

**PŘÍLOHA 10**

**OVĚŘENÍ PROVEDENÍ A STAVU BETONÁŘSKÉ  
VÝZTUŽE**

**PONTEX 2023**

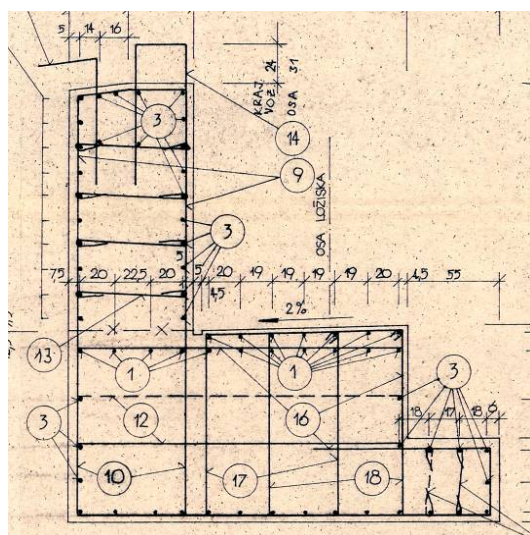
V rámci diagnostického průzkumu byly provedeny sondy k betonářské výztuži spodní stavby pro ověření jejího stavu. Celkem bylo provedeno 16 sond pro ověření stavu výztuže. Stav výztuže byl zjišťován lokálními drobnými destruktivními sondami, a nebo v místě vývrtů. U výztuže bylo provedeno základní porovnání s údaji v dostupných částech projektové dokumentace. Výztuž byla zkoumána jak v místech bez poruch, tak v místech s vizuálními poruchami.

Poloha výztuže byla před provedením sondy ověřena pomocí Ferroskaneru Hilti v ploše 0,6 x 0,6 m. Tyto sondy reprezentují stav výztuže na naprosté většině mostní konstrukce. Po průzkumu byly sondy odborně zasanovány s výjimkou míst, kde dochází k plošné hloubkové degradaci betonu.

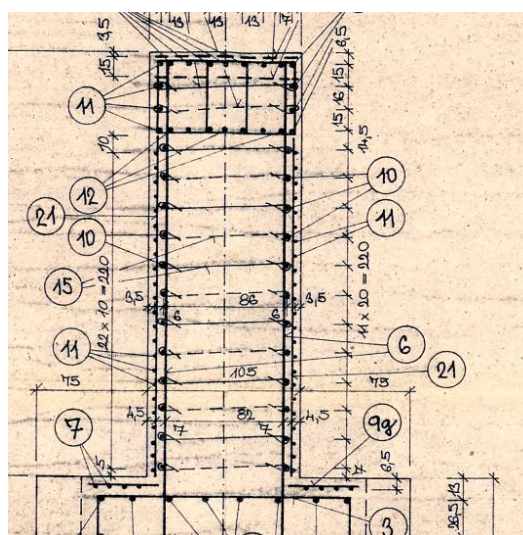
### Provedení výztuže:

Výztuže opěr jsou provedeny běžně používaným způsobem z třmínků  $\emptyset$  V12 a příčných prutů  $\emptyset$  V25 mm a  $\emptyset$  V12 mm.

Výztuž pilířů je provedena atypicky. Dříky pilířů mají svislou výztuž z  $\emptyset$  V25 a příčnou výztuž z profilů  $\emptyset$  V12. Před touto výztuží (blíže k povrchu) je doplňková výztuž se svislými pruty  $\emptyset$  V10 a vodorovnými  $\emptyset$  V10. V místě úložného prahu v horní části pilířů (na výšce cca 0,5 m) již tato přídatná výztuž není.



*schéma výztuže opěry*









*schéma výztuže dříků pilířů*




### Ověření provedení výztuže:




Ověření provedení výztuže proběhlo porovnáním zjištění v jednotlivých sondách se stavem v původní projektové dokumentaci. Obecně lze konstatovat **velmi dobrou shodu skutečným provedením výztuže a původní dokumentací.**

Popisy jednotlivých zkušebních míst jsou na následujících stranách.

	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV1</b></p> <hr/> <p>Popis zkoušené části konstrukce:</p> <p><b>Op4, závěrná zídka na levé straně cca 1,7 od levé hrany, v místě zatékání z mostního závěru</b></p> <hr/> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- svislá výztuž žebříková</li> <li>- Ø 16 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 70 mm</li> <li>- výztuž bez koroze</li> </ul>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV2</b></p> <hr/> <p>Popis zkoušené části konstrukce:</p> <p><b>Op4, horní líc úložného prahu v místě hloubkové degradace na levé straně 0,2 m od levé hrany a 0,25 m od přední hrany – třmínek</b></p> <hr/> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- třmínek - výztuž žebříková</li> <li>- oslab. Ø 7,9 mm (původně 12 mm)</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 27 mm</li> <li>- oslabení koroze cca 30%</li> </ul>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV3</b></p> <hr/> <p>Popis zkoušené části konstrukce:</p> <p><b>Op4, horní líc úložného prahu v místě hloubkové degradace na levé straně 2,05 m od levé hrany a 0,35 m od přední hrany – třmínek</b></p> <hr/> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- třmínek - výztuž žebříková</li> <li>- Ø 12 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 30 mm</li> <li>- koroze s oslabením do 10%</li> </ul>

	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV4</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce: <b>Op4, závěrná zídka na levé hraně v místě separace betonu</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- svislá výztuž žebříková</li> <li>- oslab. <math>\varnothing</math> 19 mm (původně 20 mm)</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 50 mm</li> <li>- oslabení koroze cca 15%</li> </ul>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV5</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce: <b>Op4, horní povrch odskočené plochy pod úložným prahem v levé části 2,85 m od levé hrany v místě separ. krycí vrstvy 40 mm</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- 2x svis. výzt. žebír. <math>\varnothing</math> 12 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 50 mm, resp. 70 mm</li> <li>- horní profil oslabení koroze cca 30%, spodní profil 10%</li> </ul>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV6a</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce: <b>Pi 3 plocha do pole 3 v místě plošné separace krycí vrstvy tl. 35 mm, 2,2 m od pravé strany</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- výztuž žebříková svislá</li> <li>- <math>\varnothing</math> 12 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 50 mm</li> <li>- koroze s oslabením do 15%</li> </ul>

	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV6b</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce:  <b>Pi 3 plocha do pole 3 v místě plošné separace krycí vrstvy tl. 35 mm, 2,2 m od pravé strany</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- výztuž žebříková vodorovná</li> <li>- Ø 10 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 35 mm</li> <li>- koroze s oslabením do 20%</li> </ul>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV7a</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce:  <b>Pi 3 plocha do pole 3 v cca 1/2 šíře (vývrt CHRL 2)</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- svislá výzt. žebír. Ø 12 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 70 mm</li> <li>- povrchová koroze z výstavby, bez oslabení</li> </ul>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV7b</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce:  <b>Pi 3 plocha do pole 3 v cca 1/2 šíře (vývrt CHRL 2)</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- vodor. výzt. žebír. Ø 10 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 60 mm</li> <li>- povrchová koroze z výstavby, bez oslabení</li> </ul>

	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV8</b></p>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV9</b></p>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV10</b></p>

Popis zkoušené části konstrukce:  
**Pi 3 plocha do pole 3 cca 1 m od pravé hrany v místě plošné separace betonu v tl. 60 mm**



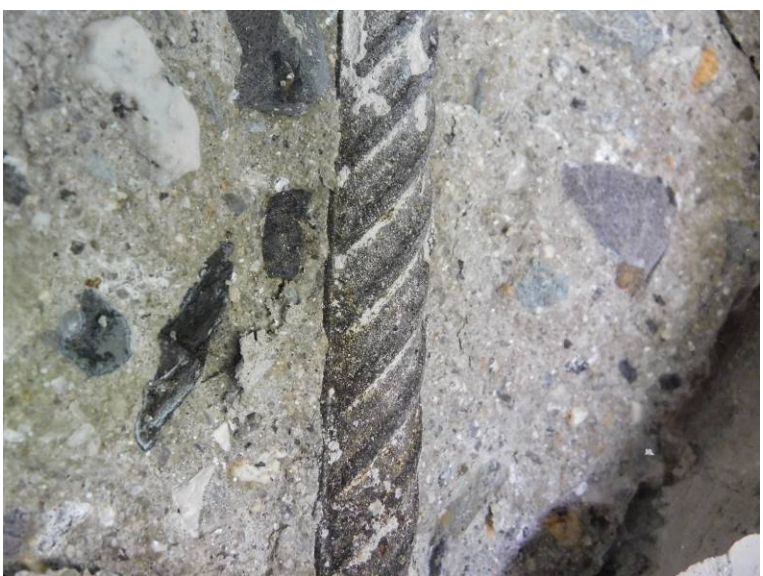
Zjištěný stav:  
 - výztuž žebříková vodorovná  
 -  $\varnothing$  10 mm  
 - tloušťka krycí vrstvy 60 mm  
 - koroze s oslabením do 20%

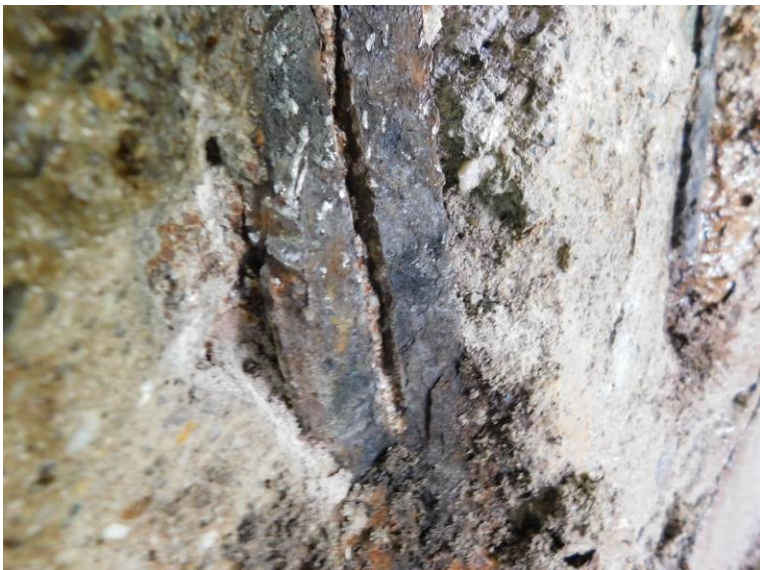


Popis zkoušené části konstrukce:  
**Pi 2 plocha do pole 2 cca 1,5 m od pravé strany**

Zjištěný stav:  
 - výztuž žebříková vodorovná  
 -  $\varnothing$  10 mm  
 - tloušťka krycí vrstvy 35 mm  
 - koroze s oslabením do 20%



Popis zkoušené části konstrukce:  
**Pi 2 plocha do pole 1 cca 2,8 m od pravé strany v místě V7**

Zjištěný stav:  
 - výztuž žebříková svislá  
 -  $\varnothing$  12 mm  
 - tloušťka krycí vrstvy 45 mm  
 - povrchová koroze z výstavby, bez oslabení

	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV11a</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce: <b>Pi 2 plocha do pole 1 v místě plošné separace krycí vrstvy v cca 1/2 šíře</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- výztuž žebříková vodorovná</li> <li>- Ø 10 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 35 mm</li> <li>- koroze s oslabením do 20%</li> </ul>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV11b</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce: <b>Pi 2 plocha do pole 1 v místě plošné separace krycí vrstvy v cca 1/2 šíře</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- výztuž žebříková svislá</li> <li>- Ø 12 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 45 mm</li> <li>- koroze s oslabením do 15%</li> </ul>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV12</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce: <b>Op1, závěrná zídka na pravé straně cca 1,5 m od pravé hrany (vývrt CHRL 4)</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- výztuž žebříková svislá</li> <li>- Ø 16 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 110 mm</li> <li>- povrchová koroze z výstavby, bez oslabení</li> </ul>

	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV13</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce:  <b>Op 1, závěrná zídka na levé straně v místě silného zatékání a seprace krycí vrstvy, 2,2 m od levé strany</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- výztuž žebříková svislá</li> <li>- <math>\varnothing</math> 20 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 25 mm</li> <li>- koroze s oslabením 30-40%</li> </ul>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV14a</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce:  <b>Op1, čelní plocha úložného prahu cca 0,8 m od pravé strany v místě plošné seprace krycí vrstvy</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- výztuž žebříková vodorovná</li> <li>- <math>\varnothing</math> 20 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 50 mm</li> <li>- koroze s oslabením do 25%</li> </ul>
	<p>Zk. místo:</p> <p style="text-align: center;"><b>OV14b</b></p> <p>Popis zkoušené části konstrukce:  <b>Op1, čelní plocha úložného prahu cca 0,8 m od pravé strany v místě plošné seprace krycí vrstvy</b></p> <p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- výztuž žebříková svislá</li> <li>- <math>\varnothing</math> 12 mm</li> <li>- tloušťka krycí vrstvy 25 mm</li> <li>- koroze s oslabením cca 45%</li> </ul>



	Zk. místo: <b>OV15</b>
	Popis zkoušené části konstrukce: <b>Op1, čelní plocha úložného prahu cca v ose mostu v místě plošné separace krycí vrstvy</b>
	Zjištěný stav: - výztuž žebříková svislá - 2x $\varnothing$ 12 mm - tloušťka krycí vrstvy 10 mm - koroze s oslabením 25%
	Zk. místo: <b>OV16</b>
	Popis zkoušené části konstrukce: <b>Op1, čelní plocha odskoku pod úložným prahem cca 3,6 m od pravé hrany v místě separ. krycí vrstvy</b>
	Zjištěný stav: - výztuž žebříková svislá - $\varnothing$ 12 mm - tloušťka krycí vrstvy 20 mm - koroze s oslabením 60%

**VYHODNOCENÍ OVĚŘENÍ STAVU VÝZTUŽE:**

V místech bez podstatnějších poruch betonu byl zjištěn dobrý stav výztuže zpravidla zcela bez koroze či s lehkým povrchovým povlakem koroze z výstavby. Výztuž je v těchto případech zcela bez oslabení. V místech, kde je díky poruchám betonáže výztuž obnažená, tj. v místech hloubkových šterkových hnízd, dochází k povrchové korozi výztuže zpravidla s oslabením do 5 %.

V lokálních oblastech, kde došlo k separaci krycí vrstvy a následné korozi obnažené výztuže, jsou pruty výztuže výrazně oslabené – zejména v místech s dlouhodobým zatékáním. Oslabení dosahuje zpravidla hodnot 20-50 %. Některé ojedinělé lokální pruty vykazují oslabení i vyšší.



**PŘÍLOHA 11**

**SONDY DO VYLEHČOVACÍCH DUTIN NOSNÉ  
KONSTRUKCE**

**PONTEX 2023**

## SCHÉMA USPOŘÁDÁNÍ DUTIN

(převzato z původní dokumentace)

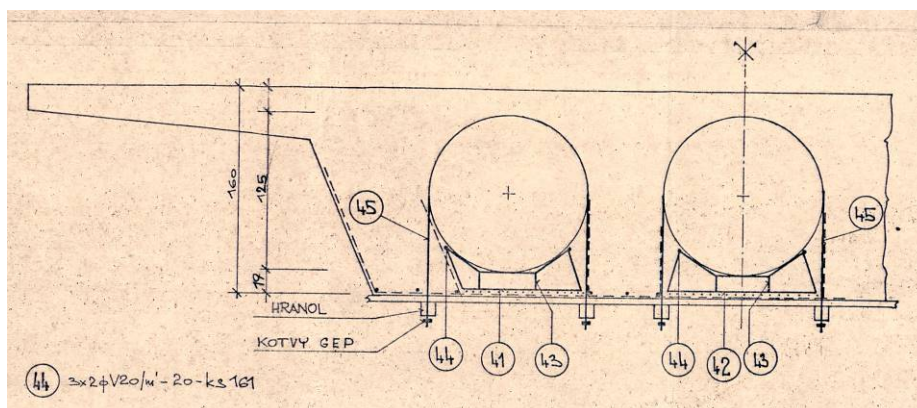


Schéma dutin v příčném řezu

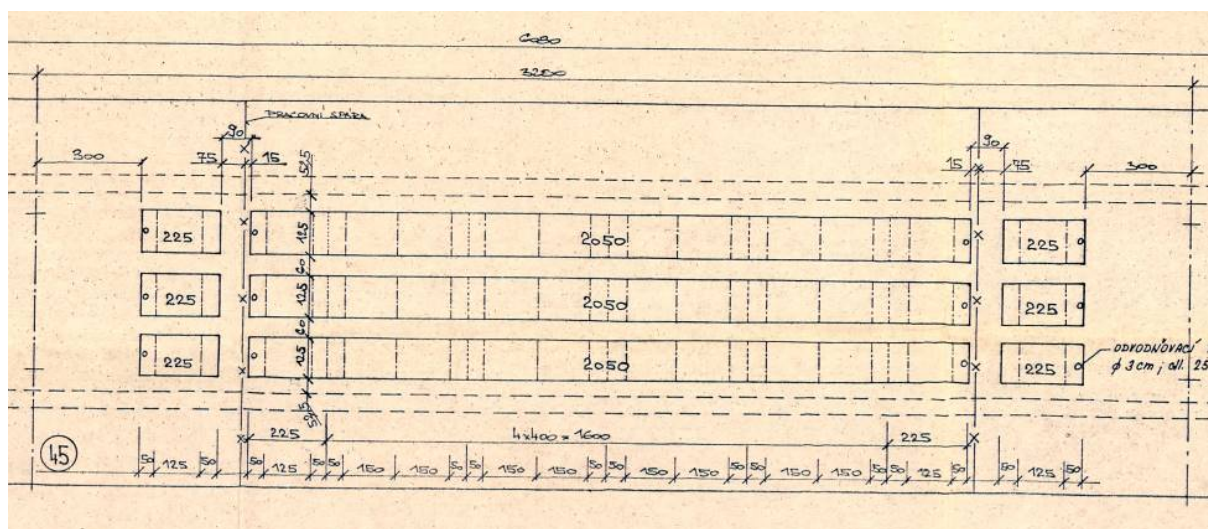


Schéma dutin v půdorysu 2. pole

## PROVEDENÍ SOND

Sondy do dutin byly provedeny ve střední části 2. pole, kde je efekt vylehčení nejpodstatnější.

Vlastní prohlídka byla provedena přístrojem Videoskop Iplex G Lite s objektivem se speciální čočkou a s externím přisvícením pro možnost kontroly dutiny do větší vzdálenosti od sondy. Při kontrole byl pořizován videozáznam a v případě zjištění zajímavých detailů byly přístrojem pořizovány fotografie s vyšším rozlišením. Pro provedení průzkumu byly sondy umožňující vstup do dutin zasanovány.



Videoskop Iplex G Lite

**Výsledky průzkumu a fotodokumentace**

V sondách do všech 3 dutin byl stav obdobný. V dutinách je původní výdřeva tvořená hvězdicovými kříži a podélnými podkladními průběžnými fošami. Výdřeva splnila při betonáži svoji funkci a v rozsahu kontrolovaných úseků nebylo nikde zjištěno prolomení stěny roury tlakem betonu. V současné době již nejsou výdřevy funkční a dochází k jejich postupnému rozkladu.

Vnitřní povrch rour koroduje, na spodním povrchu jsou napadané nečistoty. Žádné průsaky či zatékání do dutin nebylo v kontrolovaných úsecích zjištěno.

