D
201-00
ZVÄZOK 5

ISPO spol. s r. o.
Inžinierske stavby
Slovenská 86, 080 01 Prešov
tel.: 051/74 636 95, 74 636 99

OBJEDNÁVATEĽ: **SSC - Investičná výstavba a správa ciest, M.Rázusa 104/A , 010 01 Žilina**		
OKRES: PARTIZÁNSKE	KRAJ: TRENČIANSKY	
KAT.ÚZEMIE: VEĽKÉ UHERCE		DÁTUM: 05/2019
STAVBA: **Projektová dokumentácia modernizácií vybraných úsekov ciest I. triedy 1. etapa - I/64 Partizánske - Oslany, PD**		STUPEŇ: DSP,DRS
		Č.ZÁKAZKY: 2913
		MIERKA:
OBJEKT: **201-00 Rekonštrukcia mosta ev. č. 044**		Č. PRÍLOHY: 13 / Č. SÚPRAVY:
PRÍLOHA : **STATICKÝ VÝPOČET - NOVÝ STAV**		

OBSAH :

1 Úvod 3
1.1 Popis mosta 3
1.1.1 Návrh opatrení pre zvýšenie únosnosti NK 3
1.2 Použité normy, predpisy, podklady a literatúra 3
1.3 Použité programy 3
1.4 Výpočtové postupy 4
2 Geometria mosta 5
3 Použité materiály 6
3.1 Druhy materiálov 6
3.1.1 Charakteristiky pevnostných tried materiálov 6
3.2 Krytie výstuže betónom 7
3.2.1 Základné krytie betonárskej výstuže 7
4 Stanovenie zaťaženia 8
4.1 Stále zaťaženia „G“ 8
4.1.1 Vlastná tiaž 8
4.1.2 Mostný zvršok 8
4.1.3 Previsli koniec 8
4.2 Premenné zaťaženia „Q“ 8
4.2.1 Zaťaženie vetrom 8
4.2.2 Zaťaženie účinkami teploty 8
4.2.3 Zaťaženie cestnou dopravou 9
4.2.4 Zaťaženia na zábradlia 11
4.3 Zaťažovací model pre brehové podpery a priľahlé krídla mosta 11
4.3.1 Zvislé zaťaženia 11
4.3.2 Vodorovné sily 11
5 Výpočtový model mosta 12
5.1 Zostavenie výpočtového modelu mosta 12
5.1.1 Použité prierezy 12
5.1.2 Kombinácie zaťažovacích stavov 13
6 Overenie nosnej konštrukcie v pozdĺžnom smere 15
6.1 Vnútorné sily na NK 15
6.2 Posúdenie pozdĺžneho smeru - MSÚ 17
6.2.1 Ohybová odolnosť 17
6.2.2 Šmyková odolnosť 18
6.2.3 Návrh spriahajúcej dosky 19
6.3 Posúdenie pozdĺžneho smeru - MSP 20
6.3.1 Kontrola napätí v priereze 20
6.3.2 Kontrola šírky trhlín 20
6.3.3 Kontrola deformácií 20
6.4 Zhrnutie návrhu NK 21
7 Overenie nosnej konštrukcii v priečnom smere 22
7.1 Statický model 22
7.1.1 Kombinácie zaťažovacích stavov 22
7.2 Vnútorné sily 23
7.3 Posúdenie priečneho smeru - MSÚ 23
7.3.1 Ohybová odolnosť 23
7.3.2 Návrh priečnej výstuže do spriahajúcej dosky 23
7.1 Posúdenie priečneho smeru - MSP 23
7.1.1 Kontrola napätí 23
8 Overenie spodnej stavby 24
8.1 Overenie ložísk 24
8.2 Overenie opory 24
9 Stanovenie zaťažiteľnosti po rekonštrukcii 25
9.1 Zaťaženie 25
9.1.1 Stále zaťaženia „G“ 25
9.1.2 Premenné zaťaženia „Q“ 25

9.2 Vnútorné sily 27
9.2.1 Pozdĺžny smer 27
9.2.2 Priečny smer 28
9.3 Posúdenie zaťažiteľnosti 29
9.3.1 Pozdĺžny smer 29
9.3.2 Priečny smer 30
9.4 Stanovená zaťažiteľnosť 31
10 Záver statického výpočtu 32

1 Úvod

Tento statický výpočet je zameraný na zosilnenie jestvujúceho stavu nosnej konštrukcie.

1.1 Popis mosta

Mostný objekt ev. č. 064-044 premosťuje rieku Nitra na začiatku mesta Partizánske od obce Malé Uherce a bol postavený v roku 1950. Most je šikmý, jednopoľový o rozpätí 36,3m.

Nosnú konštrukciu tvorí 5 železobetónových trámov (stužených priečnikmi), ktoré sú zmonolitnené s mostovkovou doskou.

Zo statického hľadiska pôsobí ako prostý nosník s previslými koncami, ktoré sú tvorené uzatvorenou konštrukciou vyplnenou štrkom (to je len predpoklad).

Nosná konštrukcia je uložená na oceľových blokoch (opora 1-kyvné bloky; opora 2-pevné bloky).

Opory tvoria úložné prahy, ktoré sú predpokladane založené na ŽB pásoch.

1.1.1 Návrh opatrení pre zvýšenie únosnosti NK

Ohybová a šmyková odolnosť nosnej konštrukcie je v skúmaných miestach t.j. nad podperou a v strede poľa nízka, čo svedčí aj o stanovenej zaťažiteľnosti jestvujúceho stavu.

Zvýšenie ohybovej odolnosti nadpodperového momentu sa dosiahne vytvorením spriahajúcej dosky. Pre dosiahnutie momentovej únosnosti prierezu v strede poľa sa navrhuje dobetónovať previsli koniec o určitú dĺžku, ktorý odľahčenie návrhového momentu v strede rozpätia.

Pre zvýšenie šmykovej únosnosti a zabezpečenie šmykovej trhliny sa navrhuje dolepiť oceľovú pásovinu, ktorá bude podlepená a zároveň ukotvená do trámu. Takéto zvýšenie únosnosti sa vytvorí len do vzdialenosti cca 1m od zmeny prierezu z komorového na trámový prvok.

1.2 Použité normy, predpisy, podklady a literatúra

Statický výpočet je spracovaný v súlade s príslušnými ustanoveniami nasledujúcich noriem (s príslušnými národnými prílohami) a predpisov.

Technické normy a predpisy :

STN EN 1990 ..... Zásady navrhovania konštrukcií

STN EN 1991-1-1 ..... Zať. konštrukcií; Časť 1-1: Všeobecné zaťaženia - Objemová tiaž, vlastná tiaž a úžitkové zaťaženia budov

STN EN 1991-1-4 ..... Zať. konštrukcií; Časť 1-4: Všeobecné zaťaženia - Zaťaženia vetrom

STN EN 1991-1-5 ..... Zať. konštrukcií; Časť 1-5: Všeobecné zaťaženia - Zaťaženia účinkami teploty

STN EN 1991-2 ..... Zať. konštrukcií; Časť 2: Zaťaženia mostov dopravou

STN EN 1992-1-1 ..... Navrhovanie betónových konštrukcií; Časť 1-1: Všeobecné pravidlá a pravidlá pre budovy

STN EN 1992-2 ..... Navrhovanie betónových konštrukcií; Časť 2: Betónové mosty, navrhovanie a konštruovanie

STN EN 1997-1 ..... Navrhovanie geotechnických konštrukcií; Časť 1: Všeobecné pravidlá

Podklady :

- Geodetické zameranie mostného objektu (ISPO s.r.o.; 2019), fotodokumentácia 2019
- Správa z diagnostiky mosta ev.č.064-044 ponad rieku Nitra v obci Malé Uherce; Žilina; október 2017

Literatúra :

- Prof. Ing. Juraj Bilčík, PhD., Prof. Ing. Ľudovít Fillo, PhD., doc. Dipl.-Ing. Dr. Vladimír Benko, PhD., doc. Ing. Jaroslav Halvonik, PhD.: Betónové konštrukcie; Navrhovanie podľa STN EN 1992-1-1. Bratislava: Vydavateľstvo STU, 2008. ISBN 978-80-227-2940-6.
- doc. Ing. Ivan Havran, PhD.: Predpätý betón; Navrhovanie podľa spoločných európskych noriem. Bratislava: Vydavateľstvo STU, 2015. ISBN 978-80-227-4427-0.

1.3 Použité programy

Na vypracovanie statického výpočtu a posúdenia jednotlivých konštrukčných prvkov boli použité nasledujúce programy :

- Strap, Geo5, Fixperience, Excel

1.4 Výpočtové postupy

Medzný stav únosnosti sa overuje z hľadiska straty statickej rovnováhy „EQU, súbor A“, vnútornej poruchy alebo nadmernej deformácie „STR/GEO, súbor B“ s kombinačným pravidlom 6.10 a únavovej poruchy konštrukcie „FAT“. Medzný stav použiteľnosti sa overuje z hľadiska dovolených napätí, pretvorení a deformácií pomocou 4-roch základných tvarov kombinácií (charakteristická, kvázi-stála, častá, menej-častá).

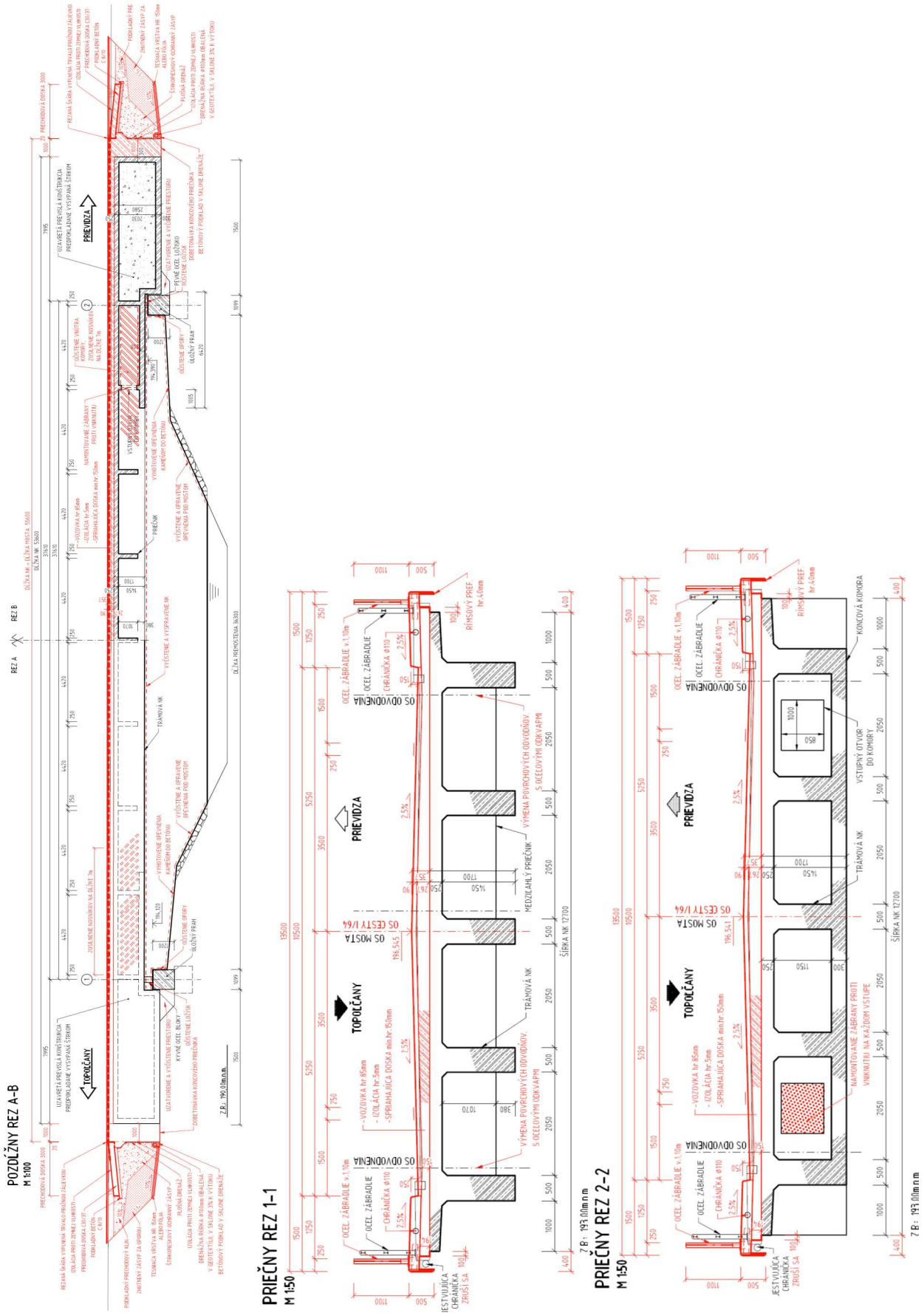
Pri posúdení geotechnických konštrukcií sa použije návrhový postup 2, s tvarom kombinácie A1“+“M1“+“R2 a pre posudzovanie celkovej stability a numerické metódy, návrhový postup 3 s tvarom kombinácie A1 alebo A2“+“M2“+“R3.

Výpočet vnútorných síl od jednotlivých zaťažení a ich následných kombinácií pre MSÚ a MSP je spracovaný použitým výpočtovým programom, ktorý je uvedený v kap.1.3, v zmysle technických noriem a predpisov uvedených v kap.1.2.

Posúdenia konštrukčných prvkov mostného objektu sú vyhotovené v použitom výpočtovom programe a v exceli (v ktorom sú vytvorené zautomatizované jednotlivé posúdenia).

Na zadaný výpočtový model sú aplikované jednotlivé uvažované zaťaženia, ktoré sú uvedené v kap.4.

2 Geometria mosta



3 Použité materiály

3.1 Druhy materiálov

Pevnostná trieda použitého materiálu bola stanovená z diagnostiky mosta.

