

OBJEDNATEL




Středočeský kraj
Zborovská 11
150 21 Praha 5

.		
.		
.		
ZMĚNA		DATUM

JTSK

Bpv

PROJEKTOVÁ, INŽENÝRSKÁ A KONZULTAČNÍ ORGANIZACE CERTIFIKÁT ISO 9001 VPÚ DECO PRAHA a.s., PODBABSKÁ 1014/20, 160 00 PRAHA 6 DIČ CZ60193280 www.vpupraha.cz					
PROJEKTANT	VYPRACOVAL	KONTROLA	HIP	ATELIÉR DOPRAVNÍCH STAVEB	
Ing. Marek PELANT	Ing. Marek PELANT	Ing. JIŘÍ SCHINDLER	Ing. Marek PELANT		
AKCE III/3353 Hrusice most ev.č. 3353-2 C2 S0201 - MOST EV.Č. 3353-2				ČÍSLO ZAKÁZKY	1-0342-01/30
				DOKUMENTACE	PDPS
				MĚŘÍTKO	-
				DATUM	04.2016
				POČET FORMÁTŮ	-
OBSAH PŘÍLOHY STATICKÝ VÝPOČET				ČÁST C1	ČÍSLO PŘÍLOHY 13
				KÓD	ČÍSLO KOPIE

DOKUMENTACI LZE UŽÍVAT POUZE VE SMYSLU PŘÍSLUŠNÉ SMLOUVY O DÍLO. VÝKRES, ČI JEHO ČÁST, MŮŽE BÝT KOPÍROVÁN NEBO JINÝM ZPŮSOBEM ROZŠÍŘOVÁN POUZE PO PŘEDCHOZÍM SOUHLASU VPÚ DECO PRAHA a.s.

Obsah :

	Část	Počet stran
TZ	Technická zpráva	3
A	Geometrie konstrukce	7
B	Zatížení	8
C	Nosná konstrukce	16
D	Založení a křídla mostu	18

TZ – TECHNICKÁ ZPRÁVA

OBJEKT : SO201 – Rekonstrukce mostu ev.č. 3353-2
III/3353 Hrusice most ev.č. 3353-2

ZADAVATEL : Středočeský kraj, Zborovská 11, 150 21 Praha 5

1. ÚVOD

Předmětem tohoto statického výpočtu je návrh a ověření nosné konstrukce a spodní stavby mostu ev.č. 3353-2.

2. POPIS KONSTRUKCE

Most převádí komunikaci III/3353 mezi obcemi Hrusice a Senohraby přes potok Šmejalka.

Účelem stavby je rekonstrukce stávajícího nevyhovujícího mostu na silnici III/3353.

Konstrukce stávajícího mostu je směrově nerozdělená, tvořená masivní deskovou konstrukcí o jednom poli prostě uloženou na masivních opěrách. Založení stávajícího mostu je s největší pravděpodobností plošné. Stávající most je v nevyhovujícím stavebním stavu (VI – velmi špatný, HMP 24.1.2013- Chládek Jiří Ing.; VII – havarijní, HMP 18.12.2014 – Baziková Lucie, Ing.).

Nový mostní objekt je navržen jako rozpěrákový monolitický železobetonový deskový most, uložený pomocí vrubových kloubů na plošně založených opěrách se základy šířky 2,0 m. Kolmá světlost nové nosné konstrukce je navržena 3,0 m. Volná výška mostu nade dnem vodoteče je navržena min. 2,7 m, nad návrhovou hladinou stoleté vody Q_{100} potom min. 1,9 m. Šířka nosné konstrukce mostu je 6,1 m. Na nosnou konstrukci mostu navazují ŽB monolitická křídla různé délky (podle umístění) zajišťující násyp komunikace v místech přechodových oblastí a v místech, kde je rozšíření násypu komunikace neproveditelné.

Geometrie konstrukce je uvedena v části A tohoto statického výpočtu.

3. METODIKA STATICKÉHO VÝPOČTU

Zatížení konstrukce

Zatížení konstrukce je uvažováno podle příslušných částí ČSN EN 1991. Roznášení zatížení je uvažováno jak v příčném tak i v podélném směru. Roznos zatížení je uvažován pod úhlem 45° do úrovně střednice desky mostovky s omezeními plynoucími z okrajových podmínek konstrukce.

Zatížení dopravou je na konstrukci umístěno vždy do nejnepříznivější polohy, která je stanovena na základě pojezdů příslušných sestav zatížení po konstrukci. V příčném směru je zatížení dopravou umístěno v nejnepříznivější poloze z hlediska rozhodující části desky (viz stanovení součinitelů příčného roznosu).

Dynamický součinitel je zahrnut v použitých modelech zatížení podle ČSN EN 1991-2.

Nosná konstrukce

Nosná konstrukce mostu je pro účely statického výpočtu idealizována dvěma výpočetními modely, které respektují skutečnou geometrii konstrukce. Výpočty vnitřních sil na obou modelech jsou provedeny v programu NEXIS32 (viz část C tohoto statického výpočtu).

V prvním kroku jsou na plošném modelu stanoveny součinitele roznášení zatížení v příčném směru pro jednotlivé vnitřní síly a polohy zatížení. Ve druhém kroku je konstrukce analyzována jako prutová, přičemž jsou stanoveny extrémní návrhové síly od zatížení se zohledněním dříve stanovených součinitelů roznášení.

Založení

Založení objektu je plošné na masivních ŽB opěrách. Pro zvolené plošné založení IGP doporučuje umístit základovou spáru do vrstvy zcela zvětralých granodioritů (G1). V případě zatížení méně únosných zemín v úrovni základové spáry doporučujeme tyto zeminy zlepšit zaválcováním hrubého kameniva frakce 32-64. Ověření únosnosti navržených pilot je provedeno programem GEO (viz část D tohoto statického výpočtu).

Křídla

Na opěry navazují zavěšená ŽB monolitická křídla spojená s opěrou. Stanovení účinků zatížení a ověření únosnosti navržených kříde je provedeno programem GEO (viz část D tohoto statického výpočtu).

4. MATERIÁL NOSNÉ KONSTRUKCE

Nosná konstrukce je navržena z betonu C30/37 a betonářské výztuže B500B. Materiálové charakteristiky jsou pro účely statického výpočtu uvažovány normovými hodnotami.

5. POUŽITÉ PROGRAMY

- [1] NEXIS32 - Systém programů pro projektování a posuzování prutových a stěnodeskových konstrukcí, FEM – Scia CZ, 2004
- [2] AutoCAD 2007 - Kreslicí a projekční program – AutoDesk, 2007
- [3] MS-EXCEL 2003 - Tabulkový procesor – Microsoft, 2003
- [4] MS-WORD 2003 - Textový editor – Microsoft, 2003
- [5] MDr-Komb - Program pro návrhových účinků zatížení – M.Drahorád 2010
- [6] GEO5 - Balíček programů pro posouzení geotechnických konstrukcí – FINE s.r.o., 2008

6. POUŽITÁ LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990 – Eurokód : Zásady navrhování konstrukcí, ÚNMZ 2004
- [2] ČSN EN 1991 – Eurokód 1 : Zatížení konstrukcí, ÚNMZ 2004
- [3] ČSN EN 1992 – Eurokód 2 : Navrhování betonových konstrukcí, ÚNMZ 2006
- [4] ČSN EN 1997 – Eurokód 7 : Navrhování geotechnických konstrukcí, ÚNMZ 2006

V Praze 19.04.2016

Ing. Marek PELANT
VPÚ DECO Praha a.s.

A - GEOMETRIE KCE

A1. GEOMETRIE KONSTRUKCE

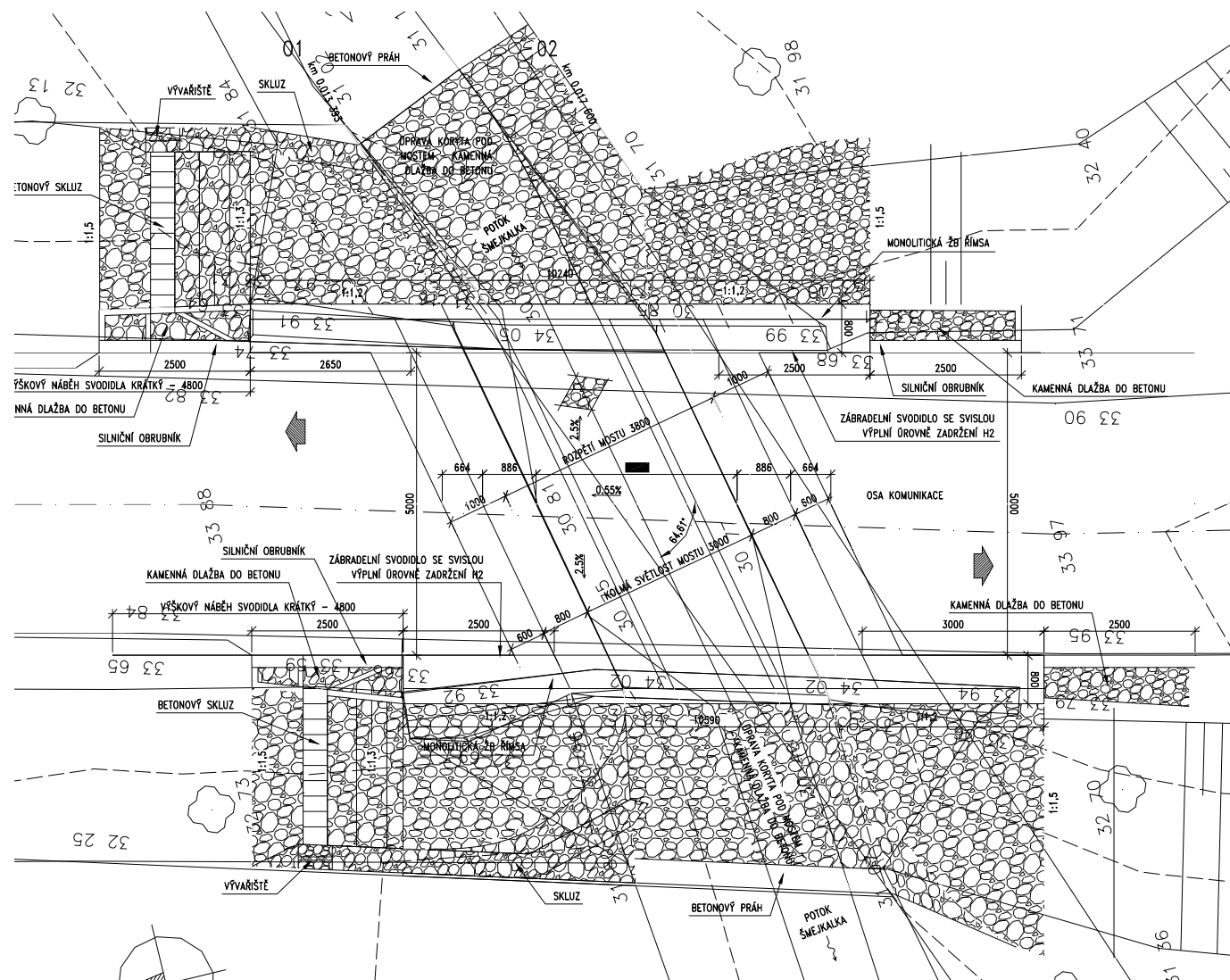
A1.1. Popis konstrukce mostu

Mostní konstrukce je tvořena šikmou monolitickou betonovou rozpěrákovou deskou s rozpětím 4,2 (kolmo 3,0m), která je kloubově uložena na krajních plošně založených monolitických opěrách. Tloušťka nosné konstrukce je proměnná od 0,294 m do 0,300 m. Přehledné výkresy mostu jsou uvedeny na Obr.A 1 až Obr.A 3. Na nosnou konstrukci navazují ŽB monolitická křídla rovnoběžná s osou komunikace.

Na mostě je navržena dvouvrstvá vozovka tloušťky 95 mm. Římsy na mostě jsou monolitické šířky 0,8 m. Na římsách jsou osazena zábradelní svodidla, chodník na mostě není navržen.

A1.2. Základní údaje o konstrukci

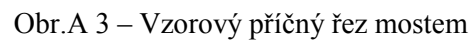
Typ nosné konstrukce :	monolitický deskový most o jednom poli
Světlost mostu :	3,0 m
Rozpětí nosné konstrukce :	4,2 m
Tloušťka nosné konstrukce :	0,3-0,35 m
Šířka nosné konstrukce :	6,1 m
Tloušťka vozovky :	95 mm



Obr. A 1 – Půdorys mostu



VPÚ DECO PRAHA a s., Podbabská 20, 160 00 Praha 6, tel. 220 188 274, fax 220 188 330, e-mail pelant@vpupraha.cz



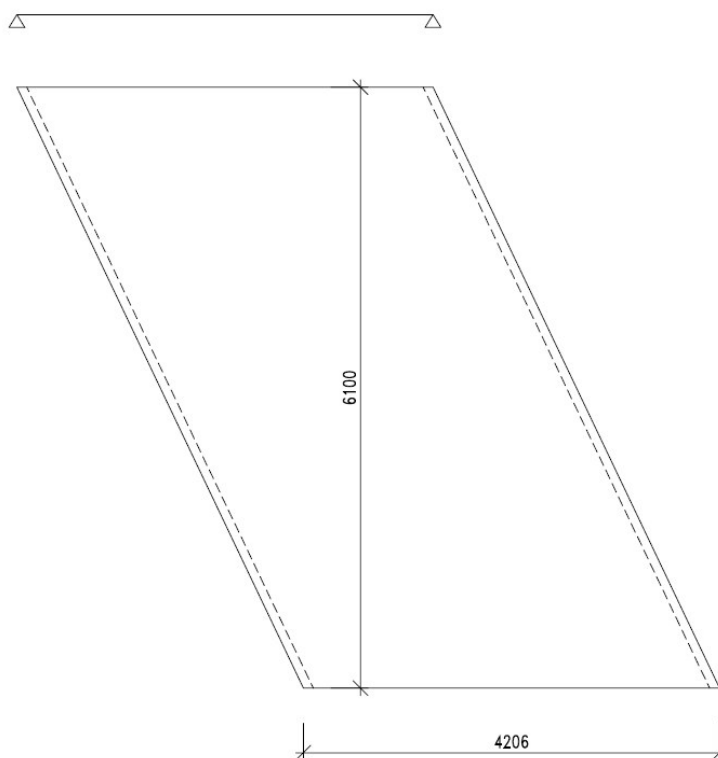
A2. MODEL PRO STATICKOU ANALÝZU

A2.1. Obecně

Chování nosné konstrukce mostu je analyzováno ve dvou krocích. Nejprve jsou na deskostěnovém modelu konstrukce stanoveny součinitele příčného roznášení zatížení, zohledňující celkové chování nosné konstrukce při excentrickém zatížení, a následně je provedena analýza podélného směru na prutovém modelu s uvážením stanovených součinitelů roznášení.

A2.2. Deskostěnový model konstrukce

Deskostěnový model konstrukce je sestaven v programu NEXIS32. Pro model jsou použity prvky zohledňující smykové deformace desky (mindlinova teorie tlustých desek). Geometrie konstrukce je zjednodušena tak, že je modelována deska tloušťky 0,3 m. Geometrie plošného výpočetního modelu je patrná z Obr.A 4.



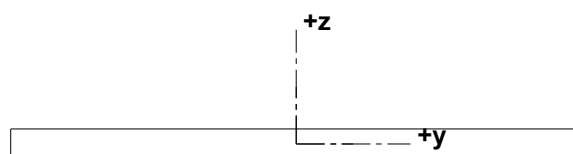
Obr.A 4 – Schéma plošného modelu konstrukce pro statickou analýzu

A2.3. Prutový model konstrukce

Prutový model konstrukce je sestaven taktéž v programu NEXIS32. Příčný řez konstrukce je uvažován shodně s deskostěnovým modelem. Geometrie modelu nosné konstrukce odpovídá skutečné geometrii nosné konstrukce. Protože konstrukce je modelována jako prostý nosník, není do modelu zavedena tuhost podpor. Geometrie konstrukce je zřejmá z Obr.A 4.

A2.4. Materiál nosné konstrukce

Materiál nosné konstrukce je uvažován podle předpokladů projektu, tj. nosná konstrukce z betonu C30/37 a výztuže B500B.

A2.5. Průřezy**A2.5.1. Deska mostovky - prutový model**

Plný průřez :

A	:	1.952000e+006 mm^2			
Ay/A	:	1.000	Az/A	:	1.000
Iy	:	1.665707e+010 mm^4	Iz	:	6.052828e+012 mm^4
Iyz	:	7.392964e+003 mm^4	It	:	6.069485e+012 mm^4
Iw	:	0.000000e+000 mm^6			
Wely	:	1.041067e+008 mm^3	Welz	:	1.984534e+009 mm^3
Wply	:	1.561600e+008 mm^3	Wplz	:	2.976800e+009 mm^3
cy	:	0.00 mm	cz	:	0.00 mm
iy	:	92.38 mm	iz	:	1760.92 mm
dy	:	0.00 mm	dz	:	0.00 mm

A3. SPODNÍ STAVBA A KŘÍDLA

Statický model spodní stavby, vč. založení, a model křídel je uveden v části D tohoto statického výpočtu.