V projektové dokumentaci bylo navrženo odvodnění dutin vždy na koncích rour, a sice otvorem o průměru 3 cm s vloženou trubičkou. Na konstrukci však tyto odvodňovací otvory **nejdou patrné a pravděpodobně nebyly provedeny.**

**FOTODOKUMENTACE**

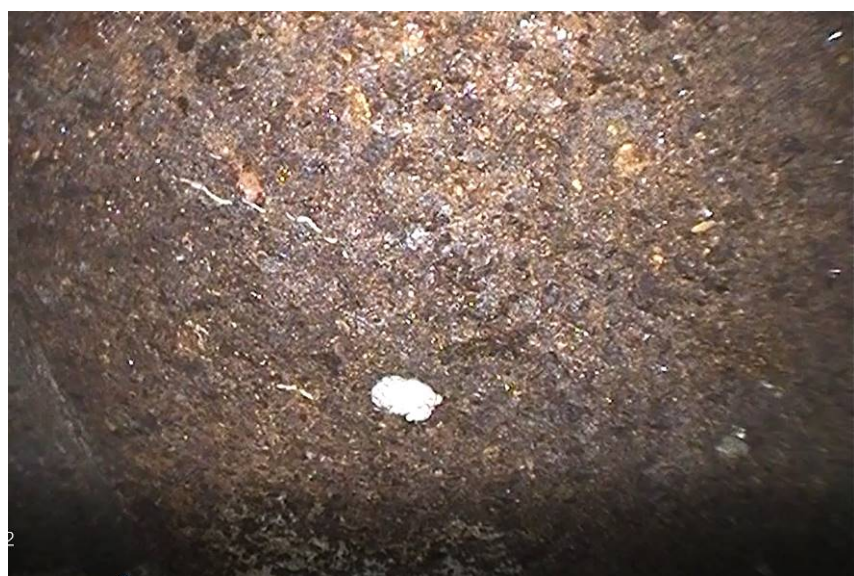
Výdřeva v odlehčovací dutině



Výdřeva v odlehčovací dutině



Pohled na vnitřní povrch odlehčovacích SPIRO rour a na provedení výdřevy



Detail vnitřního povrchu SPIRO rour



Nečistoty napadané ve spodní části SPIRO rour

**PŘÍLOHA 12**

**OVĚŘENÍ STAVU LOŽISEK S MĚŘENÍM PARAMETRŮ**

**PONTEX 2023**

### **3.1.1. ORIENTACE, TECHNICKÝ POPIS**

Číslování ložisek je provedeno ve směru staničení konstrukce, tj. ve směru od Letkova (Op1) do Plzně (Op4). V textu je používáno symbolů L = levý či P = pravý. Jedná se o určení levé a pravé strany při pohledu pozorovatele ve směru staničení.

Jednotlivá ložiska jsou označena kombinací označení podpěry např. Pi 2 doplněnou o symbol L či značící levé či pravé ložisko. Výsledné označení je např. Pi2L, kde se jedná o levé ložisko (při pohledu ve směru staničení) na podpěře Pi 2.

### **3.1.2. POPIS PROVEDENÍ PASPORTIZACE**

Pasportizace byla provedena dle ČSN EN 1337-10, čl. 6. V rámci pasportizace bylo s ohledem na požadavky těchto předpisů hodnoceno:

- Vizuální prohlídka ložisek v rámci možností zpřístupnění.
- Změření nastavení ložisek při konkrétních teplotách konstrukce a vzduchu, změřena výstřednost hrnce vůči kluzné desce (změřen přesah kluzné desky vůči hrnci před a za ložiskem).
- Změření tloušťky kluzné spáry
- Změření tloušťky náklonné spáry
- Analýza pohybové kapacity ložisek při extrémních teplotách
- Zhodnocení stavu ložisek

Při analýze rozsahu ložisek bylo uvažováno:

- Mezní teploty dle ČSN 73 6203 (platná v době návrhu a realizace konstrukce) a ČSN EN 1991-1-5 dnes platná norma. Uvažované limitní teploty jsou  $t_{\max} = +35 \text{ °C}$ ,  $t_{\min} = -20 \text{ °C}$  dle ČSN 73 6203 a  $t_{\max} = +41,5 \text{ °C}$ ,  $t_{\min} = -24 \text{ °C}$  dle ČSN EN 1991-1-5.
- Dilatační délka nosné konstrukce byla převzata z původní dokumentace, délky polí jsou 13,2 + 32,8 + 13,2 m.
- S ohledem na stáří konstrukce je již minimalizován vliv reologických změn konstrukce (dotvarování a smršťování betonu) na její délkové změny. Významnější dilatační pohyb konstrukce se proto děje pouze vlivem změn teploty. Při hodnocení rezerv pohybové kapacity ložisek proto již není nezbytné uvažovat u vypočtených deformací s bezpečnostním koeficientem = 1,3 podle čl. 6 ČSN 73 6203, zm. b) z 11/1989. V protokolech proto není tento posudek uveden.
- Teplota konstrukce uvažovaná při vyhodnocení byla měřena na neosluněném povrchu nosné konstrukce příložitým teploměrem.
- Podle vizuálního ověření směřují všechna kluzná ložiska rovnoběžně s podélnou osou mostu.
- Pro hodnocení tloušťky náklonné spáry nejsou platnou legislativou stanovené limity pro ložiska na konstrukcích realizovaných v minulosti (jsou specifikovány jen požadavky pro dobu při jejich osazení). Vyhodnocení hodnot není provedeno, v závěru průzkumu je na ložiska s poruchami (např. s výrazně nerovnoměrným dotlačením náklonné spáry) upozorněno.
- Obdobná situace je i pro hodnocení tloušťky kluzné spáry, nicméně s přihlédnutím k ON 023570 /1976 lze uvažovat mezní hodnotu pro ložiska na opěře hodnotu 2 mm a pro ložiska na pilířích hodnotu 2,5 mm.

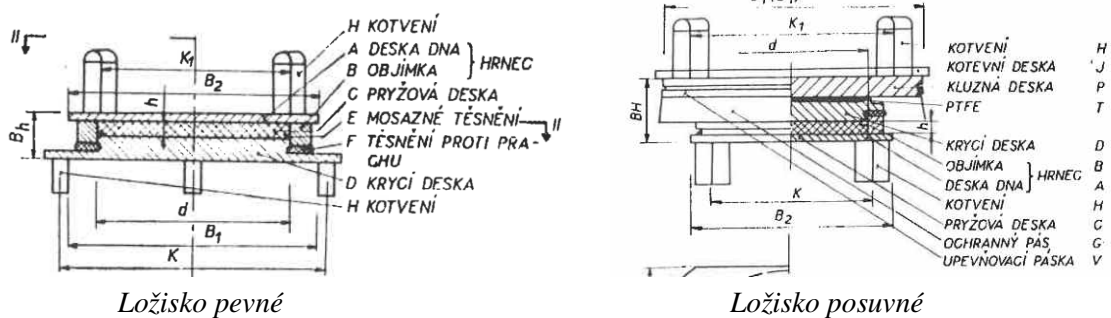


### 3.1.3. POPIS LOŽISEK

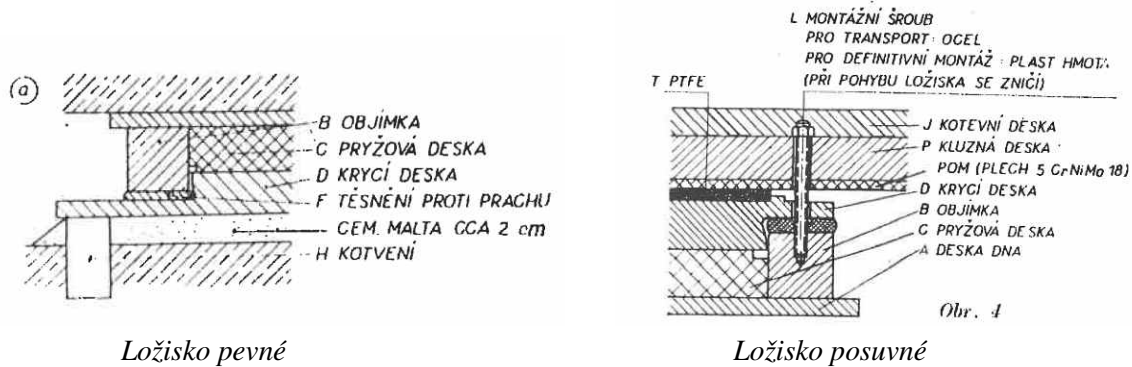
Na každém mostě je osazeno celkem  $2 \times 4 = 8$  ks ložisek. Jedná se o hrncová ložiska výrobce Rudné Baně n.p. Banská Bystrica.

Na opěrách jsou ložiska s povoleným zatížením 1,25 MN a na pilířích 7,5 MN. Na Op 1 je levé ložisko pevné (typ N) a pravé ložisko příčně posuvné (NGe), na pilířích a Op 4 je vždy levé ložisko podélně posuvné (NGe) a pravé ložisko všesměrně posuvné (NGa). Všechna ložiska jsou uložena vodorovně.

Schéma konstrukce ložisek:



Detail:



### 3.1.4. MĚŘENÍ A VÝPOČET POHYBOVÉHO ROZSAHU LOŽISKA

Aktuální výstřednost byla vypočítána ze vzdáleností naměřených mezi okrajem kluzné desky a hrncem ložiska (tzv. objímka). Z aktuální výstřednosti byla stanovena zbytková kapacita rozsahu ložiska, s níž byly porovnány maximální dilatační pohyby od možné změny teploty. Kluzná spára s teflonem byla měřena pomocí plochých měrek.

Záznamy z měření jsou uvedeny v listech protokolů jednotlivých ložisek, souhrnné vyhodnocení je v tabulce na konci této přílohy.

**3.1.5. PROTOKOLY Z KONTROLY LOŽISEK A FOTODOKUMENTACE**

Mostní objekt:		18019-2 most přes Úslavu, Plzeň Božkov
Osoba provádějící prohlídku:		Ing. Komanec Petr
Rok výstavby:		1987
Datum prohlídky:		08/2022
Teplota konstrukce		21,2 °C
01	Umístění ložiska / výrobní číslo :	<b>Op 1, levé ložisko</b>
02	Typ ložiska:	N125 (pevné)
	Výrobce:	Rudné Baně, n.p. Banská Bystrica
03-05	Neobsazeno	
06	Poloha indikátoru:	není
07	Podélný posun ložiska $v_x$ : <i>přesah kluzné desky k Op1/OP4</i>	-
	Příčný posun ložiska $v_y$ :	-
08	Přesah PTFE – h – podélný směr: - strana strana k OP1/OP4	-
	Přesah PTFE – h – příčný směr: - strana vlevo/vpravo	-
	Mezera pro pootočení pod. směr - $s_1$ : - strana k OP1/OP4	<12 mm <sup>*)</sup> / 13 mm
	Mezera pro pootočení příč. směr - $s_1$ : - strana vlevo/vpravo	5 / 10 mm
09	Kluzná ložiska - stav: - stav plechu z nekorodující oceli:	
10-11	Neobsazeno	
12	Hrncová ložiska – stav	
	- štítek	Poškozený
	- těsnění náklonné spáry	Funkční
13	Neobsazeno	
14	Ochrana proti korozi	Obnovený nátěr, odlupuje se, koroze
15	Stav kotvení	rozpad spodního podbetonování, stav kotve nezjištěn, pravděpodobně bez posunu ložiska
16	Stav ocelových částí	místy koroze
17	Stav přilehlých částí konstrukce:	bez vizuálních poruch
18	Poznámky (hluk, znečištění, apod.):	prach, pavučiny
19-20	Výsledky prohlídky ložiska, opatření k nápravě	viz shrnutí v závěru kapitoly

\*) nelze změřit






OP1-L  
Pohled na ložisko čelní



OP1-L  
Pohled na ložisko boční



OP1-L  
Rozpad podbetonování

	<p>OP1-L Poškozený štítek, koroze ocelových částí</p>
	<p>OP1-L Detail kotvení ložiska</p>
	<p>OP1-L Detail kotvení ložiska</p>

Mostní objekt:		18019-2 most přes Úslavu, Plzeň Božkov
Osoba provádějící prohlídku:		Ing. Komanec Petr
Rok výstavby:		1987
Datum prohlídky:		08/2022
Teplota konstrukce		21,2 °C
01	Umístění ložiska / výrobní číslo :	<b>Op 1, pravé ložisko</b>
02	Typ ložiska:	Nge125 (příčně posuvné)
	Výrobce:	Rudné Baně, n.p. Banská Bystrica
03-05	Neobsazeno	
06	Poloha indikátoru:	chybí
07	Podélný posun ložiska $v_x$ : <i>přesah kluzné desky k Op1/OP4</i>	-
	Příčný posun ložiska $v_y$ : <i>přesah kluzné desky k vlevo/vpravo</i>	44 / 38 mm
08	Přesah PTFE – h – podélný směr: - strana strana k OP1/OP4	<sup>*)</sup> / 4,3 mm
	Přesah PTFE – h – příčný směr: - strana vlevo/vpravo	2,8 / 3,3 mm
	Mezera pro pootočení pod. směr - $s_1$ : - strana k OP1/OP4	<sup>*)</sup> / 4 mm
	Mezera pro pootočení příč. směr - $s_1$ : - strana vlevo/vpravo	5 / 10 mm
09	Kluzná ložiska - stav: - stav plechu z nekorodující oceli:	nezjištěno, nepřístupné
10-11	Neobsazeno	
12	Hrncová ložiska – stav - štítek - těsnění náklonné spáry	chybí rozpadlé
13	Neobsazeno	
14	Ochrana proti korozi	obnovený nátěr, odlupuje se, koroze
15	Stav kotvení	funkční, bez indicií posunu ložiska
16	Stav ocelových částí	místy koroze
17	Stav přilehlých částí konstrukce:	bez vizuálních poruch
18	Poznámky (hluk, znečištění, apod.):	prach, pavučiny
19-20	Výsledky prohlídky ložiska, opatření k nápravě	viz shrnutí v závěru kapitoly

<sup>\*) nelze změřit</sup>






OP1-P  
Pohled na ložisko čelní



OP1-P  
Pohled na ložisko boční



OP1-P  
Koroze ložiska

	<p>OP1-P Vyhřezlé těsnění náklonné spáry</p>
	<p>OP1-P Minimální šířka náklonné spáry</p>
	<p>OP1-P Znečištěné kluzné plochy</p>

Mostní objekt:		18019-2 most přes Úslavu, Plzeň Božkov
Osoba provádějící prohlídku:		Ing. Komanec Petr
Rok výstavby:		1987
Datum prohlídky:		08/2022
Teplota konstrukce		21,2 °C
01	Umístění ložiska / výrobní číslo :	<b>Pi 2, levé ložisko</b>
02	Typ ložiska:	Nge 750 (podélně posuvné)
	Výrobce:	Rudné Baně, n.p. Banská Bystrica
03-05	Neobsazeno	
06	Poloha indikátoru:	chybí
07	Podélný posun ložiska $v_x$ : <i>přesah kluzné desky k Op1/OP4</i>	56 / 54
	Příčný posun ložiska $v_y$ : <i>přesah kluzné desky k vlevo/vpravo</i>	-
08	Přesah PTFE – h – podélný směr: - strana strana k OP1/OP4	3,1 / 3,3 mm
	Přesah PTFE – h – příčný směr: - strana vlevo/vpravo	4,3 / 4,1 mm
	Mezera pro pootočení pod. směr - $s_1$ : - strana k OP1/OP4	12 / 13 mm
	Mezera pro pootočení příč. směr - $s_1$ : - strana vlevo/vpravo	11 / 12 mm
09	Kluzná ložiska - stav: - stav plechu z nekorodující oceli:	znečištěné barvou
10-11	Neobsazeno	
12	Hrncová ložiska – stav - štítek - těsnění náklonné spáry	nečitelný povrchově narušené
13	Neobsazeno	
14	Ochrana proti korozi	obnovený nátěr, místy povrchová koroze
15	Stav kotvení	funkční, bez indicií posunu ložiska
16	Stav ocelových částí	místy koroze
17	Stav přilehlých částí konstrukce:	bez vizuálních poruch
18	Poznámky (hluk, znečištění, apod.):	prach, pavučiny
19-20	Výsledky prohlídky ložiska, opatření k opravě	viz shrnutí v závěru kapitoly

\*) nelze změřit





Pi2-L  
Pohled na ložisko čelní



Pi2-L  
Pohled na ložisko boční



Pi2-L  
Koroze ocelových prvků



Pi2-L

Barvou znečištěné nerezové  
kluzné plechy



Pi2-L

Detail těsnění náklonné spáry



Pi2-L

Koroze ocelových prvků

Mostní objekt:		18019-2 most přes Úslavu, Plzeň Božkov
Osoba provádějící prohlídku:		Ing. Komanec Petr
Rok výstavby:		1987
Datum prohlídky:		08/2022
Teplota konstrukce		21,2 °C
01	Umístění ložiska / výrobní číslo :	<b>Pi 2, pravé ložisko</b>
02	Typ ložiska:	Nga 750 (všesměrně posuvné)
	Výrobce:	Rudné Baně, n.p. Banská Bystrica
03-05	Neobsazeno	
06	Poloha indikátoru:	chybí
07	Podélný posun ložiska $v_x$ : <i>přesah kluzné desky k Op1/OP4</i>	55 / 55 mm
	Příčný posun ložiska $v_y$ : <i>přesah kluzné desky k vlevo/vpravo</i>	54 / 56 mm
08	Přesah PTFE – h – podélný směr: - strana strana k OP1/OP4	4,0 / 4,4 mm
	Přesah PTFE – h – příčný směr: - strana vlevo/vpravo	4,9 / 5,0 mm
	Mezera pro pootočení pod. směr - $s_1$ : - strana k OP1/OP4	10 / 11 mm
	Mezera pro pootočení příč. směr - $s_1$ : - strana vlevo/vpravo	11 / 11 mm
09	Kluzná ložiska - stav: - stav plechu z nekorodující oceli:	znečištěné barvou
10-11	Neobsazeno	
12	Hrncová ložiska – stav - štítek - těsnění nákloné spáry	nečitelný silněji povrchově narušené
13	Neobsazeno	
14	Ochrana proti korozi	obnovený nátěr, místy povrchová koroze
15	Stav kotvení	funkční, bez indicií posunu ložiska
16	Stav ocelových částí	místy koroze
17	Stav přilehlých částí konstrukce:	bez vizuálních poruch
18	Poznámky (hluk, znečištění, apod.):	prach, pavučiny
19-20	Výsledky prohlídky ložiska, opatření k nápravě	viz shrnutí v závěru kapitoly

\*) nelze změřit



Pi2-P

Pohled na ložisko čelní



Pi2-P

Pohled na ložisko boční



Pi2-P

Koroze ocelových prvků



Pi2-P

Barvou znečištěné nerezové  
kluzné plechy

Pi2-P

Detail těsnění náklonné spáry



Pi2-P

Koroze ocelových prvků

Mostní objekt:		18019-2 most přes Úslavu, Plzeň Božkov
Osoba provádějící prohlídku:		Ing. Komanec Petr
Rok výstavby:		1987
Datum prohlídky:		08/2022
Teplota konstrukce		21,2 °C
01	Umístění ložiska / výrobní číslo :	<b>Pi 3, levé ložisko</b>
02	Typ ložiska:	Nge 750 (podélně posuvné)
	Výrobce:	Rudné Baně, n.p. Banská Bystrica
03-05	Neobsazeno	
06	Poloha indikátoru:	chybí
07	Podélný posun ložiska $v_x$ : <i>přesah kluzné desky k Op1/OP4</i>	55 / 55
	Příčný posun ložiska $v_y$ : <i>přesah kluzné desky k vlevo/vpravo</i>	-
08	Přesah PTFE – h – podélný směr: - strana strana k OP1/OP4	3,9 / 4,0 mm
	Přesah PTFE – h – příčný směr: - strana vlevo/vpravo	5,3 / 5,2 mm
	Mezera pro pootočení pod. směr - $s_1$ : - strana k OP1/OP4	13 / 12 mm
	Mezera pro pootočení příč. směr - $s_1$ : - strana vlevo/vpravo	12 / 13 mm
09	Kluzná ložiska - stav: - stav plechu z nekorodující oceli:	znečištěné barvou
10-11	Neobsazeno	
12	Hrncová ložiska – stav - štítek - těsnění náklonné spáry	částečně nečitelný povrchově silněji narušené
13	Neobsazeno	
14	Ochrana proti korozi	obnovený nátěr, místy povrchová koroze
15	Stav kotvení	funkční, bez indicií posunu ložiska
16	Stav ocelových částí	místy koroze
17	Stav přilehlých částí konstrukce:	bez vizuálních poruch
18	Poznámky (hluk, znečištění, apod.):	prach, pavučiny
19-20	Výsledky prohlídky ložiska, opatření k nápravě	viz shrnutí v závěru kapitoly