Jednotlivé prvky mostného objektu sú zhotovené z týchto materiálov a ich príslušných tried a zároveň aj navrhované prvky:

- **Betón**
  - Nosná konštrukcia ..... B250→C20/25 (jestvujúce)
  - Opora ..... C16/20 (jestvujúce)
  - Spriahajúca doska ..... C30/37 (nové)
  - Dobetonávka previslého konca ..... C30/37 (nové)
- **Oceľ**
  - Betonárska výstuž; jestvujúca R10 512
  - Betonárska výstuž; nová ..... B 500B
  - Zosilňujúci prvok pre šmyk ..... S 235 (podľa EN10025-2; t≤40mm)

3.1.1 Charakteristiky pevnostných tried materiálov

Betón: C16/20		
Charakteristická valcová pevnosť betónu v tlaku vo veku 28 dní	f_{ck} (MPa)	16
Charakteristická kocková pevnosť betónu v tlaku vo veku 28 dní	$f_{ck,cube}$ (MPa)	20
Stredná hodnota tlakovej pevnosti betónu	f_{cm} (MPa)	24
Stredná hodnota pevnosti betónu v centrickom ťahu	f_{ctm} (MPa)	1,9
Charakteristická pevnosť betónu v centrickom ťahu, 5%-ný fraktil	$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,3
Charakteristická pevnosť betónu v centrickom ťahu, 95%-ný fraktil	$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,5
Sečnicový modul pružnosti betónu	E_{cm} (GPa)	29
Koeficient dĺžkovej teplotnej rozťažnosti	α_T (1/°C)	$1,0.10^{-5}$

Betón: B250 → C20/25		
Charakteristická valcová pevnosť betónu v tlaku vo veku 28 dní	f_{ck} (MPa)	20
Charakteristická kocková pevnosť betónu v tlaku vo veku 28 dní	$f_{ck,cube}$ (MPa)	25
Stredná hodnota tlakovej pevnosti betónu	f_{cm} (MPa)	28
Stredná hodnota pevnosti betónu v centrickom ťahu	f_{ctm} (MPa)	2,2
Charakteristická pevnosť betónu v centrickom ťahu, 5%-ný fraktil	$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,5
Charakteristická pevnosť betónu v centrickom ťahu, 95%-ný fraktil	$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,9
Sečnicový modul pružnosti betónu	E_{cm} (GPa)	30
Koeficient dĺžkovej teplotnej rozťažnosti	α_T (1/°C)	$1,0.10^{-5}$

Betón: C30/37		
Charakteristická valcová pevnosť betónu v tlaku vo veku 28 dní	f_{ck} (MPa)	30
Charakteristická kocková pevnosť betónu v tlaku vo veku 28 dní	$f_{ck,cube}$ (MPa)	37
Stredná hodnota tlakovej pevnosti betónu	f_{cm} (MPa)	38
Stredná hodnota pevnosti betónu v centrickom ťahu	f_{ctm} (MPa)	2,9
Charakteristická pevnosť betónu v centrickom ťahu, 5%-ný fraktil	$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	2,0
Charakteristická pevnosť betónu v centrickom ťahu, 95%-ný fraktil	$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	3,8
Sečnicový modul pružnosti betónu	E_{cm} (GPa)	33
Koeficient dĺžkovej teplotnej rozťažnosti	α_T (1/°C)	$1,0.10^{-5}$

Betonárska výstuž: R 10 512		
Charakteristická medza klzu	f_{yk} (MPa)	380
Sečnicový modul pružnosti betónu	E_s (GPa)	210
Betonárska výstuž: B 500B		
Charakteristická medza klzu	f_{yk} (MPa)	500
Sečnicový modul pružnosti betónu	E_s (GPa)	200

Oceľ: S 235		
Medza klzu	f_y (MPa)	235
Pevnosť v ťahu	f_u (MPa)	360
Modul pružnosti	E (GPa)	210
Modul pružnosti v šmyku	G (GPa)	81
Hodnota hustoty	ρ (kg/m^3)	7850
Súčiniteľ dĺžkovej teplotnej rozťažnosti	α_T (1/°C)	1,2.10^{-5}

3.2 Krytie výstuže betónom

3.2.1 Základné krytie betonárskej výstuže

Stanovenie krytia betonárskej výstuže betónom, je vypočítané pre maximálny použitý priemer výstuže na konštrukcii bez uváženia umiestnenia na konštrukcii.

Minimálne krytie betonárskej výstuže:

- $c_{min} = max(c_{min,b}, c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}, 10mm) = 40mm$
  - Minimálna hodnota z hľadiska požiadavky na súdržnosť:
    - $c_{min,b}$ = 25mm
  - Minimálna hodnota krytia požadovaná s ohľadom na trvanlivosť:
    - $c_{dur,\gamma}$ = 30mm
    - Návrhová životnosť 100 rokov – konštrukčná trieda S6
    - Pre triedu prostredia XC4, XD2, XF1, XF2 a kvalitu betónu C30/37
  - Prídavná hodnota z hľadiska spoľahlivosti:
    - Δc_{dur} = 0mm
  - Zníženie min. krytia pri použití nehrdzavejúcej ocele:
    - $\Delta c_{dur,st}$ = 0mm
  - Zníženie min. krytia pri použití doplnkovej ochrany:
    - $\Delta c_{dur,add}$ = 0mm

Hodnota nominálneho krytia betonárskej výstuže:

- $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 40mm$
  - Hodnota tolerančného zväčšenia pri návrhu na odchýlky:
    - Δc_{dev} = 10mm

4 Stanovenie zaťaženia

Hodnoty všetkých zaťažení sú uvedené v ich charakteristických hodnotách.

4.1 Stále zaťaženia „G“

4.1.1 Vlastná tiaž

Vlastná tiaž všetkých prvkov je pre:

- Prosté betónové časti ..... 24,0 kN/m^3
- Železobetónové časti ..... 25,0 kN/m^3

4.1.2 Mostný zvršok

- Asfaltová vozovka, hr. 90mm
  - Horná hranica „sup“..... 3,02 kN/m^2
  - Spodná hranica „inf“ ..... 1,73 kN/m^2
- Rímsy
  - Rímsa ..... 6,25 kN/m^2
  - Zábradlie..... 0,80 kN/m‘

4.1.3 Previsli koniec

Previsli koniec tvorí uzatvorená ŽB komora monoliticky spojená s nosnou konštrukciou. Predpokladá sa vyplnenie štrkom. Za jej koniec sa dobetónuje spriahnutý betónový kváder na dĺžke 1m.

*Účinok výplne štrkom ..... 20kN/m^3*2m = 40kN/m^2*
*Dobetonávka previslého konca ... 24kN/m^{3*}2,75m*1m = 66kN/m*

4.2 Premenné zaťaženia „Q“

4.2.1 Zaťaženie vetrom

Zaťaženie vetrom je stanovené prostredníctvom normy STN EN 1991-1-4 pre dané smery účinkov.

Dĺžka mosta :	L = 36.30 m	*Hustota vzduchu :*	ρ = 1.25 kg/m^3
Šírka mosta :	b = 13.06 m	*Zákl. rýchlosť vetra :*	v_b = 26 m/s
Referenčná výška :	z_e = 5.50 m	*Špičkový tlak vetra :*	$q_p(z_e)$ = 0.559 kPa
Kategória terénu :	k_t = III		

4.2.1.1 Zaťaženie vetrom v smere X (kolmo na os mosta)

→ bez dopravy		*→ s dopravou*	
$F_{w,x} = 1/2.\rho.v_b^2.C.A_{ref,x}$ =	***87.10 kN***	$F_{w,x} = 1/2.\rho.v^*_b{}^2.C^*.A_{ref,x,dp}$ =	***101.61 kN***
$q_{w,x} = F_{w,x}/L$ =	*2.40 kN/m*	$q_{w,x} = F_{w,x}/L$ =	*2.80 kN/m*

4.2.2 Zaťaženie účinkami teploty

Zaťaženie teplotou je stanovené prostredníctvom normy STN EN 1991-1-5 pre požadované zložky.

4.2.2.1 Rovnomerná zložka teploty mosta

Teplota vzduchu sa získala z mapy s izotermami, ktorá sa nachádza v norme STN EN 1991-1-5/NA.

- Min. teplota vzduchu v tieni : T_{min} = -28°C
- Max. teplota vzduchu v tieni : T_{max} = 40°C
- Začiatočná teplota mosta : T_0 = 10°C
- Typ nosnej konštrukcie mosta : Typ 3

Charakteristická hodnota maximálneho rozsahu zložky rovnomernej teploty mosta pri skracovaní :
..... $\Delta T_{N,con}$ = -30°C
Charakteristická hodnota maximálneho rozsahu zložky rovnomernej teploty mosta pri predlžovaní :
..... $\Delta T_{N,exp}$ = 32°C

4.2.2.2 Zložka teplotného spádu

Uvažuje sa so zvislou lineárnou zložkou (postup 1). Pri výpočte teplotného spádu sa zohľadňuje hrúbka povrchovej úpravy.

- Horný povrch teplejší ako spodný povrch : $\Delta T_{M,heat} = 11,4°C$
- Spodný povrch teplejší ako horný povrch : $\Delta T_{M,cool} = -8,0°C$

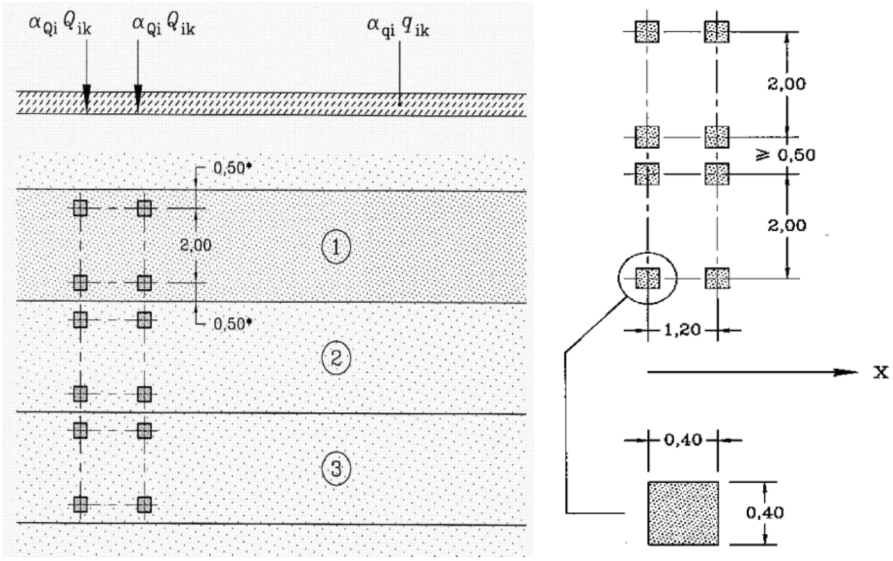
4.2.3 Zaťaženie cestnou dopravou

Zaťaženie cestnou dopravou je stanovené prostredníctvom normy STN EN 1991-2

4.2.3.1 Zaťažovací model 1 „LM1“

Tento zaťažovací model vyjadruje väčšinu účinkov prevádzky nákladných vozidiel a automobilov. Zaťažovací model sa skladá z dvoch čiastkových systémov:

- Sústredné zaťaženie od dvojnápravového vozidla TS (tandemový systém) "$\alpha_Q Q_k$"
- Rovnomerné spojité zaťaženie UDL " $\alpha_q q_k$"



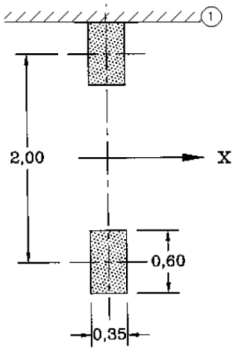
Obr. 1 Aplikácia zaťažovacieho modelu 1

Pruh č. 1 ..... Q_{1k} = 300kN; q_{1k} = 9,0kN/m²; α_{Q1} = 0,9; α_{q1} = 0,9
Pruh č. 2 ..... Q_{2k} = 200kN; q_{2k} = 2,5kN/m²; α_{Q2} = 0,9; α_{q2} = 1,0
Pruh č. 3 ..... Q_{3k} = 100kN; q_{3k} = 2,5kN/m²; α_{Q3} = 0,9; α_{q3} = 1,0
Zvyšná plocha ..... q_{rk} = 2,5kN/m²; α_{qr} = 1,0

4.2.3.2 Zaťažovací model 2 „LM2“

Je to jednonápravové vozidlo pôsobiace cez stanovenú kontaktnú plochu pneumatiky a vozovky, zahrňujúce dynamické účinky bežnej dopravnej prevádzky na krátke konštrukčné prvky.

Národná príloha upravuje kontaktnú plochu na rozmery 0,40x0,40m.



Obr. 2 Aplikácia zaťažovacieho modelu 2

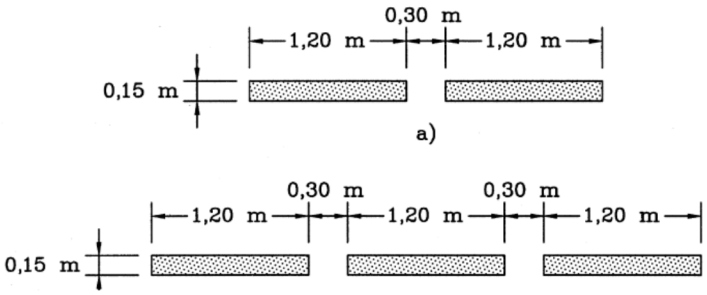
Tiaž nápravy ..... Q_{ak} = 400kN; β_Q = 1,0

4.2.3.3 Zaťažovací model 3 „LM3“

Je to súbor zoskupení nápravových zaťažení reprezentujúcich zvláštne vozidlá (napr. vozidlá pre priemyselnú dopravu), ktoré sa môžu pohybovať na povolených trasách cestných komunikácií vyhradených pre ťažký náklad. Model je určený pre celkové ako aj lokálne overenie konštrukcie.

Národná príloha špecifikuje pre tento zaťažovací model špeciálne vozidlo 3000/240, umiestnené do dvoch susedných zaťažovacích pruhov a považuje sa za jediné vozidlo na moste. Tieto zaťažovacie pruhy sa uvažujú na vozovke v najpriaznivejšej polohe s prípustnou kolmou odchýlkou od vytýčenej polohy ±0,3m.

Vozidlo sa pohybuje pomalou rýchlosťou do 5km/h, pričom musí byť po celej dĺžke mosta vylúčená ostatná doprava. Dynamické účinky špeciálneho vozidla sa nezohľadňujú.



Obr. 3 Usporiadanie náprav a stanovenie kolesovej kontaktnej plochy vozidla 3000/240

Vozidlo má 12 náprav po 240kN + 1 náprava po 120kN. Rozostavenie náprav je 1x120kN + 12x240kN so vzdialenosťou náprav e=1,50m.

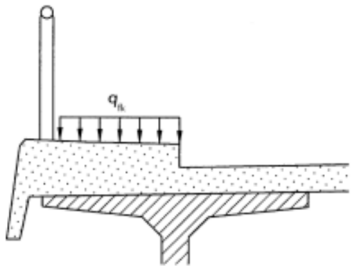
4.2.3.4 Zaťažovací model 4 „LM4“

Zaťaženie vyvolané pohybom davu ľudí. Model je určený len na všeobecné overenie konštrukcie.

Zaťažovací model je vyjadrený rovnomerným spojitým zaťažením zahrňujúcim dynamické prírastky rovným 5,0kN/m^2.

4.2.3.5 Zaťaženie chodníkov

Pre cestné mosty s chodníkmi alebo cyklistickými pásmi by malo byť stanovené spojité zaťaženie.