B – ZATÍŽENÍ

STÁLÁ ZATÍŽENÍ – DESKOSTĚNOVÝ MODEL

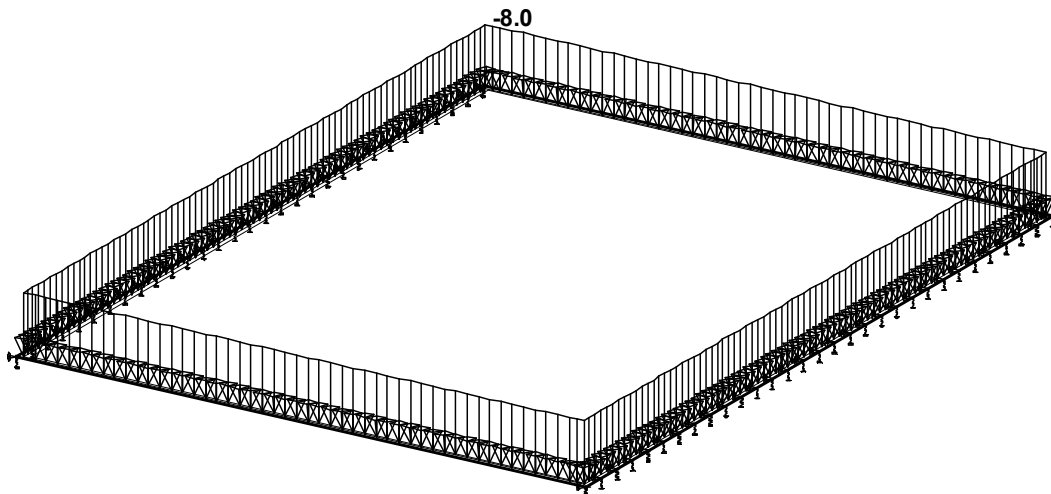
B1.1. Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíha nosné konstrukce je zatížení materiálem nosné konstrukce. S ohledem na modelování konstrukce je zatížení vlastní tíhou rozděleno na tyto části :

Vlastní tíha desky tloušťky 1,0 m :

$$0,319 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 = 8,0 \text{ kN/m}^2$$

Schéma stálého zatížení působícího na celé konstrukci (globální model) je uvedeno na Obr. B.1.



Obr. B.1 – Schéma zatížení vlastní tíhou desky mostovky

B1.2. Ostatní stálé zatížení

V ostatním stálém zatížení jsou zahrnuta zatížení od mostního svršku a mostního vybavení. K těmto konstrukcím patří zejména konstrukce vozovky, římsy nosné konstrukce, zábradlí a svodidla. Veškerá zatížení ostatní stálá jsou shrnuta na Obr. B. 2.

B1.2.1. Vozovka na mostě

Tloušťka vozovky je uvažována 95 mm s rezervou 55 mm na přebalení. Celková tloušťka vozovky pro návrh je tak 150 mm. Zatížení od vozovky činí :

$$0,15 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

B1.2.2. Římsy na mostě

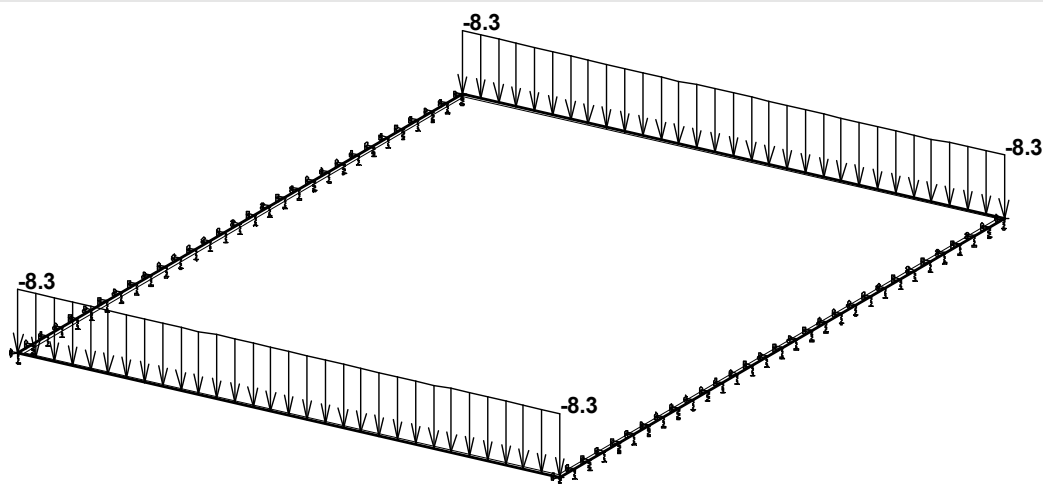
Zatížení římsami je modelováno jako liniové zatížení na okraji desky mostovky. Plocha monolitické římsy v příčném řezu je $0,27 \text{ m}^2$. To odpovídá hodnotám :

Vlastní tíha říms :

$$g_r = 0,27 \text{ m}^2 \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 = 6,8 \text{ kN/m}$$

B1.2.3. Zábradelní svodidla na mostě

Tíha zábradelního svodidla na mostě je odhadnuta na **1,5 kN/m**.



Obr. B. 2 – Ostatní stálé zatížení

B2. DOPRAVNÍ ZATÍŽENÍ – DESKOSTĚNOVÝ MODEL

Pro návrh konstrukce se z proměnných zatížení dopravou uvažuje zatížení modelem zatížení 1 (LM1) podle ČSN EN 1991-2. Dynamické účinky zatížení jsou obsaženy v hodnotách zatížení a není třeba je vyčíslovat zvlášť.

B2.1. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy

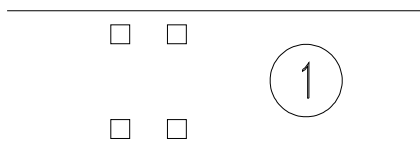
S ohledem na šířku vozovky na mostě (5,0 m mezi obrubníky) lze na vozovce umístit jeden zatěžovací pruh šířky 3,0 m (pruh 1) podle ČSN EN 1991-2. V tomto pruhu je potom umístěno zatížení rovnoměrné a zatížení vozidly. Zbývající plocha je zatížena pouze rovnoměrným zatížením o hodnotě $2,5 \text{ kN/m}^2$.

B2.1.1. Zatížení na vozovce

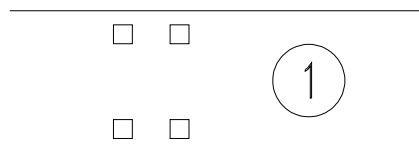
Zatížení na vozovce je uvažováno modelem zatížení 1 (LM1)-toto zatížení sestává z rovnoměrného zatížení a nápravových sil v pruzích. Velikost zatížení je odvislá od pruhu, modelem zatížení 2 (LM2) a zvláštní soupravou 900/150.

Pro stanovení roznosu zatížení od dopravního zatížení jsou uvažovány dvě základní kombinace zatížení. První z nich je umístění nejtěžšího zatěžovacího pruhu (1) na okraj vozovky ke svodidlu (viz Obr. B. 3), druhou potom umístění tohoto pruhu do středu vozovky (Obr. B.). Hodnoty zatížení náprav v jednotlivých pruzích a rovnoměrného zatížení v pruzích jsou uvedeny v následující tabulce a obsahují již regulační součinitel α podle NA ČSN EN 1991-2.

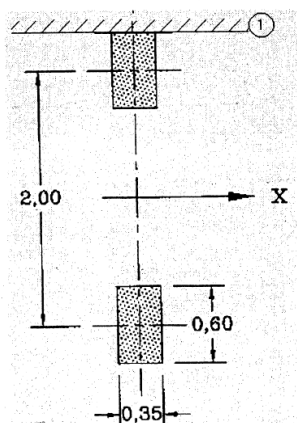
Zatěžovací pruh	Nápravový tlak	Rovnoměrné zatížení
1	300 kN	9,0 kN/m ²
Ostatní	-	2,5 kN/m ²



Obr. B. 3a – Rozmístění pruhů pro maximální účinek na okraji konstrukce



Obr. B. 3b – Rozmístění pruhů pro maximální účinek ve středu konstrukce



Obr. B. 4 – Uspořádání zatížení na mostě – model zatížení 2

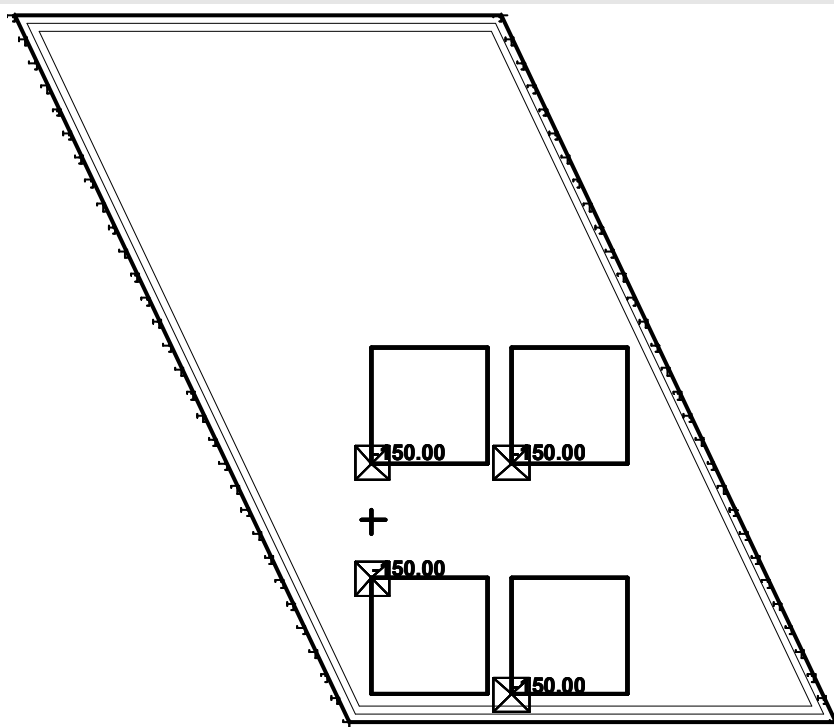
Konkrétně se rozhodující polohy zatížení pro rozhodující průřezy konstrukce stanoví „pojezdem“ zatížení po plošném modelu konstrukce v programu NEXIS32.

B2.1.2. Roznos zatížení v modelu

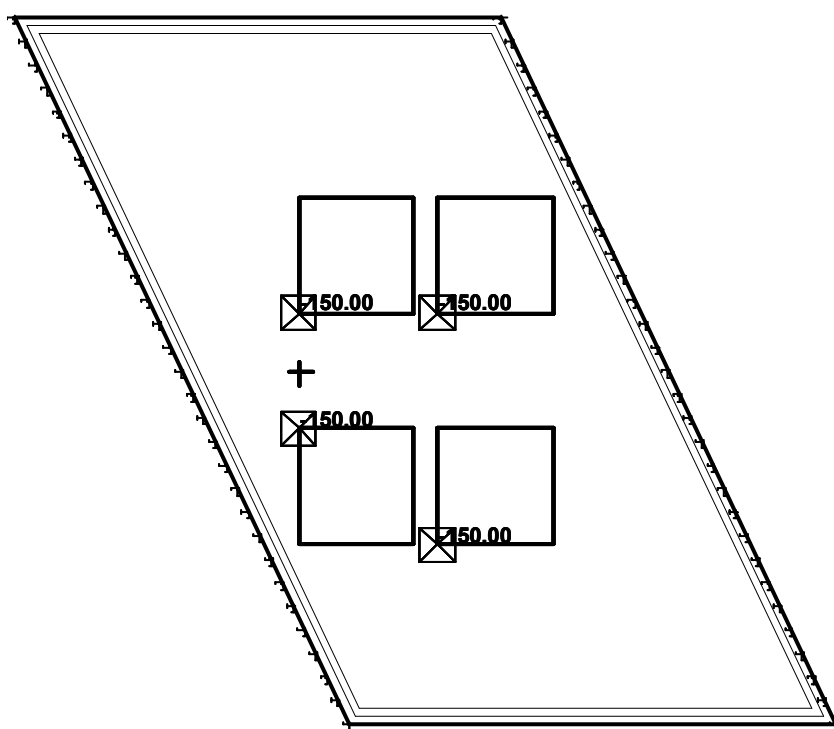
Protože je výpočet vnitřních sil pro stanovení roznosu je proveden metodou konečných prvků na plošném modelu je třeba zatížení z horního povrchu vozovky roznést do střednice modelované desky mostovky.

Tloušťka vozovky činí 95 mm, tloušťka idealizované desky mostovky potom 300 mm. Poloviční tloušťka desky je potom 150 mm. Plný roznos zatížení do střednice idealizované desky mostovky potom činí $95 + 150 = 245$ mm.

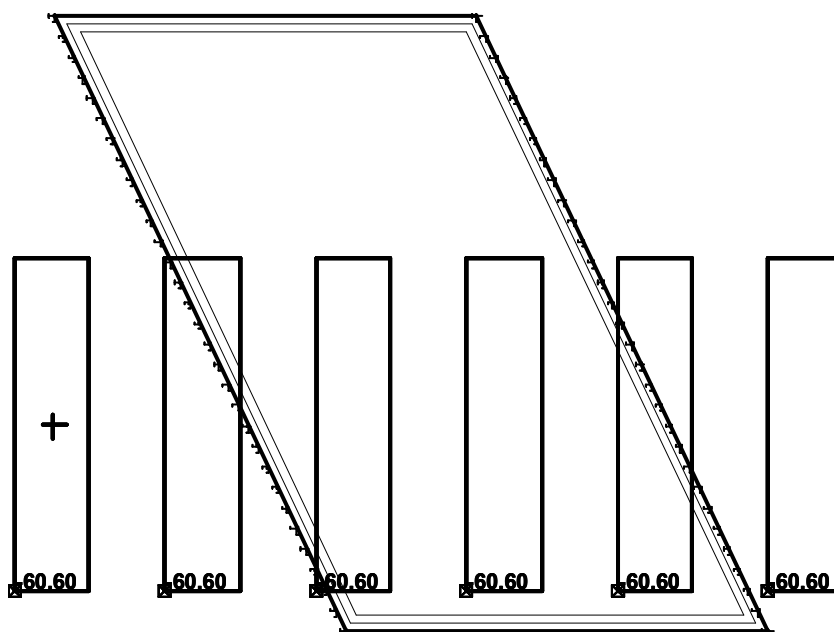
Příklad umístění zatížení od dopravy po aplikaci roznášení včetně velikostí jednotkového zatížení je uvedeno na Obr. B. 4.



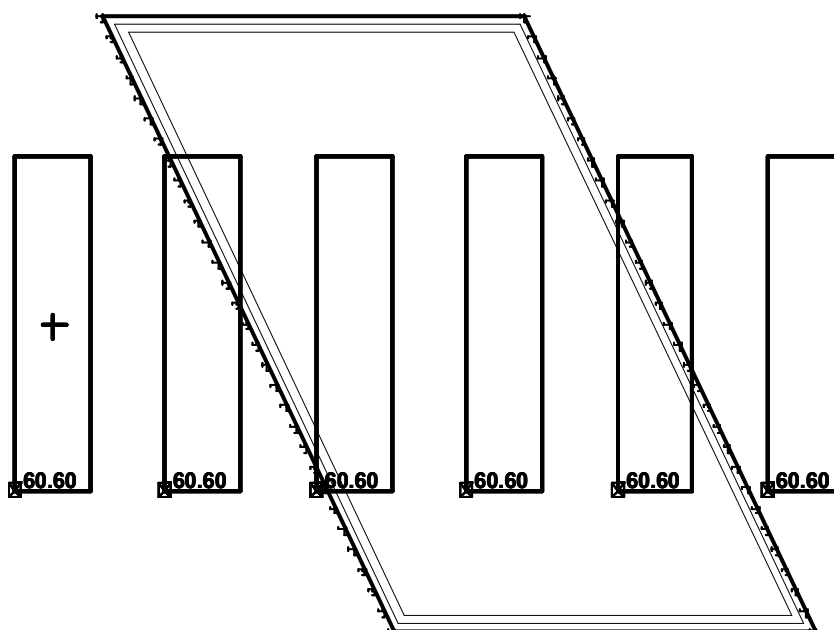
Obr. B. 4a – Schéma zatížení konstrukce dopravou, vč. roznášení kolových tlaků LM1, poloha pro stanovení maxima na okraji konstrukce



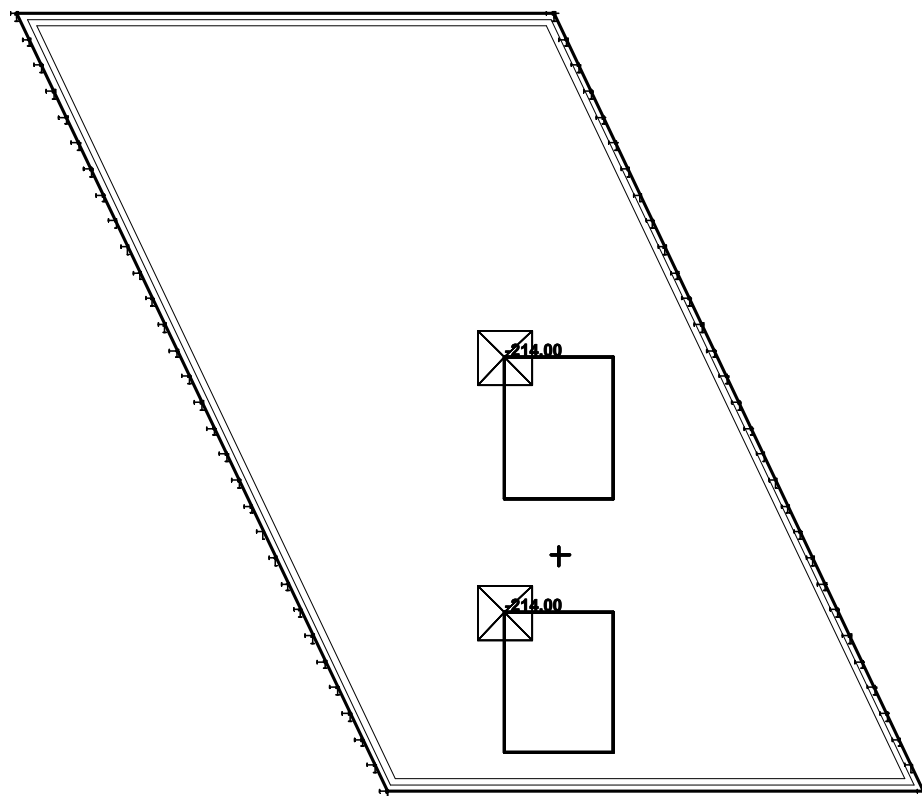
Obr. B. 5b – Schéma zatížení konstrukce dopravou, vč. roznášení kolových tlaků LM1, poloha pro stanovení maxima ve středu konstrukce