\*) nelze změřit



Pi3-L  
Pohled na ložisko čelní



Pi3-L  
Pohled na ložisko boční



Pi3-L  
Koroze ocelových prvků



Pi3-L

Barvou znečištěné nerezové  
kluzné plechy

Pi3-L

Barvou znečištěné nerezové  
kluzné plechy

Pi3-L

Detail těsnění náklonné spáry



Mostní objekt:		18019-2 most přes Úslavu, Plzeň Božkov
Osoba provádějící prohlídku:		Ing. Komanec Petr
Rok výstavby:		1987
Datum prohlídky:		08/2022
Teplota konstrukce		21,2 °C
01	Umístění ložiska / výrobní číslo :	<b>Pi 3, pravé ložisko</b>
02	Typ ložiska:	Nga 750 (všesměrně posuvné)
	Výrobce:	Rudné Baně, n.p. Banská Bystrica
03-05	Neobsazeno	
06	Poloha indikátoru:	chybí
07	Podélný posun ložiska $v_x$ : <i>přesah kluzné desky k Op1/OP4</i>	57 / 52 mm
	Příčný posun ložiska $v_y$ : <i>přesah kluzné desky k vlevo/vpravo</i>	52 / 56 mm
08	Přesah PTFE – h – podélný směr: - strana strana k OP1/OP4	3,8 / 3,0 mm
	Přesah PTFE – h – příčný směr: - strana vlevo/vpravo	5,0 / 5,1 mm
	Mezera pro pootočení pod. směr - $s_1$ : - strana k OP1/OP4	13 / 12 mm
	Mezera pro pootočení příč. směr - $s_1$ : - strana vlevo/vpravo	11 / 12 mm
09	Kluzná ložiska - stav: - stav plechu z nekorodující oceli:	znečištěné barvou
10-11	Neobsazeno	
12	Hrncová ložiska – stav - štítek - těsnění náklonné spáry	nečitelný silněji narušené, v místě spoje částečně vysunutě
13	Neobsazeno	
14	Ochrana proti korozi	obnovený nátěr, místy silnější koroze
15	Stav kotvení	funkční, bez indicií posunu ložiska
16	Stav ocelových částí	místy koroze
17	Stav přilehlých částí konstrukce:	bez vizuálních poruch
18	Poznámky (hluk, znečištění, apod.):	prach, pavučiny
19-20	Výsledky prohlídky ložiska, opatření k nápravě	viz shrnutí v závěru kapitoly

\*) nelze změřit



Pi3-P

Pohled na ložisko čelní



Pi3-P

Pohled na ložisko boční






Pi3-P



Koroze ocelových prvků

	<p>Pi3-P Barvou znečištěné nerezové kluzné plechy</p>
	<p>Pi3-P Detail těsnění náklonné spáry</p>
	<p>Pi3-P Koroze ocelových prvků</p>

Mostní objekt:		18019-2 most přes Úslavu, Plzeň Božkov
Osoba provádějící prohlídku:		Ing. Komanec Petr
Rok výstavby:		1987
Datum prohlídky:		08/2022
Teplota konstrukce		21,2 °C
01	Umístění ložiska / výrobní číslo :	<b>Op 4, levé ložisko</b>
02	Typ ložiska:	Nge 125 (podélně posuvné)
	Výrobce:	Rudné Baně, n.p. Banská Bystrica
03-05	Neobsazeno	
06	Poloha indikátoru:	není
07	Podélný posun ložiska $v_x$ : <i>přesah kluzné desky k Op1/OP4</i>	40 / 42 mm
	Příčný posun ložiska $v_y$ :	-
08	Přesah PTFE – h – podélný směr: - strana strana k OPI/OP4	3,8 / -*) mm
	Přesah PTFE – h – příčný směr: - strana vlevo/vpravo	4,3 / 4,2 mm
	Mezera pro pootočení pod. směr - $s_1$ : - strana k OPI/OP4	7 mm / - *) mm
	Mezera pro pootočení příč. směr - $s_1$ : - strana vlevo/vpravo	7 / 10 mm
09	Kluzná ložiska - stav: - stav plechu z nekorodující oceli:	částečně znečištěný barvou
10-11	Neobsazeno	
12	Hrncová ložiska – stav - štítek - těsnění náklonné spáry	Není v zadní části vyhřezlé, vytvrdlé
13	Neobsazeno	
14	Ochrana proti korozi	odlupuje se, koroze
15	Stav kotvení	stav kotvení nezjištěn, pravděpodobně bez posunu ložiska
16	Stav ocelových částí	silnější koroze
17	Stav přilehlých částí konstrukce:	bez vizuálních poruch
18	Poznámky (hluk, znečištění, apod.):	prach, pavučiny
19-20	Výsledky prohlídky ložiska, opatření k nápravě	viz shrnutí v závěru kapitoly




\*) nelze změřit

 A photograph showing a front view of a bearing assembly. The bearing is mounted on a concrete base. The outer ring is visible, and the inner ring is partially obscured. The assembly is surrounded by concrete and some debris.	OP4-L Čelní pohled na ložisko
 A photograph showing a side view of a bearing assembly. The bearing is mounted on a concrete base. The outer ring is visible, and the inner ring is partially obscured. The assembly is surrounded by concrete and some debris.	OP4-L Boční pohled na ložisko
 A close-up photograph of the bearing seal. The seal is made of a dark material and is located at the junction of the bearing rings. It appears to be worn and damaged, with some debris visible around it.	OP4-L Vyhřezlé těsnění náklonné spáry




	OP4-L Detail kluzného nerezového plechu
	OP4-L Detail stavu těsnění náklonné spáry
	OP4-L Zbytky ukazatele nastavení

Mostní objekt:		18019-2 most přes Úslavu, Plzeň Božkov
Osoba provádějící prohlídku:		Ing. Komanec Petr
Rok výstavby:		1987
Datum prohlídky:		08/2022
Teplota konstrukce		21,2 °C
01	Umístění ložiska / výrobní číslo :	<b>Op 4, pravé ložisko</b>
02	Typ ložiska:	Nga125 (všesměrně posuvné)
	Výrobce:	Rudné Baně, n.p. Banská Bystrica
03-05	Neobsazeno	
06	Poloha indikátoru:	chybí
07	Podélný posun ložiska $v_x$ : <i>přesah kluzné desky k Op1/OP4</i>	40 / 40 mm
	Příčný posun ložiska $v_y$ : <i>přesah kluzné desky k vlevo/vpravo</i>	18 / 59 mm
08	Přesah PTFE – h – podélný směr: - strana strana k OP1/OP4	4,0 / - *) mm
	Přesah PTFE – h – příčný směr: - strana vlevo/vpravo	4,2 / 4,0 mm
	Mezera pro pootočení pod. směr - $s_1$ : - strana k OP1/OP4	odhad 5 mm*)
	Mezera pro pootočení příč. směr - $s_1$ : - strana vlevo/vpravo	odhad 5 mm*)
09	Kluzná ložiska - stav: - stav plechu z nekorodující oceli:	nezjištěno, nepřístupné
10-11	Neobsazeno	
12	Hrncová ložiska – stav - štítek - těsnění náklonné spáry	chybí vyhřezlé, vytvrdlé
13	Neobsazeno	
14	Ochrana proti korozi	odlupuje se, koroze
15	Stav kotvení	stav kotvení nezjištěn, pravděpodobně bez posunu ložiska
16	Stav ocelových částí	silnější koroze
17	Stav přilehlých částí konstrukce:	poručené obetonování ložiska
18	Poznámky (hluk, znečištění, apod.):	prach, pavučiny
19-20	Výsledky prohlídky ložiska, opatření k nápravě	viz shrnutí v závěru kapitoly

\*) nelze změřit

	OP4-P Pohled na ložisko čelní
	OP4-P Pohled na ložisko boční
	OP4-P Koroze ložiska, vyhřezlé těsnění náklopné spáry



	OP4-P Koroze ložiska, vyhřezlé těsnění náklopné spáry
	OP4-P Stav kluzných plechů
	OP4-P Prasklé obetonování pod ložiskem

## 3.1.6. POSOUZENÍ KAPACITY POSUNU LOŽISEK

## POSOUZENÍ KAPACITY POSUNU LOŽISEK PRO TEPLoty DLE ČSN 73 6203 A ČSN EN 1991-1-5

## PODÉLNÝ SMĚR

označení ložiska	teplota při měření [°C]	přesah nerez. kluz. pl. [mm] směr Op1	přesah nerez. kluz. směr Op4	nastavení ložiska, " " = zkrácení	kapacita posunu ložiska ± [mm]	dilatační délka [m]	kapacita lož. pro zkrácení [mm]	dle ČSN 73 6203 posun pro tepl. -20°C	kapacita lož. pro prodlouž. [mm]	dle ČSN 73 6203 posun pro tepl. +35°C	dle ČSN EN 1991-1-5 posun pro tepl. -24°C	kapacita lož. pro prodlouž. [mm]	dle ČSN 73 6203 posun pro tepl. +35°C	dle ČSN EN 1991-1-5 posun pro tepl. +41,5°C
Op1L	21,2	0	0											
Op1P	21,2	0	0											
P12I	21,2	56	54	-1	55	13,2	56	7	OK	2	OK	54	2	OK
P12P	21,2	55	55	0	55	13,2	55	7	OK	2	OK	55	2	OK
P13L	21,2	55	55	0	55	46,0	55	23	OK	8	OK	55	8	OK
P13P	21,2	54	56	1	55	46,0	54	23	OK	8	OK	56	8	OK
Op4L	21,2	40	42	-1	40	59,2	41	29	OK	10	OK	39	10	OK
Op4P	21,2	40	40	0	40	59,2	40	29	OK	10	OK	40	10	OK

## PŘÍČNÝ SMĚR

označení ložiska	teplota při měření [°C]	přesah nerez. kluz. pl. [mm] směr LS	přesah nerez. kluz. směr PS	nastavení ložiska, " " = zkrácení	kapacita posunu ložiska ± [mm]	dilatační délka [m]	kapacita lož. pro zkrácení [mm]	dle ČSN 73 6203 posun pro tepl. -20°C	kapacita lož. pro prodlouž. [mm]	dle ČSN 73 6203 posun pro tepl. +35°C	dle ČSN EN 1991-1-5 posun pro tepl. -24°C	kapacita lož. pro prodlouž. [mm]	dle ČSN 73 6203 posun pro tepl. +35°C	dle ČSN EN 1991-1-5 posun pro tepl. +41,5°C
Op1L	21,2	0	0											
Op1P	21,2	44	38	-3	15	4,5	18	2	OK	1	OK	12	1	OK
P12I	21,2	0	0											
P12P	21,2	54	56	1	22	4,5	21	2	OK	1	OK	23	1	OK
P13L	21,2	0	0											
P13P	21,2	54	56	1	22	4,5	21	2	OK	1	OK	23	1	OK
Op4L	21,2	0	0											
Op4P	21,2	18	59	-21	15	4,5	36	2	OK	1	OK	-6	1	není OK

- V DANÉM SMĚRU JE LOŽISKO PEVNĚ

**PŘÍLOHA 13**

**PRŮZKUM PORUCH HORIZONTÁLNÍCH PRACOVNÍCH  
SPÁR**

**PONTEX 2023**

Horizontální spáry umístěné na konstrukci byly vizuálně zkontrolovány. Bylo zjištěno, že největší výskyt poruch je v těchto oblastech:

- pole 1 pravá strana cca 4,4-5,4 m od závěrné zídky Op1
- pole 1 levá strana cca 2,5-4,9 m a 8,9-11,0 m od závěrné zídky Op1
- pole 3 levá strana cca 5,0-7,0 m a 7,7-9,3 m od závěrné zídky Op4

V jiných částech nejsou poruchy vizuálně výrazné. Vzhledem k tomu, že při výstavbě byly poruchy sanovány, nelze vyloučit, že se vyskytují i v dalších částech.

Pro průzkum rozsahu zjevných vizuálních poruch v této spáře bylo provedeno 6 kontrolních odvrťů.

Na základě jejich vyhodnocení lze konstatovat:

- v některých případech nebyl povrch spodního betonu před betonáží řádně očištěn, ve spáře jsou nečistoty. Je možné, že pokud byla spára otevřená, mohly se nečistoty dostat i později, např. při zaplavení konstrukce při extrémní povodni (pokud k zaplavení došlo).
- při betonáží došlo pravděpodobně zejména v krajních částech k úniku cementového mléka, o čemž svědčí jiná struktura betonu
- při betonáží zřejmě místy nebyl beton dostatečně zvibrovan, neboť došlo k neprobetonování některých oblastí a vzniku šterkových hnízd
- povrch spodního betonu nebyl pravděpodobně v některých částech dostatečně provlhčen a odebral nové směsi vodu
- výztuž ve spáře koroduje s oslabením do 5%, u lokálních prutů to může být i více




Tato pracovní spára může působit díky výše popsaným skutečnostem jako částečně separační a její vliv je nutno zohlednit ve statickém výpočtu.

Do výpočtu bude zahrnut jednak vliv spáry v současném stavu a jednak ve stavu po opravě, kdy se předpokládá vyčištění spáry a provedení injektáže materiály s vysoce pojivým účinkem.

#### **Odhadovaný vliv do statického výpočtu:**

- **ve stávajícím stavu doporučuji uvažovat, že spára nebude mít v příslušném řezu dostatečnou soudržnost v šířce cca 1-1,5 m, tj. snížení únosnosti spáry na smykovou sílu bude cca 17-25%. Po konzultaci se zpracovatelem statického výpočtu bylo odhadnuto, že tato skutečnost bude modelována snížením součinitele soudržnosti ve spáře – hodnota bude snížena z běžných  $c=0,45$  na hodnotu  $c=0,35$ , tj. snížení o 22%.**
- **ve stavu po opravě (i po provedení doporučené opravy injektáží nelze zaručit 100% funkci spáry) bude uvažováno, že spára nebude mít v příslušném řezu dostatečnou soudržnost v šířce cca 0,5-0,8 m, tj. snížení únosnosti spáry na smykovou sílu bude cca 8-13%. Hodnota součinitele soudržnosti ve spáře bude snížena z běžných  $c=0,45$  na hodnotu  $c=0,40$ , tj. snížení o 11%.**
- **oslabení výztuže ve spáře bude uvažováno hodnotou 5%.**

Fotodokumentace a popis zkušebních míst je na následujících stranách.

	<p>Zk. místo:</p> <p><b>V100</b></p>
	<p>Popis zkoušené části konstrukce:</p> <p><b>Spára na levé stěně Po 3 cca 5,7 od Op4</b></p>
	<p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- šíře spáry 30 mm</li><li>- šíře se do hloubky zmenšuje, v hl. 0,22 m je již š. cca 5 mm</li><li>- sondovací drát zasunut do hl. 0,52 m</li><li>- ve spáře jílové (prachové) nečistoty</li></ul>

*Pohled na spáru s místem zkušebního odvrtu*

*Pohled do spáry*

*Vzorek vyjmutý z odvrtu*

	<p>Zk. místo:</p> <p><b>V101</b></p>
	<p>Popis zkoušené části konstrukce:</p> <p><b>Spára na levé stěně Po 3 cca 9 m od Op4</b></p>
	<p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- ve spáře štěrkové hnízdo</li><li>- hloubka hnízda 50 mm</li><li>- v části vývrtu separace, dále již jen patrná trhlina ve spáře – trhlina pokračuje i za vývrt hl. 130 mm</li></ul>

*Pohled na spáru s místem zkušebního odvrtu*

*Pohled do vývrtu*

*Vzorek vyjmutý z odvrtu*



*Pohled na spáru s místem zkušebního odvrtu*



*Pohled do vývrtu*



*Vzorek vyjmutý z odvrtu*

Zk. místo:

**V102**

Popis zkoušené části konstrukce:

**Spára na pravé stěně Po 2 cca 2 m před Pi3**

Zjištěný stav:

- ve spáře šterkové hnízdo (část nad spárou)
- hloubka hnízda cca 60 mm, nečistoty ve spáře zasahují i hlouběji
- zjevná trhlinka v místě spáry, v koncové části vývrtu již mizí a lze předpokládat dobré spojení betonů



*Pohled na spáru s místem zkušebního odvrtu*



*Pohled do vývrtu*



*Vzorek vyjmutý z odvrtu*

Zk. místo:

**V103**




Popis zkoušené části konstrukce:

**Spára na levé straně Po 1 cca 10,2 m od závěrné zídky Op1**

Zjištěný stav:

- ve spáře zjevná horší kvalita betonu nad spárou
- na čele vývrtu zjevná trhlinka ve spáře s odlišnou strukturou betonu signalizovanou i jinou barvou směsi s příměsí nečistot



	<p>Zk. místo:</p> <p><b>V104</b></p>
<p><i>Pohled na spáru s místem zkušebního odvrtu</i></p>	<p>Popis zkoušené části konstrukce:</p> <p><b>Spára na levé straně Po 1 cca 4,4 m od závěrné zídky Op1</b></p>
	<p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- ve spáře zjevná horší kvalita betonu nad spárou v části za kevernou</li><li>- v části odvrtu za otevřenou spárou a na čele vývrtu je zjevná trhlinka mezi betony, směrem do hloubky mizí</li></ul>
<p><i>Pohled do vývrtu</i></p>	
	
<p><i>Koncová část vzorku vyjmutého z odvrtu</i></p>	

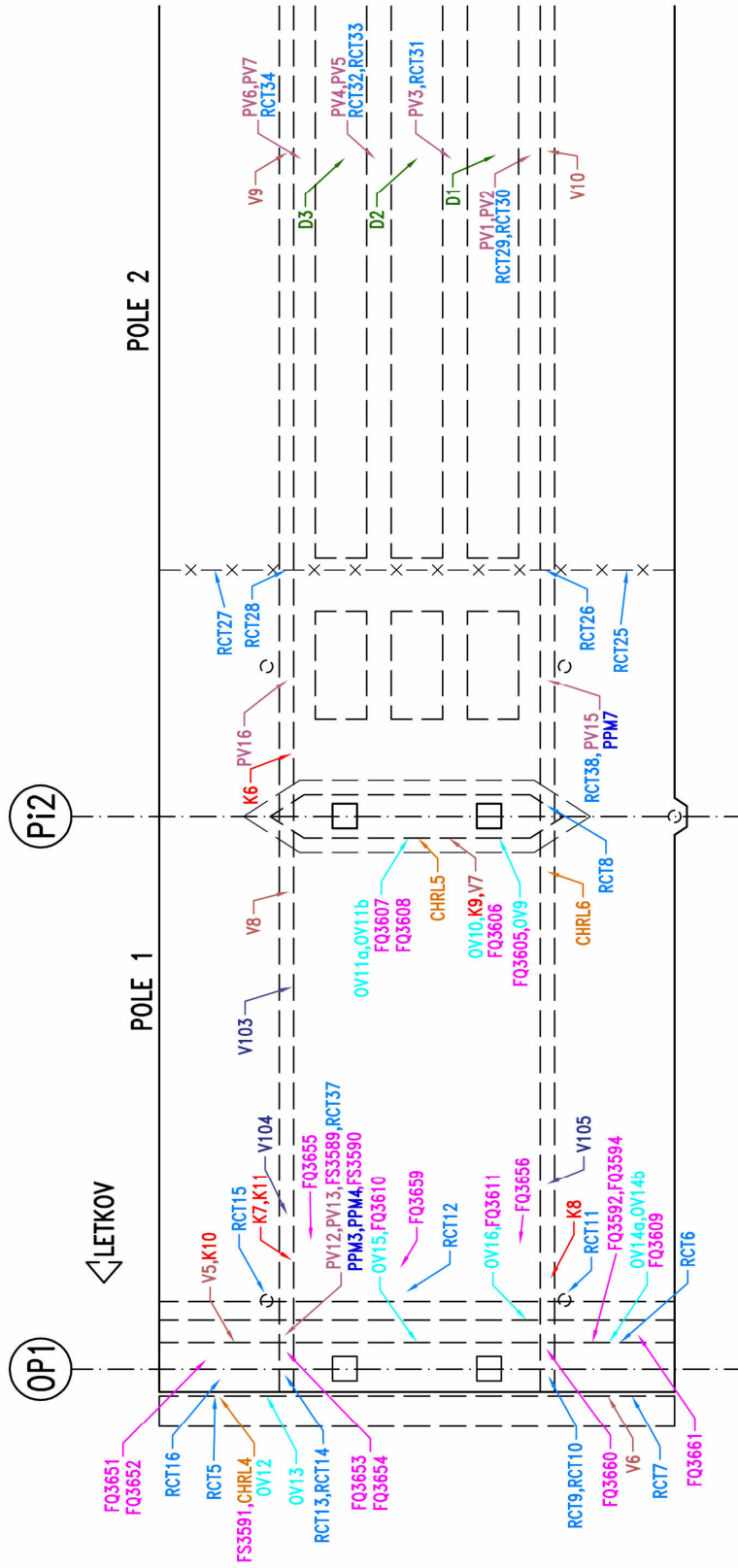
	<p>Zk. místo:</p> <p><b>V105</b></p>
<p><i>Pohled na spáru s místem zkušebního odvrtu</i></p>	<p>Popis zkoušené části konstrukce:</p> <p><b>Spára na pravé straně Po 1 cca 4,9 m od závěrné zídky Op1</b></p>
	<p>Zjištěný stav:</p> <ul style="list-style-type: none"><li>- šíře spáry 25 mm do hl. 90 mm</li><li>- dále jen patrná pracovní spára</li><li>- zjevná horší kvalita betonu nad spárou v části za kavernou, beton výrazně pískový s příměsí nečistot, špatně prohnutný</li></ul>
<p><i>Pohled do vývrtu</i></p>	
	
