk	89
Tabulka 48: Desky v příčném směru - ověří betonu na únavu	90
Tabulka 49: Ověření výztuže desky v příčném směru na únavu	91
Tabulka 50: Iterace pružin	93
Tabulka 51: Přiznivost/nepřiznivost zatížení na hodnoty vnitřních sil	94
Tabulka 52: Kombinace pro stanovení účinků zatížení na spodní stavbu	94
Tabulka 53: Spodní stavba – přehled hodnot návrhových vnitřních sil	96
Tabulka 54: Spodní stavba - ověření smyku a ohybu	98
Tabulka 55: Stanovení bodů interakčního diagramu	99

Tabulka 56: Dřík - konstrukční zásady..... 100

Seznam grafů

Grafy 1: Průběh zemních tlaků.....	16
Grafy 2: Ztráta třením o kanálek	41
Grafy 3: Ztráta pokluzem.....	42
Grafy 4: Průběh napětí po zakotvení	42
Grafy 5: Ztráta relaxací napínaných vložek.....	43
Grafy 6: Průběhy smrštění desky a nosníku	45
Grafy 7: Průběh dotvarování nosníku	46
Grafy 8: Účinky předpětí na konstrukci	49
Grafy 9: Průběh smykových napětí po průřezu.....	55
Grafy 10: MSÚ – uvedení do provozu - výpočet M_{rd} – průběh deformace a napětí	60
Grafy 11: MSÚ - nad opěrou - konec životnosti - průběhy deformací a napětí	64
Grafy 12: MSÚ - křehký lom - konec životnosti - průběhy deformací a napětí	68
Grafy 13: MSÚ – nad opěrou – posouzení s přídatnou tahovou silou – průběh deformací a napětí	72
Grafy 14: MSÚ – uprostřed rozpětí – posouzení s přídatnou tahovou silou - průběh deformací a napětí	75
Grafy 15: Dřík - interakční diagram	100