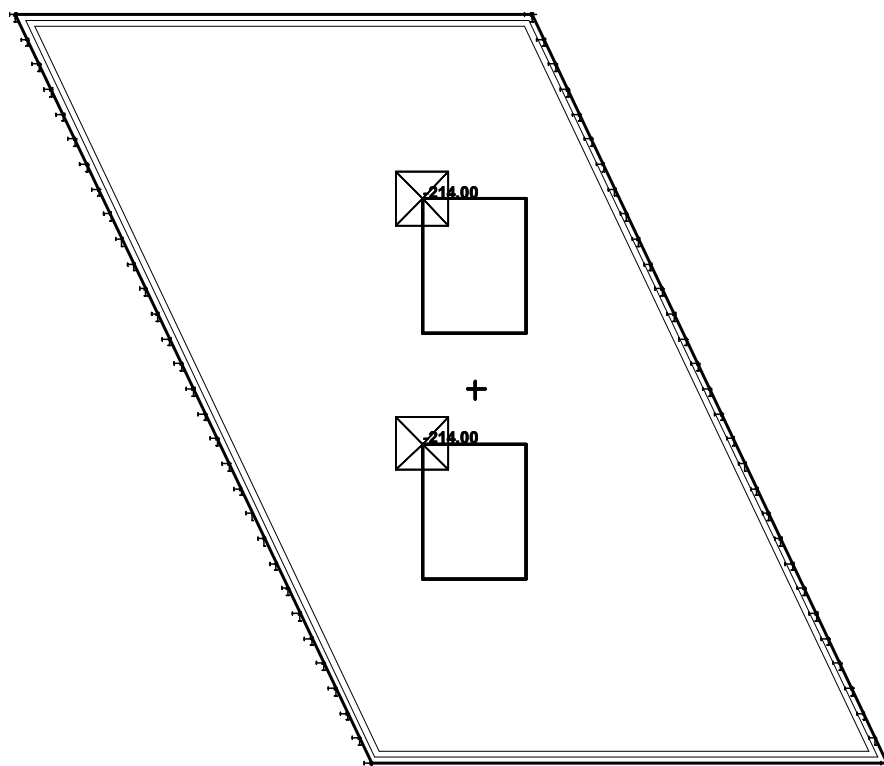
Obr. B. 6a – Schéma zatížení konstrukce dopravou, vč. roznášení kolových tlaků 900/150, poloha pro stanovení maxima na okraji konstrukce



Obr. B. 6b – Schéma zatížení konstrukce dopravou, vč. roznášení kolových tlaků 900/150, poloha pro stanovení maxima ve středu konstrukce



Obr. B. 7a – Schéma zatížení konstrukce dopravou, vč. roznášení kolových tlaků LM2, poloha pro stanovení maxima na okraji konstrukce



Obr. B. 7a – Schéma zatížení konstrukce dopravou, vč. roznášení kolových tlaků LM2, poloha pro stanovení maxima ve středu konstrukce

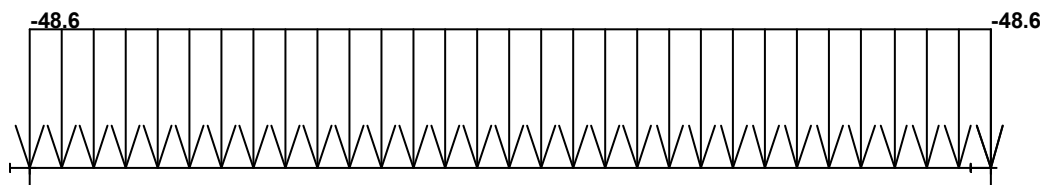
B3. STÁLÁ ZATÍŽENÍ – PRUTOVÝ MODEL

B3.1. Vlastní tíha nosné konstrukce

Vlastní tíha nosné konstrukce je dána plochou příčného řezu a objemovou tíhou použitého materiálu (betonu) :

$$1,944 \text{ m}^2 \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 = 48,6 \text{ kN/m}$$

Schéma stálého zatížení na prutové konstrukci je uvedeno na Obr. B. 5.



Obr. B. 5 – Schéma zatížení vlastní tíhou desky mostovky

B3.2. Ostatní stálé zatížení

V ostatním stálém zatížení jsou zahrnuta zatížení od mostního svršku a mostního vybavení. Veškerá zatížení ostatní stálá jsou shrnuta na Obr. B. 6.

B3.2.1. Vozovka na mostě

Tloušťka vozovky je uvažována 95 mm s rezervou 55 mm na přebalení. Celková tloušťka vozovky pro návrh je tak 150 mm. Šířka vozovky na mostě je 5,0 m. Zatížení od vozovky činí :

$$0,15 \text{ m} \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 5,0 \text{ m} = 18,75 \text{ kN/m}$$

B3.2.2. Římsy na mostě

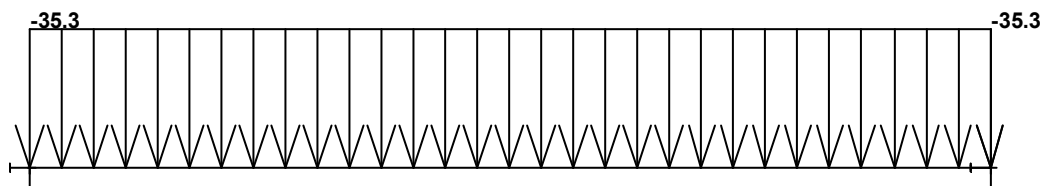
Zatížení římsami je modelováno jako liniové zatížení na okraji desky mostovky. Plocha monolitické římsy v příčném řezu je $0,27 \text{ m}^2$. Římsy vlevo i vpravo jsou shodné. To odpovídá hodnotám zatížení :

Vlastní tíha říms :

$$g_r = 0,27 \text{ m}^2 \cdot 25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 2 = 13,5 \text{ kN/m}$$

B3.2.3. Zábradelní svodidla na mostě

Tíha zábradelního svodidla na mostě je odhadnuta na 1,5 kN/m. Celkem je zatížení na obou římsách od svodidel rovno 3,0 kN/m.



Obr. B. 6 – Celkové ostatní stálé zatížení na prutovém modelu

B4. PROMĚNNÁ ZATÍŽENÍ – PRUTOVÝ MODEL

Pro návrh konstrukce se z proměnných zatížení dopravou uvažuje zatížení modelem zatížení 1 (LM1) podle ČSN EN 1991-2. Dynamické účinky zatížení jsou obsaženy v hodnotách zatížení a není třeba je vyčíslovat zvlášť.

B4.1. Zatížení dopravou**B4.1.1. Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy**

Rozdělení vozovky na zatěžovací pruhy viz B2.1.

B4.1.2. Model zatížení 1 (LM1)

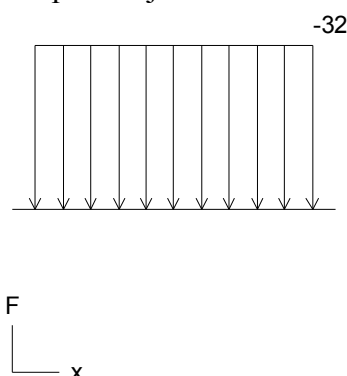
Model zatížení 1 je z důvodu použití rozdílných součinitelů kombinace rozdělen na zatížení rovnoměrné v pruzích (q) a zatížení osamělými silami od náprav (Q). Obě zatížení jsou definována jako pohyblivá a jejich extrémní účinky jsou potom vyhodnocovány společně s uvažováním příslušných součinitelů příčného roznášení.

Rovnoměrné zatížení v pruzích

Na konstrukci je jeden pruh šířky 3,0 m a 2,0 m zbývajících plochy. Délka zatížení je neomezená. Celkem je v příčném směru v zatěžovacích pruzích zatížení :

$$3,0 \cdot 9,0 + 2,0 \cdot 2,5 = \mathbf{32,00 \text{ kN/m}}$$

Schéma rovnoměrného zatížení dopravou je uvedeno na Obr. B. 7.



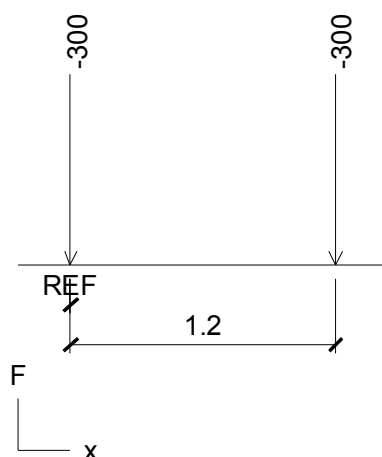
Obr. B. 7 – Schéma zatížení prutové konstrukce dopravou – rovnoměrná část zatížení

Osamělé síly v pruzích – nápravové tlaky

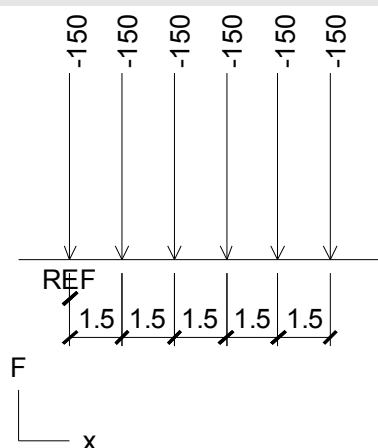
Na konstrukci je jeden pruh šířky 3,0 m, v němž je situováno nápravové zatížení. Celková hodnota sil v příčném řezu (ve všech zatěžovacích pruzích) je :

$$\mathbf{300 \text{ kN}}$$

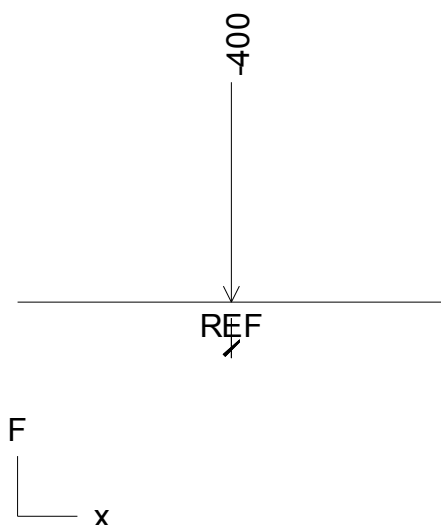
Schéma rovnoměrného zatížení dopravou je uvedeno na Obr. B. 8.



Obr. B. 8 – Schéma zatížení prutové konstrukce dopravou LM1 – nápravové zatížení



Obr. B. 11 – Schéma zatížení prutové konstrukce dopravou 900/150 – nápravové zatížení



Obr. B. 12 – Schéma zatížení prutové konstrukce dopravou LM2 – nápravové zatížení

B4.2. Ostatní proměnná zatížení

Z ostatních proměnných zatížení jsou uvažována zatížení rovnoměrnou teplotou a smršťování betonu desky mostovky.

B4.2.1. Zatížení teplotou

Zatížení teplotou je uvažováno pouze jako rovnoměrné ochlazení, resp. oteplení, nosné konstrukce mostu. Z polohy konstrukce jsou odvozeny maximální a minimální teploty ve stínu podle ČSN EN 1991-1-5 a jim odpovídající maximální a minimální teploty konstrukce :

$$T_{\max} = 40,0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \Rightarrow \quad T_{e,\max} = 42,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\min} = -32,0 \text{ }^{\circ}\text{C} \quad \Rightarrow \quad T_{e,\min} = -24,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Základní teplota konstrukce (teplota při uložení na ložiska) je uvažována 10°C a od ní jsou stanoveny maximální a minimální hodnoty změny teploty konstrukce :

$$\Delta T_{\max} = 42,0 - 10,0 = \mathbf{32,0 \text{ }^{\circ}\text{C}}$$

$$\Delta T_{\min} = -24,0 - 10 = \mathbf{-34,0 \text{ }^{\circ}\text{C}}$$

Při zavedení součinitele tepelné roztažnosti $\alpha = 10^{-5}$ podle ČSN EN 1992-1-1 a předpokladu, že deformace je rovnoměrně rozdělena mezi obě opěry (řady pilot) jsou vynucené deformace nosné konstrukce mostu při zatížení teplotou :

$$\Delta \varepsilon_{\max} = 32,0 \cdot 10^{-5} \cdot 3,0 = \mathbf{1,0 \text{ mm}}$$

$$\Delta\varepsilon_{\min} = -24,0 \cdot 10^{-5} \cdot 3,0 = \mathbf{0,7 \text{ mm}}$$

B4.2.2. Smrštění betonu

Smrštění betonu je pro návrh konstrukce uvažováno jako deformační zatížení (obdobně k zatížení teplotou), které je nahrazeno ekvivalentním účinkem teplotního zatížení. Na základě dlouhodobých zkušeností je uvažováno jako náhradní zatížení ochlazení nosné konstrukce mostu o 15,0 °C. To odpovídá vodorovné deformaci v místě vrubového kloubu o hodnotě :

$$\Delta\varepsilon_{cs} = 15,0 \cdot 10^{-5} \cdot 3,0 = \mathbf{0,5 \text{ mm}}$$

B5. KOMBINACE ZATÍŽENÍ PRO STATICKÝ VÝPOČET

Z hlediska návrhu konstrukce (jedná se o železobetonovou konstrukci) jsou pro stanovení návrhových hodnot zatížení vyčísleny pouze kombinace zatížení v mezním stavu únosnosti. Z hlediska mezní únosnosti jsou vyčísleny kombinace podle vztahů (6.10a) a (6.10b) podle ČSN EN 1990/A2. Součinitele zatížení a součinitele skombinace pro stanovení kombinací zatížení jsou uvedeny v následující tabulce :

Stav	Jméno	Součinitel zatížení γ_F	Redukční součinitel ξ	Součinitel kombinace		
				ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	Vl.tíha	1.35	0,85	-	-	-
2	Ost.stálé	1.35	0,85	-	-	-
3	Doprava – nápravové síly	1.35	-	0,75	0,75	0
4	Doprava – rovnoměrné zat.	1,35	-	0,40	0,40	0

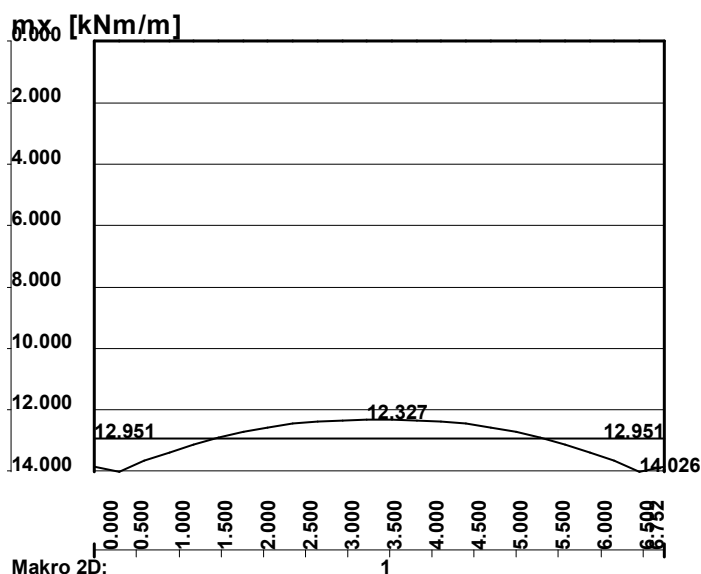
C – NOSNÁ KONSTRUKCE

C1. PŘÍČNÉ ROZNÁŠENÍ ZATÍŽENÍ

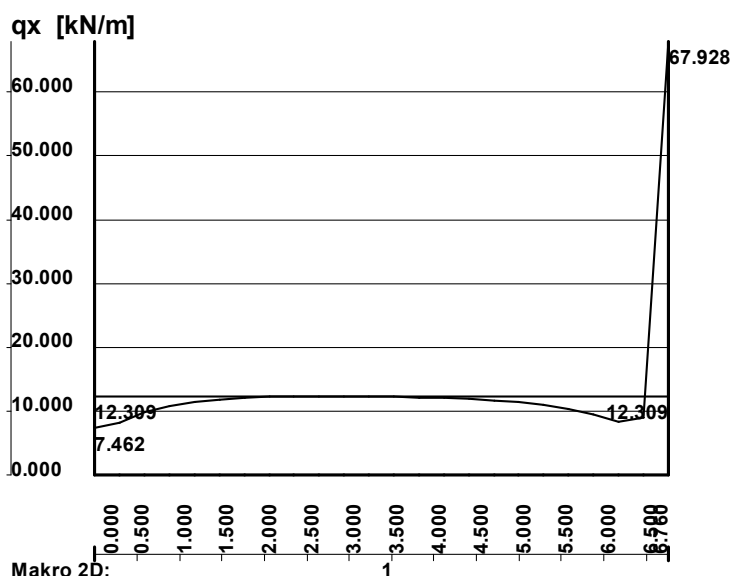
V prvním kroku výpočtu je stanoveno příčné roznášení zatížení na deskostěnovém modelu (viz část A tohoto výpočtu). Roznos zatížení se stanoví z poměru maximálních účinků zatížení v příslušném příčném řezu k hodnotám celkovým. Tento poměr potom umožňuje stanovit jaká část zatížení je přenášena příslušnou částí (bm) deskové konstrukce.