<p><i>Vzorek vyjmutý z odvrtu</i></p>	

**PŘÍLOHA 14**

**ZAKRESLENÍ ZKUŠEBNÍCH MÍST**

**PONTEX 2023**

# SCHÉMA ZKUŠEBNÍCH MÍST



**LEGENDA:**

- V-JÁDROVÉ VÝVRTY PRO ZKOUŠKY PEVNOSTI, OBJEMOVÉ HMOTNOSTI A NASÁKAVOSTI
- V-JÁDROVÉ VÝVRTY PRO PRŮZKUM PORUCH PRACOVNÍCH SPÁR
- CHRL-JÁDROVÉ VÝVRTY PRO ZKOUŠKU ODOLNOSTI POUZÍVÁNÍ PROTI VODĚ A CHRL
- RCT-RAPID CHLORIDE TEST
- K-ZKOUŠKA KARBONATACE BETONU
- PV-SONDY DO PŘEDPÍNAČÍ VÝZTUŽE
- PPM-ZKOUŠKA POLOČÍLANKOVOU POTENCIÁLOVOU METODOU
- OV-OVĚŘENÍ BETONÁŘSKÉ VÝZTUŽE
- FQ,FS-ZKOUŠKA MAGNETICKÝM INDIKÁTOREM VÝZTUŽE HILTI FERROSCAN PS 200
- D-PROHLÍDKA DUTIN NOSNÍKŮ





**PŘÍLOHA 15**

**STATICKÝ VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI**

**PONTEX 2023**

**OBSAH**

<b>1</b>	<b>Úvod</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>Podklady, normy, literatura, programy</b> .....	<b>3</b>
2.1	Podklady .....	3
2.2	Normy .....	3
2.3	Programy .....	3
<b>3</b>	<b>Přehledné výkresy</b> .....	<b>5</b>
3.1	Příčný řez v poli 2 a podélný řez .....	5
3.2	Výkresy předpětí dle [4] .....	7
<b>4</b>	<b>Obecná část výpočtu</b> .....	<b>8</b>
4.1	Posuzované řezy .....	8
4.2	Popis modelu mostu .....	8
4.3	Předpoklady výpočtu .....	9
4.4	Provedené posudky .....	9
4.4.1	Nosná konstrukce .....	9
4.5	Postup podrobného výpočtu .....	10
4.6	Uvažované fáze výstavby .....	10
4.7	Zatížení .....	11
4.7.1	Uvažované zatěžovací stavy a jejich zkratky .....	11
4.7.2	Zatížení vlastní tíhou .....	12
4.7.3	Smršťování a dotvarování konstrukce .....	12
4.7.4	Ostatní stálá zatížení .....	13
4.7.5	Zatížení teplotní .....	14
4.7.6	Zatížení dopravou – sestavy pro stanovení zatížitelnosti .....	14
4.8	Uvažované dynamické účinky zatížení dopravou při stanovení zatížitelnosti .....	19
4.9	Stav a oslabení průřezů vlivem degradace .....	19
4.10	Materiály .....	19
4.10.1	Beton a betonářská výztuž .....	19
4.10.2	Předpínací výztuž .....	21
4.11	Průřezové charakter. prutů - výstup programu Midas .....	22
4.12	Efektivní průřezy - průřezy zohledňující skutečný průběh napětí po šířce komorového průřezu .....	26
<b>5</b>	<b>Výpočetní model – prutový</b> .....	<b>28</b>
<b>6</b>	<b>Výpočet zatížitelnosti nosné konstrukce - bez oslabení</b> .....	<b>31</b>
6.1	Napětí od stálých zatížení, legenda grafů .....	31



6.2	Vnitřní síly a posouzení mezního stavu únosnosti – ohyb s normálovou silou - vnitřní pruty	33
6.3	Vnitřní síly a posouzení mezního stavu únosnosti – ohyb s normálovou silou - vnější pruty	35
6.4	Stanovení momentů únosnosti - průřez nad podporou, vnitřní prut	37
6.5	Stanovení momentů únosnosti - průřez v poli, vnitřní prut	40
6.6	Normálová napětí a stanovení zatížitelnosti s ohledem na MSP - vnitřní	43
6.7	Normálová napětí a stanovení zatížitelnosti s ohledem na MSP - vnější	47
6.8	Zatížitelnosti s ohledem na smyk ve vodorovné pracovní spáře - bez oslabení	51
<b>7</b>	<b>Výpočet zatížitelnosti nosné konstrukce - s oslabením předpínací výztuže</b>	<b>53</b>
7.1	Napětí od stálých zatížení, legenda grafů	53
7.2	Vnitřní síly a posouzení mezního stavu únosnosti – ohyb s normálovou silou - vnitřní pruty	55
7.3	Vnitřní síly a posouzení mezního stavu únosnosti – ohyb s normálovou silou - vnější pruty	57
7.4	Stanovení momentů únosnosti - průřez nad podporou, vnitřní prut	59
7.5	Stanovení momentů únosnosti - průřez v poli, vnitřní prut	62
7.6	Normálová napětí a stanovení zatížitelnosti s ohledem na MSP - vnitřní	65
7.7	Normálová napětí a stanovení zatížitelnosti s ohledem na MSP - vnější	69
7.8	Zatížitelnosti s ohledem na smyk ve vodorovné pracovní spáře - s oslabením	73
7.9	Zatížitelnosti s ohledem na smyk ve vodorovné pracovní spáře - po opravě	75
<b>8</b>	<b>Přehled stanovených zatížitelností - bez oslabení</b>	<b>77</b>
<b>9</b>	<b>Přehled stanovených zatížitelností - se všemi oslabeními</b>	<b>78</b>
<b>10</b>	<b>Závěr</b>	<b>79</b>

## 1 ÚVOD

Předmětem je statický výpočet zatížitelnosti mostu přes úslavu v Plzni-Božkově. Evidenční číslo mostu je 18019-2.

Jako podklad pro vyhotovení sloužil diagnostický průzkum, prohlídka mostu, původní archivní dokumentace, viz dále. Kvůli chybějící dokumentaci (např. stavební deník) nejsou známy skutečné časové údaje o všech fázích výstavby.

## 2 PODKLADY, NORMY, LITERATURA, PROGRAMY

### 2.1 PODKLADY

- [1] Diagnostický průzkum – Pontex, 11/2023,
- [2] smlouva "Most ev.č. 18019-2 přes Úslavu, Plzeň-Božkov - diagnostický průzkum"
- [3] Mostní list a další údaje z mostní evidence BMS (Bridge Management System)
- [4] Archivní PD: Most Božkov, obj. C - 201: Most přes Úslavu, Pragoprojekt, 12/1982
- [5] Vzorový příklad návrhu a posouzení předpjatého mostu z prefabrikovaných nosníků se spřaženou ŽB deskou mostovky, Michal Drahorád & K11133 FSv ČVUT, 2010

### 2.2 NORMY

- [A] ČSN EN 1990 – Zásady navrhování konstrukcí
- [B] ČSN EN 1991-1-1 – Zatížení konstrukcí  
Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení
- [C] ČSN EN 1991-2 – Zatížení konstrukcí  
Část 2: Zatížení mostů dopravou, včetně změn.
- [D] ČSN EN 1992-1-1 – Navrhování betonových konstrukcí  
Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [E] ČSN EN 1992-2 – Navrhování betonových konstrukcí  
Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady
- [F] ČSN 73 6220 – Evidence mostních objektů pozemních komunikací, 3/2011
- [G] ČSN 73 6222 – Zatížitelnost mostů pozemních komunikací, 7/2013 + změna Z1 07/2015
- [H] ČSN 73 0038 – Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – doplňující ustanovení, 9/2019

### 2.3 PROGRAMY

- [a] **Midas Civil** v. 2018, © MIDAS Information Technology Co., Ltd.
- [b] **ConTeXt** – software for typesetting high-quality documents (nástroj pro sázení dokumentů)

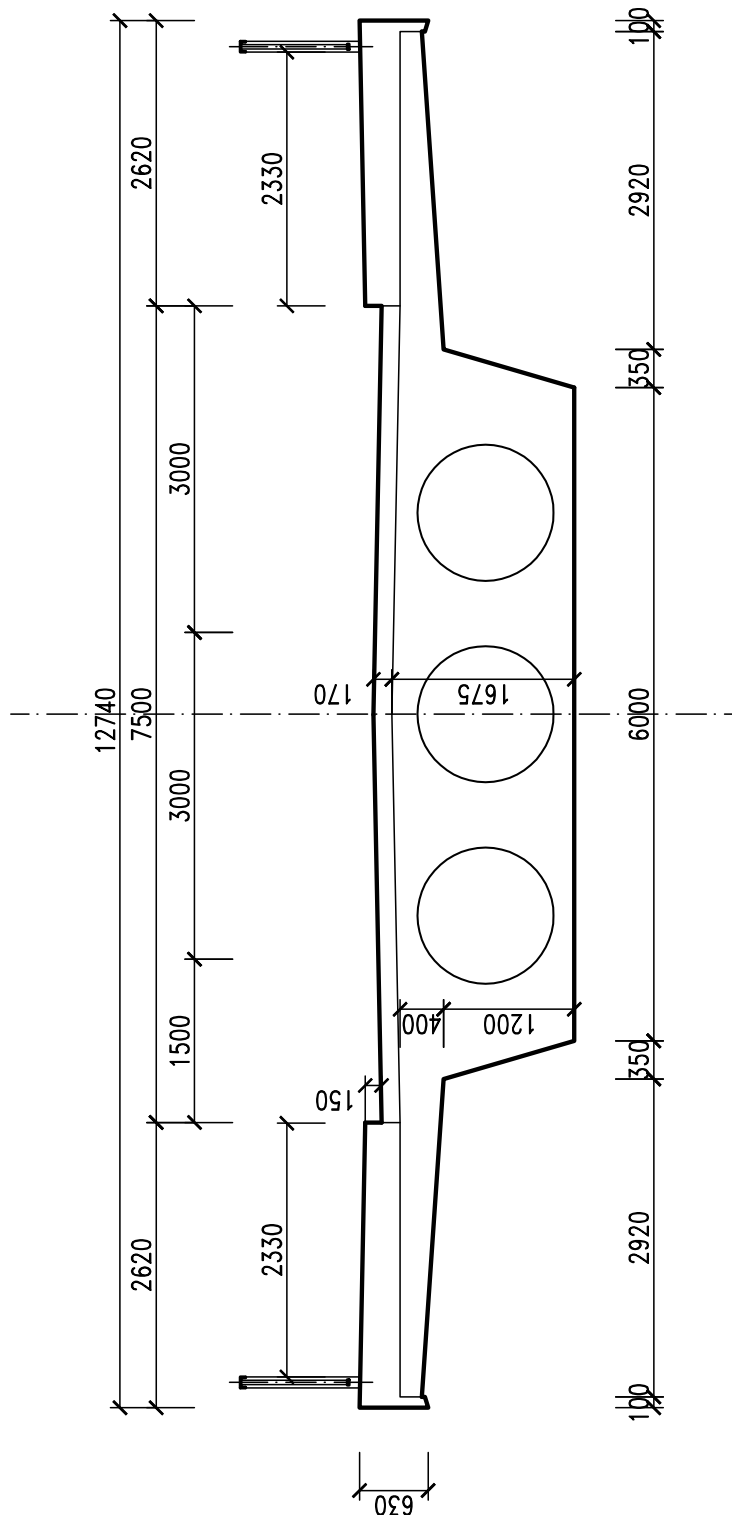
- [c] **Excel** – tabulkový editor, © Microsoft
- [d] **BricsCAD** 2018 Bricsys NV
- [e] **GNU Octave** – Scientific Programming Language (programovací jazyk)

### 3 PŘEHLEDNÉ VÝKRESY

Následují přehledné výkresy, popis mostu viz diagnostický průzkum.

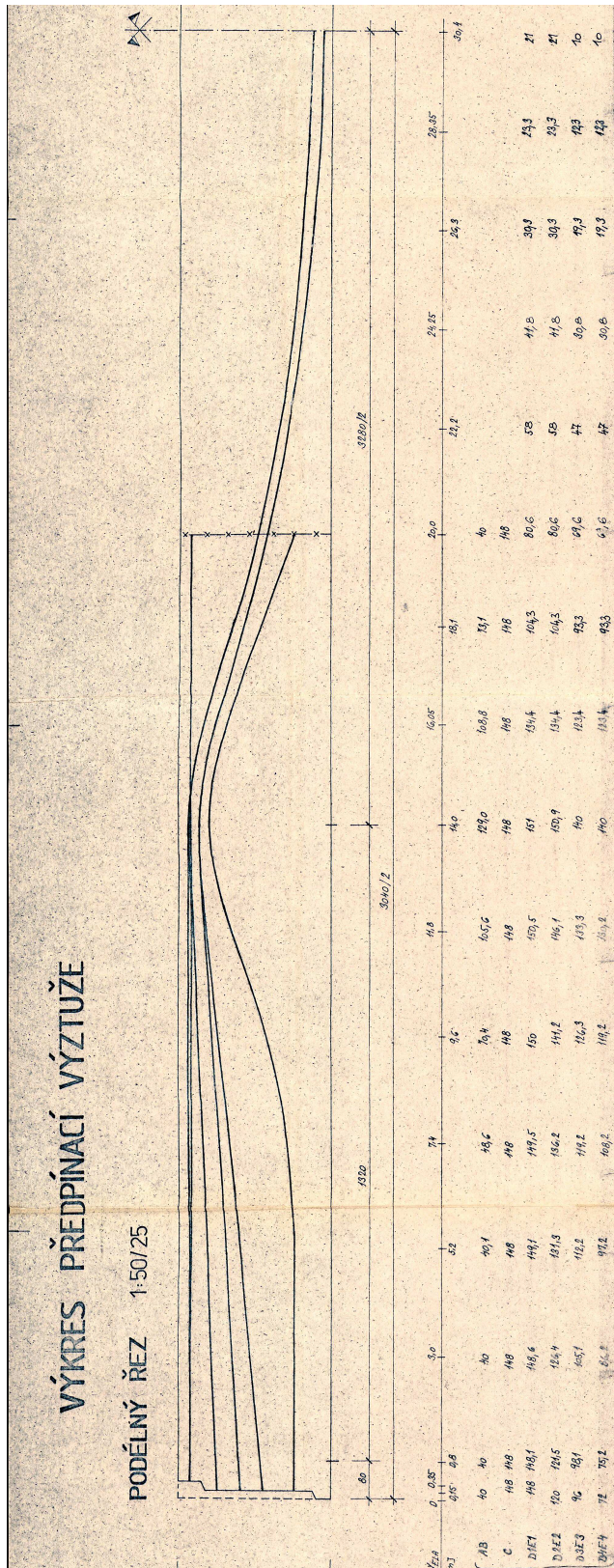
#### 3.1 PŘÍČNÝ ŘEZ V POLI 2 A PODÉLNÝ ŘEZ

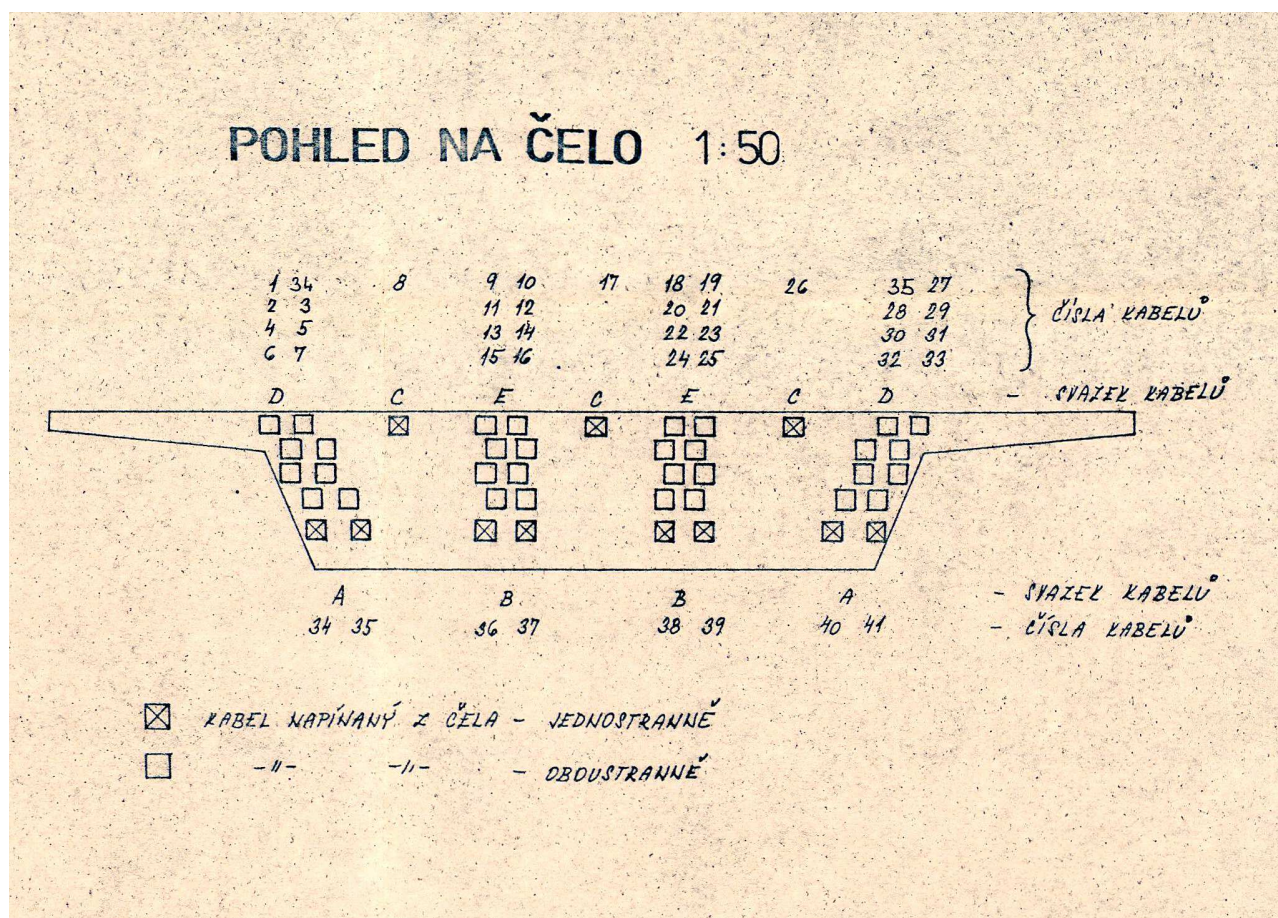
PŘÍČNÝ ŘEZ





## 3.2 VÝKRESY PŘEDPĚTÍ DLE [4]





## 4 OBECNÁ ČÁST VÝPOČTU

### 4.1 POSUZOVANÉ ŘEZY

Nosná konstrukce je posouzena na ohyb v každém uzlu, cca po 1-2 m. Smyk ve vodorovné pracovní spáře, která není v projektu uvedena, ale je zaznamenána diagnostickým průzkumem, byl posouzen v místě maximálních smykových napětí, což je u pilíře. Nejhorší zjištěný stav je v místě malých smykových sil, kde posudek nerozhoduje o zatížitelnosti.