Obr. 4 Charakteristické zaťaženie na chodník alebo cyklistický pás

Charakteristická hodnota :..... $q_{fk} = 2{,}0 + \frac{120}{L+30} \leq 5{,}0\ kN/m^2$

Kombinovaná hodnota : ..... $q_{fk} = 3{,}0kN/m^2$

4.2.3.6 Brzdné a rozjazdové sily

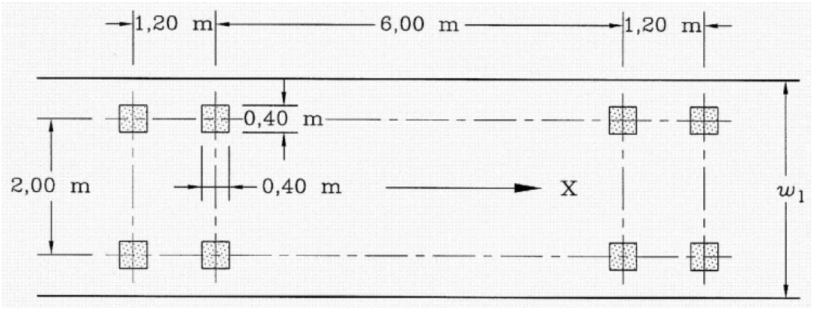
Brzdná sila musí byť uvažovaná ako sila pôsobiaca na povrchu vozovky v pozdĺžnom smere.

$$180\alpha_{Q1} \leq Q_{lk} = 0{,}6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0{,}10\alpha_{q1}q_{1k}w_l L \leq 900kN$$

Charakt. hodnota sily :..... $Q_{lk} = 412kN$

4.2.3.7 Únavový zaťažovací model 3 „FLM3“

Dopravná premávka na mostoch vyvoláva napäťové spektrá v prvkoch konštrukcie, čo následne vyvoláva únavové javy. Na ich overenie sa použije zaťažovací model FLM3.



Obr. 5 Únavový zaťažovací model 3

Tiaž nápravy 120kN

4.2.4 Zaťaženia na zábradlia

Pri mostoch je trieda C odporúčaná najnižšia zaťažovacia trieda. Minimálnou hodnotou pre lávky pre chodcov a chodníky mostov je premenné zaťaženie, pôsobiace v najvyššej časti zábradlia v smere vodorovnom alebo zvislom, ako zaťaženie priamkové s intenzitou 1,0kN/m. Pre bočné revízne chodníky odporúčaná hodnota zaťaženia je 0,8kN/m.

4.3 Zaťažovací model pre brehové podpery a priľahlé krídla mosta

4.3.1 Zvislé zaťaženia

Vozovka umiestnená za brehovými podperami, krídlami a ďalšími časťami mosta, ktoré sú v kontakte so základovou pôdou, musí byť zaťažená adekvátnymi zaťažovacími modelmi.

Použije sa zaťažovací model 1 (LM1), ale pre zjednodušenie zaťaženia od dvojnápravového vozidla bude nahradený ekvivalentným spojitým zaťažením „q_{eq}“, pôsobiacim na ploche obdĺžnika závisiacej od roznosu zaťažení v zásype alebo zemine.

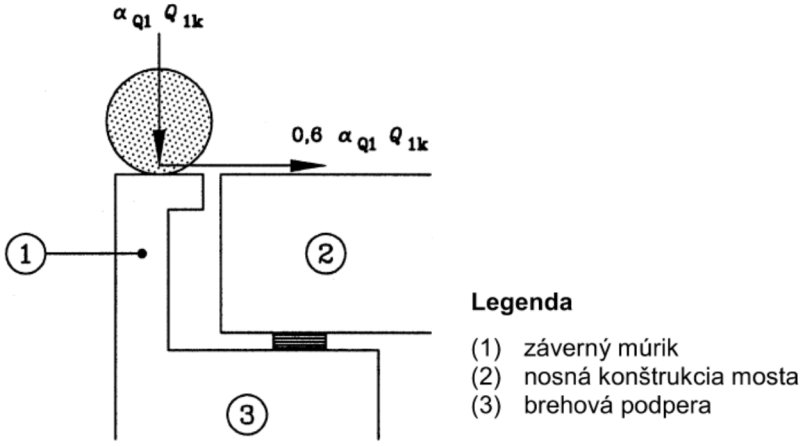
Predpokladá sa zásyp primerane konsolidovaný a preto sa uvažuje roznos zaťaženia pod uhlom 30° od zvislého smeru. Pri takejto hodnote uhla obdĺžniková plocha, na ktorej sa uvažuje pôsobenie zaťaženia „q_{eq}“ má 3,0m šírku a 2,20m dĺžku.

Neuvažujú sa iné reprezentatívne hodnoty zaťažovacích modelov, len ich charakteristické hodnoty.

4.3.2 Vodorovné sily

Neuvažuje sa pôsobenie vodorovnej sily na úrovni obrusnej vrstvy vozovky nad zásypom.

Pri návrhu záverných múrikov sa uvažuje s brzdnou silou v pozdĺžnom smere s charakteristickou hodnotou $0{,}6\alpha_{Q1}Q_{1k}$, pôsobiacu súčasne s nápravovým zaťažením $\alpha_{Q1}Q_{1k}$ zaťažovacieho modelu 1 a zemným tlakom od zásypu. Neuvažuje sa súčasné pôsobenie zaťažení na zásyp.



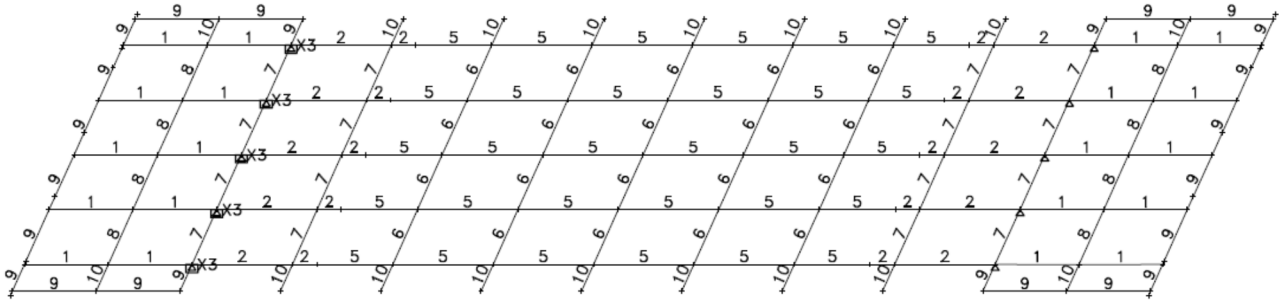
Obr. 6 Pôsobenie síl na záverný múrik

5 Výpočtový model mosta

5.1 Zostavenie výpočtového modelu mosta

Výpočtový model sa zostavil v programe STRAP a pozostáva z prútových prvkov. Všetky prvky sú určené svojimi geometrickými hodnotami a charakteristickými vlastnosťami.

Nosná konštrukcia sa skladá z nosných trámov, ktoré tvoria prúty prierezu tvaru T a I. Tieto trámy sú stužené priečnikmi modelovanými ako prúty. Účinky zaťaženia sa roznášajú na hlavné trámy.



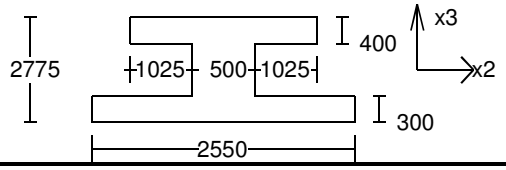
Na obrázku sú popísané jednotlivé prierezy

5.1.1 Použité prierezy

SECTION PROPERTY TABLE (units - mm.)

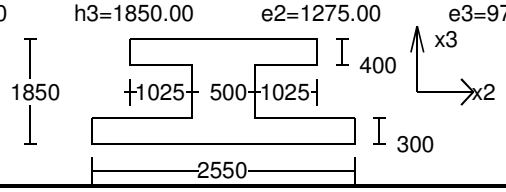
PROPERTY NO. 1 - Nosník za oporou

A=0.2798E+07 I2=0.2856E+13 I3=0.9883E+12 J=0.1721E+12 SF2=0.500
Material = 1 - C20/25 Perimeter=14650 SF3=0.500
h2=2550.00 h3=2775.00 e2=1275.00 e3=1436.69



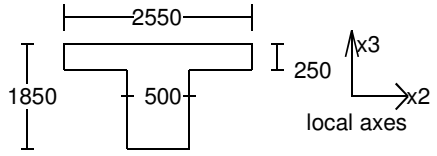
PROPERTY NO. 2 - Hlavná komora

A=0.2360E+07 I2=0.1074E+13 I3=0.9792E+12 J=0.1357E+12 SF2=0.500
Material = 1 - C20/25 Perimeter=12900 SF3=0.500
h2=2550.00 h3=1850.00 e2=1275.00 e3=974.947



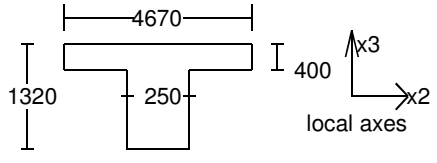
PROPERTY NO. 5 - Hlavný trám

A=0.1745E+07 I2=0.5032E+12 I3=0.5678E+12 J=0.1144E+12 SF2=0.500
Material = 1 - C20/25 Perimeter=8800.0 SF3=0.500
h2=2550.00 h3=1850.00 e2=1275.00 e3=1265.68



PROPERTY NO. 6 - Priečnik-stred

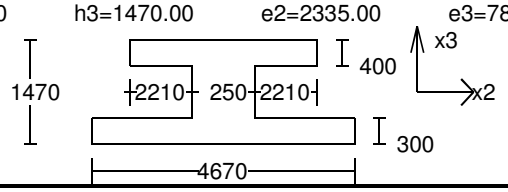
A=0.1435E+07 I2=0.1264E+12 I3=0.2123E+13 J=0.3009E+11 SF2=0.500
Material = 1 - C20/25 Perimeter=11980. SF3=0.500
h2=4670.00 h3=1320.00 e2=2335.00 e3=1177.93



SECTION PROPERTY TABLE (units - mm.)

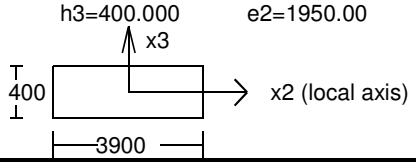
PROPERTY NO. 7 - Priečnik-komora

A=0.3462E+07 I2=0.1051E+13 I3=0.5942E+13 J=0.1440E+11 SF2=0.500
Material = 1 - C20/25 Perimeter=21120 SF3=0.500
h2=4670.00 h3=1470.00 e2=2335.00 e3=784.161



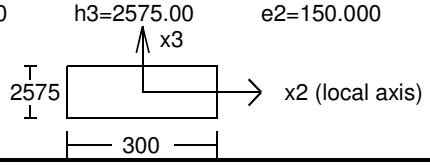
PROPERTY NO. 8 - Doska za oporou

A=0.1560E+07 I2=0.2080E+11 I3=0.1977E+13 J=0.7782E+11 SF2=0.850
Material = 1 - C20/25 Perimeter=8600.0 SF3=0.850
h2=3900.00 h3=400.000 e2=1950.00 e3=200.000



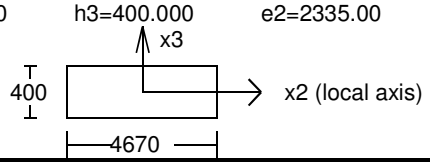
PROPERTY NO. 9 - Stena za oporou

A=0.7725E+06 I2=0.4268E+12 I3=0.5794E+10 J=0.2147E+11 SF2=0.850
Material = 1 - C20/25 Perimeter=5750.0 SF3=0.850
h2=300.000 h3=2575.00 e2=150.000 e3=1287.50



PROPERTY NO. 10 - Mostovka

A=0.1868E+07 I2=0.2491E+11 I3=0.3395E+13 J=0.9425E+11 SF2=0.850
Material = 1 - C20/25 Perimeter=9840.0 SF3=0.850
h2=4670.00 h3=400.000 e2=2335.00 e3=200.000



5.1.2 Kombinácie zaťažovacích stavov

LOAD CASES LIST

no.	*no. in results*	*name*
1	1	VI. tiaz
2	2	Previsli koniec
3	3	M. zvrsok-sup
4	4	M. zvrsok-inf
5	5	T - HPTS
6	6	T - SPTH
7	7	LM1/UDL
8	8	LM1/TS
9	9	LM1/TS #2
~	~	~
63	63	LM1/TS #56
64	64	LM2
65	65	LM2 #2
~	~	~
119	119	LM2 #56
120	120	LM3
121	121	LM3 #2
~	~	~
178	178	LM3 #59
179	179	LM4

GROUP DEFINITION	
Group	
M. zvrsok	3/ 4
Teplota	5/ 6
LM1/TS	8/ 9/ 10/ 11/ 12/ 13/ 14/ 15/ 16/ 17/ 18/ 19/ 20/ 21/ 22/ 23/ 24/ 25/ 26/ 27/ 28/ 29/ 30/ 31/ 32/ 33/ 34/ 35/ 36/37/ 38/ 39/ 40/ 41/ 42/ 43/ 44/ 45/ 46/ 47/ 48/ 49/ 50/ 51/ 52 /53/ 54/ 55/ 56/ 57/ 58/ 59/ 60/ 61/ 62/ 63/
LM2	64/ 65/ 66/ 67/ 68/ 69/ 70/ 71/ 72/ 73/ 74/ 75/ 76/ 77/ 78/ 79/ 80/ 81/ 82/ 83/ 84/ 85/ 86/ 87/ 88/ 89/ 90/ 91/ 92/ 93/ 94/ 95/ 96/ 97/ 98/ 99/100/101/102/103/104/105/106/107/108/109/110/111/112/113/114/115/116/ 117/118/119/
LM3	120/121/122/123/124/125/126/127/128/129/130/131/132/133/134/135/136/137/138/139/140/141/142/143/ 144/145/146/147/148/149/150/151/152/153/154/155/156/157/158/159/160/161/162/163/164/165/166/167/ 168/169/170/171/172/173/174/175/176/177/178/

COMBINATIONS DEFINITION						
Comb.						
1	***MSU-Stale***					
	1 * 1.35	+ 2 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35		
2	***MSU-LM1***					
	1 * 1.35	+ 2 * 1.35	+ 7 * 1.35	+M. zvrsok* 1.35		+LM1/TS* 1.35
3	***MSU-LM1+T***					
	1 * 1.35	+ 2 * 1.35	+ 7 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35	
		+Teplota* 0.90		+LM1/TS* 1.35		
4	***MSU-T+LM1***					
	1 * 1.35	+ 2 * 1.35	+ 7 * 0.54		+M. zvrsok* 1.35	
		+Teplota* 1.50		+LM1/TS* 1.01		
5	***MSU-LM2***					
	1 * 1.35	+ 2 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35	+LM2* 1.35	
6	***MSU-LM2+T***					
	1 * 1.35	+ 2 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35	+Teplota* 0.90	+LM2* 1.35
7	***MSU-LM3***					
	1 * 1.35	+ 2 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35	+LM3* 1.35	
8	***MSU-LM3-T***					
	1 * 1.35	+ 2 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35	+Teplota* 0.90	+LM3* 1.35
9	***MSU-LM4***					
	1 * 1.35	+ 2 * 1.35	+179* 1.35		+M. zvrsok* 1.35	
10	***MSU-T***					
	1 * 1.35	+ 2 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35		+Teplota* 1.50
11	***MSP/Ch-Stale***					
	1 * 1.00	+ 2 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00		
12	***MSP/Ch-LM1***					
	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+ 7 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00	+LM1/TS* 1.00
13	***MSP/Ch-LM2***					
	1 * 1.00	+ 2 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00	+LM2* 1.00	
14	***MSP/Ch-LM3***					
	1 * 1.00	+ 2 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00	+LM3* 1.00	
15	***MSP/Ch-LM4***					
	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+179* 1.00		+M. zvrsok* 1.00	
16	***MSP/Ch-T***					
	1 * 1.00	+ 2 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00		+Teplota* 1.00
17	***MSP/C-LM1***					
	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+ 7 * 0.40		+M. zvrsok* 1.00	+LM1/TS* 0.75
18	***MSP/C-LM2***					
	1 * 1.00	+ 2 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00	+LM2* 0.75	
19	***MSP/C-LM4***					
	1 * 1.00	+ 2 * 1.00	+179* 0.75		+M. zvrsok* 1.00	
20	***MSP/KS-T***					
	1 * 1.00	+ 2 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00		+Teplota* 0.50

6 Overenie nosnej konštrukcie v pozdĺžnom smere

V danej kapitole sa navrhnú opatrenia na zvýšenie únosnosti nosnej konštrukcie v pozdĺžnom smere. Návrh je zameraný na šmykovú a ohybovú odolnosť.