C1.1. Zatížení vlastní tíhou

Příčné roznášení zatížení stálého (momentů ve středu rozpětí a posouvajících sil u podpory) je uvedeno na Obr. C. 1 a Obr. C. 2. Na obrázcích je uvedeno rozdělení příslušných vnitřních sil v příčných řezech a hodnoty průměrné, vztažené na šířku příslušného řezu. Vyhodnocení příčného roznášení viz 0.



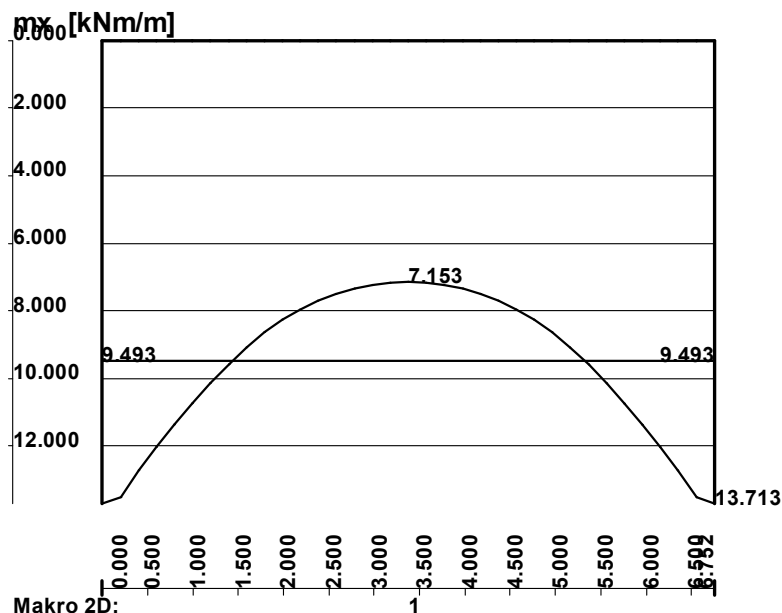
Obr. C. 1 – Průběh momentu v řezu ve středu rozpětí



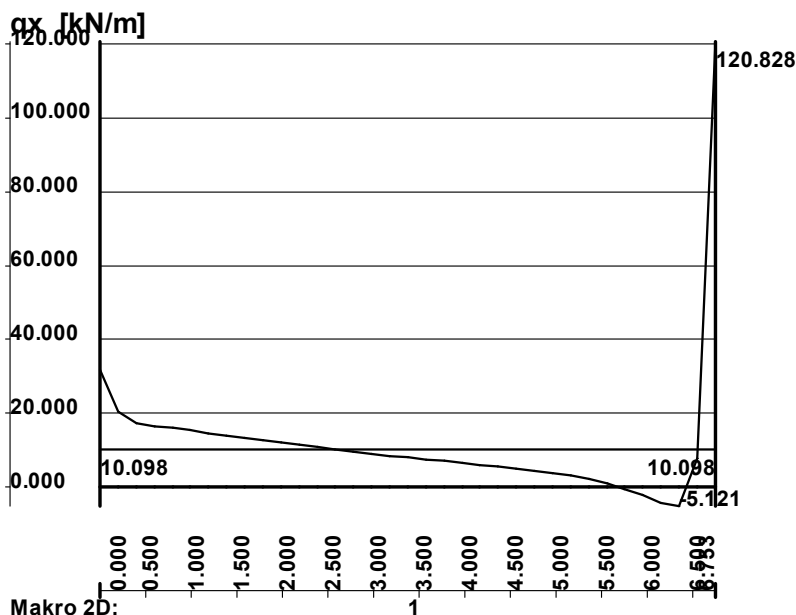
Obr. C. 2 – Průběh posouvající síly v řezu u podpory

C1.2. Zatížení ostatním stálým zatížením

Příčné rozložení ostatního stálého zatížení (momentů ve středu rozpětí a posouvajících sil u podpory) je uvedeno na Obr. C. 3 a Obr. C. 4. Na obrázcích je uvedeno rozdělení příslušných vnitřních sil v příčných řezech a hodnoty průměrné, vztažené na šířku příslušného řezu. Vyhodnocení příčného rozložení viz 0.



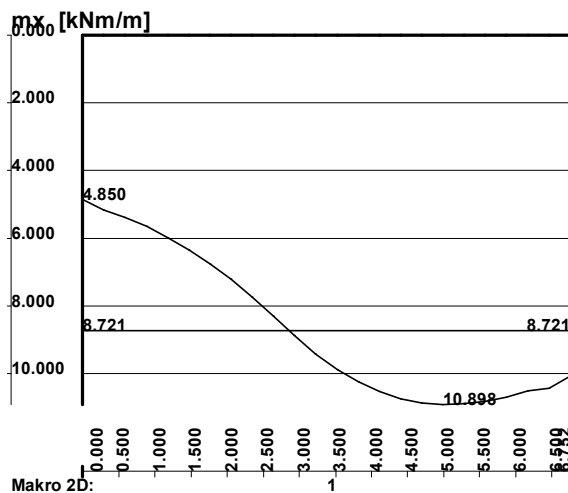
Obr. C. 3 – Průběh momentu v řezu ve středu rozpětí



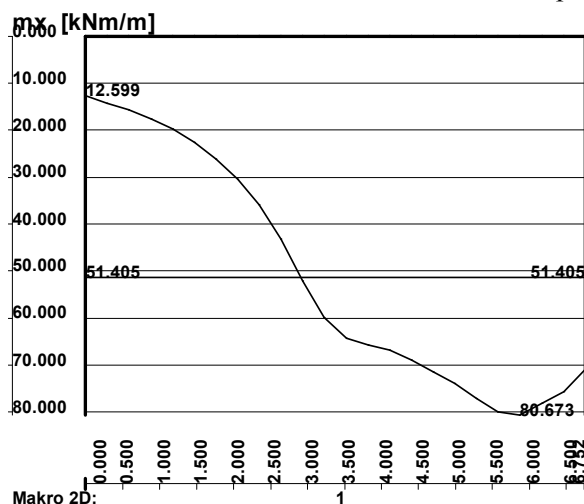
Obr. C. 4 – Průběh posouvající síly v řezu u podpory

C1.3. Proměnné zatížení na okraji desky

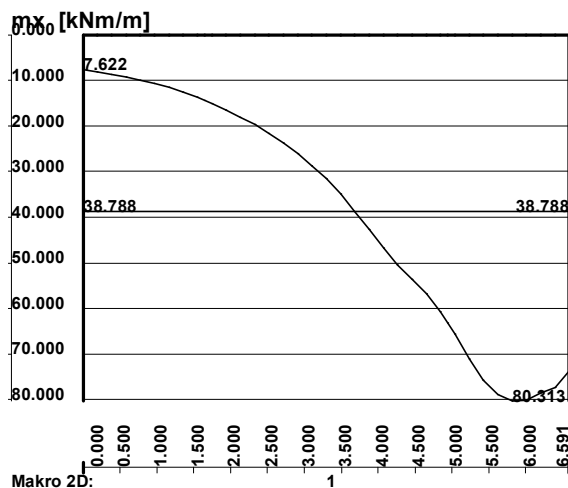
Maximální hodnoty momentů a posouvajících sil na konstrukci v rozhodujících stavech zatížení jsou uvedeny na Obr. C. 5 až Obr. C. 9. Na obrázcích jsou uvedeny vždy průběhy příslušných vnitřních sil od zatížení rovnoměrným (v pruzích) a bodovým (nápravami). Vyhodnocení příčného roznosu je uvedeno v 0.



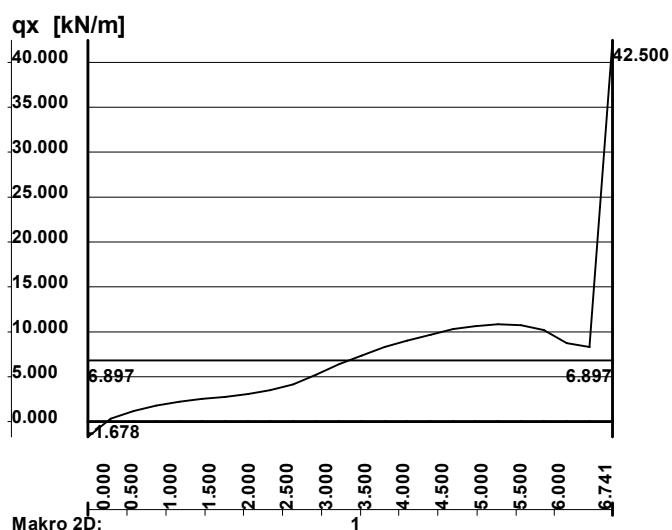
Obr. C. 5 – Průběh momentů v desce od zatížení rovnoměrného LM1– příčný řez ve středu rozpětí



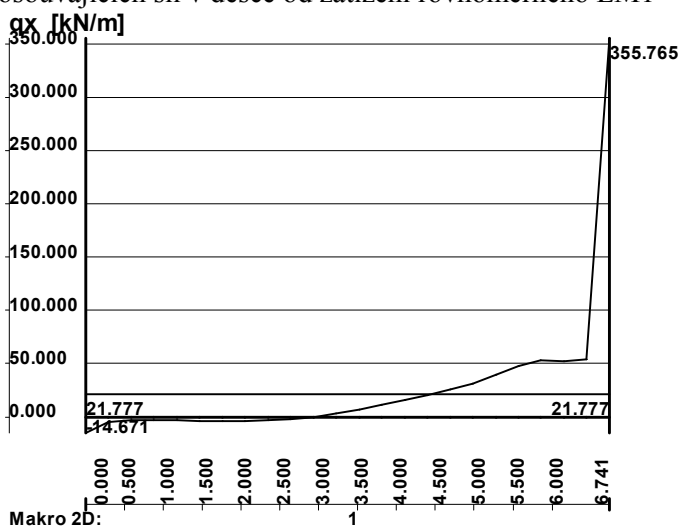
Obr. C. 6 – Průběh momentů v desce od zatížení kolovými tlaky LM1– příčný řez ve středu rozpětí



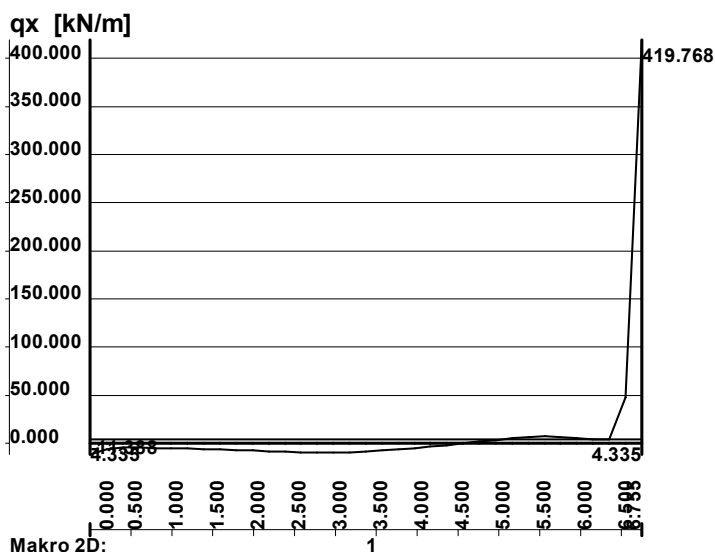
Obr. C. 7 – Průběh momentů v desce od zatížení kolovými tlaky LM2– příčný řez ve středu rozpětí



Obr. C. 8 – Průběh posouvajících sil v desce od zatížení rovnoměrného LM1 – příčný řez u podpory



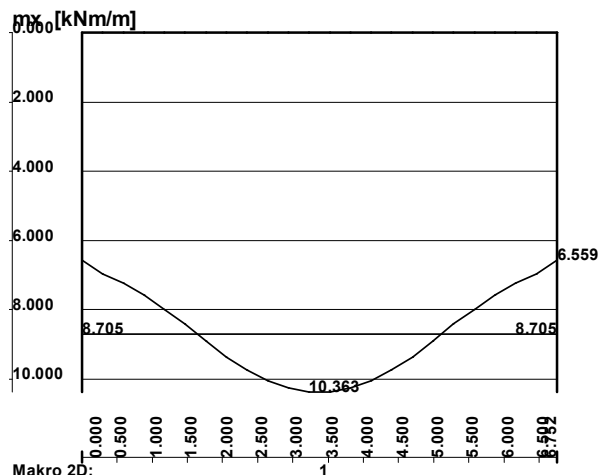
Obr. C. 9 – Průběh posouvajících sil v desce od zatížení kolovými tlaky LM1– příčný řez u podpory



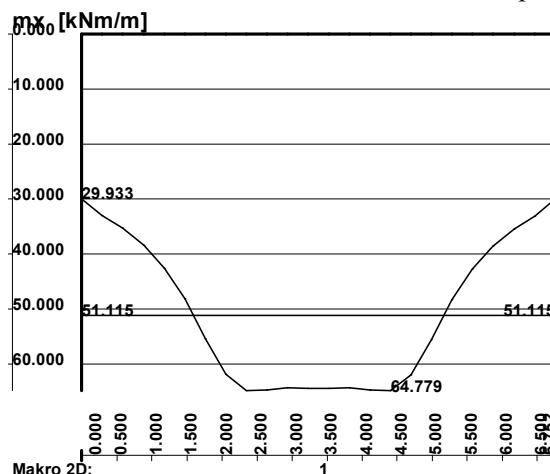
Obr. C. 10 – Průběh posouvajících sil v desce od zatížení kolovými tlaky LM2 – příčný řez u podpory

C1.4. Proměnné zatížení ve středu desky

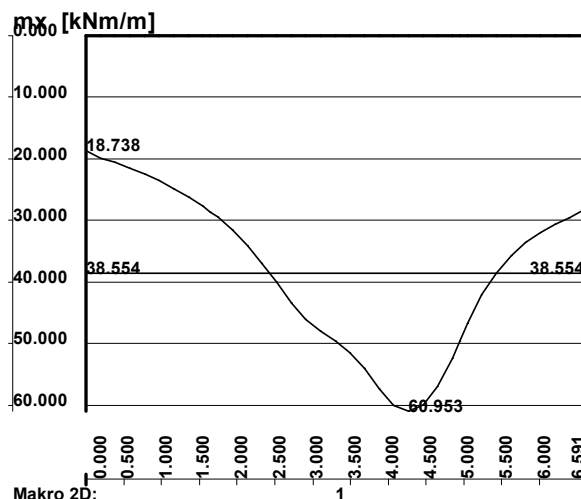
Maximální hodnoty momentů a posouvajících sil na konstrukci v rozhodujících stavech zatížení jsou uvedeny na Obr. C. 9a až Obr. C. . Na obrázcích jsou uvedeny vždy průběhy příslušných vnitřních sil od zatížení rovnoměrným (v pruzích) a bodovým (nápravami). Vyhodnocení příčného roznosu je uvedeno v 0.



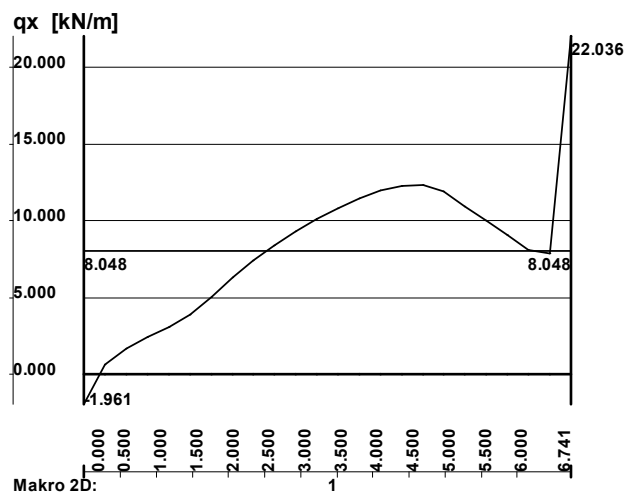
Obr. C. 9a – Průběh momentů v desce od zatížení rovnoměrného – příčný řez ve středu rozpětí



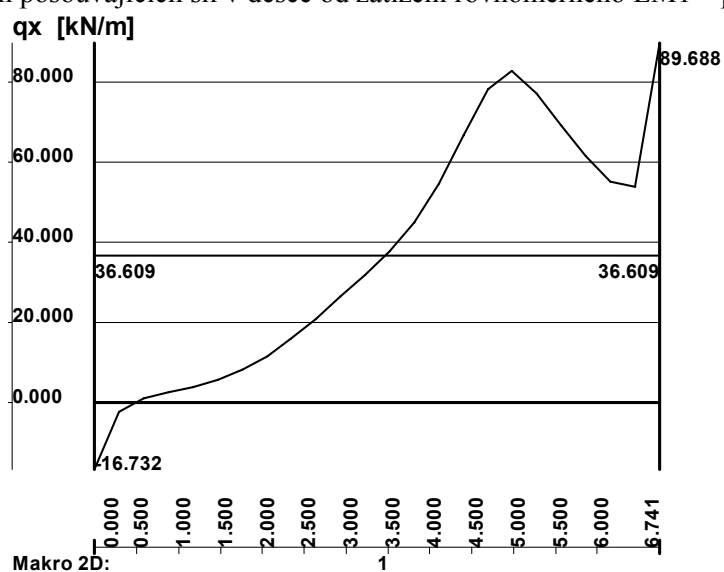
Obr. C. 11 – Průběh momentů v desce od zatížení kolovými tlaky LM1– příčný řez ve středu rozpětí