### 4.2 POPIS MODELU MOSTU

Nosná konstrukce mostu byla modelována v programu Midas. Byl sestaven roštový model, kde byla nosná konstrukce v příčném řezu rozdělena na 4 pruty. Dělení na pruty proběho vždy ve středu kruhového otvoru, toto rozdělení je užito i v místech, kde průřez není vylehčen dutinami a výsledný model je tak tvořen čtyřmi rovnoběžnými pruty. Tuhost příčné vazby byla volena tak, aby roznášení odpovídalo skutečné konstrukci. Tímto způsobem je zohledněn příčný roznos, neboli přitížení např. krajního „nosníku“ při umístění vozidel na pravou stranu mostu. Je při posuzování uvažováno, že o zatížitelnosti v posouzení MSP rozhodne maximální „špička“ napětí ze všech „nosníků“, v MSÚ rozhoduje rovněž průřez s nejvyšším využitím (poměrem

$M_{Ed}/M_{Rd}$ ). Z hlediska posouzení smyku ve vodorovné spáře rozhoduje rovněž půřez s nejvyšším využitím (poměrem  $v_{Ed}/v_{Rd}$ ). Průřezy vnitřní (vypadá jako I průřez) jsou posouzeny odděleně od průřezů vnějších.

### 4.3 PŘEDPOKLADY VÝPOČTU

Ověření založení, pilířů a opěr nebylo provedeno, předpokládá se, že nejsou prvky rozhodující o zatížitelnosti. Rozměry mostu a profil předpínacího drátu byly ověřeny v rámci diagnostického průzkumu [1]. Přiřazení materiálu předpínací výztuže proběhlo podle TP 200. Třída betonu je převzata z diagnostického průzkumu.

Konstrukce je vymodelována jako přímá a vodorovná z hlediska výškového vedení.

Posudek konstrukce se provádí cca v polovině projektované životnosti, cca po 50 letech od výstavby (výstavba mostu proběhla kolem roku 1987). Tato skutečnost má vliv zejména na ztráty předpětí. Odhadovaná zbytková životnost je cca 30 let. Zatížitelnost v tomto okamžiku (rok 2023) je tak pravděpodobně vyšší, ale nevýznamně.

Předpoklady výpočtu týkající se degradace a závad konstrukce viz kapitola 4.9.

Grafy vnitřních sil zahrnují polovinu délky konstrukce, předpokládá se symetrie konstrukce.

Ztráty předpětí byly analyzovány výpočetním programem Midas s odhadnutými fázemi výstavby a provozu, postup výstavby je znám pouze částečně.

Uvažovaly se vstupy pro výpočet ztrát předpětí:

- Součinitel tření v oblouku 0.3 [-],
- nezamýšlená změna směru kabelu na jednotku délky 0.0015 [-/m],
- pokluz v kotvě 6 [mm],
- reologické modely betonu dle softwaru (je implementován platný přístup EN1992),
- třída relaxačního chování předpínací výztuže 1 podle ČSN 1992 (dráty s normální relaxací), viz kapitola 4.10.2.

Podle dostupné dokumentace bylo použito lan 24P7.

### 4.4 PROVEDENÉ POSUDKY

#### 4.4.1 NOSNÁ KONSTRUKCE

Je nutné posoudit šířku trhlin při časté kombinaci zatížení podle ČSN 73 6222, tabulka 12.3 respektive 12.4). Normou je při životnosti 15-30 let přípustná šířka trhliny v předpjatých „nosnících“ 0.2 mm v časté kombinaci zatížení. Kategorie konstrukce podle životnosti je S3, kategorie mostu D. Ve výpočtu se připustilo, že může vzniknout napětí na mezi vzniku trhlin. Toto napětí se stanovilo podle ČSN EN 1992-1-1, článek 7.3.2. jako  $\sigma_{ct,p} = f_{ct,eff} = f_{ctm}$ , čili jako průměrná hodnota tahové pevnosti betonu v okamžiku očekávaného vzniku trhlin (uvažována 28-denní pevnost). V tažené oblasti je započítána i betonářská výztuž. Trhliny tak nejsou připuštěny, pokud vzniknou, budou mít přípustnou šířku. Tento postup, ve kterém se nepočítá šířka trhlin, ale je stanoven pouze limit napětí, bývá mírně konzervativní nebo dá identické výsledky s přímým výpočtem šířky trhlin.

Konstrukce by měla mít teoretickou zbytkovou životnost s ohledem na rok výstavby cca 64 let. To by konstrukci zařadilo do kategorie C, kde je vyžadována dekomprese v kvazistálé kombinaci zatížení. Napětí v této kombinaci je proto rovněž posouzeno.

Dále byl posouzen MSÚ (kombinace 6.10a a 6.10b) a MSP – charakteristická kombinace. V charakteristické kombinaci je posouzeno napětí v betonu, jež má být menší nebo rovno  $0.6 f_{ck}$ .



Smyk ve vodorovné pracovní spáře byl posouzen jako smyk mezi betony různého stáří. Velikost smykových sil ve vodorovné spáře závisí na velikosti posouvající síly na vodorovné nosné konstrukci. Jsou vzaty síly přímo v teoretické bodové podpoře prutu, takzvané špičkové síly. Nejhorší zjištěný stav obnáší nedobetonování spáry a nečistoty ve spáře, což způsobuje snížení únosnosti spáry (není však v místě maximální posouvající síly a není proto rozhodující). Podrobnosti posouzení jsou v kapitole 6.8, popis degradace je v kapitole 4.9.

#### 4.5 POSTUP PODROBNÉHO VÝPOČTU

Postup podrobného výpočtu byl takový, že byla stanovena „únosnost“ průřezů, resp. část „síly“  $X_{Live}$ , která může být vyvozena účinky proměnného (referenčního) zatížení. Zatížitelnost byla určena tak, aby referenční zatížení vyrovnalo  $X_{Live}$ .  $X$  označuje silovou veličinu - ohybový moment nebo posouvající sílu. Obdobně se postupovalo při stanovení zatížitelnosti s ohledem na mezní šířku trhlin, zatížení má vyrovnat  $\sigma_{Live}$ . Výpočet  $X_{Live}$  (s vyhodnocením zatížitelnosti) byl proveden postupně pro všechny provedené posudky.

Součané působení normálové síly je pomocí napětí započteno v momentu „únosnosti“ v MSP respektive MSÚ.

#### 4.6 UVAŽOVANÉ FÁZE VÝSTAVBY

Následuje popis fází a poté tabulka předpokládaných fází výstavby se zadanými časy.

Předpokládá se, že konstrukce byla stavěna na skruži a k odskružení došlo najednou u celého mostu po napnutí posledního kabelu. Fáze *betonaz01* až *predpeti03* jsou zadány dle napínacích protokolů a dokladech o betonáži. Zbytek je odhadnutý.

##### ZADANÉ FÁZE VÝSTAVBY

- betonaz01 – betonáž prvního taktu (pole 1 a část pole 2 k první pracovní spáře), proběhla v čase  $t=0$  dní,
- betonaz02 – betonáž druhého taktu (pole 3 a část pole 2 ke druhé pracovní spáře), proběhla v čase  $t=4$  dny,
- predpeti01 – předpětí kabelů prvního taktu zjednodušeně najednou (proběhlo v čase  $t=20$  dní),
- predpeti02 – předpětí kabelů druhého taktu zjednodušeně najednou (proběhlo v čase  $t=21$  dní),
- betonaz03 – betonáž třetího taktu (střed pole 2), proběhla v čase  $t=49$  dní,
- predpeti03 – předpětí kabelů spojitosti zjednodušeně najednou (proběhlo v čase  $t=103$  dní),
- ostatniStale – instalace mostního svršku a vybavení (ostatní stálé zatížení v čase  $t=153$  dní), obsahuje i krok v čase  $t=18250$  dní pro posouzení,
- KZ – předpokládaný konec životnosti mostního objektu, 100 let, fáze pro eventuální posouzení.

Fáze výstavby jsou zadány takto zjednodušeně, protože podrobnější postup není znám.

Name	Duration	Date	Step	Result
betonaz01	4	4	0	Stage
betonaz02	16	20	0	Stage
predpet...	1	21	0	Stage
predpet...	28	49	0	Stage
betonaz03	54	103	0	Stage
predpet...	50	153	0	Stage
ostatniS...	18500	18653	0	Stage
KZ	18000	36653	0	Stage

**Obrázek 1** Tabulka  
uvažovaných fází a časů provedení

## 4.7 ZATÍŽENÍ

### 4.7.1 UVAŽOVANÉ ZATĚŽOVACÍ STAVY A JEJICH ZKRATKY

V závorkách je uvedený název v programu Midas, objevuje se např. ve výpisu vnitřních sil.

- $g_0$  (sw) – vlastní tíha konstrukce,
- smršťování a dotvarování konstrukce (CS, TD, Ps),
- $g$  (oS) – ostatní stálé zatížení – vlastní tíha mostního svršku (např. římsy a vozovkové souvrství),
- chod – chodníky,
- (NErovnoTepl+) – nelineární ohřátí konstrukce,
- (NErovnoTepl-) – nelineární ochlazení konstrukce.
- model pro stanovení zažitelnosti  $V_n$  (zadáva se model reprezentující 32 t),
- model pro stanovení zažitelnosti  $V_r$  (zadáva se model reprezentující 80 t),
- model pro stanovení zažitelnosti  $V_e$  (zadáva se model reprezentující 180 t).

Dále se ve výpisu vnitřních sil objevují zkratky:

- dead – stálé zatížení (vlastní tíha a ostatní stálé zatížení),
- tendPrim – primární účinky předpětí,
- tendSec – sekundární účinky předpětí,
- summation – součet všech působících zatížení – smršťování, dotvarování, stálá zatížení vlastní tíhou a ostatní stálá zatížení, předpětí
- CS, TD, Ps – součet účinků smršťování, dotvarování a sekundárních účinků předpětí.

V tabulkách vystupuje zvlášť "CS, TD, Ps". Jedná se o součet všech účinků, které jsou získány jako výstupy časově závislé analýzy. Jsou takto vyčleněny, protože v různých mezních stavech se pro ně (stejně jako pro jiné zatěžovací stavy) používá různých kombinačních součinitelů. Například pro ohybový moment platí, že  $M_{CS,TD,Ps} = M_{summation} - M_{tendonprimary} - M_g - M_{g0}$ .

#### 4.7.2 ZATÍŽENÍ VLASTNÍ TÍHOU

Zatížení vlastní tíhou „nosníků“ bylo generováno programem Midas automaticky. Je uvažena tíha betonu 25 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.7.3 SMRŠŤOVÁNÍ A DOTVAROVÁNÍ KONSTRUKCE

Smršťování a dotvarování řeší program Midas. Je implementován platný přístup EN1992. Vstupní parametry pro stanovení účinků smršťování a dotvarování jsou následující:

Name : C25/30 Code : European

European

Characteristic compressive cylinder strength of concrete at the age of 28 days (fck) : 25000 kN/m<sup>2</sup>

Relative Humidity of ambient environment (40 - 99) : 70 %

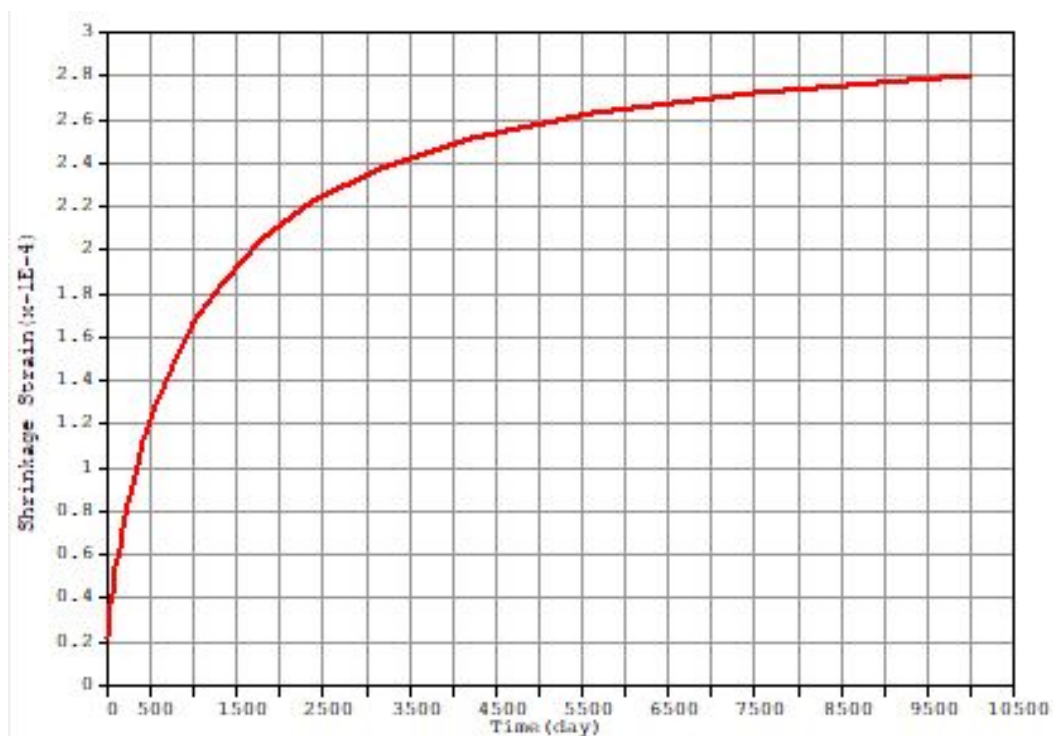
Notional size of member : 0.903 m  
 $h = 2 * A_c / u$  (A<sub>c</sub> : Section Area, u : Perimeter in contact with atmosphere)

Type of cement  
 Class S  Class N  Class R

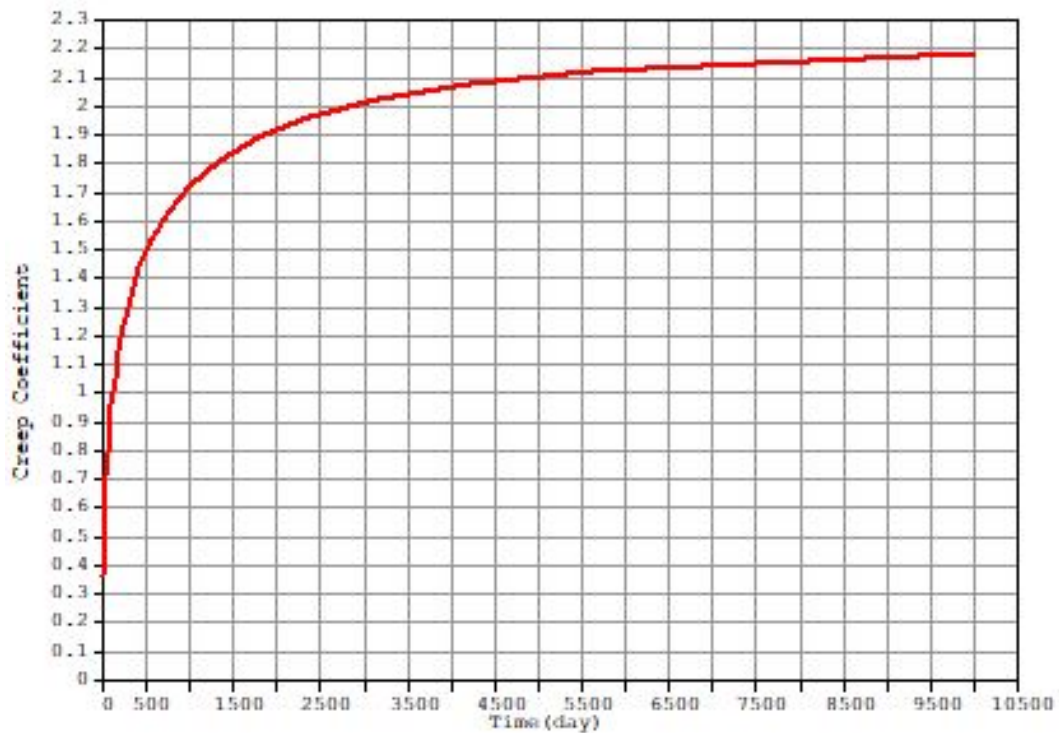
Type of code  
 EN 1992-1 (General Structure)  EN 1992-2 (Concrete Bridge)  Use of silica-fume

Age of concrete at the beginning of shrinkage : 3 day

**Obrázek 2** Zadání vlastností rozhodujících pro velikost smršťování a dotvarování



**Obrázek 3** Výsledná velikost přetvoření od smršťování



Obrázek 4 Výsledná velikost součinitele dotvarování

#### 4.7.4 OSTATNÍ STÁLÁ ZATÍŽENÍ

##### Výpočet ostatních stálých zatížení

asfaltové vrstvy				
0.17*7.5=		1.275		
1.28	*	23	=	29.33 kN/m
na 4 nosníky čtvrtina				
				7.33 kN/m
plocha betonu - římsa levá				
0.93	*	25	=	23.28 kN/m
plocha betonu - římsa pravá				
0.93	*	25	=	23.28 kN/m
Zábradlí / svodidlo				
2	*	1	=	2 kN/m
			suma	85.22 kN/m

moment ke střednici krajního prutu

zatížení / kN/m			rameno/m
římsaL	23.28	*	-1.76
zábrL	1	*	-2.718
suma	24.28		
		e=	-1.799

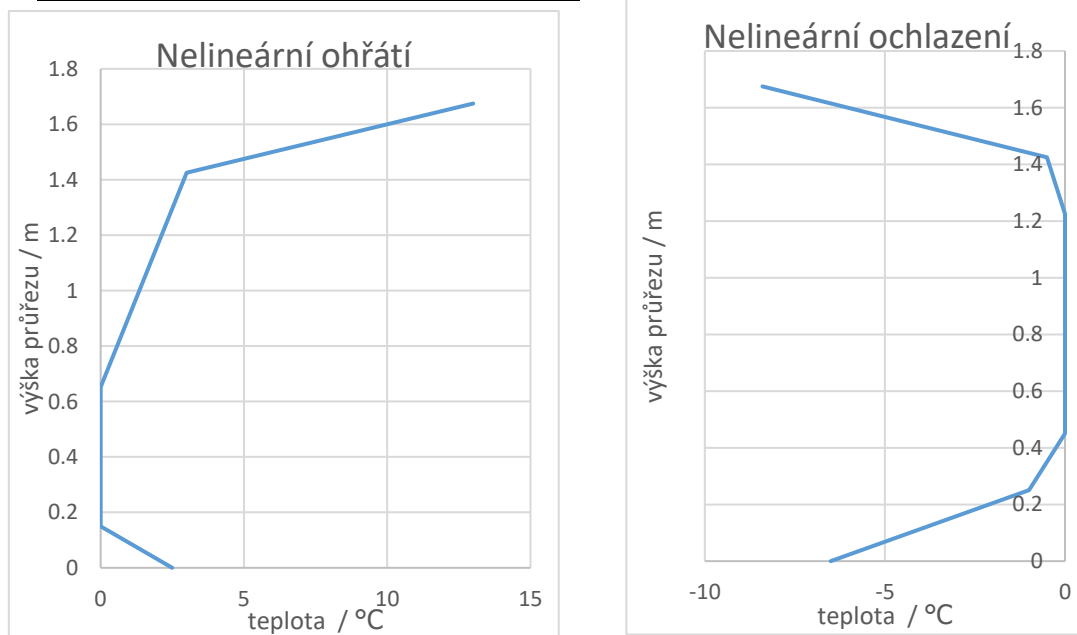
římsaP	23.28	*	1.76
zábrP	1	*	2.718
suma	24.28		
		e=	1.799

Při výpočtu ostatního stálého zatížení se uvažovaly rozměry konstrukce a svršku podle archivního projektu a zaměření v rámci průřezu

#### 4.7.5 ZATÍŽENÍ TEPLOTNÍ

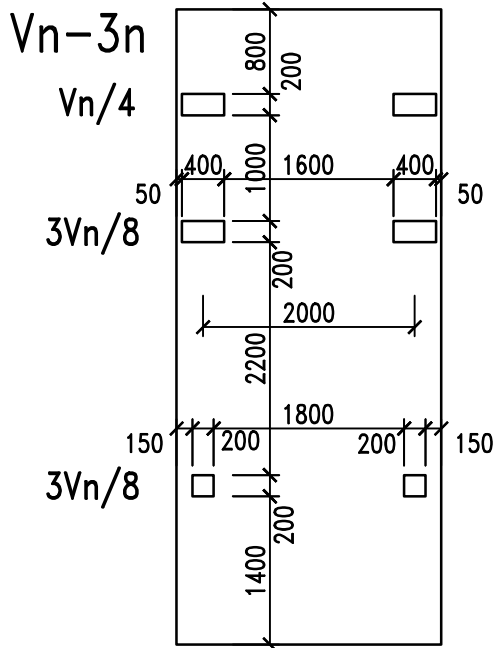
Bylo uváženo zatížení nelineárním průběhem teploty po výšce nosné konstrukce. Je uváženo ochlazení i ohřátí konstrukce, protože vyvolává i tahová napětí v dolních vláknech uprostřed rozpětí, respektive v horních vláknech nad podporou – toto zatížení snižuje absolutní hodnotu ohybového momentu, jímž je možné zatížit konstrukci pro stav šířky trhlin v časté kombinaci. Průběh teplotního zatížení po výšce viz následující strana.