Trámová konštrukcia sa opatrí spriahajúcou doskou o min. hr.150mm. Táto spriahajúca doska zvýši ohybovú odolnosť v nadpodperovom priereze pričom do dosky sa navrhne doplňujúca výstuž, aby sa dosiahla požadovaná ohybová odolnosť.

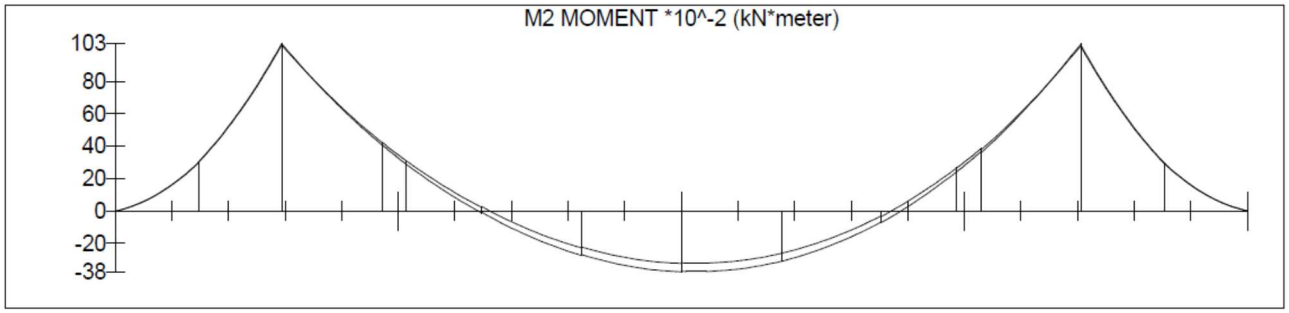
Pre zvýšenie únosnosti v medzipodperovom priereze sa na previslom konci rozšíri protizávažie o 1m s plným betónom, ktorý bude spriahnutý s pôvodnou konštrukciou. Dané opatrenie zníži návrhový ohybový moment v strede rozpätia.

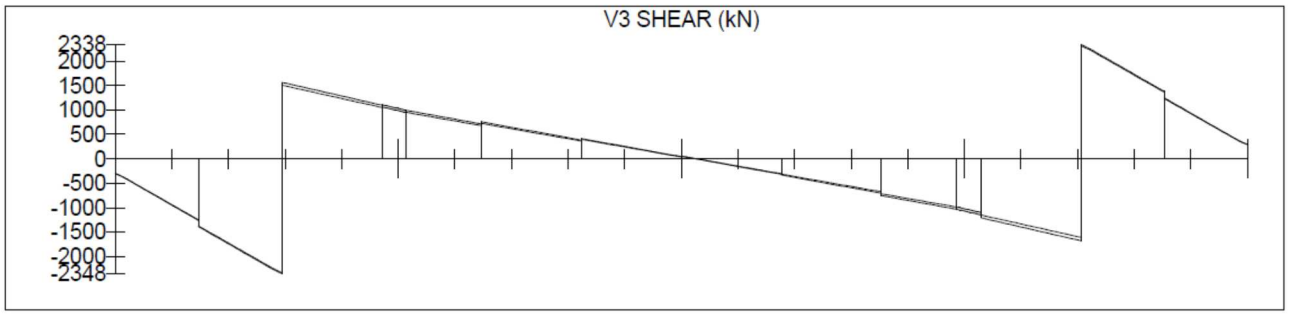
Na zaistenie potrebnej šmykovej únosnosti sa navrhne dodatočná šmyková výstuž, ktorá bude podlepená a zakotvená do pohľadovej plochy trámov v miestach od podpery až za jestvujúcu šmykovú trhlinu.

6.1 Vnútorné sily na NK

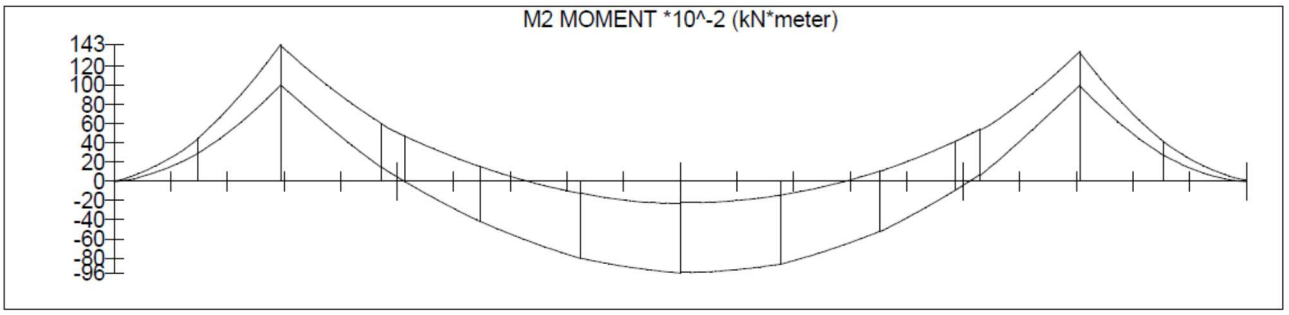
Vyobrazené sú obalové krivky na najviac namáhanom nosníku od patričných kombinácií.

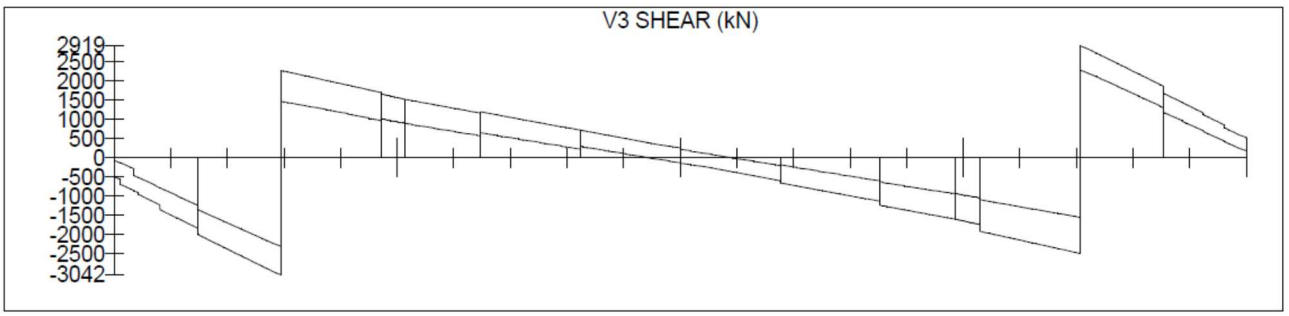
MSÚ-Stále zaťaženia



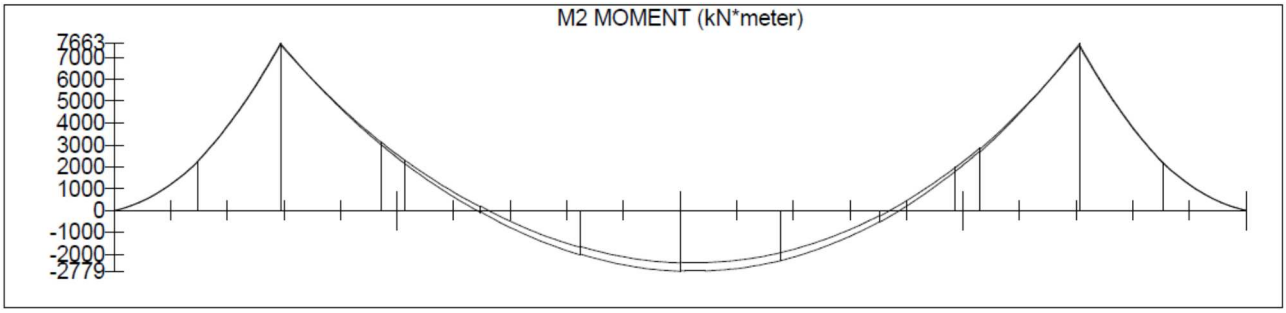


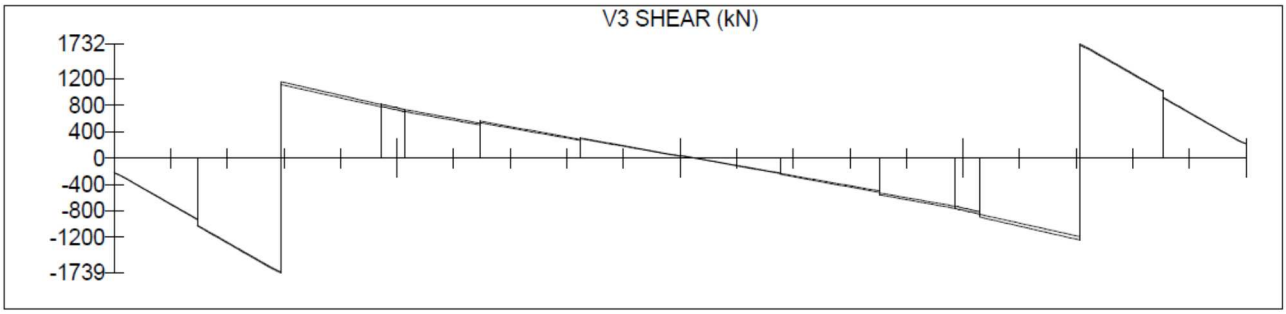
MSÚ-Celková kombinácia (s LM1, LM2, LM3, LM4)