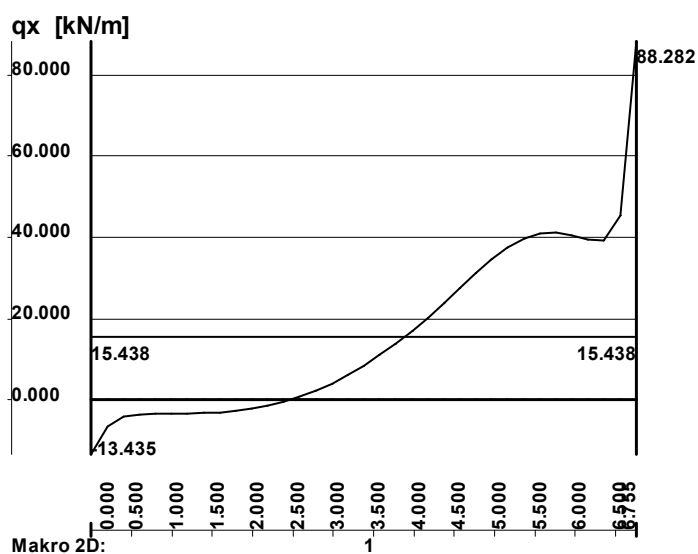
Obr. C. 12 – Průběh momentů v desce od zatížení kolovými tlaky LM2– příčný řez ve středu rozpětí



Obr. C. 13a – Průběh posouvajících sil v desce od zatížení rovnoměrného LM1 – příčný řez u podpory



Obr. C. 11b – Průběh posouvajících sil v desce od zatížení kolovými tlaky LM1 – příčný řez u podpory



Obr. C. 14 – Průběh posouvajících sil v desce od zatížení kolovými tlaky LM2 – příčný řez u podpory

C1.5. Vyhodnocení příčného roznášení

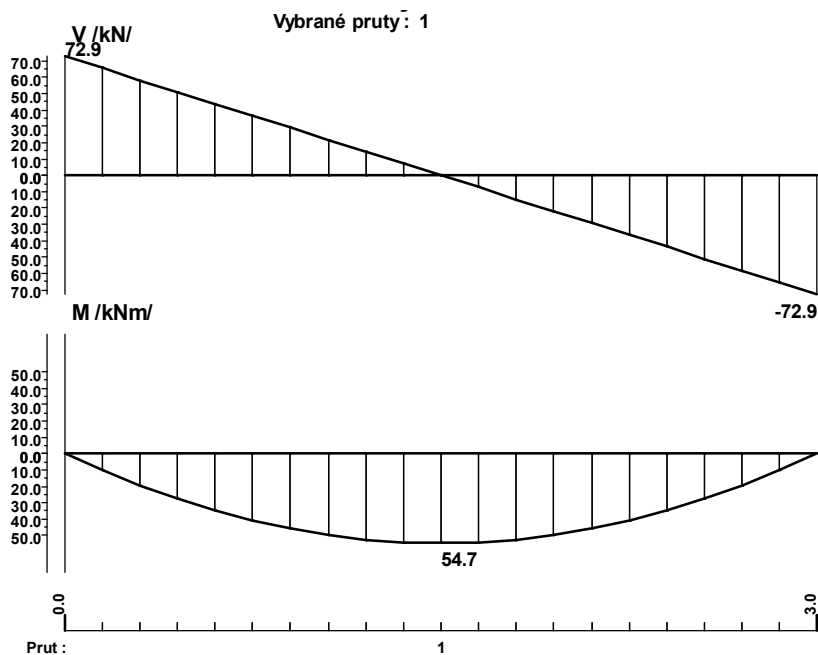
Vyhodnocení příčného roznášení je provedeno v následujících tabulkách. Výsledkem vyhodnocení jsou součinitel příčného roznosu.

Momenty					
Okraj konstrukce					
Zatížení	Maximum	Průměr	Celkem	Součinitel roznášení	
VI.tíha	14.0	13.0	87.4	0.160	1.1
Ost.stálé	13.7	9.5	64.1	0.214	1.4
LM2	80.3	38.8	261.9	0.307	2.1
LM1-UDL	10.9	8.7	58.8	0.185	1.3
LM1-F	80.7	51.1	345.0	0.234	1.6
Střed konstrukce					
Zatížení	Maximum	Průměr	Celkem	Součinitel roznášení	
VI.tíha	12.3	13.0	87.4	0.141	1.0
Ost.stálé	7.2	9.5	64.1	0.111	0.8
LM2	61.0	38.6	260.3	0.234	1.6
LM1-UDL	10.4	8.7	58.8	0.176	1.2
LM1-F	64.8	51.1	345.2	0.188	1.3

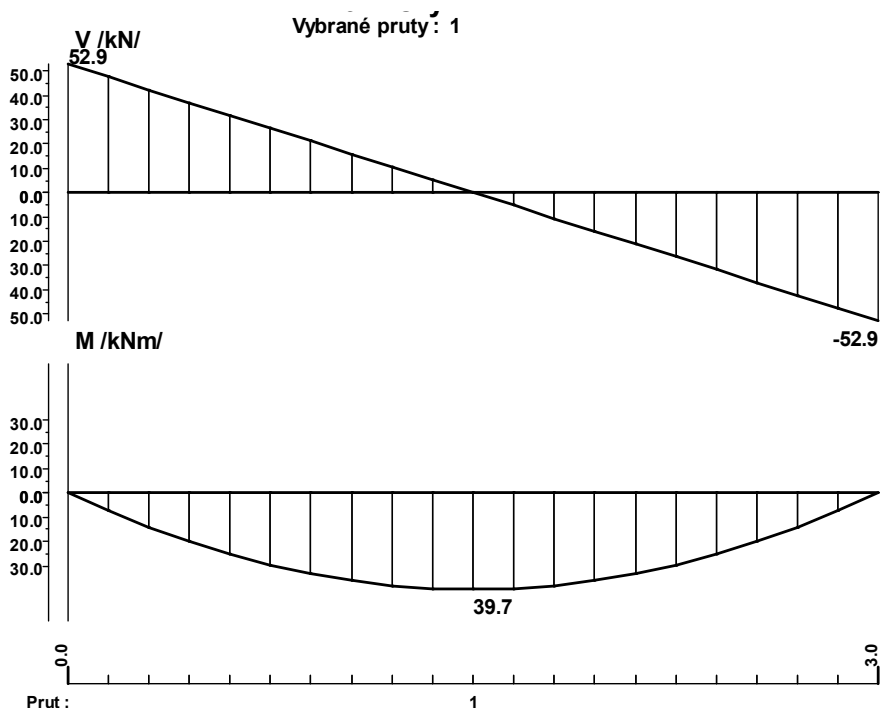
Posouvající síly					
Okraj konstrukce					
Zatížení	Maximum	Průměr	Celkem	Součinitel roznášení	
VI.tíha	40.1	12.3	83.1	0.483	3.3
Ost.stálé	65.6	10.1	68.2	0.961	6.5
LM2	205.0	14.0	94.5	2.169	14.6
LM1-UDL	24.7	8.0	53.9	0.458	3.1
LM1-F	204.5	22.7	153.1	1.336	9.0
Střed konstrukce					
Zatížení	Maximum	Průměr	Celkem	Součinitel roznášení	
VI.tíha	12.6	12.3	83.1	0.151	1.0
Ost.stálé	10.5	10.1	68.2	0.154	1.0
LM2	19.0	15.4	104.3	0.182	1.2
LM1-UDL	10.6	8.0	53.9	0.196	1.3
LM1-F	20.2	22.7	153.1	0.132	0.9

C2. ÚČINKY ZATÍŽENÍ – PRUTOVÝ MODEL

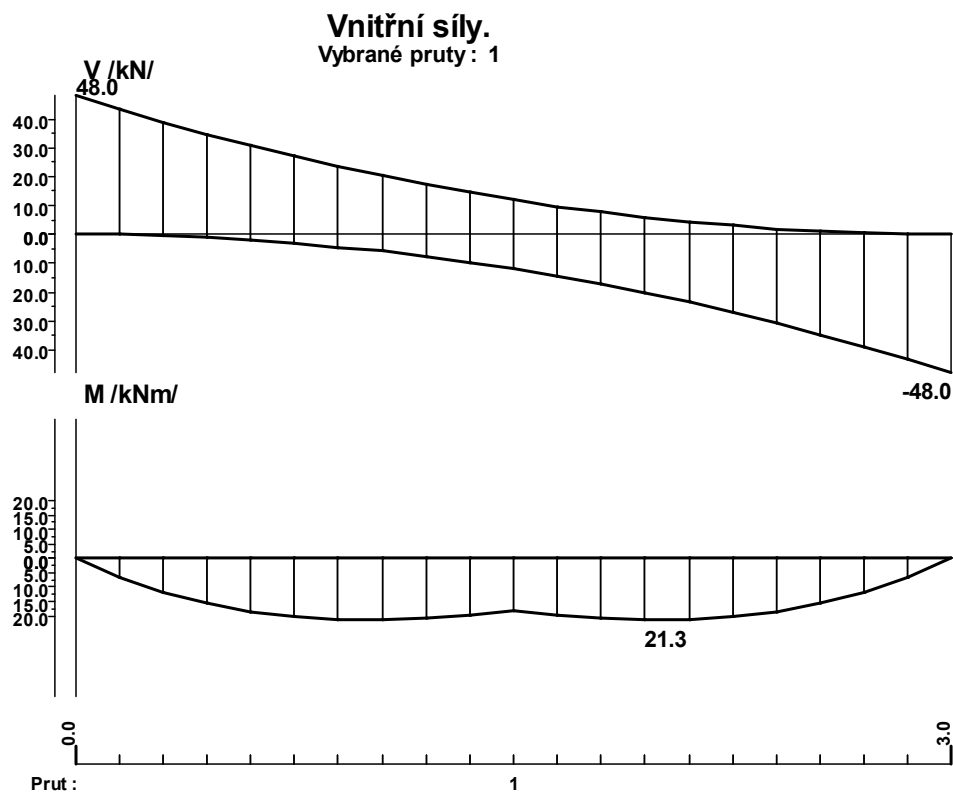
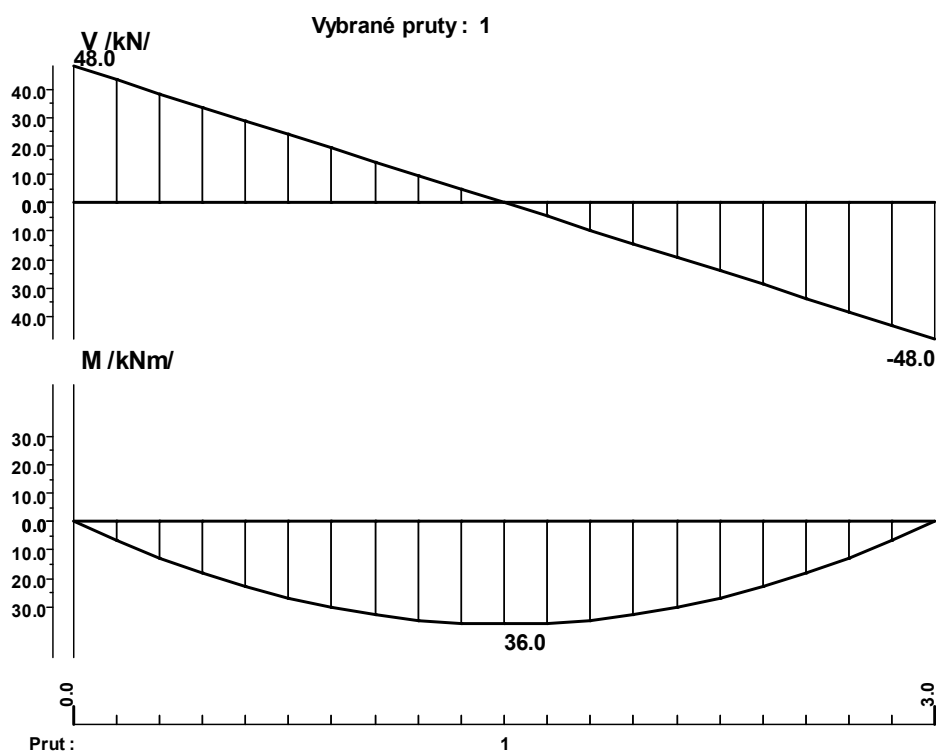
Na prutovém modelu byly vyhodnoceny účinky veškerého zatížení. Roznos zatížení byl uvažován podle výsledků uvedených v 0, a to pro příslušné vnitřní síly vždy konstantní po délce mostu. Graficky jsou hodnoty vnitřních sil (bez uvážení součinitele roznášení) uvedeny na Obr. C. 15 až Obr. C. 20. Souhrn účinků zatížení včetně uvažování součinitelů roznášení je potom uveden na Obr. C. 23 a Obr. C. 24.

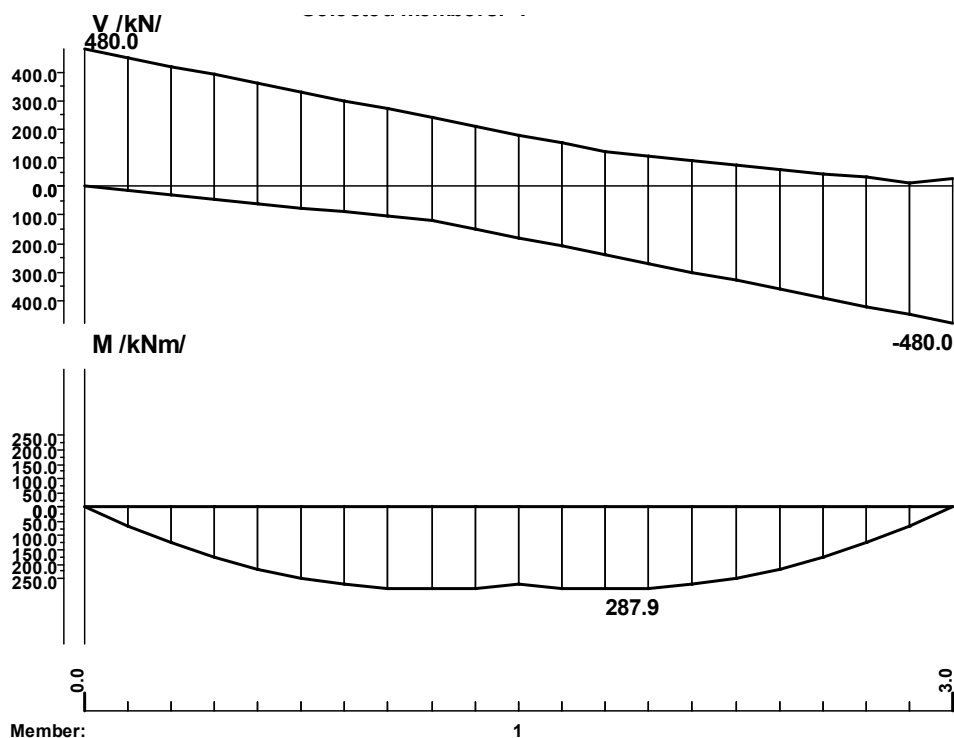
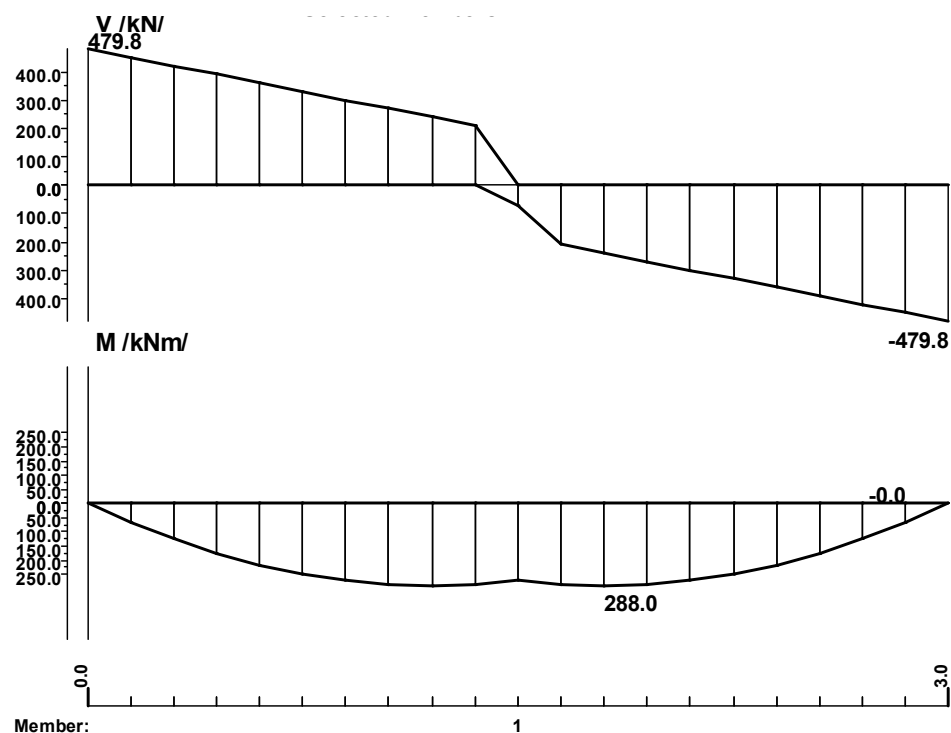