##### Zatížení nelineární změnou teploty

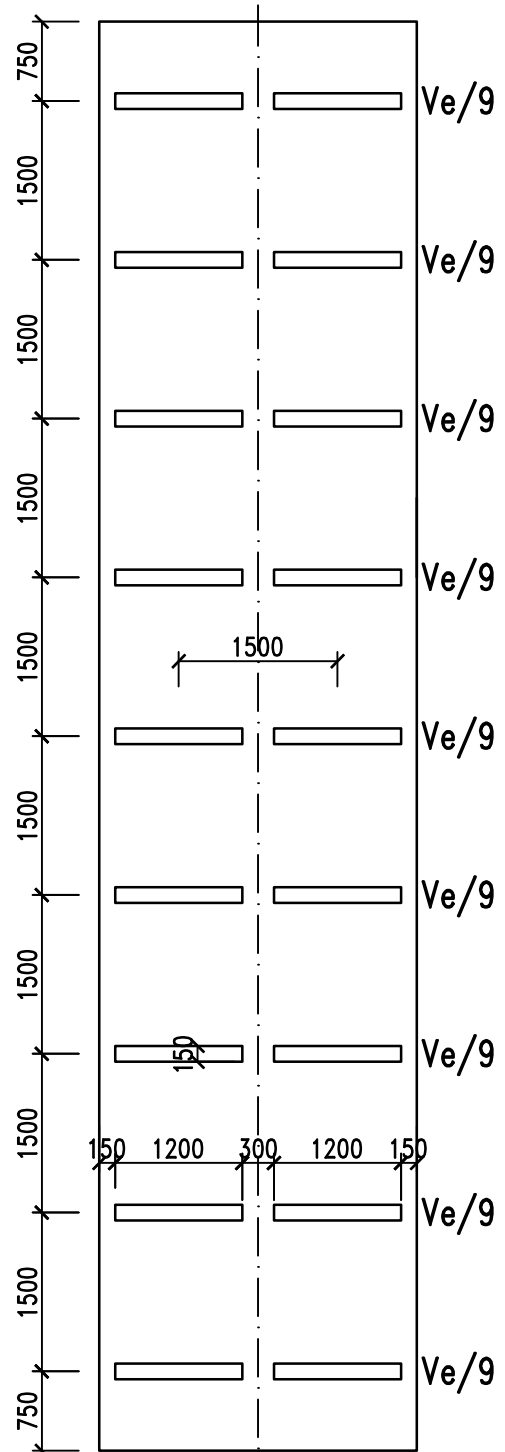


#### 4.7.6 ZATÍŽENÍ DOPRAVOU – SESTAVY PRO STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI

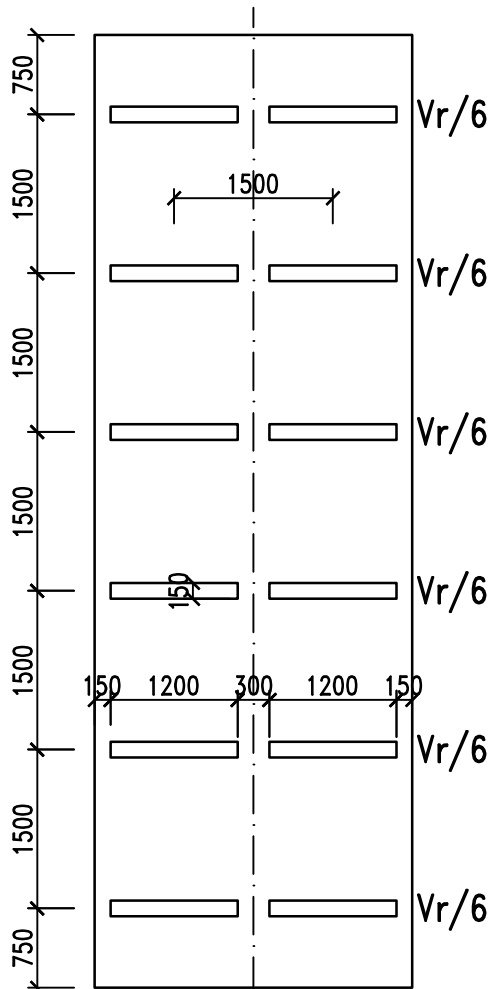
Zadáva se a zobrazují se výsledky modelu reprezentující  $V_n=32t$ ,  $V_r=80t$ ,  $V_e=180t$ . Výsledná zatížitelnost je poměrná část k tomuto zadanému zatížení. Zatížení je zadáno jako pohyblivé, vozidla se mohou pohybovat všude po objektu mezi zvýšenými obrubníky. U  $V_n$  jsou propočítány všechny kombinace těžkých a středních pruhů tak, aby dosáhlo maximálních účinků. U výjimečné zatížitelnosti je uvážena možnost pohybu v rámci excentricity od osy mostu 0.5 m.

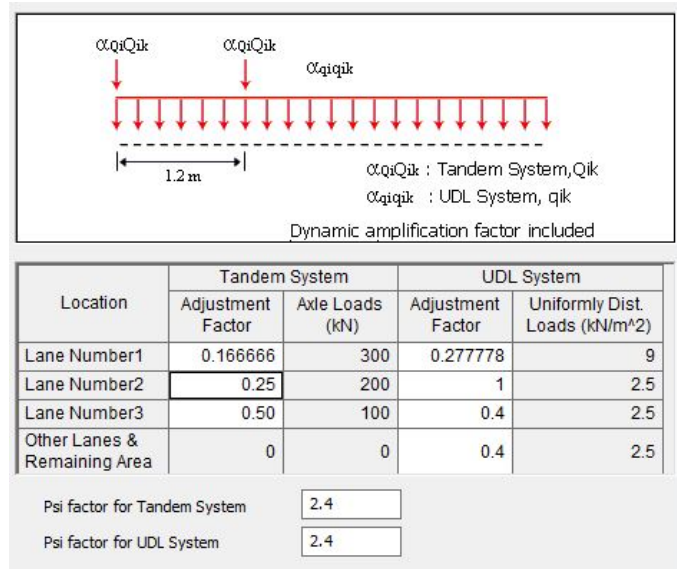


$V_e$



$V_r$





**Obrázek 5** Sestava zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti

Standard Name: EN 1991-2:2003 - RoadBridge/Footway and FootBridge

Load Type:  Load Model 2,4 / Fatigue Load Model 2,4

Vehicular Load Properties: Vehicular Load Name: Vr

Truck Load:  $\alpha P_1, \alpha P_2, \alpha P_3, \dots, \alpha P_{n-1}, \alpha P_n$

Lane Load:  $\beta W, ca$

No	P(kN)	D(m)
4	133.333	1.5
5	133.333	1.5
6	133.333	end

Adjustment Factor  $\beta$ : 1  
Psi factor: 1

výhradní

Standard Name: EN 1991-2:2003 - RoadBridge/Footway and FootBridge

Load Type:  Load Model 2,4 / Fatigue Load Model 2,4

Vehicular Load Properties: Vehicular Load Name: Ve

Truck Load:  $\alpha P_1, \alpha P_2, \alpha P_3, \dots, \alpha P_{n-1}, \alpha P_n$

Lane Load:  $\beta W, ca$

No	P(kN)	D(m)
7	200	1.5
8	200	1.5
9	200	end

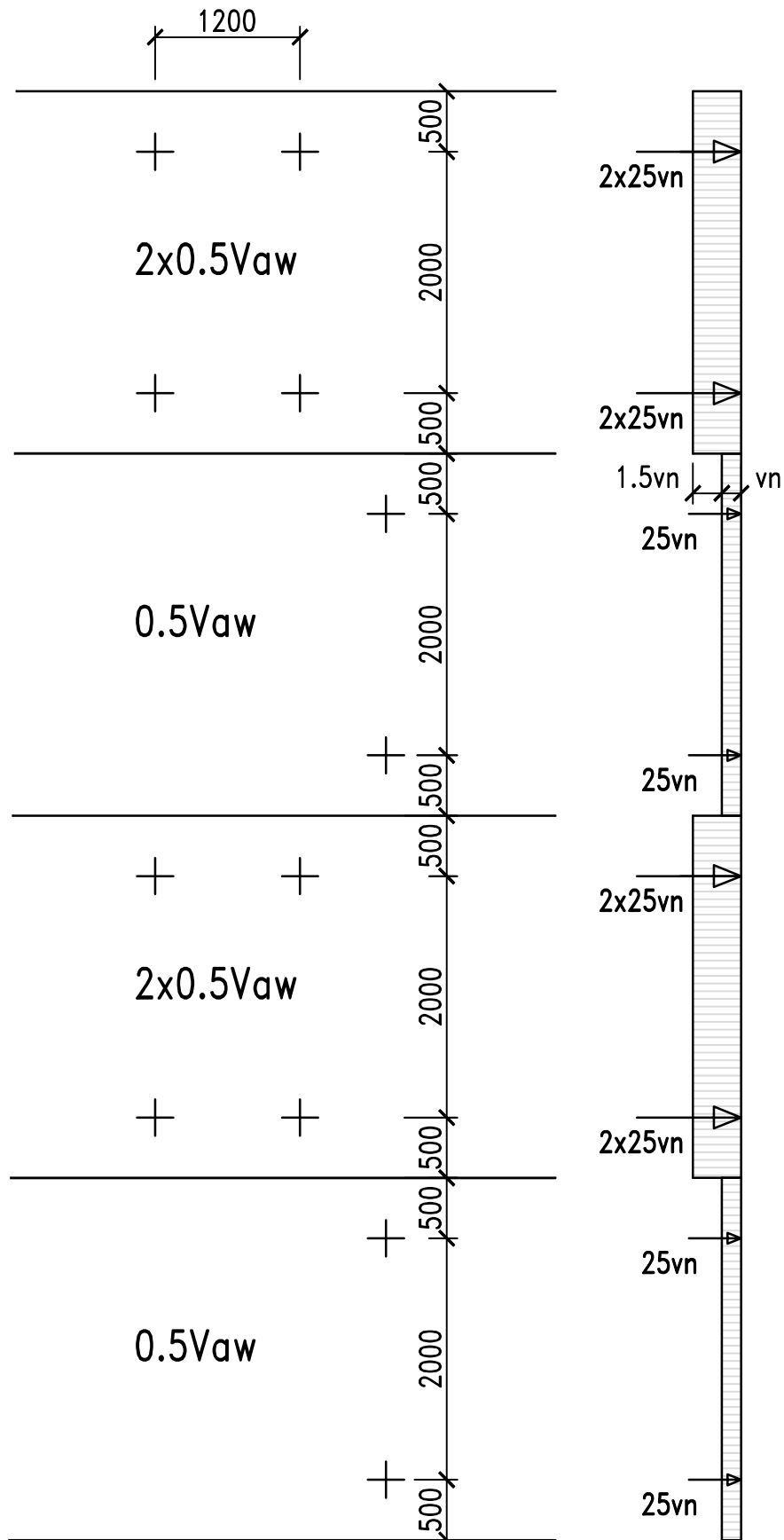
Adjustment Factor  $\beta$ : 1  
Psi factor: 1

výjimečná

Obrázek 6 Sestavy zatížení pro stanovení výhradní a výjimečné zatížitelnosti

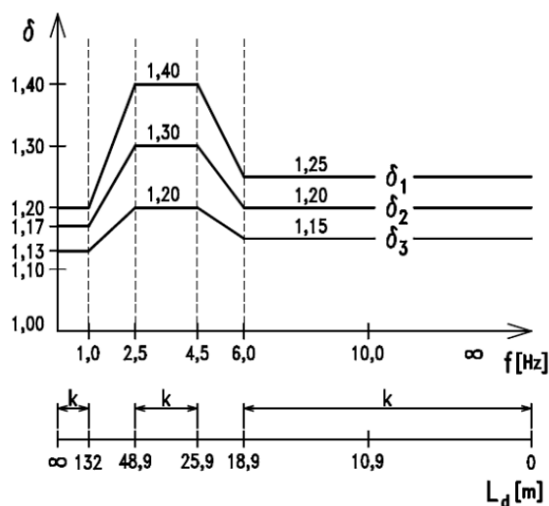


SESTAVA ZATÍŽENÍ PRO STANOVENÍ NORMÁLNÍ ZATÍŽITELNOSTI



#### 4.8 UVAŽOVANÉ DYNAMICKÉ ÚČINKY ZATÍŽENÍ DOPRAVOU PŘI STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI

Dynamické součinitele pro silniční dopravu byly uvažovány dle ČSN 73 6222, kapitoly 8.



**Obrázek 7** Dynamické součinitele v závislosti na vlastní frekvenci

výsledně uvažovaný dynamický součinitel	hodnota
$\delta V_n$	1.3
$\delta V_r$	1.4
$\delta V_e$	1.05

#### 4.9 STAV A OSLABENÍ PRŮŘEZŮ VLIVEM DEGRADACE

Diagnostickým průzkumem [1] bylo stanoveno oslabení předpínací výztuže hodnotou 5 % průřezové plochy na všech lanech.

Vodorovná pracovní spára je nedobetonovaná, obsahuje kaverny nebo nečistoty. Nejhorší je stav mimo rozhodující průřez, s ohledem na nejistoty a nemožnost prozkoumat celý průřez je však zhoršený parametr soudržnosti i v rozhodujícím průřezu u podpory. Součinitel  $c$  je zmenšen z 0.4 na 0.35 (bezrozměrné číslo). Ve spáře je uvažované oslabení svislé betonářské výztuže 5 % průřezové plochy. Výpočet je zpracován ve třech variantách:

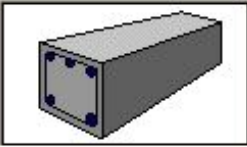
- bez žádného oslabení,
- s oslabením předpínací výztuže i oslabením parametrů ve vodorovné pracovní spáře,
- po opravě - s oslabením předpínací výztuže, se zlepšením parameterů ve vodorovné pracovní spáře (podrobnosti o opravě viz diagnostický průzkum).

#### 4.10 MATERIÁLY

##### 4.10.1 BETON A BETONÁŘSKÁ VÝZTUŽ

Betonářská výztuž je třídy 10 425, což platí pro pruty i kari sítě.

Podle archivní dokumentace je pro nosnou konstrukci užit beton B400, podle výsledků průzkumu je třída stejná - 400, což odpovídá dnešní třídě C-/35. V posudcích, kde je to možné, je počítáno s interpolovanou pevností  $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$ . Mezitřída je uvážena např. v pevnosti  $f_{ctd}$ , která je použita v posudku smyku ve vodorovné pracovní spáře. V posudcích, kde je zadání do software omezeno na normové třídy betonu, je uvážena nejbližší nižší třída C25/30. Posudek podle nejbližší nižší třídy je např. v MSÚ - ohyb dle programu Midas.

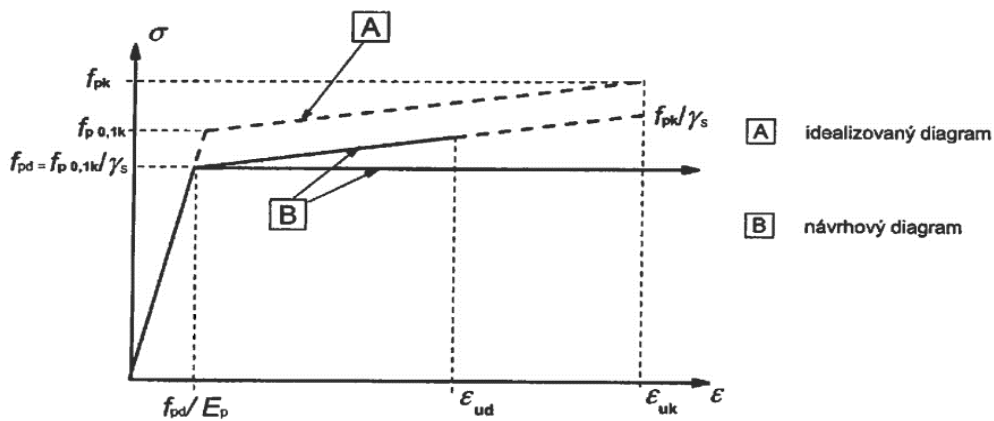
Elasticity Data	
Type of Design	Concrete
	
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Steel	Standard: <input type="text"/> DB: <input type="text"/>
Concrete	Standard: EN04(RC) Code: <input type="text"/> DB: C25/30
<b>Steel</b> Modulus of Elasticity : 0.0000e+000 kN/m <sup>2</sup> Poisson's Ratio : 0 Thermal Coefficient : 0.0000e+000 1/[F] Weight Density : 0 kN/m <sup>3</sup> <input type="checkbox"/> Use Mass Density: 0 kN/m <sup>3</sup> /g	
<input type="checkbox"/> <b>Concrete</b> Modulus of Elasticity : 3.1475e+007 kN/m <sup>2</sup> Poisson's Ratio : 0.2 Thermal Coefficient : 5.5556e-006 1/[F] Weight Density : 25 kN/m <sup>3</sup> <input type="checkbox"/> Use Mass Density: 2.549 kN/m <sup>3</sup> /g	

Obrázek 8 Zadaný materiál betonu

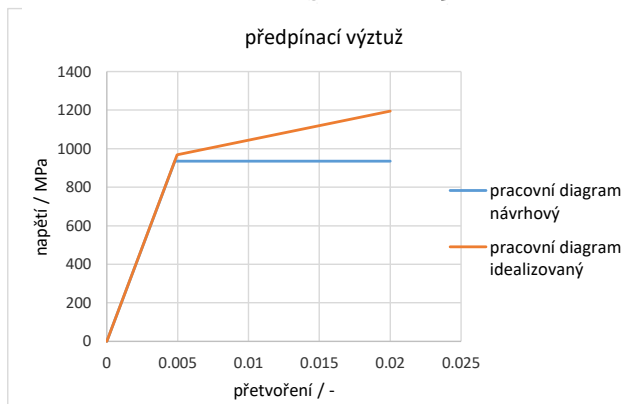
## 4.10.2 PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽ

gammaS	1.15 -		
$f_{p,0,1,k}$	1075.25 MPa	= $f_{pd} * \gamma_{pS} = f_{pd} * 1.15$	Yield Strength
$f_{pk}$	1194.72 MPa	= $f_{p,0,1,k} / 0.9$	Ultimate Strength
$f_{pk}$	1400 MPa	viz ČSN 73 0038	pro výpočet ztrát je uvažovaná tato hodnota
$E_p$	195 GPa		
$f_{pd}$	935 MPa	viz ČSN 73 0038	