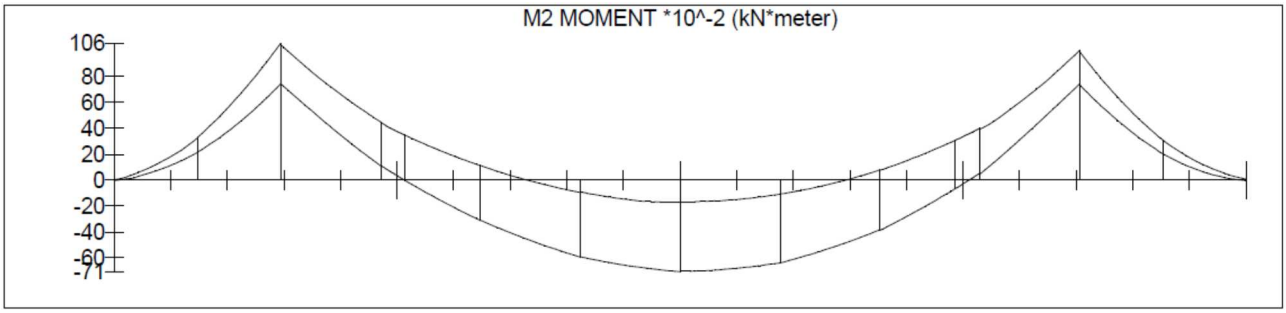


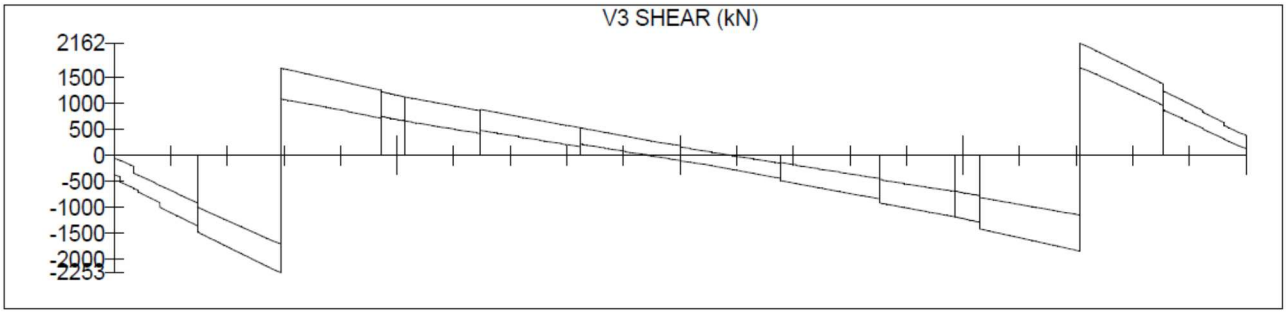
MSP-Stále zaťaženia



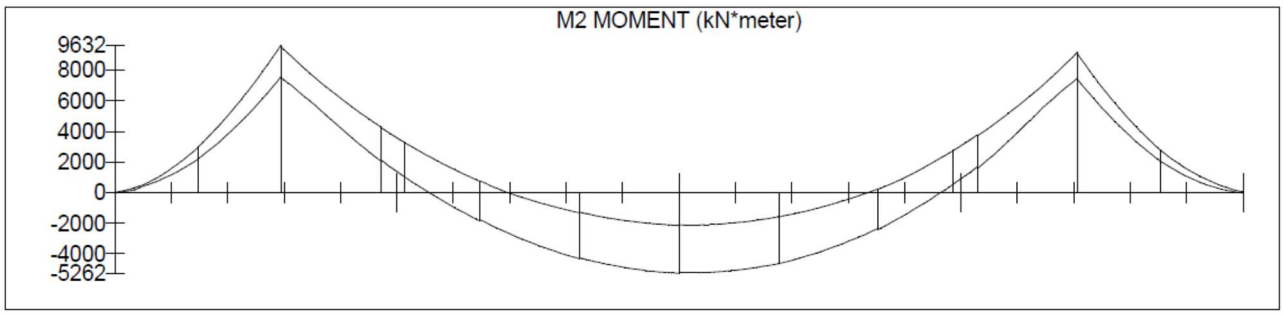


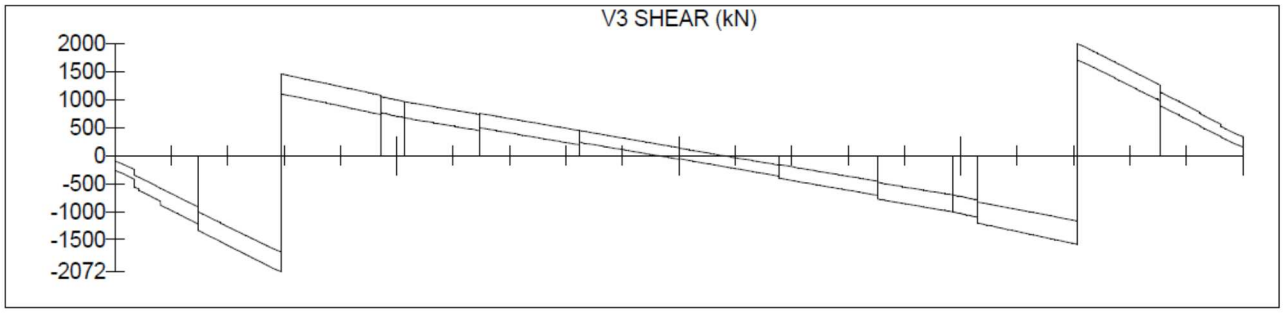
MSP-Charakteristická kombinácia



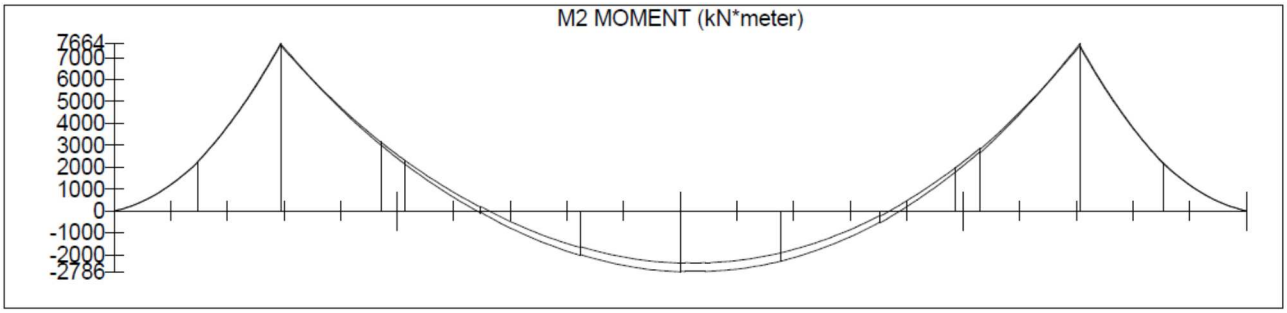


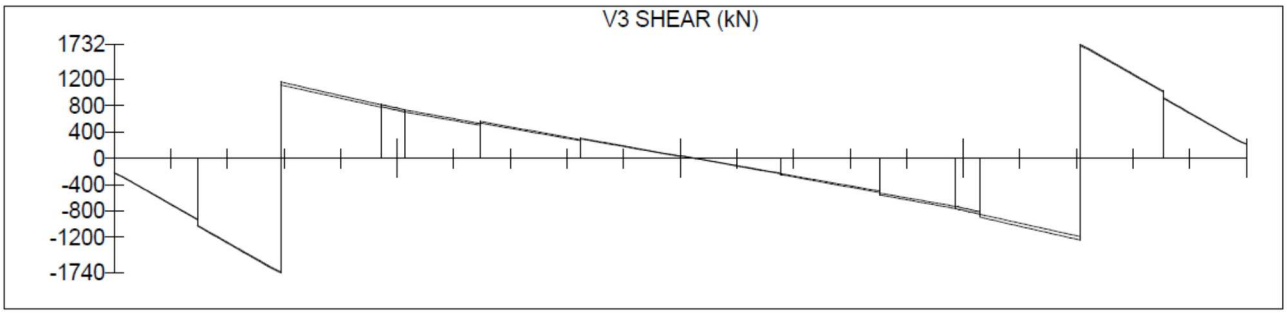
MSP-Častá kombinácia





MSP-Kvázistála kombinácia





6.2 Posúdenie pozdĺžneho smeru - MSÚ

6.2.1 Ohybová odolnosť

Výstuž v prvom rade sa nachádza v spriahajúcej doske. Poškodenie jestvujúcej výstuže spôsobené koróziou sa uvažuje 10%.

6.2.1.1 Nadpodperový moment pre krajný trám

- Údaje pre ohyb

Prúty v prvom rade :	n_1 =	15 ks	Φ_1 =	25 mm	$A_{sl,1}$ =	7.36E+03 mm²	d_1 = 1790 mm
Prúty v druhom rade :	n_2 =	10 ks	Φ_2 =	63 mm	$A_{sl,2}$ =	1.91E+04 mm²	d_2 = 1630 mm

Vzdialenosť medzi bodmi nulového momentu:	l_0 = 6.57 m	*Celková výška prierezu :*	H = 1850 mm
Efektívna dĺžka medzi nosníkmi :	$b_{eff,1}$ = 0.000 m	*Hrúbka dosky :*	h_d = 300 mm
Efektívna dĺžka medzi nosníkmi :	$b_{eff,2}$ = 0.862 m	*Šírka tlačenej oblasti :*	B = 1525 mm
Spolupôsobiaca šírka dosky :	b_{eff} = 1.362 m	*Spolupôsobí len časť dosky*	

Ťažisko tlačenej oblasti s N.O.:			*Sila vo výstuži:*
t_B = 449 mm	*N.O. je v tráme*	x_{lim} = 1235 mm	F_{Sd} = 9517 kN

Návrhový ohybový moment :	M_{Ed} = 11500 kNm	$M_{Ed}/M_{Rd} \leq 1,0$
Moment ohybovej odolnosti :	M_{Rd} = 11754 kNm	0.98 < 1.0 Návrh vyhovel posúdeniu

6.2.1.2 Nadpodperový moment pre vnútorný trám

- Údaje pre ohyb

Prúty v prvom rade :	n_1 =	15 ks	Φ_1 =	25 mm	$A_{sl,1}$ =	7.36E+03 mm²	d_1 = 1790 mm
Prúty v druhom rade :	n_2 =	10 ks	Φ_2 =	63 mm	$A_{sl,2}$ =	1.91E+04 mm²	d_2 = 1630 mm

Vzdialenosť medzi bodmi nulového momentu:	l_0 = 6.57 m	Celková výška prierezu :	H = 1850 mm
Efektívna dĺžka medzi nosníkmi :	$b_{eff,1}$ = 0.862 m	Hrúbka dosky :	h_d = 300 mm
Efektívna dĺžka medzi nosníkmi :	$b_{eff,2}$ = 0.862 m	Šírka tlačenej oblasti :	B = 2550 mm
Spolupôsobiaca šírka dosky :	b_{eff} = 2.224 m	Spolupôsobí len časť dosky	

Ťažisko tlačenej oblasti s N.O.:			Sila vo výstuži:	
t_B = 217 mm	N.O. je v tráme	x_{lim} = 1235 mm	F_{Sd} =	9517 kN

Návrhový ohybový moment :	M_{Ed} = 13600 kNm	**$M_{Ed}/M_{Rd} \leq 1,0$**
Moment ohybovej odolnosti :	M_{Rd} = 13965 kNm	**0.97 < 1.0 Návrh vyhovel posúdeniu**

6.2.1.3 Medzipodperový moment pre trám

Výstuž v prvom rade sa nachádza v spriahajúcej doske.

- Údaje pre ohyb

Prúty v prvom rade :	n_1 =	5 ks	Φ_1 =	63 mm	$A_{sl,1}$ =	9.56E+03 mm²	d_1 = 1780 mm
Prúty v druhom rade :	n_2 =	5 ks	Φ_2 =	63 mm	$A_{sl,2}$ =	9.56E+04 mm²	d_2 = 1680 mm

Vzdialenosť medzi bodmi nulového momentu:	l_0 = 25.41 m	Celková výška prierezu :	H = 1850 mm
Efektívna dĺžka medzi nosníkmi :	$b_{eff,1}$ = 1.025 m	Hrúbka dosky :	h_d = 400 mm
Efektívna dĺžka medzi nosníkmi :	$b_{eff,2}$ = 1.025 m	Šírka tlačenej oblasti :	B = 2550 mm
Spolupôsobiaca šírka dosky :	b_{eff} = 2.550 m	Spolupôsobí celá šírka dosky	

Ťažisko tlačenej oblasti s N.O.:			Sila vo výstuži:	
t_B = 219 mm	N.O. je v doske	x_{lim} = 1228 mm	F_{Sd} =	7313 kN

Návrhový ohybový moment :	M_{Ed} = 9600 kNm	**$M_{Ed}/M_{Rd} \leq 1,0$**
Moment ohybovej odolnosti :	M_{Rd} = 10236 kNm	**0.94 < 1.0 Návrh vyhovel posúdeniu**

6.2.2 Šmyková odolnosť

6.2.2.1 Posúdenie pre jestvujúce vystuženie

- Údaje pre šmyk

Profil strmeňa :	$Ø_{sw}$ =	16 mm	Plocha strmeňa :	A_{sw} =	4.93E+02 mm²
Počet vetiev strmeňa :	n_{ss} =	4 ks	Šírka steny :	b_w =	500 mm
Pozdĺžna vzdial. strmeňa :	s =	240 mm	Sklon tlakovej diagonály :	θ =	40° 0.698 rad

$V_{Rd} = \min(V_{Rd,s}; V_{Rd,max})$ **$V_{Ed} / V_{Rd} \leq 1$**

$V_{Rd,s} = (A_{sw}/s)*z*f_{ywd}*\cot\theta =$ 1304 kN **1.46 > 1.0**

$V_{Rd,max} = \alpha_{cw}*b_w*z*\nu_1*f_{cd}/(\cot\theta+\tan\theta) =$ 2481 kN **Nevyhovuje**

6.2.2.2 Návrh zvýšenia únosnosti

V tejto kapitole sa navrhol spôsob a množstvo zosilňujúcich prvkov.

Predpoklad :

- Zosilnenie sa vykoná oceľovou pásovinou, ktorá bude podlepená a zároveň zakotvená do stien trámov
- Rozmiestnenie zosilňujúcich prvkov : á=350mm
- Oceľ : S235
- Navrhuje sa dvojstrižné zosilnenie
- V_{Ed} = 2200kN
- Sklon šmykovej výstuže a osou nosníka α=45°

Minimálna plocha :

$$A_{sw,x} = \frac{V_{Ed} - \frac{A_{sw} * z * f_{yd} * \cot\theta}{s}}{z * f_y * (\cot\theta + \cot\alpha) * \sin\alpha} * á;\ A_{sw,x1} = \frac{A_{sw,x}}{2} \doteq 460mm^2$$

Navrhuje sa :

- Pásovina z ocele triedy S235 o rozmeroch 80/6mm
- Osová vzdial. v pozdĺžnom smere á350mm so sklonom 45° a počtom 2ks v priečnom reze
- Pásovina sa podlepí a zakotví do stien nosníka

6.2.3 Návrh spriahajúcej dosky

Nosník je uvažovaný z betónu triedy C20/25 a spriahajúca doska z triedy C30/37. Uvažuje sa s min. hrúbkou dosky 150mm. Spriahajúca doska bude kopírovať priečny sklon vozovky 2,5% s protisklonom na rímsach 2,5%.

Vystuženie spriahajúcej dosky pozostáva z dodatočného vystuženia v pozdĺžnom smere v blízkosti podpier z nutnosti zvýšiť únosnosť nadpodperového prierezu (viď kap.6.2.1.1 a 6.2.1.2). v ostatných oblastiach sa pozdĺžna výstuž optimalizuje na Ø12/á150mm. Vystuženie v priečnom smere zodpovedá nadimenzovaniu mostovkovej dosky v priečnom smere, ktorá je posúdená v kap.7.3.2.

6.2.3.1 Návrh spriahajúcich prvkov

6.2.3.1.1 Šmyková únosnosť na styku betónmi rôzneho veku

Povrch : Hladký (pre mosty) c = 0 *Sklon šmyk. výstuže :* α = 90°

Rozpätie : L = 36.3 m μ = 0.6 *Šírka stykovej plochy :* b_i = 2550 mm

		Úsek 0-0,25L	Úsek 0,25-0,5L
Priečna smyková sila :	V_{Ed} =	1900 kN	900 kN
Rameno vnútorných síl :	z =	1650 mm	1650 mm
Pomer pozdĺžnych síl v priereze :	β =	1.00	1.00
Priemer tŕňov :	$Ø_{sf}$ =	14 mm	14 mm
Počet tŕňov na šírke b_i :	n_{sf} =	8 ks	8 ks
Osová vzdialenosť v pozdĺžnom smere :	s_{sf} =	250 mm	500 mm
Plocha tŕňov v priečnom smere :	A_{sf} =	1.23E+03 mm²	1.23E+03 mm²
Normálové napätie na jednotku plochy :	σ_n =	0.00 MPa	0.00 MPa
Stupeň vystuženia $\rho = A_s/A_i$:	ρ =	1.932E-03	9.659E-04

Návrhová šmyková odolnosť na stykovej ploche : $v_{Rdi} = c*f_{ctd} + \mu*\sigma_n + \rho*f_{yd}[\mu*\sin(\alpha)+\cos(\alpha)] \leq 0{,}5v*f_{cd}$

Pre úsek 0-0,25L : $v_{Rdi,1}$ = 0.494 MPa $v_{Edi,1} = \beta*V_{Ed,1}/(z*b_i)$ = 0.452 MPa

Pre úsek 0,25-0,5L : $v_{Rdi,2}$ = 0.247 MPa $v_{Edi,2} = \beta*V_{Ed,2}/(z*b_i)$ = 0.214 MPa

Posúdenie spriahnutia : $v_{Ed,i} / v_{Rdi} \leq 1.0$

Pre úsek 0-0,25L : ***0.91 < 1.0 Navrhnuté tŕne vyhovujú***

Pre úsek 0,25-0,5L : ***0.87 < 1.0 Navrhnuté tŕne vyhovujú***

6.2.3.1.2 Únosnosť kotevného tŕňa

Únosnosť tŕňa slučky :	$P_{Rd,1}$ =	*46.4 kN*
Únosnosť slučky - porušenie betónu pôvodnej konštr.:	$P_{Rd,2}$ =	*57.4 kN*
Únosnosť slučky - porušenie betónu spriahajúcej dosky :	$P_{Rd,3}$ =	*138.3 kN*
Rozhodujúca únosnosť tŕňa :	P_{Rd} =	*46.4 kN*

Návrhová pozdĺžna sila pripadajúca na tŕne :	F_{Ed} =	*12408 kN*	$F_{Edi} / P_{Rd} \leq 1.0$
Počet tŕňov v pozdĺžnom smere na L/2 :	n_{st} =	*437 ks*	***0.61 < 1.0***
Návrhová odolnosť všetkých tŕňov na L/2 :	P_{Rd} =	*20268 kN*	***Spriahajúce prvky vyhovujú***

6.3 Posúdenie pozdĺžneho smeru - MSP

6.3.1 Kontrola napätí v priereze

Kontrola napätí pre prierez bez trhlín :