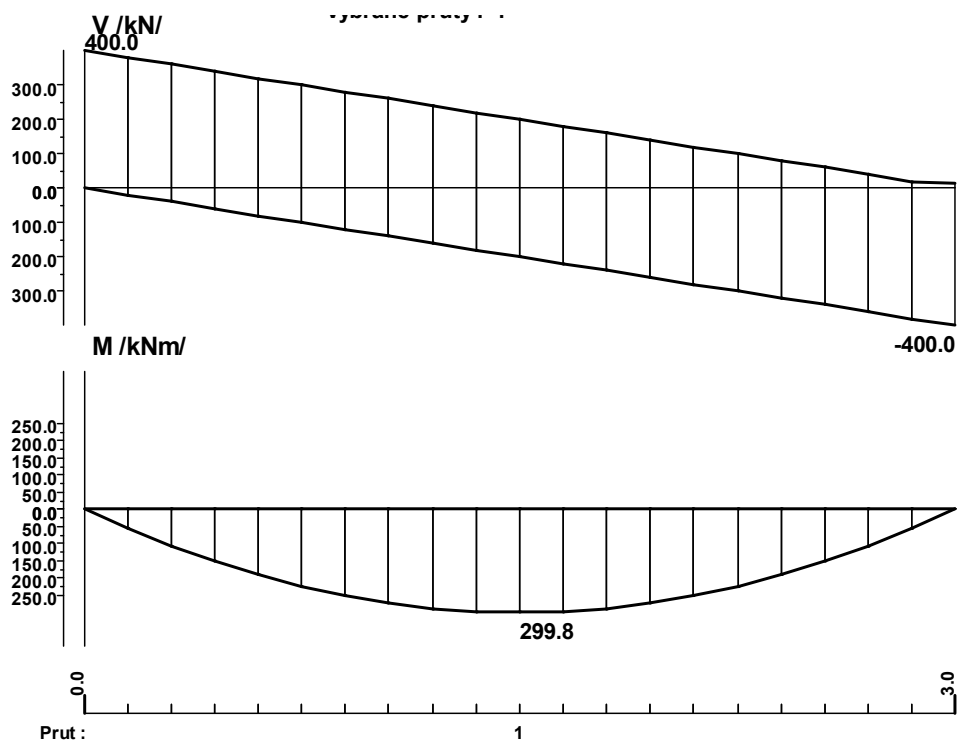
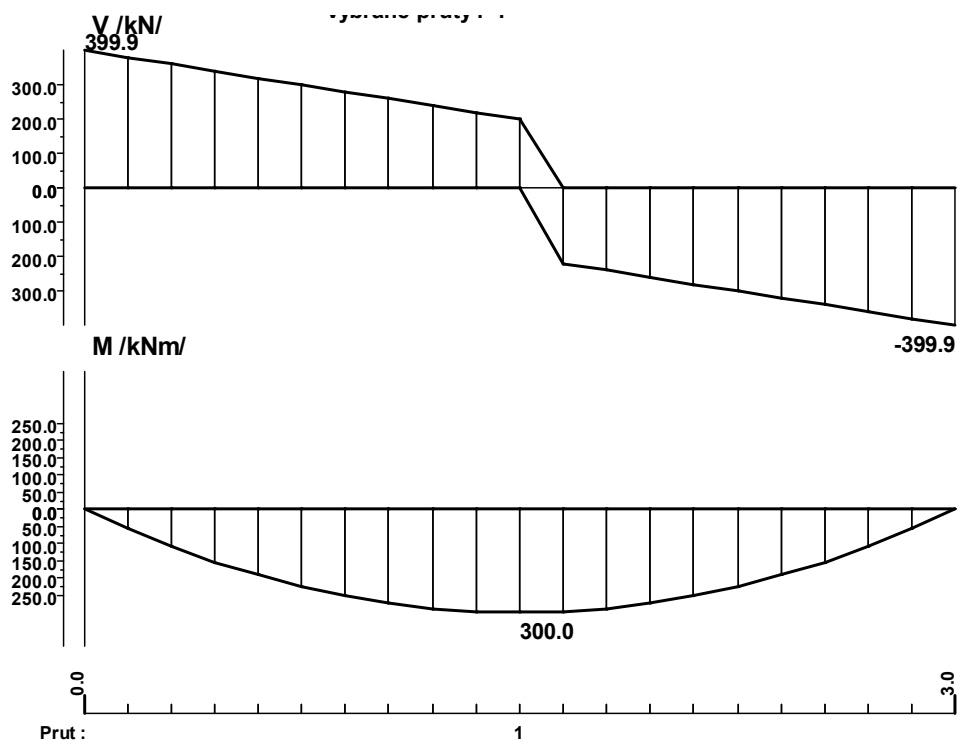
Obr. C. 15 – Účinky stálého zatížení – vlastní tíha – celý příčný řez

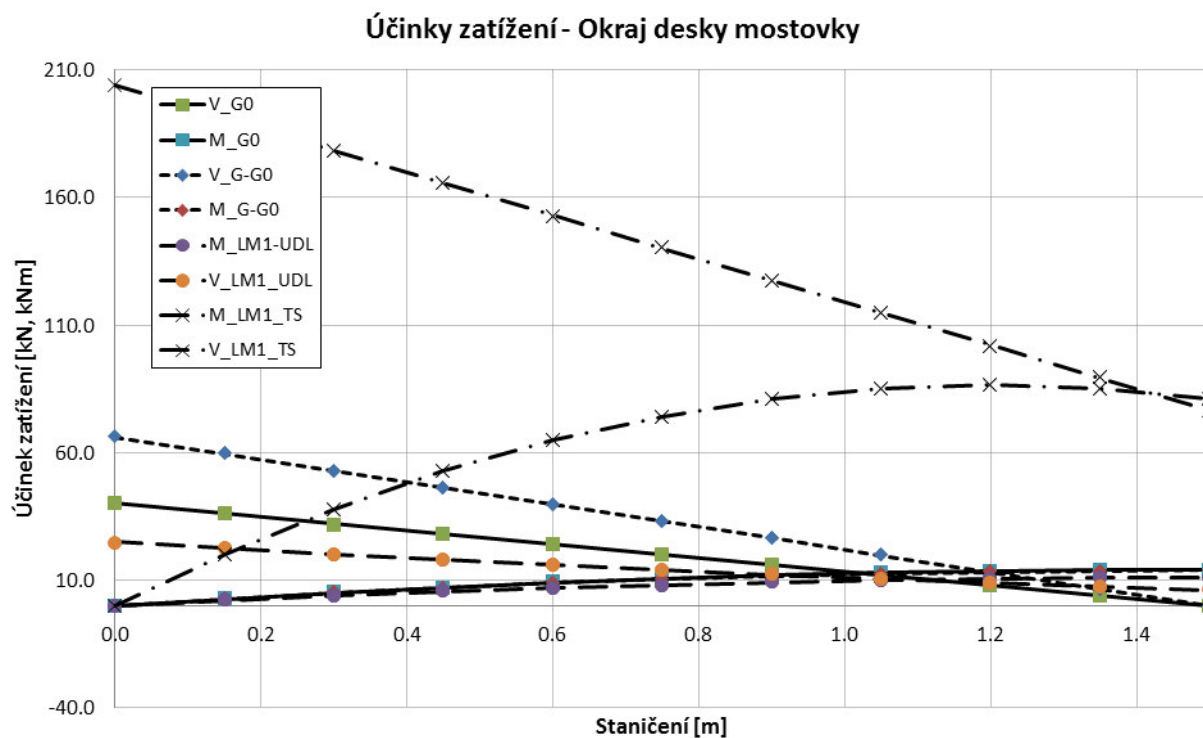


Obr. C. 16 – Účinky ostatního stálého zatížení – celý příčný řez

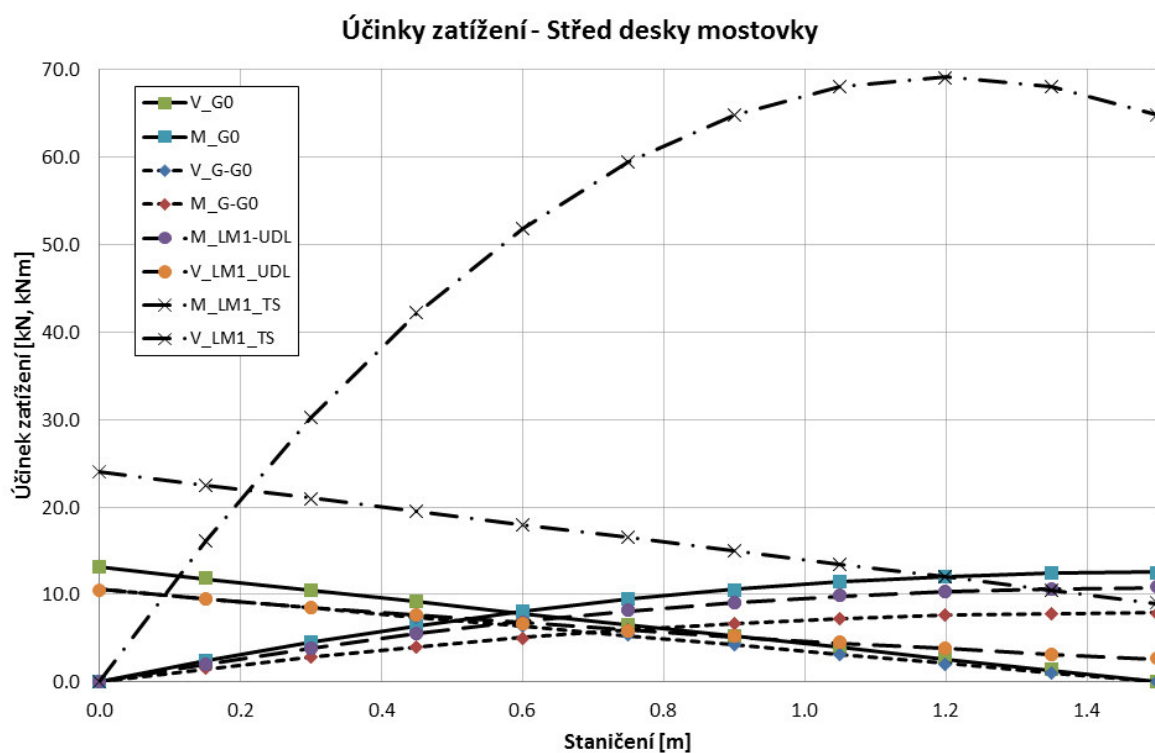
Obr. C. 17 – Účinky rovnoměrného zatížení LM1 v pruzích – **max V** - celý příčný řezObr. C. 18 – Účinky rovnoměrného zatížení LM1 v pruzích – **max M** - celý příčný řez

Obr. C. 19a – Účinky nápravových sil LM1 v pruzích – **max V** - celý příčný řezObr. C. 207b – Účinky nápravových sil LM1 v pruzích – **max M** - celý příčný řez

Obr. C. 218a – Účinky nápravových sil LM2 v pruzích – $\max V$ - celý příčný řezObr. C. 22b – Účinky nápravových sil LM2 v pruzích – $\max M$ - celý příčný řez



Obr. C. 23 – Účinky zatížení na běžný metr – Okraj desky mostovky (polovina rozpětí)



Obr. C. 24 – Účinky zatížení na běžný metr – Okraj desky mostovky (polovina rozpětí)

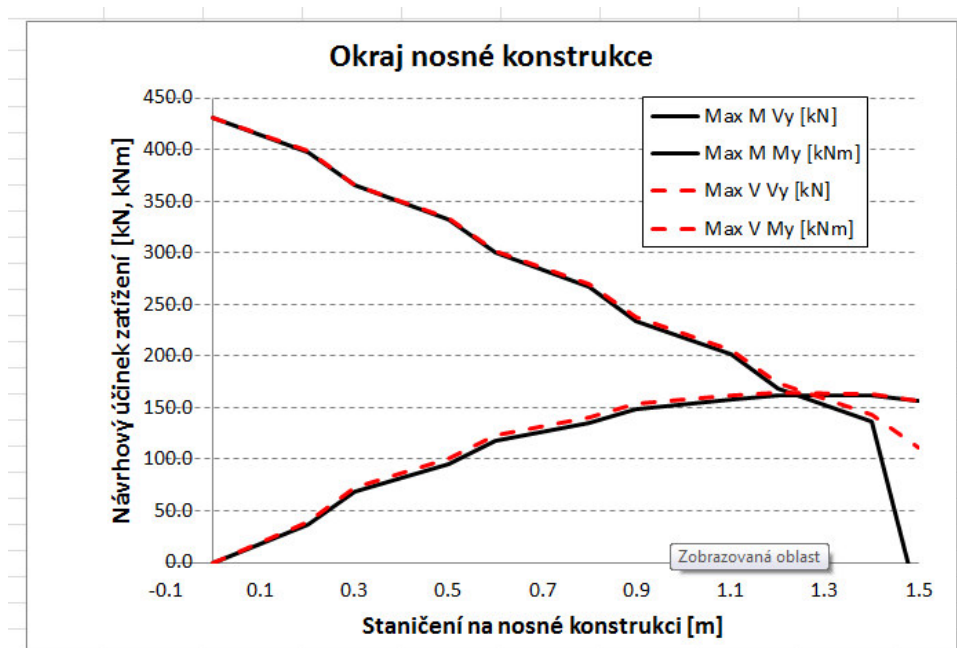
C3. NÁVRHOVÉ ÚČINKY ZATÍŽENÍ

Návrhové hodnoty účinků zatížení jsou stanoveny podle zásad ČSN EN 1990, přílohy A2. Přitom jsou využity součinitele redukce, součinitele kombinace a součinitele zatížení podle části B5 tohoto výpočtu. Kombinace zatížení jsou stanoveny programem MDr-Komb na základě charakteristických hodnot účinků zatížení uvedených v kapitole C2. Obálky návrhových účinků zatížení jsou uvedeny v následujících tabulkách a grafech.

C3.1. Okraj nosné konstrukce

Návrhové účinky zatížení na okraji nosné konstrukce jsou uvedeny v následující tabulce a na Obr. C. 25.

Okraj nosné konstrukce						
Obálka	Max M			Max V		
Staničení	Nx	Vy	My	Nx	Vy	My
[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
0.0	0.0	430.9	0.0	0.0	431.0	0.0
0.2	0.0	398.2	36.3	0.0	398.3	38.8
0.2	0.0	398.2	36.3	0.0	398.3	38.8
0.3	0.0	365.4	68.0	0.0	365.8	72.2
0.3	0.0	365.4	68.0	0.0	365.8	72.2
0.5	0.0	332.7	95.1	0.0	333.5	100.2
0.5	0.0	332.7	95.1	0.0	333.5	100.2
0.6	0.0	299.9	117.6	0.0	301.4	123.3
0.6	0.0	299.9	117.6	0.0	301.4	123.3
0.8	0.0	267.1	135.6	0.0	269.2	141.1
0.8	0.0	267.1	135.6	0.0	269.2	141.1
0.9	0.0	234.1	148.9	0.0	237.2	153.8
0.9	0.0	234.1	148.9	0.0	237.2	153.8
1.1	0.0	201.5	157.6	0.0	205.6	161.6
1.1	0.0	201.5	157.6	0.0	205.6	161.6
1.2	0.0	168.6	161.7	0.0	174.2	164.7
1.2	0.0	168.6	161.7	0.0	174.2	164.7
1.4	0.0	136.0	161.5	0.0	143.0	162.9
1.4	0.0	136.0	161.5	0.0	143.0	162.9
1.5	0.0	-40.2	156.4	0.0	111.6	156.4

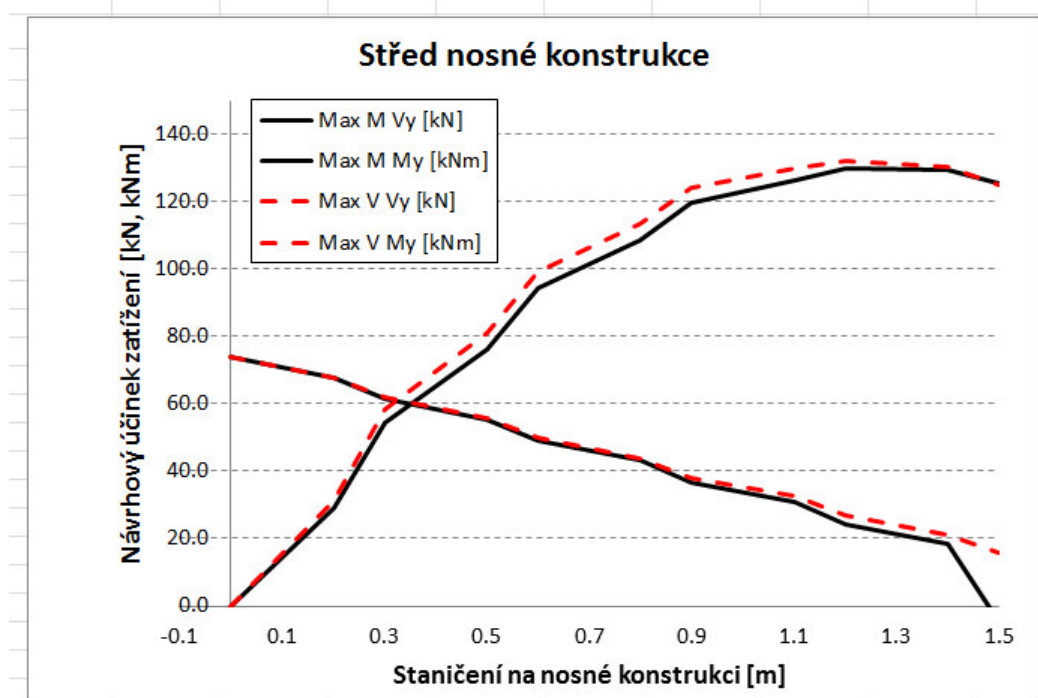


Obr. C. 25 – Návrhové účinky zatížení na okraji nosné konstrukce mostu

C3.2. Střed nosné konstrukce

Návrhové účinky zatížení ve středu nosné konstrukce jsou uvedeny v následující tabulce a na Obr. C. 26.