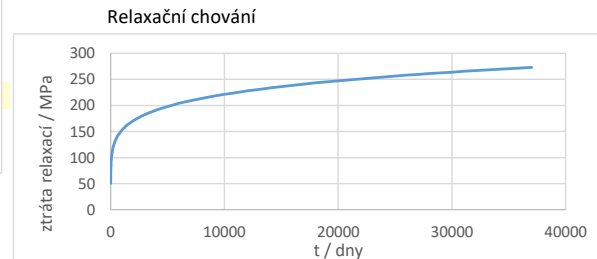
$f_{p,0,1,k} / f_{pk} = 0,9$ . NP17)  
 $f_{pd} / E_p = 0.00479$   
 $f_{p,0,1,k} / E_p = 0.00496$



Obrázek 3.10 – Schéma pracovních diagramů pro předpínací ocel (napětí v tahu a přetvoření jsou uvedeny v absolutních hodnotách)



pracovní diagram návrhový	0	0	pracovní diagram idealizovaný	0	0
	0.004795	935		0.004963	967.725
	0.02	935		0.02	1194.722



### Podélné předpětí

Předpínací napětí: 1100 MPa

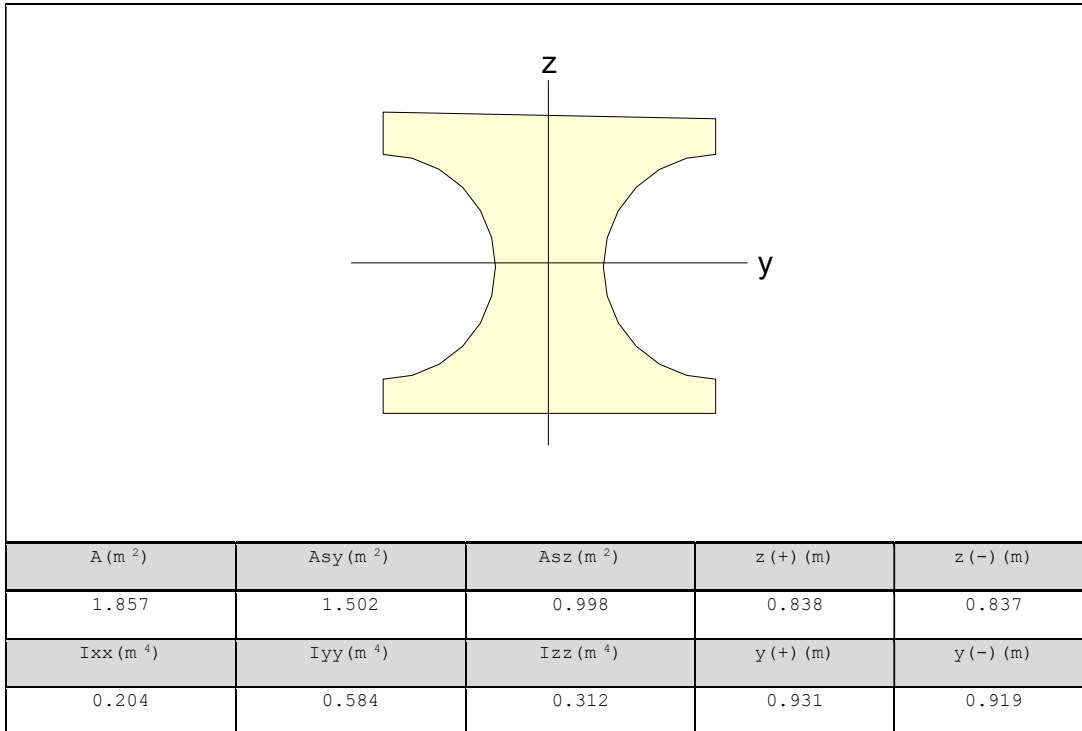
Lana jsou z drátů  
 24Ø7 mm, patentovaný drát nepopouštěný, 7 mm

A= 923.628 mm<sup>2</sup>

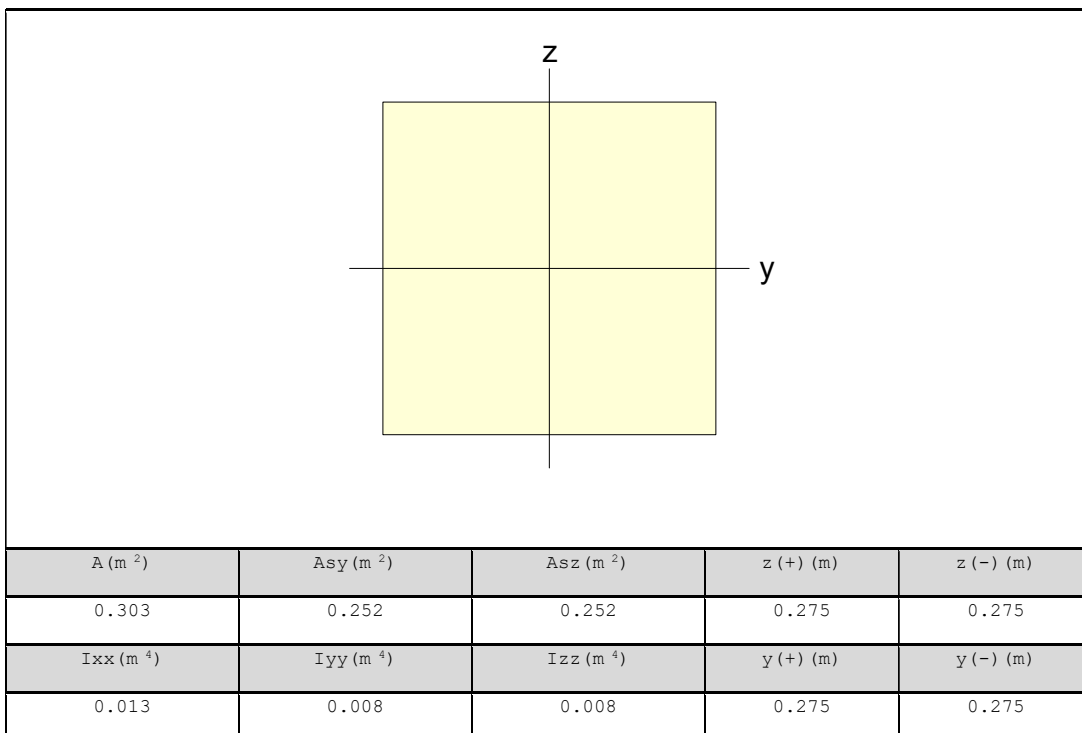
třída relaxace 1 dráty nebo lana s normální relaxací (patentované dráty)  
 zadání do programu Midas: ordinary rho1000= 8 %

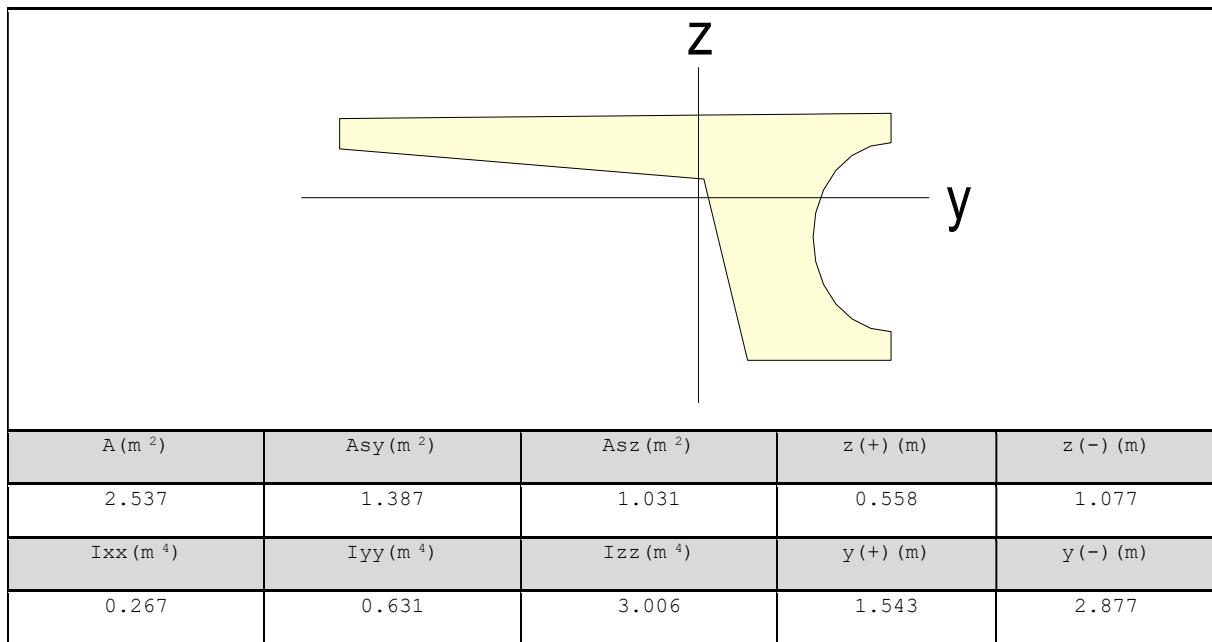
ztráty na konci životnosti: 24.8 %  
 (při zatížení konstantním napětím, skutečné ztráty jsou výsledkem časově závislé analýzy)