M_{Ek} = 7020 kNm ***V priereze sa očakávajú trhliny***

Maximálne tlakové napätie v priereze :	$\sigma_{c,max}$ =	*-7.33 MPa*	<	$0,6f_{ck}$ =	*12.0 MPa*
Maximálne ťahové napätie v priereze :	$\sigma_{ct,max}$ =	*13.37 MPa*	>	f_{ctm} =	*2.2 MPa*
Moment na medzi vzniku trhliny :	M_{cr} =	*1154.9 MPa*			

Kontrola napätí pre prierez s trhlinami :

Maximálne napätie v betóne :	$\sigma_{c,max}$ =	*-9.10 MPa*	<	$0,6f_{ck}$ =	*12 MPa*
Maximálne napätie vo výstuži :	$\sigma_{s,1}$ =	*237.10 MPa*	<	$0,8f_{yk}$ =	*304 MPa*

Napätia vyhoveli kontrole

6.3.2 Kontrola šírky trhlín

M_{Eqp} = 2750 kNm

Rozdiel pretvorení výstuže a betónu :	$(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})$ =	*3.746E-04*			
Maximálna vzdialenosť trhlín :	$s_{r,max}$ =	*229 mm*	>	s_{sl} =	*100 mm*
■ *Maximálna šírka trhliny :*	w_k =	*0.086 mm*	<	w_{lim} =	*0.300 mm*

Trhliny spĺňajú obmedzenie

6.3.3 Kontrola deformácií

Rozpätie :	36.30 m
Limitný priehyb stanovený na L/500 :	72.6 mm
Priehyb od vlastnej tiaže :	1.2 mm
Priehyb od stáleho zaťaženia :	15.0 mm
Priehyb od kvázi-stálej kombinácie :	20.3 mm
Priehyb od častej kombinácie :	28.7 mm
Priehyb od charakteristickej kombinácie :	53.3 mm

Vzniknuté deformácie spĺňajú podmienku

6.4 Zhrnutie návrhu NK

Pre zosilnenie sa navrhuje :

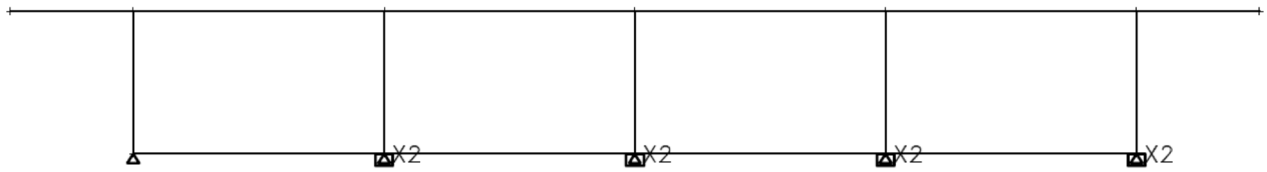
- Spriahajúca doska min.hr.150mm z triedy betónu C30/37
  - Spriahajúce tŕne Ø14 dĺžky 200mm (100mm sa zakotví do dosky) po vzdialenosti á250mm (0-0,25L), á500mm (0,25L-0,50L) s počtom 8ks v priečnom smere
  - Dodatočné pozdĺžne vystuženie v spriahajúcej doske v oblasti podpery 15Ø25mm/1trám
  - pozdĺžne vystuženie mimo podpier Ø12/á150mm
  - priečne vystuženie Ø12/á150mm
- Dobetónovanie previslého konca na dĺžke 1m
- Zosilnenie trámov šmykovou výstužou
  - Pásovina z ocele triedy S235 o rozmeroch 80/6mm
  - Osová vzdialenosť v pozdĺžnom smere á350mm so sklonom 45° a počtom 2ks v priečnom reze
  - Pásovina sa podlepí a zakotví do stien nosníka

7 Overenie nosnej konštrukcii v priečnom smere

V danej kapitole sa preverí nosná konštrukcia v priečnom smere z dôvodu zvýšenia hrúbky mostovkovej dosky prostredníctvom spriahajúcej dosky a priťaženia.

7.1 Statický model

Vytvoril sa jednoduchý statický model komorového prierezu vo výpočtovom programe STRTAP. Výstuž sa kontroluje len pri spodnom povrchu v mieste komory nakoľko diagnostikou bola zistená a stanovená výstuž len v tomto mieste.



Obr. Statický model komorového prierezu

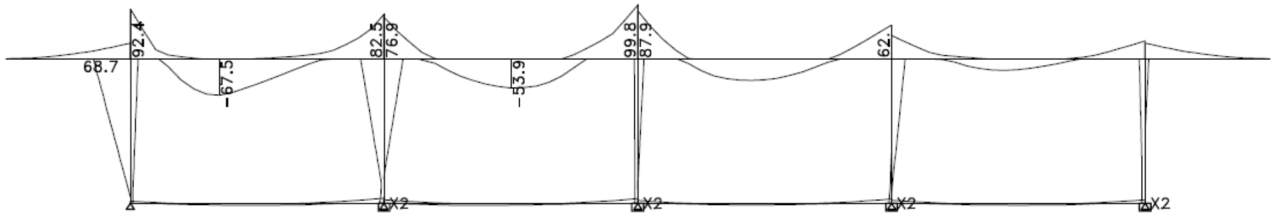
7.1.1 Kombinácie zaťažovacích stavov

LOAD CASES LIST			
no.	*no. in results*	*stage no.*	*name*
1	1		Vl.tiaz
2	2		M. zvrsok - sup
3	3		M. zvrsok - inf
4	4		LM1/UDL
5	5		LM1/TS
6	6		LM2
7	7		LM3
8	8		LM4

COMBINATIONS DEFINITION					
Comb.					
1	*MSU-Stale* 1 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35		
2	*MSU-LM1* 1 * 1.35	+ 4 * 1.35	+ 5 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35
3	*MSU-LM2* 1 * 1.35	+ 6 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35	
4	*MSU-LM3* 1 * 1.35	+ 7 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35	
5	*MSU-LM4* 1 * 1.35	+ 8 * 1.35		+M. zvrsok* 1.35	
6	*MSP-Stale* 1 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00		
7	*MSP-LM1* 1 * 1.00	+ 4 * 1.00	+ 5 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00
8	*MSP-LM2* 1 * 1.00	+ 6 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00	
9	*MSP-LM3* 1 * 1.00	+ 7 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00	
10	*MSP-LM4* 1 * 1.00	+ 8 * 1.00		+M. zvrsok* 1.00	

7.2 Vnútorné sily

Vyobrazená je obalová krivka ohybového momentu.



7.3 Posúdenie priečneho smeru - MSÚ

Uvažuje sa s prierezom so spriahajúcou doskou o min. hrúbke 150mm. Preveruje sa len jestvujúca výstuž pri spodnom povrchu t.j. 5Ø16mm/1bm.

7.3.1 Ohybová odolnosť

7.3.1.1 Spodný povrch mostovkovej dosky

Hrúbka dosky : h = 400 mm *Priemer výstuže :* $\Phi_{sl,x,d}$ = 16 mm *Stupeň vystuženia :*

Šírka dosky : b = 1000 mm *Osová vzdialenosť :* $s_{sl,x,d}$ = 200 mm μ = *0.17%*

Účinná výška prierezu : $d_{x,d}$ = 372 mm *Poloha neutrálnej osi :* $x_{x,d}$ = 15 mm

Výška tlačenej oblasti : $x_{B,x,d}$ = 12 mm *Limitná výška N.O. :* $x_{lim,x}$ = 257 mm

Moment ohyb. odolnosti : $m_{Rd,x,d}$ = *75 kNm/m* $m_{Ed,x,d}/m_{Rd,x,d} \leq 1$

Návrhový ohyb. moment : $m_{Ed,x,d}$ = *68 kNm/m* ***0.91 < 1.0 Spĺňa***

7.3.2 Návrh priečnej výstuže do spriahajúcej dosky

7.3.2.1 Horný povrch mostovkovej dosky

Hrúbka dosky : h = 400 mm *Priemer výstuže :* $\Phi_{sl,x,h}$ = 12 mm *Stupeň vystuženia :*

Šírka dosky : b = 1000 mm *Osová vzdialenosť :* $s_{sl,x,h}$ = 150 mm μ = *0.20%*

Účinná výška prierezu : $d_{x,h}$ = 354 mm *Poloha neutrálnej osi :* $x_{x,h}$ = 19 mm

Výška tlačenej oblasti : $x_{B,x,h}$ = 46 mm *Limitná výška N.O. :* $x_{lim,x}$ = 218 mm

Moment ohyb. odolnosti : $m_{Rd,x,h}$ = *113 kNm/m* $m_{Ed,x,h}/m_{Rd,x,h} \leq 1$

Návrhový ohyb. moment : $m_{Ed,x,h}$ = *100 kNm/m* ***0.87 < 1.0 Spĺňa***

7.1 Posúdenie priečneho smeru - MSP

7.1.1 Kontrola napätí

M_{Ek} = 50 kNm ***V priereze sa neočakávajú trhliny***

Maximálne tlakové napätie v priereze : $\sigma_{c,max}$ = *-1.86 MPa* < $0{,}6f_{ck}$ = *12.0 MPa*

Maximálne ťahové napätie v priereze : $\sigma_{ct,max}$ = *1.83 MPa* < f_{ctm} = *2.2 MPa*

Moment na medzi vzniku trhliny : M_{cr} = *60.0 MPa*

8 Overenie spodnej stavby

V tejto kapitole sa overia účinky, resp. množstvo priťaženia na jednotlivé prvky mostného objektu.

8.1 Overenie ložísk

Výpočtový model mosta sa zaťažil cestným zaťažením zo „smerníc pre stavby mostov z roku 1945". Týmto sa získala teoretická pôvodná reakcia, ktorá slúžila na návrh jestvujúceho ložiska.

Reakcie pôsobiace na ložisko (charakteristické hodnoty) :

- Max. reakcia od kombinácie zaťaženia z roku 1945 : $R_{zd,s}$ = 3350kN
- Max. reakcia od kombinácie podľa STN EN : $R_{zd,n}$ = 4060kN

Priťaženie ložiska vyjadrené v percentách :

$$1 - \frac{R_{zd,s}}{R_{zd,n}} = 17\%$$

Ložisko je priťažené o 17%, čo nepredstavuje veľké riziko. Z dostupnej literatúry sa predpokladá únosnosť ložiska 4500kN. Tento predpoklad je len orientačný a preto je vhodné daný úsudok preveriť.

8.2 Overenie opory

Overenie opory sa vykoná posudkom odolnosti voči drveniu betónu v roznášacej oblasti. Vstupné parametre sú geometrické údaje úložného prahu, trieda betónu C16/20 (získaná z podkladov o diagnostike mosta) a max. charakteristická reakcia získaná z výpočtového modelu.

Reakcie : F_z = 3350 kN

Výška prvku : H = 1.30 m

Rozmery úložného miesta :

b = 2.60 m b_r = 1.05 m

d = 1.00 m d_r = 0.35 m

Rozmery ložiska :

$A_{c0} = b_1 * d_1$ = 0.150 m²

b_1 = 0.50 m

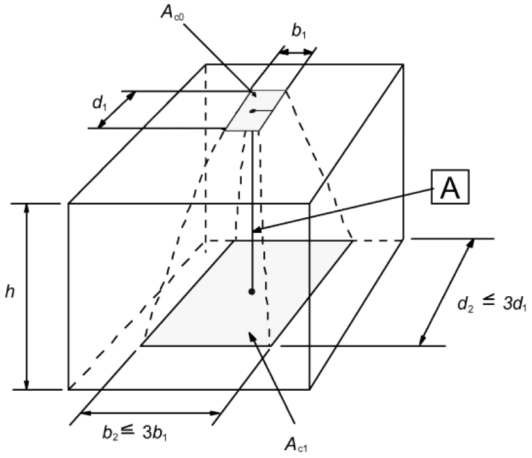
d_1 = 0.30 m

Max. plocha návrhovej roznášacej oblasti :

$A_{c1} = b_2 * d_2$ = 1.350 m²

$[b_2 \le 3b_1] \le b$ = 1.50 m

$[d_2 \le 3d_1] \le d$ = 0.90 m



$h \ge max[min(2b_1; 2b_r); min(2d_1-2d_r)]$ = 1.00 m

Podmienka spoľahlivosti : $F_{R,du} \ge F_z$

Overenie odolnosti voči drveniu v roznášacej oblasti : **4080 kN > 3350 kN**

$F_{R,du} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \le 3{,}0 * f_{cd} * A_{c0}$ = 4080 kN **Spĺňa**

Pod ložiskom nedôjde k drveniu betónu

9 Stanovenie zaťažiteľnosti po rekonštrukcii

Na stanovenie zaťažiteľnosti sa použili výpočtové modeli, ktoré sú uvedené v kap.5.1 a 7.1. Na tieto výpočtové modeli sa aplikovali nasledovné zaťažovacie stavy. Zaťažovacie stavy od dopravy sa berú s parciálnymi súčiniteľmi $\alpha_{Q,i}$, $\alpha_{q,i}$ = 1,0.

9.1 Zaťaženie

9.1.1 Stále zaťaženia „G“

Stále zaťaženia sú prebraté z kap.4.1.

9.1.2 Premenné zaťaženia „Q“

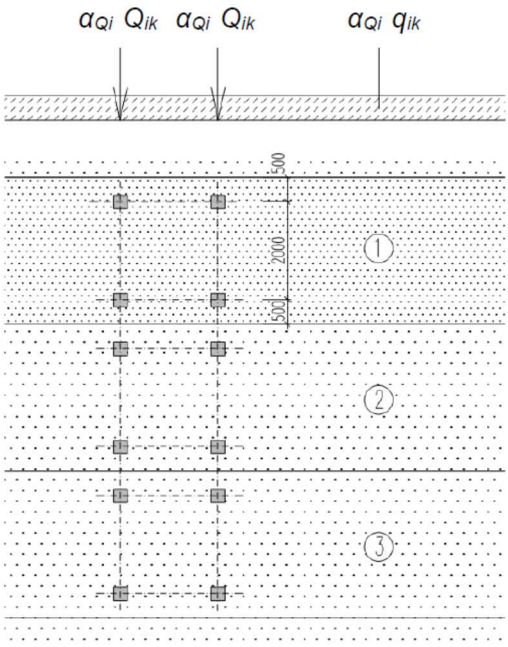
9.1.2.1 Normálne zaťaženie

Normálna zaťažiteľnosť sa stanoví ako najvyššia prístupná hmotnosť jedného vozidla pri normálnom zaťažení (bez obmedzenia počtu a polohy vozidiel).

Faktor normálnej zaťažiteľnosti „F_z“ vyjadruje schopnosť mostu prenášať základné premenné zaťaženie vyjadrené zaťažovacou schémou LM1 podľa STN EN 1991-2, ktoré sa používa pre celkové aj lokálne overenie konštrukcie.

Na základe hodnoty faktora normálnej zaťažiteľnosti sa stanovuje normálna zaťažiteľnosť.