Střed nosné konstrukce						
Obálka	Max M			Max V		
Staničení	Nx	Vy	My	Nx	Vy	My
[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
0.0	0.0	73.9	0.0	0.0	73.9	0.0
0.2	0.0	67.6	29.2	0.0	67.6	31.5
0.2	0.0	67.6	29.2	0.0	67.6	31.5
0.3	0.0	61.5	54.5	0.0	61.8	58.4
0.3	0.0	61.5	54.5	0.0	61.8	58.4
0.5	0.0	55.4	76.2	0.0	55.6	81.1
0.5	0.0	55.4	76.2	0.0	55.6	81.1
0.6	0.0	49.1	94.3	0.0	49.8	99.4
0.6	0.0	49.1	94.3	0.0	49.8	99.4
0.8	0.0	43.1	108.7	0.0	43.9	113.5
0.8	0.0	43.1	108.7	0.0	43.9	113.5
0.9	0.0	36.7	119.6	0.0	38.1	123.9
0.9	0.0	36.7	119.6	0.0	38.1	123.9
1.1	0.0	30.7	126.4	0.0	32.4	129.7
1.1	0.0	30.7	126.4	0.0	32.4	129.7
1.2	0.0	24.4	129.9	0.0	26.7	132.1
1.2	0.0	24.4	129.9	0.0	26.7	132.1
1.4	0.0	18.4	129.5	0.0	21.2	130.5
1.4	0.0	18.4	129.5	0.0	21.2	130.5
1.5	0.0	-4.7	125.6	0.0	15.7	125.0



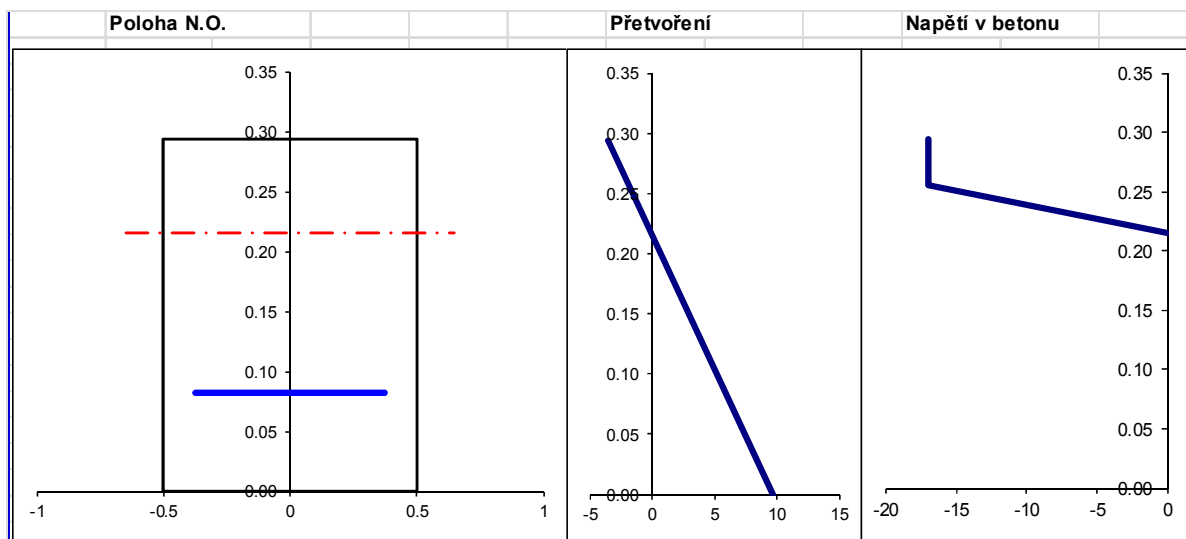
Obr. C. 26 – Návrhové účinky zatížení ve středu nosné konstrukce mostu

C4. NÁVRH A OVĚŘENÍ VÝZTUŽE

Výztuž nosné konstrukce je navržena v mezním stavu únosnosti podle teorie mezních přetvoření. Návrh a ověření výztuže je provedeno ve středu rozpětí a nad podporou. Z důvodu malých rozdílů v ohybových momentech ve středu rozpětí pro oblast ve středu desky a na jejím okraji je ohybová výztuž navržena jednotná v celé šířce desky mostovky.

OKRAJ NOSNÉ KONSTRUKCE

MOMENT ÚNOSNOSTI ŽB PRŮŘEZU - METODA MEZNÍCH PŘETVOŘENÍ										
GEOMETRIE PRŮŘEZU										
BETON - OBDĚLNÍK										
Výška průřezu :		0.294	m							
Šířka průřezu :		1.000	m							
BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ										
	z [m]	n [ks]	profil [mm]	Plocha [mm ²]						
(1)	0.082	6	22	2280.8						
(2)	0.000	0	0	0.0						
(3)	0.000	0	0	0.0						
NÁVRHOVÉ CHARAKTERISTIKY MATERIÁLU										
BETON		BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ								
f_{ck} =	30.0	MPa	f_{yk} =	500.0						
γ_c =	1.5	[-]	γ_s =	1.15						
α_{cc} =	0.85	[-]	f_{yd} =	434.8						
f_{cd} =	17.0	MPa	E_s =	200.0						
ε_{c3} =	-1.75	[$\cdot 10^{-3}$]	ε_{uk} =	50.00						
ε_{cu3} =	-3.50	[$\cdot 10^{-3}$]	$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$ =	0.90						
			$k = f_t/f_y$ =	1.08						
STANOVENÍ POLOHY NEUTRÁLNÍ OSY A MOMENTU ÚNOSNOSTI										
Rozhodující materiál :		Beton								
Poloha rozhodujících vláken :		0.294	[m]							
Přetvoření v rozhodujících vláknech :		-3.5	[$\cdot 10^{-3}$]							
Excentricita rozhodujících vláken :		0.078	[m]							
Vzdálenost N.O. od spodních vláken		0.216	m							
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Úprava polohy N.O.</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>+ 0,1 mm</td> <td>- 0,1 mm</td> </tr> <tr> <td>+ 1,0 mm</td> <td>- 1,0 mm</td> </tr> </tbody> </table>					Úprava polohy N.O.		+ 0,1 mm	- 0,1 mm	+ 1,0 mm	- 1,0 mm
Úprava polohy N.O.										
+ 0,1 mm	- 0,1 mm									
+ 1,0 mm	- 1,0 mm									
	Síla [MN]	ε_{max} [$\cdot 10^{-3}$]	e [m]	M [MNm]						
Beton	-0.998	-3.5	0.048	-0.048						
Výztuž (1)	0.998	6.0	-0.134	-0.133						
Výztuž (2)	0.000	9.6	-0.216	0.000						
Výztuž (3)	0.000	9.6	-0.216	0.000						
Posouzení										
Max.přetvoření betonu vyhovuje										
Max.přetvoření výztuže vyhovuje										
Max.přetvoření výztuže vyhovuje										
Max.přetvoření výztuže vyhovuje										
Sílová podmínka rovnováhy										
Celkem		0.000	MN							
Moment únosnosti průřezu na mezi únosnosti										
M _{Rd} =		0.181	MNm							
Rameno vnitřních sil :										
z =		0.182	m							



STŘED NOSNÉ KONSTRUKCE

MOMENT ÚNOSNOSTI ŽB PRŮŘEZU - METODA MEZNÍCH PŘETVOŘENÍ

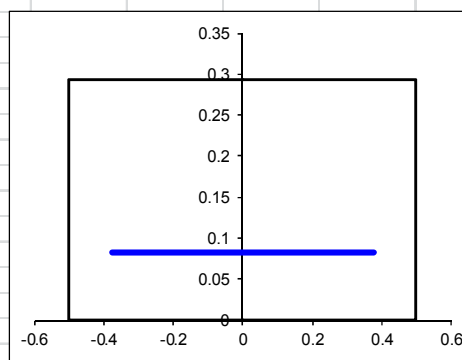
GEOMETRIE PRŮŘEZU

BETON - OBDÉLNÍK

Výška průřezu : 0.294 m
Šířka průřezu : 1.000 m

BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

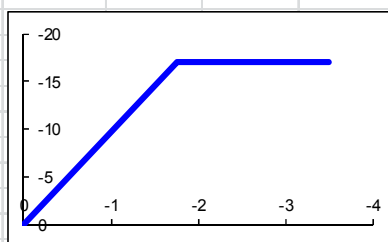
	z [m]	n [ks]	profil [mm]	Plocha [mm ²]
(1)	0.082	6	20	1885.0
(2)	0.000	0	0	0.0
(3)	0.000	0	0	0.0



NÁVRHOVÉ CHARAKTERISTIKY MATERIÁLU

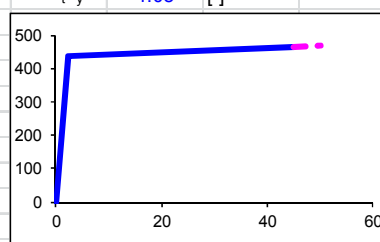
BETON

$f_{ck} = 30.0$ MPa
 $\gamma_c = 1.5$ [-]
 $\alpha_{cc} = 0.85$ [-]
 $f_{cd} = 17.0$ MPa
 $\varepsilon_{c3} = -1.75$ [$\cdot 10^{-3}$]
 $\varepsilon_{cu3} = -3.50$ [$\cdot 10^{-3}$]



BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

$f_{yk} = 500.0$ MPa
 $\gamma_s = 1.15$ [-]
 $f_{yd} = 434.8$ MPa
 $E_s = 200.0$ GPa
 $\varepsilon_{uk} = 50.00$ [$\cdot 10^{-3}$]
 $\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk} = 0.90$ [-]
 $k = f_t/f_y = 1.08$ [-]



STANOVENÍ POLOHY NEUTRÁLNÍ OSY A MOMENTU ÚNOSNOSTI

Rozhodující materiál : Beton
Poloha rozhodujících vláken : 0.294 [m]
Přetvoření v rozhodujících vláknech : -3.5 [$\cdot 10^{-3}$]
Excentricita rozhodujících vláken : 0.065 [m]

Úprava polohy N.O.

+ 0,1 mm - 0,1 mm
+ 1,0 mm - 1,0 mm

Vzdálenost N.O. od spodních vláken : 0.229 m

Materiál	Síla [MN]	ε_{max} [$\cdot 10^{-3}$]	e [m]	M [MNm]	Posouzení
Beton	-0.827	-3.5	0.040	-0.033	Max.přetvoření betonu vyhovuje
Výztuž (1)	0.827	7.9	-0.147	-0.122	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (2)	0.000	12.4	-0.229	0.000	Max.přetvoření výztuže vyhovuje
Výztuž (3)	0.000	12.4	-0.229	0.000	Max.přetvoření výztuže vyhovuje

Silová podmínka rovnováhy

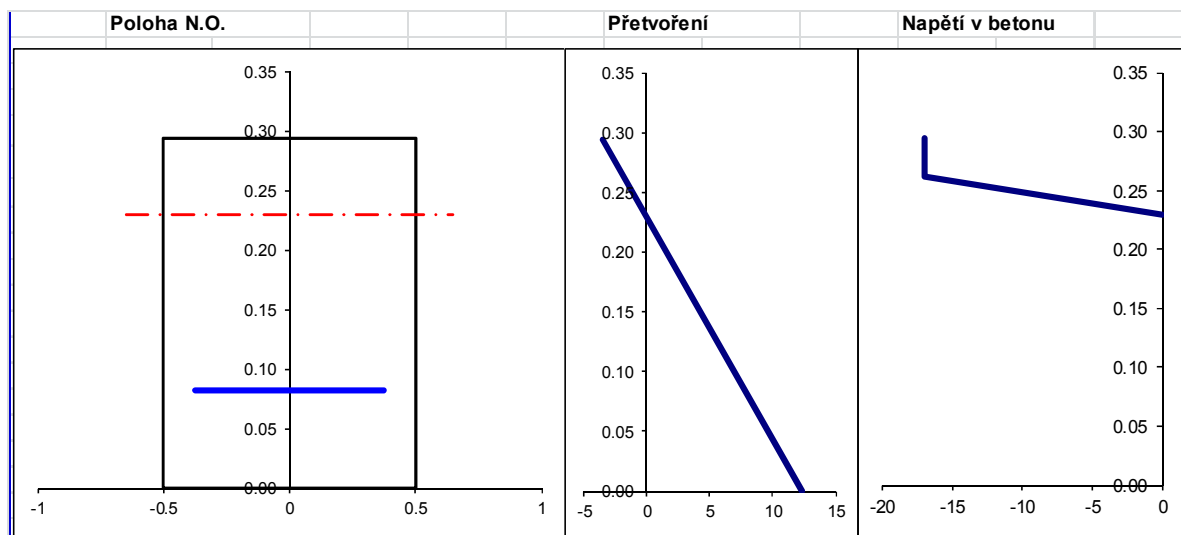
Celkem 0.000 MN

Moment únosnosti průřezu na mezi únosnosti

$M_{Rd} = 0.155$ MNm

Rameno vnitřních sil :

z = 0.187 m



STŘED NOSNÉ KONSTRUKCE

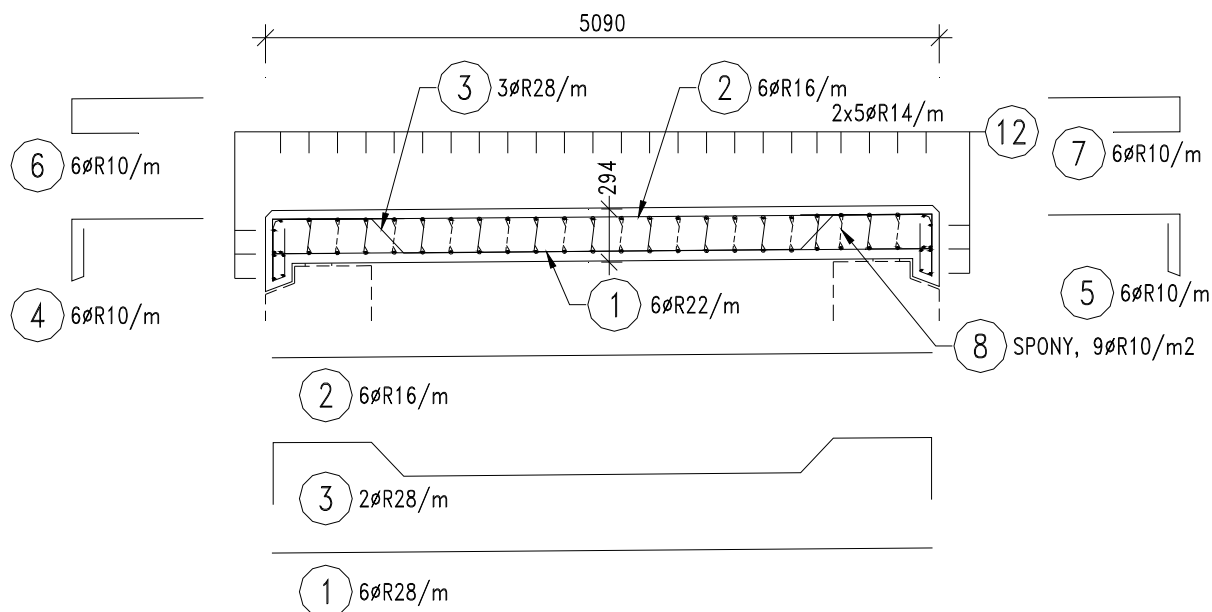
Smyková únosnost průřezu podle ČSN EN 1992-1-1

Rozměry průřezu :			Smyková výztuž - materiál :		
Výška	h =	0.300	m	Mez kluzu	$f_{yk} =$ 500 MPa
Min.šířka	$b_w =$	1.000	m	Souč.materiálu	$\gamma_s =$ 1.15 -
Ohybová výztuž :			Návrh.mez kluzu	$f_{ywd} =$ 434.8 MPa	
Krytí výztuže	c =	0.065	m	Třmeny :	
Profil výztuže	$\phi =$	20	mm	Profil	$\phi =$ 12 mm
Statická výška	d =	0.225	m	Střížnost	3 -
Rameno vn.sil	z =	0.203	m	Vzdálenost	s = 0.333 m
Beton :			Ohyby :		
Char.pevnost	$f_{ck} =$	30.0	MPa	Profil	$\phi =$ 32 mm
Souč.materiálu	$\gamma_c =$	1.50	-	Počet	n = 0.0 ks
Redukční souč.v tlaku	$\alpha_{cc} =$	0.85	-	Vzdálenost	s = 1.000 m
Návrh.pevnost	$f_{cd} =$	17.0	MPa	Sklon	$\alpha =$ 45.000 °
Součinitel smyk.pevnosti	$\nu_1 =$	0.53	-		
Sklon tlač.éných diagonál :			$\cotg \theta =$	1.5	-
Prům.énné nap.étí od předp.étí			$\sigma_{cp} =$	0.00	MPa
Součinitel nap.étí v tl.pásu			$\alpha_{cw} =$	1.00	-
Smyková únosnost bez smykové výztuže :					
Počet ohybových vložek	n =	6	ks	$V_{min} =$	0.519
Plocha ohybové výztuže	$A_s =$	1884.96	mm ²	$C_{Rd,c} =$	0.12 -
Součinitel	k =	1.94	-	$k_1 =$	0.15 -
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{0.333} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d$			$V_{Rd,c} =$ 153.5 kN		
$V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$			$V_{Rd,c,min} =$ 116.8 kN		
Únosnost tlač.éné diagonály :					
$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * \nu_1 * f_{cd} * \cotg \theta / (1 + \cotg^2 \theta)$					
$V_{Rd,max} =$ 838.9 kN					
Únosnost smykové výztuže :					
Třmeny			Ohyby		
$A_{sw} =$	339.3	mm ²	$A_{sw} =$	0.0	mm ²
$\rho_{w,s} =$	0.00102	-	$\rho_{w,b} =$	0.00000	-
$V_{Rd,s} = A_{sw} * z * f_{ywd} * \cotg \theta / s$			$V_{Rd,s} = A_{sw} * z * f_{ywd} * (\cotg \theta + \cotg \alpha) * \sin \alpha / s$		
$V_{Rd,s} =$ 134.6 kN			$V_{Rd,s} =$ 0.0 kN		
Celkem					
$V_{Rd,s} =$ 134.6 kN					
$\rho_{w,b} =$ 0.00102 -			$\rho_{w,min} =$ 0.00088 -		
			>		
			OK		
Celková únosnost prvku na smyk :					
$V_{Rd} =$ 134.6 kN			>		
			OK		
			$V_{Ed} =$ 74.0 kN		