Normálne zaťaženie sa kombinuje s ostatnými dopravnými zaťaženiami. Vodorovné sily sa uvažujú podľa STN EN 1991-2.



Obr. 7 Schéma zaťaženia LM1

Tiaž reprezentatívneho vozidla pre normálnu zaťažiteľnosť sa uvažuje $W_{n,rep}$ = 320kN

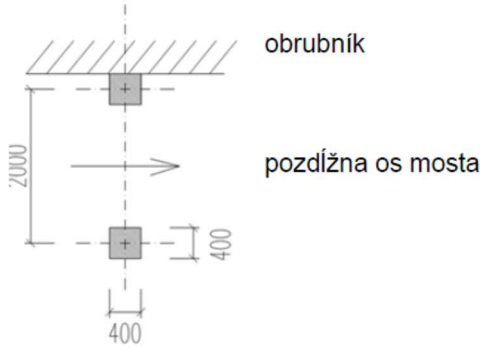
9.1.2.2 Zaťaženie na jednu nápravu

Zaťažiteľnosť na jednu nápravu sa stanovuje v odôvodnených prípadoch. Opodstatnenosť určuje zhotoviteľ projektovej dokumentácie alebo zhotoviteľ náhradnej dokumentácie, prípadne správca objektu.

Ako model jednonápravového zaťaženia sa použije schéma zaťaženia LM2 podľa čl. 4.3.3 STN EN 1991-2. Uvažuje sa kolesová plocha podľa čl. 2.15 STN EN 1991-2/NA.

V blízkosti dilatačného spoja sa odporúča uvažovať prídavný dynamický súčiniteľ podľa STN EN 1991-2 čl. 4.6.1 (6), podľa vzťahu :

$$\Delta\varphi_{fat} = 1{,}3\left(1 - \frac{D}{26}\right) > 1{,}0$$



Obr. 8 Schéma zaťaženia LM2

Tiaž reprezentatívnej nápravy sa uvažuje $W_{j,rep}$ = 400kN

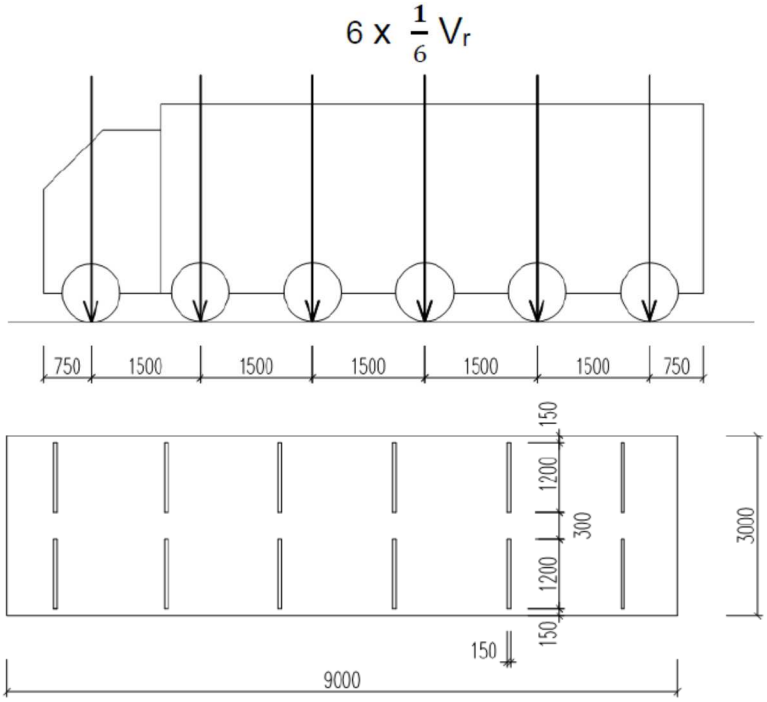
9.1.2.3 Výhradné zaťaženie

Výhradná zaťažiteľnosť sa stanoví ako najvyššia prípustná hmotnosť jediného vozidla na moste.

Model vozidla pre výhradnú zaťažiteľnosť zodpovedá triede zvláštnych vozidiel 900/150 podľa STN EN 1991-2 čl. A.2(1). Výhradné zaťaženie sa kombinuje s ostatnými dopravnými zaťaženiami.

Dynamický súčiniteľ sa uvažuje podľa STN EN 1991-2 čl. A.3 (5), podľa vzťahu :

$$\varphi = 1{,}4 - {}^{L}/_{500} = 1{,}327 > 1{,}0$$



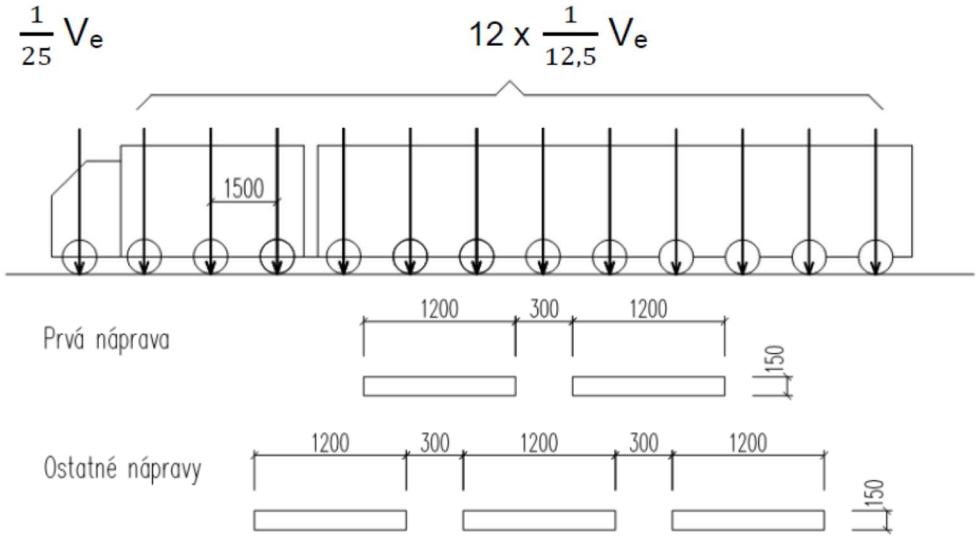
Obr. 9 Schéma vozidla pre stanovenie výhradnej zaťažiteľnosti

Tiaž reprezentatívneho vozidla pre výhradnú zaťažiteľnosť sa uvažuje $W_{r,rep}$ = 900kN

9.1.2.4 Výnimočné zaťaženie

Výnimočná zaťažiteľnosť sa stanoví ako najvyššia prípustná hmotnosť vozidla.

Model vozidla pre výnimočnú zaťažiteľnosť zodpovedá triede zvláštnych vozidiel 3000/240 podľa A.2(1) STN EN 1991-2. Pre umiestnenie vozidla na moste platí čl. 2.16 STN EN 1991-2/NA.



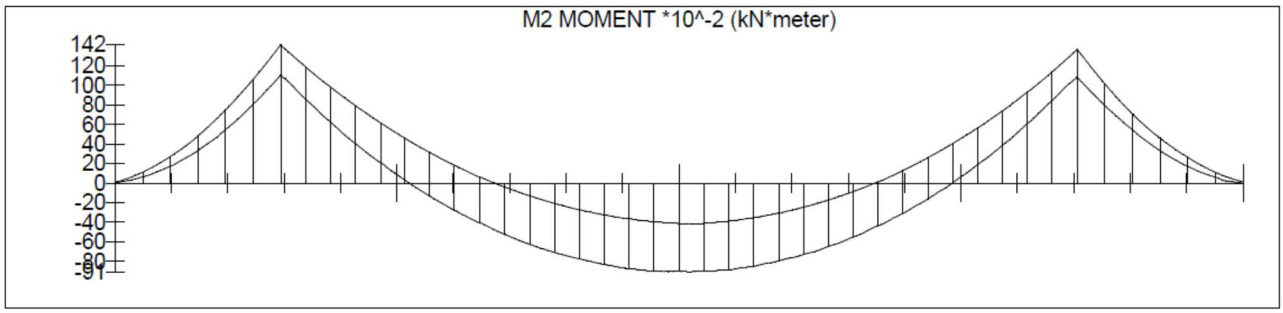
Obr. 10 Schéma vozidla pre stanovenie výnimočnej zaťažiteľnosti

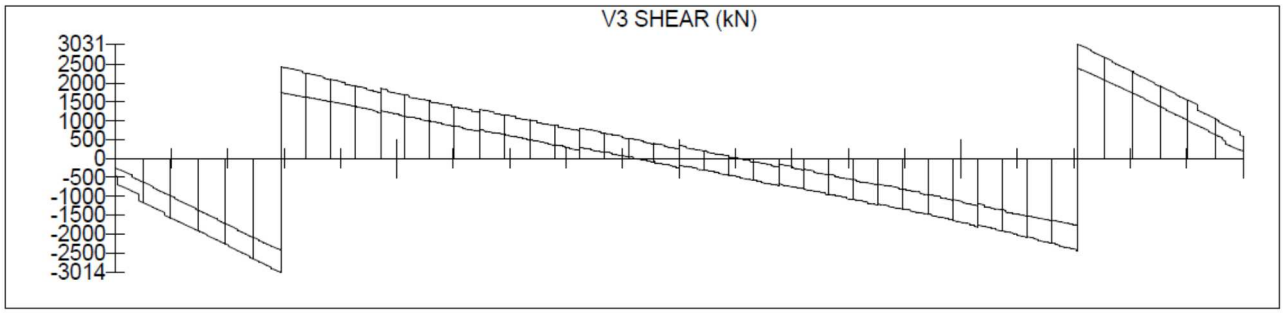
Tiaž reprezentatívneho vozidla pre výnimočnú zaťažiteľnosť sa uvažuje We,rep = 3000kN

9.2 Vnútorné sily

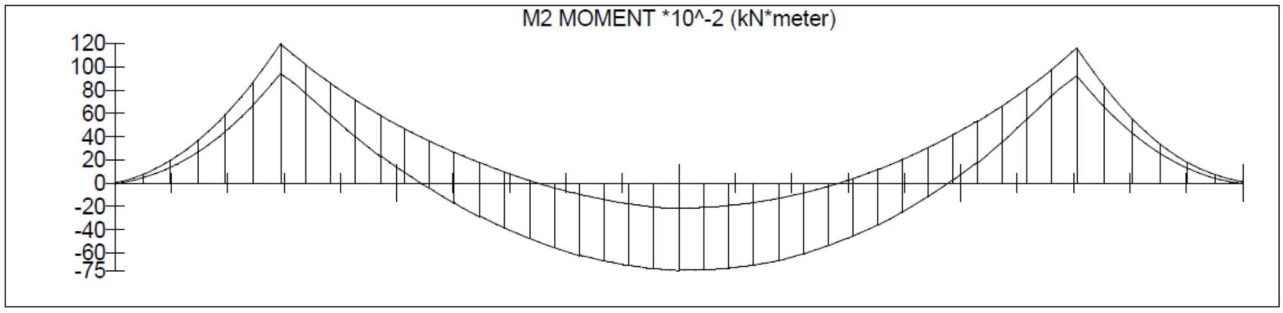
9.2.1 Pozdĺžny smer

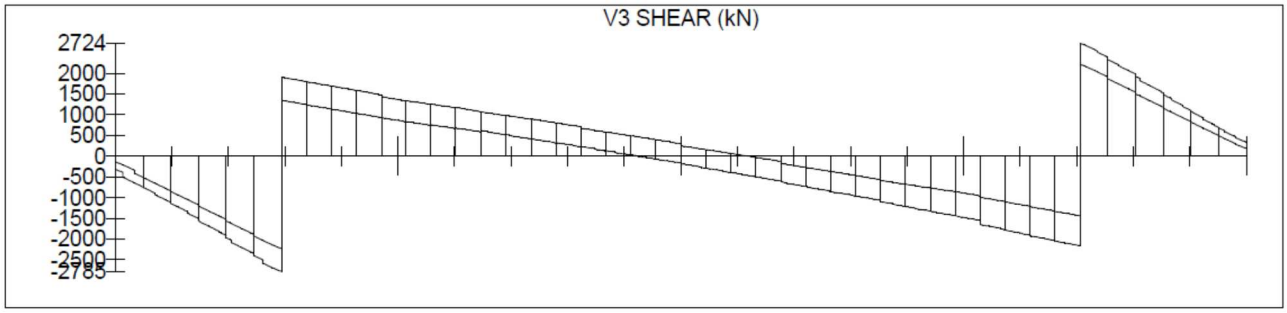
Kombinácia normálnej zaťažiteľnosti



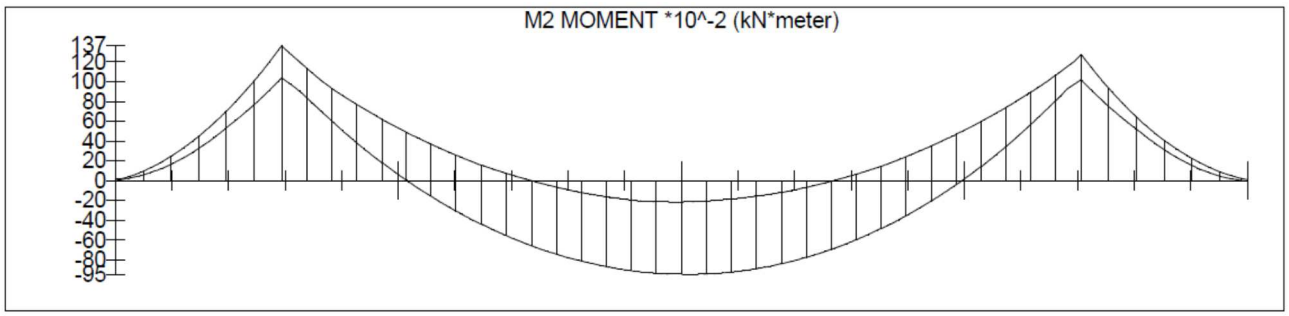


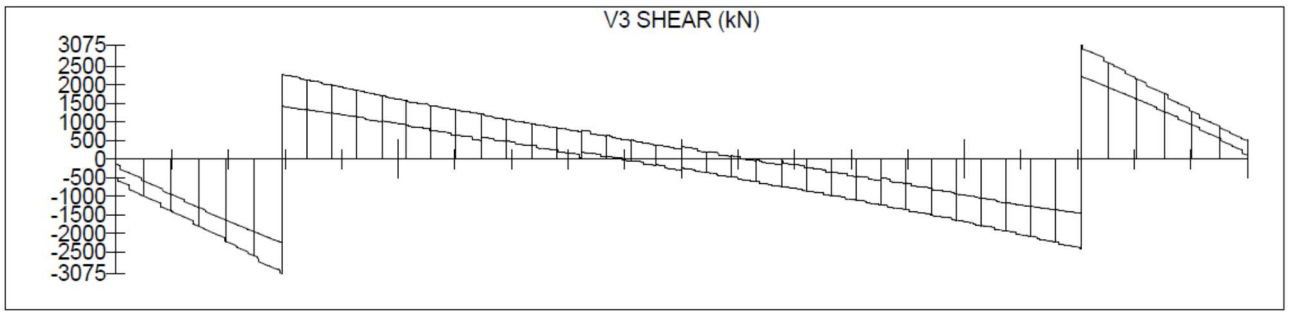
Kombinácia výhradnej zaťažiteľnosti





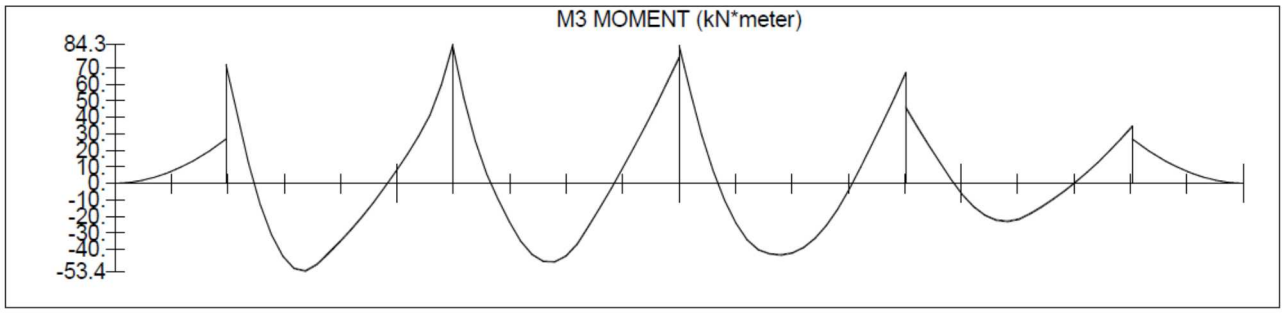
Kombinácia výnimočnej zaťažiteľnosti

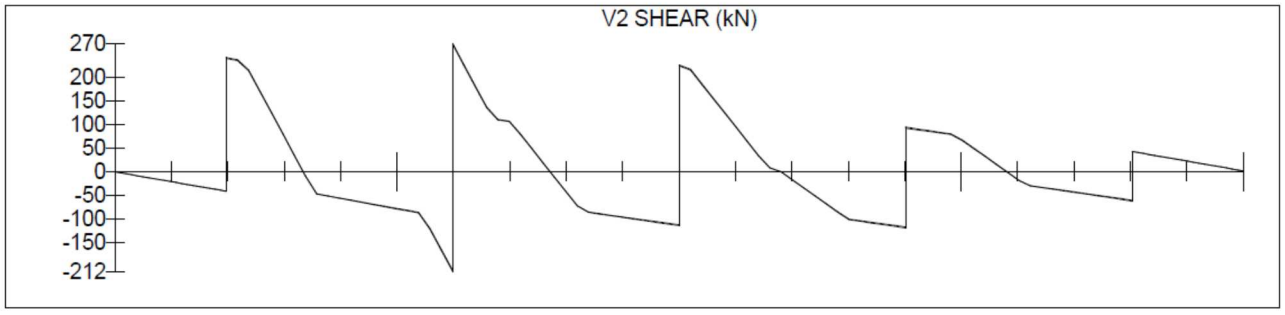




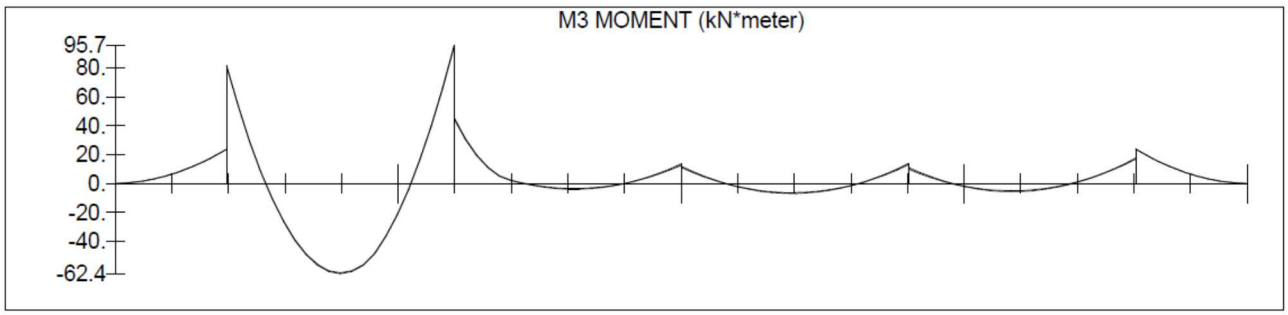
9.2.2 Priečny smer

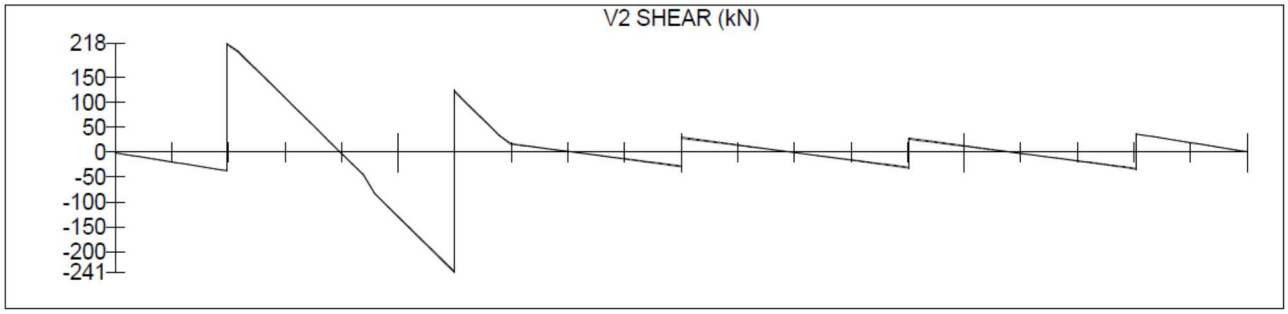
Kombinácia normálnej zaťažiteľnosti



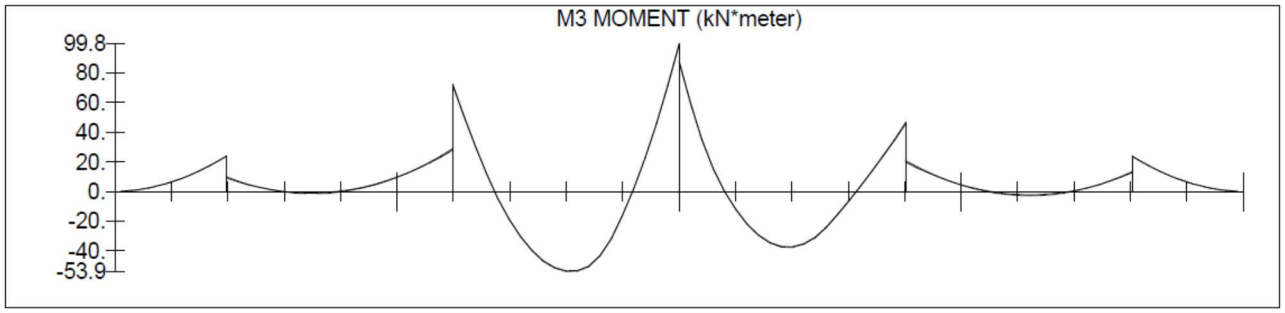


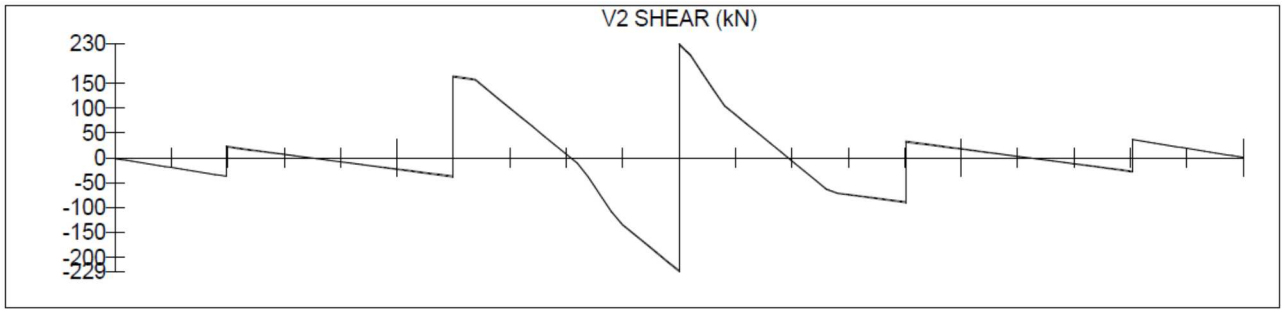
Kombinácia výhradnej zaťažiteľnosti





Kombinácia výnimočnej zaťažiteľnosti





9.3 Posúdenie zaťažiteľnosti

9.3.1 Pozdĺžny smer

Posúdenie zaťažiteľnosti : $V_{j,i} = [(M_{Rd} - M_{Ed,G+Q,i} / M_{Ed,qD,i}) * \alpha]* V_{j,Norm}$

Stavebnotechnický stav (klas. stupeň) : I

Súčiniteľ stavebného stavu mosta : $\alpha =$ 1.0

Redukčný súčiniteľ normálnej zaťaž. : $v =$ 1.00

Návrhové ohybové momenty v poli :

	$M_{Ed,i}$ [kNm]	$M_{Ed,G+Q,i}$ [kNm]	$M_{Ed,qD,i}$ [kNm]	$V_{j,Norm}$ [t]
Normálna zaťaž.	9177	3650	5527	32
Výhradná zaťaž.	7529	3650	3879	90
Výnimočná zaťaž.	9490	3681	5809	300

Faktor normálnej zaťažiteľnosti : $F_z =$ *1.16*

Normálna zaťažiteľnosť : $V_n =$ *37.0 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

Výhradná zaťažiteľnosť : $V_r =$ *130.0 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

Výnimočná zaťažiteľnosť : $V_e =$ *328.8 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

Návrhové ohybové momenty nad podperou :

	$M_{Ed,i}$ [kNm]	$M_{Ed,G+Q,i}$ [kNm]	$M_{Ed,qD,i}$ [kNm]	$V_{j,Norm}$ [t]
Normálna zaťaženosť.	14221	10566	3655	32
Výhradná zaťaženosť.	13022	10566	2456	90
Výnimočná zaťaženosť.	13672	10563	3109	300

Faktor normálnej zaťažiteľnosti : $F_z =$ *0.98*

Normálna zaťažiteľnosť : $V_n =$ *31.3 t* **Je nutné obmedzenie**

Výhradná zaťažiteľnosť : $V_r =$ *130.0 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

Výnimočná zaťažiteľnosť : $V_e =$ *345.2 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

Návrhové šmykové sily :

	$V_{Ed,i}$ [kNm]	$V_{Ed,G+Q,i}$ [kNm]	$V_{Ed,qD,i}$ [kNm]	$V_{j,Norm}$ [t]
Normálna zaťaženosť.	2400	1550	850	32
Výhradná zaťaženosť.	2250	1550	700	90
Výnimočná zaťaženosť.	2450	1550	900	300

Faktor normálnej zaťažiteľnosti : $F_z =$ *1.08*

Normálna zaťažiteľnosť : $V_n =$ *34.4 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

Výhradná zaťažiteľnosť : $V_r =$ *117.6 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

Výnimočná zaťažiteľnosť : $V_e =$ *304.8 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

9.3.2 Priečny smer

V tejto kapitole sa posúdi len ohybová odolnosť dosky pri spodnom povrchu v komore nakoľko diagnostikou bolo možné identifikovať výstuž len pri tomto povrchu a mieste.

Návrhové ohybové momenty :

	$M_{Ed,i}$ [kNm]	$M_{Ed,G+Q,i}$ [kNm]	$M_{Ed,qD,i}$ [kNm]	$V_{j,Norm}$ [t]
Normálna zaťaženosť.	53.4	5.6	47.8	32
Výhradná zaťaženosť.	62.4	5.6	56.8	90
Výnimočná zaťaženosť.	53.9	6.7	47.2	300

Posúdenie zaťažiteľnosti : $V_{j,i} = [(M_{Rd} - M_{Ed,G+Q,i} / M_{Ed,qD,i}) * \alpha\ ] * V_{j,Norm}$

Stavebnotechnický stav (klas. stupeň) : I

Súčiniteľ stavebného stavu mosta : $\alpha =$ *1.0*

Redukčný súčiniteľ normálnej zaťaženosť. : $v =$ *0.80*

Faktor normálnej zaťažiteľnosti : $F_z =$ *1.15*

Normálna zaťažiteľnosť : $V_n =$ *36.8 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

Výhradná zaťažiteľnosť : $V_r =$ *109.3 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

Výnimočná zaťažiteľnosť : $V_e =$ *420.0 t* **Nie je za potreby obmedzenie**

9.4 Stanovená zaťažiteľnosť

Rozhodujúcim posúdením pre normálnu zaťažiteľnosť bola ohybová odolnosť nad podperou v pozdĺžnom smere mosta. Pri výhradnej zaťažiteľnosti rozhodovalo posúdenie ohybovej odolnosti dosky v priečnom smere a o výnimočnej zaťažiteľnosti rozhodovala šmyková odolnosť v pozdĺžnom smere.

Zaťažiteľnosť na predmetnom mostnom objekte sa stanovuje nasledovne :

- *Faktor normálnej zaťažiteľnosti „F_z“ 0,98*
- *Normálna zaťažiteľnosť „V_n“ 31t*
- *Výhradná zaťažiteľnosť „V_r“ 109t*
- *Výnimočná zaťažiteľnosť „V_r“ 304t*

Na moste nie je nutné žiadne obmedzenie cestnej premávky. Skutočná zaťažiteľnosť sa môže líšiť ak by existovali informácie o vystužení mostovkovej dosky v iných častiach mosta ako len v komorovej časti.

10 Záver statického výpočtu

Statickým výpočtom boli overené vybraté časti konštrukcie predmetného mostného objektu.

Zaťažiteľnosť na predmetnom mostnom objekte sa stanovuje nasledovne :

- *Faktor normálnej zaťažiteľnosti „F_z“ 0,98*
- *Normálna zaťažiteľnosť „V_n“ 31t*
- *Výhradná zaťažiteľnosť „V_r“ 109t*
- *Výnimočná zaťažiteľnosť „V_r“ 304t*

Všetky prvky konštrukcie boli navrhnuté a posúdené podľa platných STN a STN EN. Navrhnutá konštrukcia je stabilná a vyhovuje pre najnepriaznivejšiu kombináciu vnútorných síl.

Statickým posudkom bolo preukázané splnenie základnej požiadavky na stavby – mechanickej odolnosti a stability stavby v zmysle § 43d ods. 1. písm. a) Zákona č.50/1976 Zb. v znení neskorších predpisov (Stavebný zákon) a sú splnené podmienky spoľahlivosti (t.j. bezpečnosti, používateľnosti a trvanlivosti) stavby.

V Prešove, marec 2019 Vypracoval: Ing. Radoslav Fotta