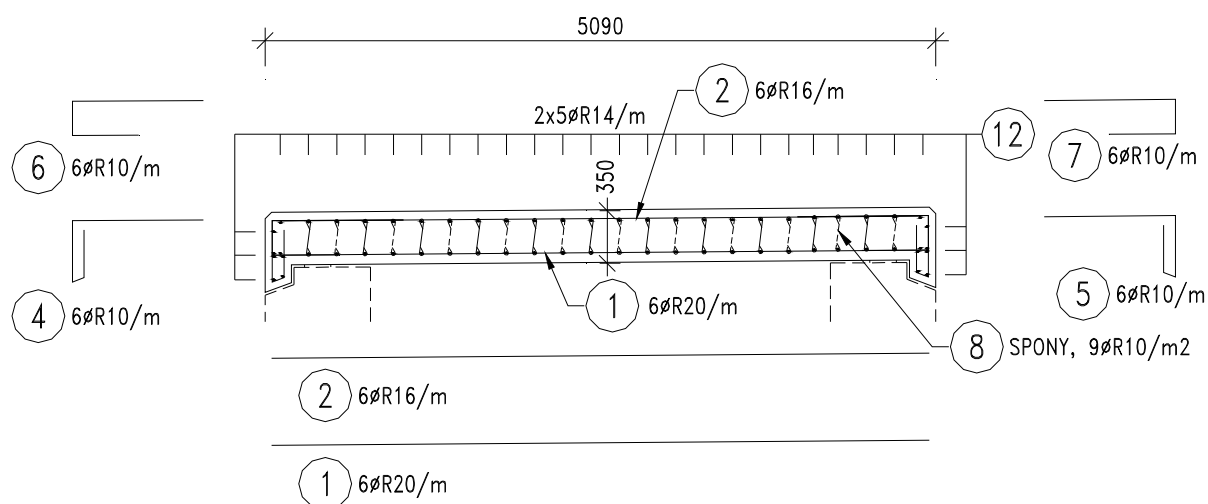
OKRAJ NOSNÉ KONSTRUKCE

Smyková únosnost průřezu podle ČSN EN 1992-1-1

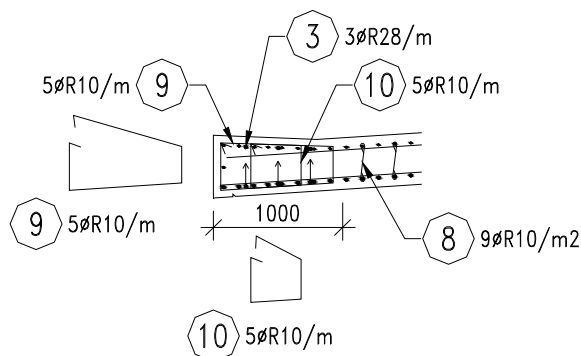
Rozměry průřezu :			Smyková výztuž - materiál :		
Výška	h =	0.300 m	Mez kluzu	$f_{yk} =$	500 MPa
Min.šířka	$b_w =$	1.000 m	Souč.materiálu	$\gamma_s =$	1.15 -
Ohybová výztuž :			Návrh.mez kluzu	$f_{ywd} =$	434.8 MPa
Krytí výztuže	c =	0.065 m	Třmeny :		
Profil výztuže	$\phi =$	20 mm	Profil	$\phi =$	10 mm
Statická výška	d =	0.225 m	Střížnost		3 -
Rameno vn.sil	z =	0.203 m	Vzdálenost	s =	0.333 m
Beton :			Ohyby :		
Char.pevnost	$f_{ck} =$	30.0 MPa	Profil	$\phi =$	28 mm
Souč.materiálu	$\gamma_c =$	1.50 -	Počet	n =	3.0 ks
Redukční souč.v tlaku	$\alpha_{cc} =$	0.85 -	Vzdálenost	s =	1.000 m
Návrh.pevnost	$f_{cd} =$	17.0 MPa	Sklon	$\alpha =$	45.000 °
Součinitel smyk.pevnosti	$\psi_1 =$	0.53 -			
Sklon tlač.éných diagonál :					
	$\cotg \theta =$	1.5 -			
Průměrné napětí od předpětí	$\sigma_{cp} =$	0.00 MPa			
Součinitel napětí v tl.pásu	$\alpha_{cw} =$	1.00 -			
Smyková únosnost bez smykové výztuže :					
Počet ohybových vložek	n =	6 ks		$V_{min} =$	0.519
Plocha ohybové výztuže	$A_s =$	1884.96 mm ²		$C_{Rd,c} =$	0.12 -
Součinitel	k =	1.94 -		$k_1 =$	0.15 -
$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{0.333} + k_1 * \sigma_{cp}] * b_w * d$			$V_{Rd,c} = 153.5 \text{ kN}$		
$V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1 * \sigma_{cp}) * b_w * d$			$V_{Rd,c,min} = 116.8 \text{ kN}$		
Únosnost tlač.éné diagonály :					
$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * \psi_1 * f_{cd} * \cotg \theta / (1 + \cotg^2 \theta)$					
$V_{Rd,max} = 838.9 \text{ kN}$					
Únosnost smykové výztuže :					
Třmeny			Ohyby		
$A_{sw} =$	235.6 mm ²		$A_{sw} =$	1847.3 mm ²	
$\rho_{w,s} =$	0.00071 -		$\rho_{w,b} =$	0.00261 -	
$V_{Rd,s} = A_{sw} * z * f_{ywd} * \cotg \theta / s$			$V_{Rd,s} = A_{sw} * z * f_{ywd} * (\cotg \theta + \cotg \alpha) * \sin \alpha / s$		
$V_{Rd,s} = 93.4 \text{ kN}$			$V_{Rd,s} = 287.5 \text{ kN}$		
Celkem					
$V_{Rd,s} = 381.0 \text{ kN}$					
$\rho_{w,b} = 0.00332 -$			$\rho_{w,min} = 0.00088 -$		
			>		
			OK		
Celková únosnost prvku na smyk :					
$V_{Rd} = 381.0 \text{ kN}$			$V_{Ed} = 376.0 \text{ kN}$		
			>		
			OK		



Obr. C. 27 – Skica ohybové a smykové výztuže desky mostovky –okraj konstrukce

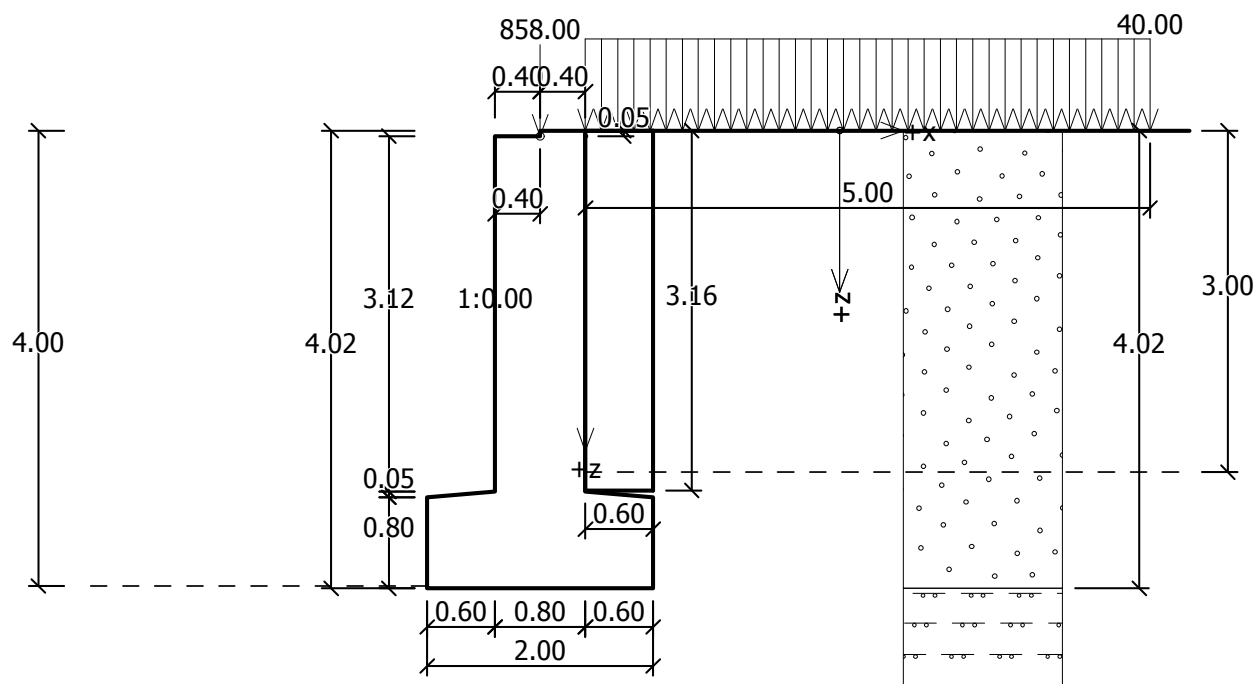


Obr. C. 284 – Skica ohybové a smykové výztuže desky mostovky –střed konstrukce



Obr. C. 295 – Příčný řez –okraj konstrukce

D – ZALOŽENÍ

STABILITA OPĚRY A ÚNOSNOST ZÁKLADOVÉ SPÁRY**Geometrie konstrukce**

Číslo	Pořadnice X [m]	Hloubka Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	0.05
3	0.00	3.17
4	0.60	3.22
5	0.60	4.02
6	-1.40	4.02
7	-1.40	3.22
8	-0.80	3.17
9	-0.80	0.05
10	-0.40	0.05
11	-0.40	0.00

Délka mostní opěry = 6.75 m

Délka základu opěry = 6.75 m

Křídla opěry - zavěšená symetrická

Tloušťka křídla = 0.55 m

Délka křídla za závěr. zídou = 0.60 m

Výška křídla = 3.16 m

Materiál opěryObjemová tíha = 25.00 kN/m³

Beton C20/25, Ocel B500B

Parametry zemin**R6**

Objemová tíha : $\gamma = 22.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 32.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 0.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 22.00 \text{ kN/m}^3$

x

Zásyp

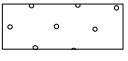
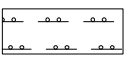
Objemová tíha : $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$
 Napjatost : efektivní
 Úhel vnitřního tření : $\varphi_{\text{ef}} = 35.00^\circ$
 Soudržnost zeminy : $c_{\text{ef}} = 0.00 \text{ kPa}$
 Třecí úhel kce-zemina : $\delta = 15.00^\circ$
 Zemina : nesoudržná
 Obj.tíha sat.zeminy : $\gamma_{\text{sat}} = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Zatěžovací stav, zatížení od mostu

Název : G+LM1.

Typ zatěžovacího stavu : provozní stav.

Síly od mostuSvislá síla $F_s = 858.00 \text{ kN}$ Vodorovná síla $F_v = 0.00 \text{ kN}$ Umístění $a_1 = 0.40 \text{ m}$ Výška $v = 0.00 \text{ m}$ **Geologický profil a přiřazení zemin**

Číslo	Vrstva [m]	Přiřazená zemina	Vzorek
1	4.02	zasyp	
2	-	R6	

Tvar terénu

Terén za konstrukcí je rovný.

Vliv vody

Hladina podzemní vody za konstrukcí je v hloubce 3.00 m

Hladina podzemní vody před konstrukcí je v hloubce 4.00 m

Podloží u paty konstrukce je nepropustné.

Vztlak v základové spáře od rozdílných tlaků není uvažován.

Zadaná plošná přitížení

Číslo	Přítížení		Působ.	Vel.1 [kN/m ²]	Vel.2 [kN/m ²]	Poř.x x [m]	Délka l [m]	Hloubka z [m]
	nové	změna						
1	ANO		proměnné	40.00		0.00	5.00	na terénu

Číslo	Název
1	LM1-nadn

Odpor na líci konstrukce

Odpor na líci konstrukce není uvažován.

Celkové nastavení výpočtu

Výpočet aktivního tlaku - Coulomb (ČSN 730037)

Výpočet pasivního tlaku - Caquot-Kerisel (ČSN 730037)

Nastavení výpočtu fáze

Výpočet proveden podle ČSN 730037 (s redukcí vstupních parametrů zemin).

Zed' se nemůže přemístit, je počítána na zatížení tlakem v klidu.

Spočtené síly působící na konstrukci

Název	F_{vod} [kN/m]	Působíště Z [m]	F_{svis} [kN/m]	Působíště X [m]	Výpočtový koeficient
Tíh.- zed'	0.00	-1.63	104.25	1.00	1.000
Tíh.- zemní klín	0.00	-2.47	29.51	1.70	1.000
Tlak v klidu	58.70	-1.38	0.00	2.00	0.900
Tlak vody	4.28	-0.33	0.08	2.00	1.350
Vztlak vody	0.00	-4.02	0.00	1.40	1.350
LM1-nadn	35.81	-2.43	0.00	2.00	0.500
Křídla opěry	0.00	-2.44	7.72	1.70	1.000
Reakce mostu	0.00	-3.97	127.11	1.00	0.000
Reakce přech.desky	0.00	-4.02	0.00	1.40	0.000

Posouzení mostní opěry**Posouzení na překlpení**Moment vzdorující $M_{\text{vzd}} = 151.09 \text{ kNm/m}$ Moment klopící $M_{\text{kl}} = 118.14 \text{ kNm/m}$ **Zed' na překlpení VYHOVUJE****Posouzení na posunutí**Vodor. síla vzdorující $H_{\text{vzd}} = 79.07 \text{ kN/m}$ Vodor. síla posunující $H_{\text{pos}} = 76.51 \text{ kN/m}$ **Zed' na posunutí VYHOVUJE****Síly působící ve středu základové spáry**Celkový moment $M = 91.85 \text{ kNm/m}$ Normálová síla $N = 141.59 \text{ kN/m}$ Smyková síla $Q = 76.51 \text{ kN/m}$ **Celkové posouzení - OPĚRA VYHOVUJE****Únosnost základové půdy****Síly působící ve středu základové spáry**

Číslo	Moment [kNm/m]	Norm. síla [kN/m]	Pos. síla [kN/m]	Excentricita [m]	Napětí [kPa]
1	91.85	141.59	76.51	0.65	201.53

Posouzení únosnosti základové půdy**Posouzení excentricity**Max. excentricita normálové síly $e = 648.7 \text{ mm}$ Maximální dovolená excentricita $e_{\text{dov}} = 660.0 \text{ mm}$ **Excentricita normálové síly VYHOVUJE**

Posouzení únosnosti základové spáryMax. napětí v základové spáře $\sigma = 201.53$ kPaÚnosnost základové půdy $R_d = 281.10$ kPa**Únosnost základové půdy VYHOVUJE****ZÁKLADOVÁ PŮDA POD PLOŠNÝMI ZÁKLADY PODLE ČSN EN 1997 - ODVODNĚNÉ PODMÍNKY****NÁVRHOVÝ PŘÍSTUP 1 - KOMBINACE 1 (M2 + R1)**

(Únosnost homogenního podloží podle Brinch Hansena s vlivem sklonu základové spáry)

Svislá únosnost základové spáry

$$R_d = c' \cdot N_{c,c} \cdot b_{c,c} \cdot s_{c,c} \cdot i_{c,c} + q' \cdot N_{q,q} \cdot b_{q,q} \cdot s_{q,q} \cdot i_{q,q} + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma,\gamma} \cdot b_{\gamma,\gamma} \cdot s_{\gamma,\gamma} \cdot i_{\gamma,\gamma}$$

$$\gamma_{R,v} = 1.0$$

Vodorovná únosnost základové spáry

$$H_d = V'_d \cdot \tan(\delta_d) / A'$$

$$\gamma_{R,h} = 1.0$$

Parametry zeminyGeologické zařazení: **R6**

$\varphi' = \delta = 32.00$ [°]	$\gamma_{\varphi'} = 1.25$ [-]	$\varphi' = \delta_d = 26.56$ [°]
$c' = 0.00$ [kPa]	$\gamma_{c'} = 1.25$ [-]	$c' = 0.00$ [kPa]
$\gamma_{\text{nadloží}} = 19.00$ [kN/m ³]	$\gamma_{\gamma} = 1.00$ [-]	$\gamma_{\text{nadloží}} = 19.00$ [kN/m ³]
$\gamma_{\text{podloží}} = 22.00$ [kN/m ³]		$\gamma' = 22.00$ [kN/m ³]

Geometrie plošného základu

$B' = 2.980$ [m]
$L' = 4.000$ [m]
$D = 2.340$ [m]
$A' = 11.920$ [m ²]
$\alpha = 5.000$ [°]

Zatížení základu

$H_{B,d} = 0.443$ [MN]	$\theta = 90.0$ °	$m_B = 1.573$ [-]
$H_{L,d} = 0.000$ [MN]	$H_d = 0.443$ [MN]	$m_L = 1.427$ [-]
$V_d = 0.898$ [MN]	$V'_d = 0.898$ [MN]	$m = 1.573$ [-]

Vyčíslení koeficientů pro výpočet únosnosti

$N_c = 23.180$	$b_c = 0.907$	$s_c = 1.362$	$i_c = 0.287$
$N_q = 12.588$	$b_q = 0.915$	$s_q = 1.333$	$i_q = 0.343$
$N_{\gamma} = 11.585$	$b_{\gamma} = 0.915$	$s_{\gamma} = 0.777$	$i_{\gamma} = 0.174$

Posouzení základové spáry

$R_d = 281.1$ kPa	$\sigma_z = 75.3$ kPa	OK
$H_d = 37.7$ kPa	$\sigma_x = 37.2$ kPa	OK

Využití

26.9%

98.7%

Celkové posouzení - únosnost základové půdy VYHOVUJE