4.11 PRŮŘEZOVÉ CHARAKTER. PRUTŮ - VÝSTUP PROGRAMU MIDAS

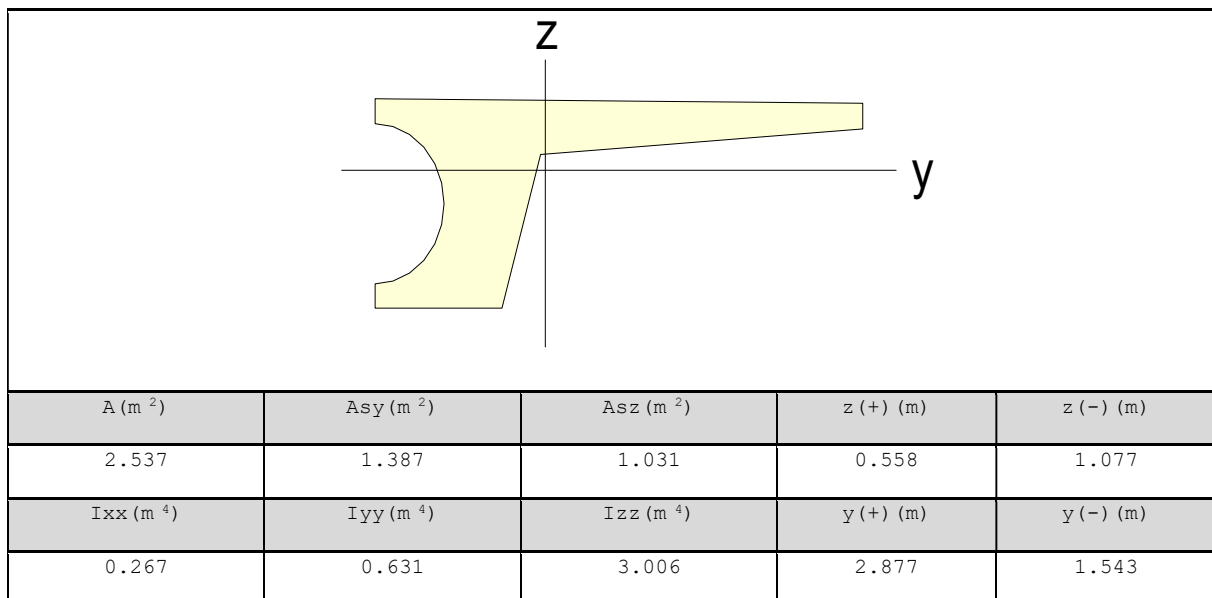


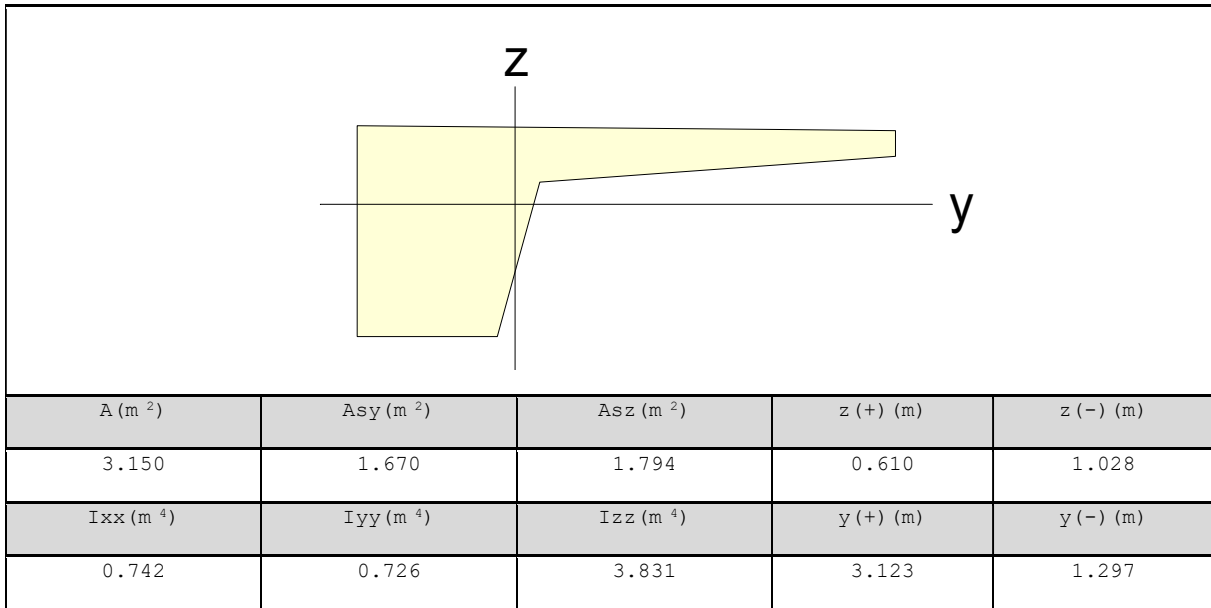
Tabulka 2 3 : pricPole



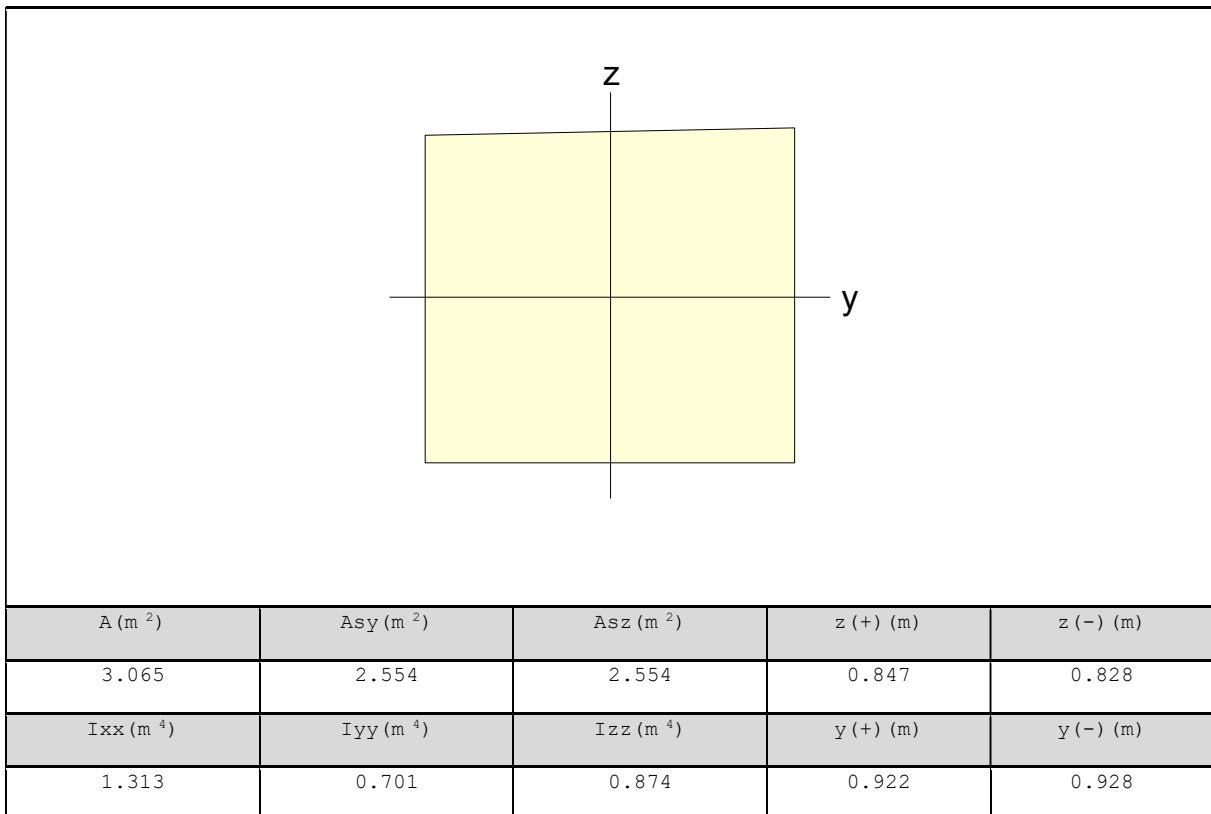


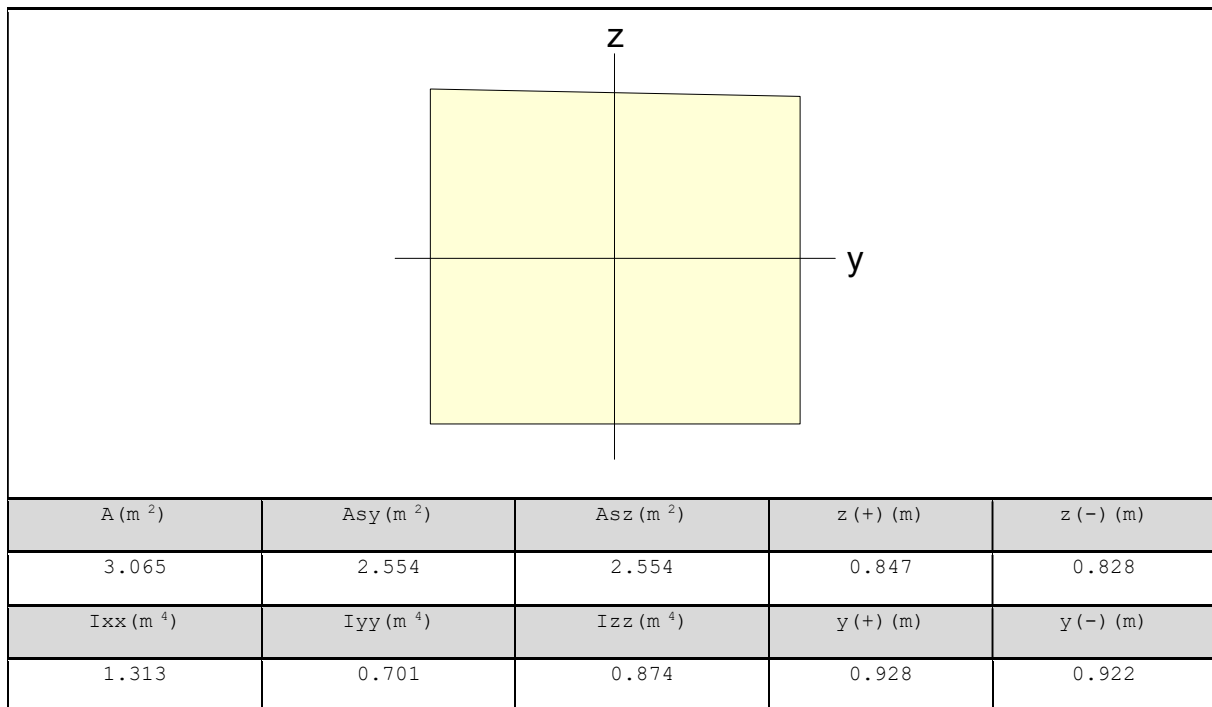
Tabulka 4 7 : krajniDutiP



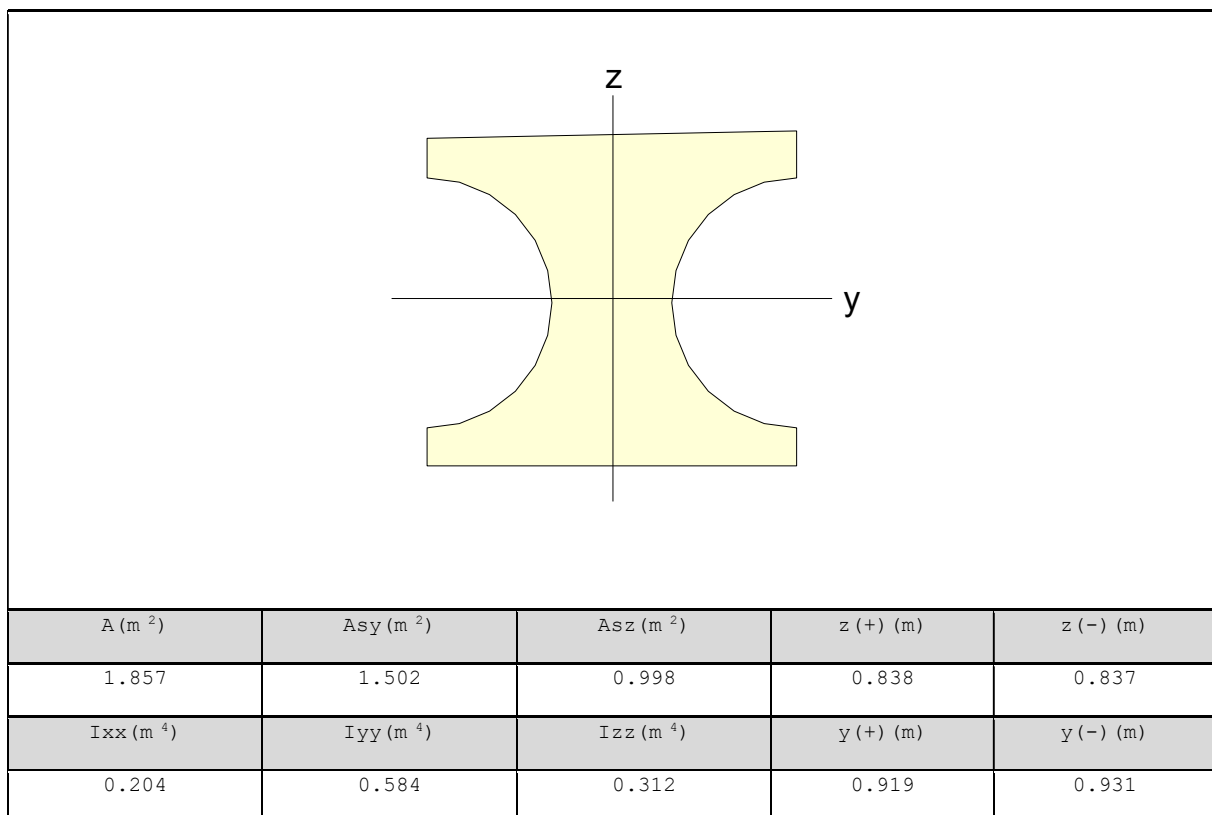


Tabulka 6 10 : vnitřníPlnyiP





Tabulka 8 12 : vnitřníDutiL





## 4.12 EFEKTIVNÍ PRŮŘEZY - PRŮŘEZY ZOHLEDŇUJÍCÍ SKUTEČNÝ PRŮBĚH NAPĚTÍ PO ŠÍŘCE KOMOROVÉHO PRŮŘEZU

Při modelování byly užity plné průřezy, při stanovení napětí od všech zatížení vyjma předpětí byly užity efektivní průřezy (ponechána plná plocha průřezu, redukovaly se momenty setrvačnosti). Výpočet průřezů viz následující tabulka.

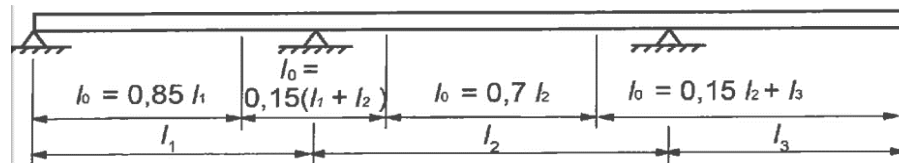
pole

L	$l_0$		b1	b2	$b_{\text{eff},1}$		$b_{\text{eff},2}$
[m]	[m]		[m]	[m]	[m]		[m]
1	13.2	11.22	2.92	2.92	1.706	!	1.706
2	32.8	22.96	2.92	2.92	2.88	!	2.88
3	13.2	11.22	2.92	2.92	1.706	!	1.706

! - průřezové charakteristiky efektivní jsou menší než charakteristiky plné

podpora

L	$l_0$	mezi	b1	b2	$b_{\text{eff},1}$		$b_{\text{eff},2}$
[m]	[m]	poli	[m]	[m]	[m]		[m]
13.2	6.9	12	2.92	2.92	1.274	!	1.274
32.8	6.9	23	2.92	2.92	1.274	!	1.274
13.2							



$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b$$

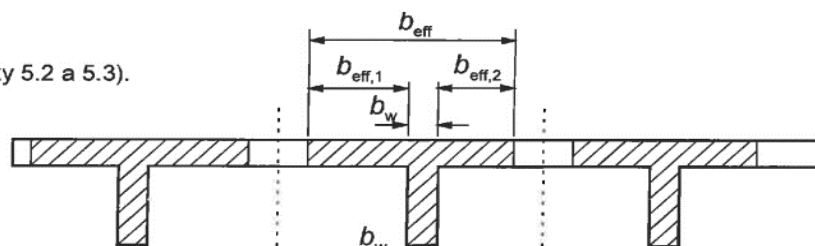
kde

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0$$

a

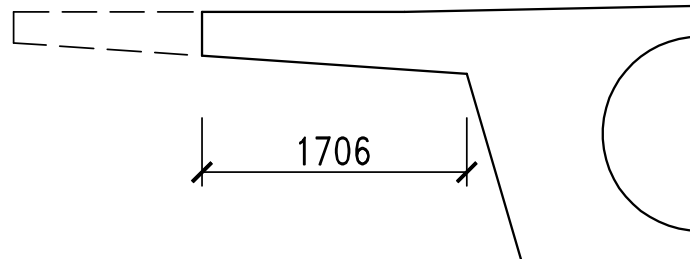
$$b_{\text{eff},j} \leq b_j$$

(označení viz obrázky 5.2 a 5.3).

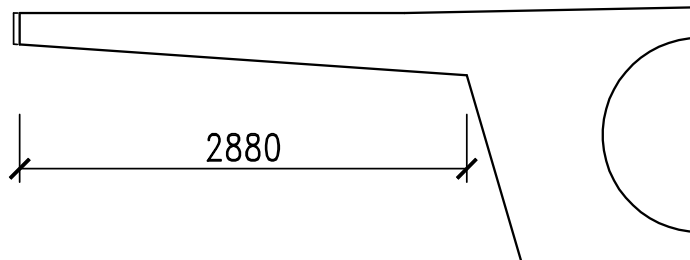


## EFEKTIVNÍ PRŮŘEZY (KVŮLI SMYKOVÉMU OCHABNUTÍ)

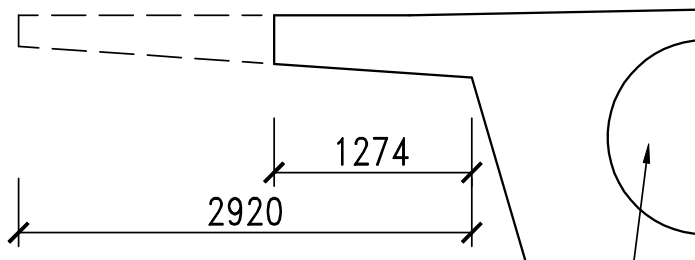
Pole 1 a 3



Pole 2

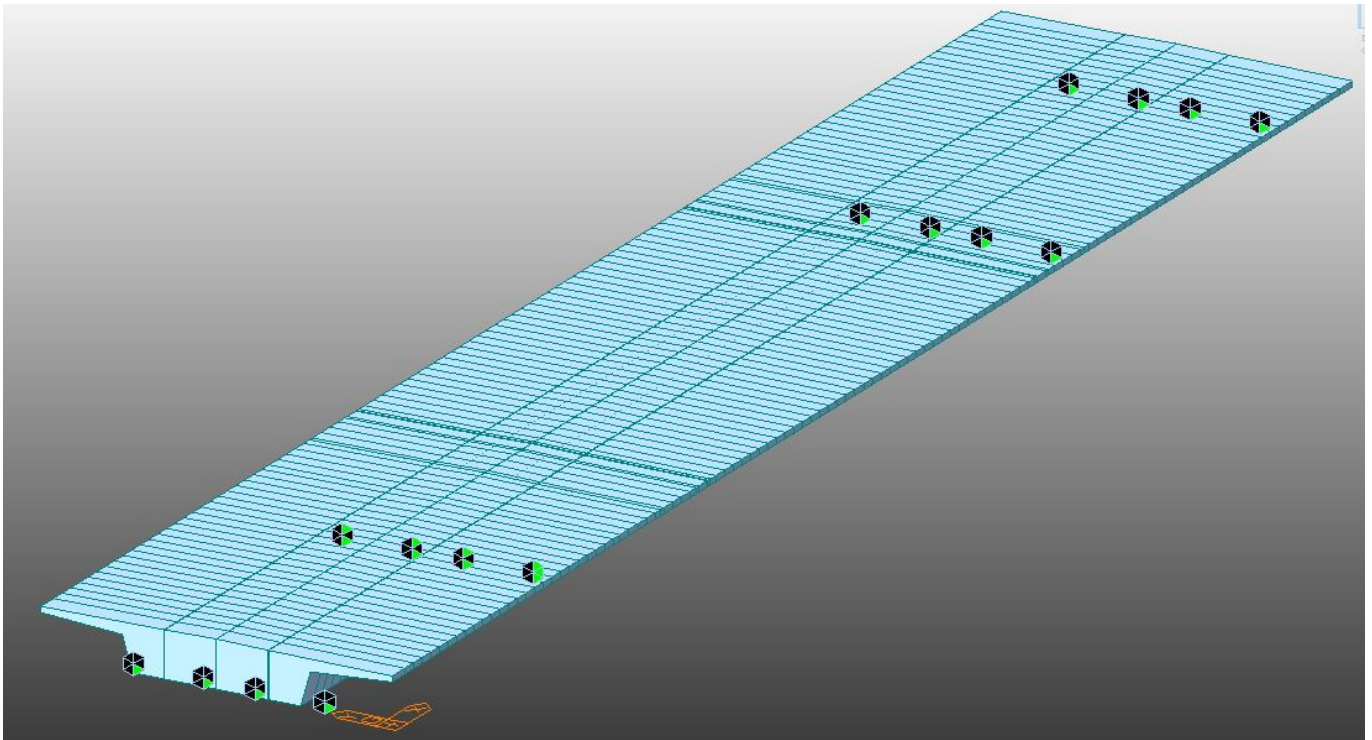


Podpory

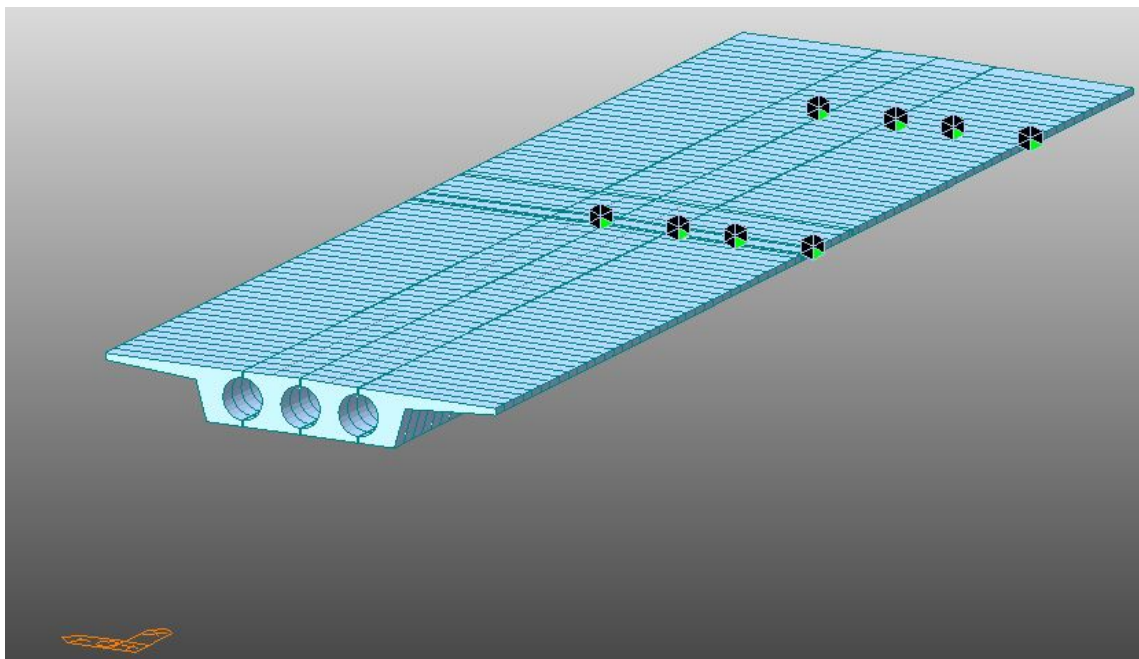


ZMENŠENÍ PRŮŘEZU PLATÍ PRO PLNÝ  
I DUTINOU VYLEHČENÝ PRŮŘEZ

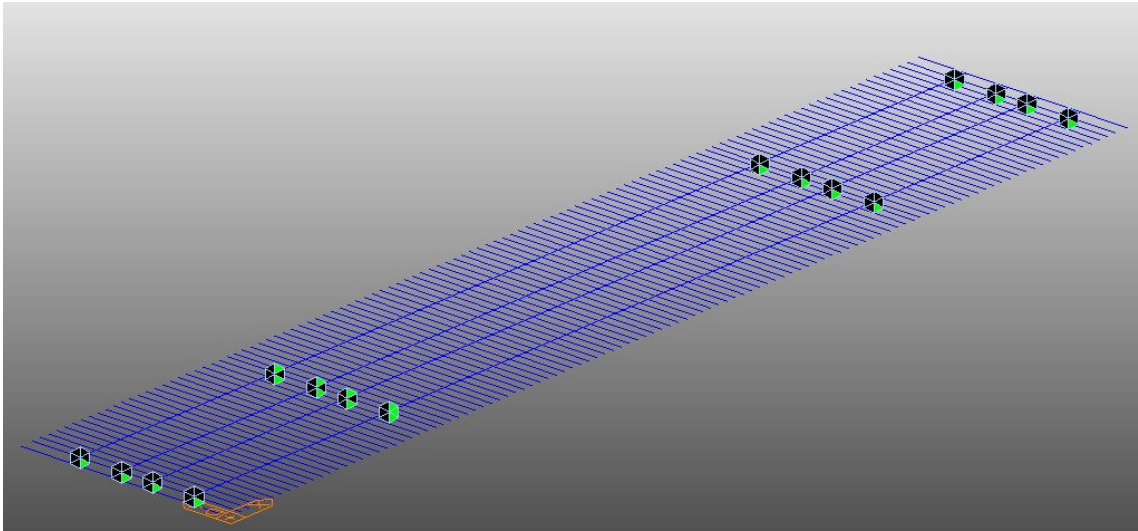
## 5 VÝPOČETNÍ MODEL – PRUTOVÝ



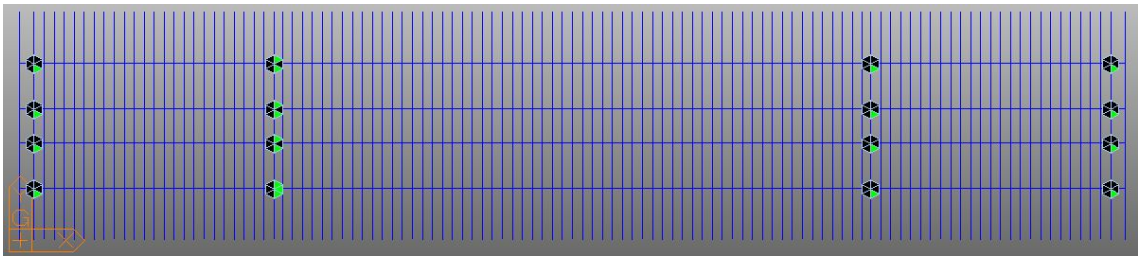
**Obrázek 9** Model konstrukce v axonometrii – skutečné tloušťky prvků



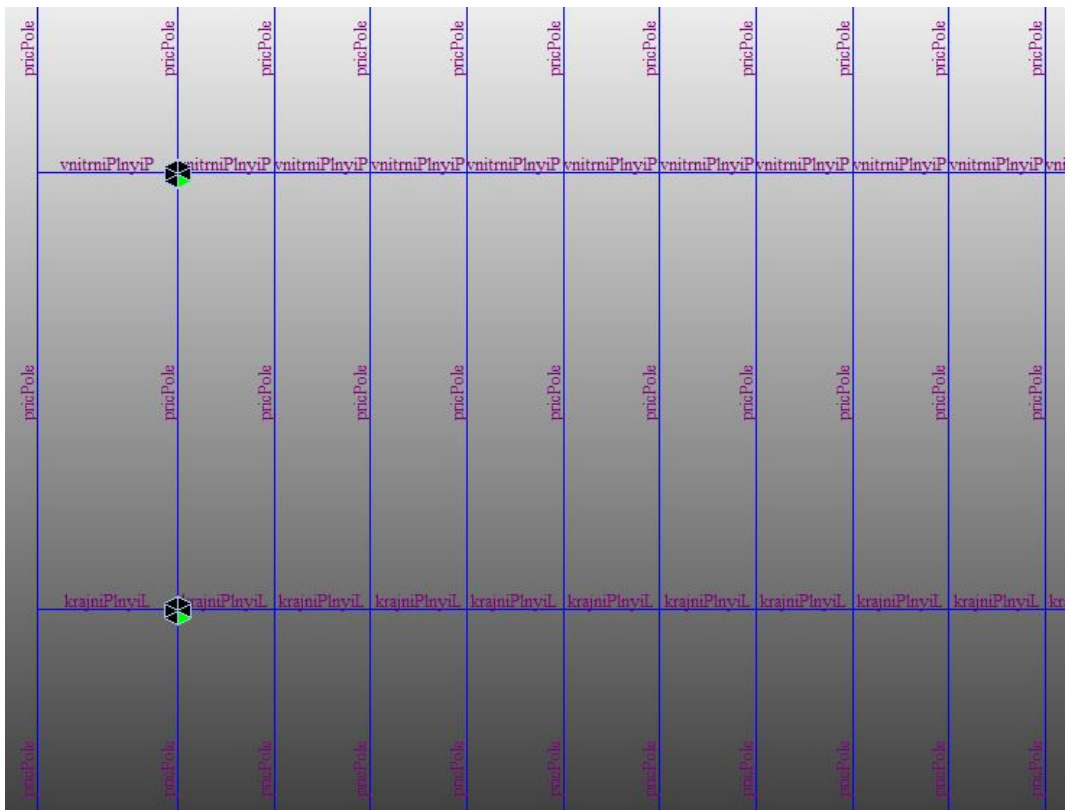
**Obrázek 10** Model konstrukce v axonometrii – pohled na dutiny v poli 2



**Obrázek 11** Model konstrukce – prutové schéma, axonometrický pohled



**Obrázek 12** Model konstrukce – prutové schéma, půdorys



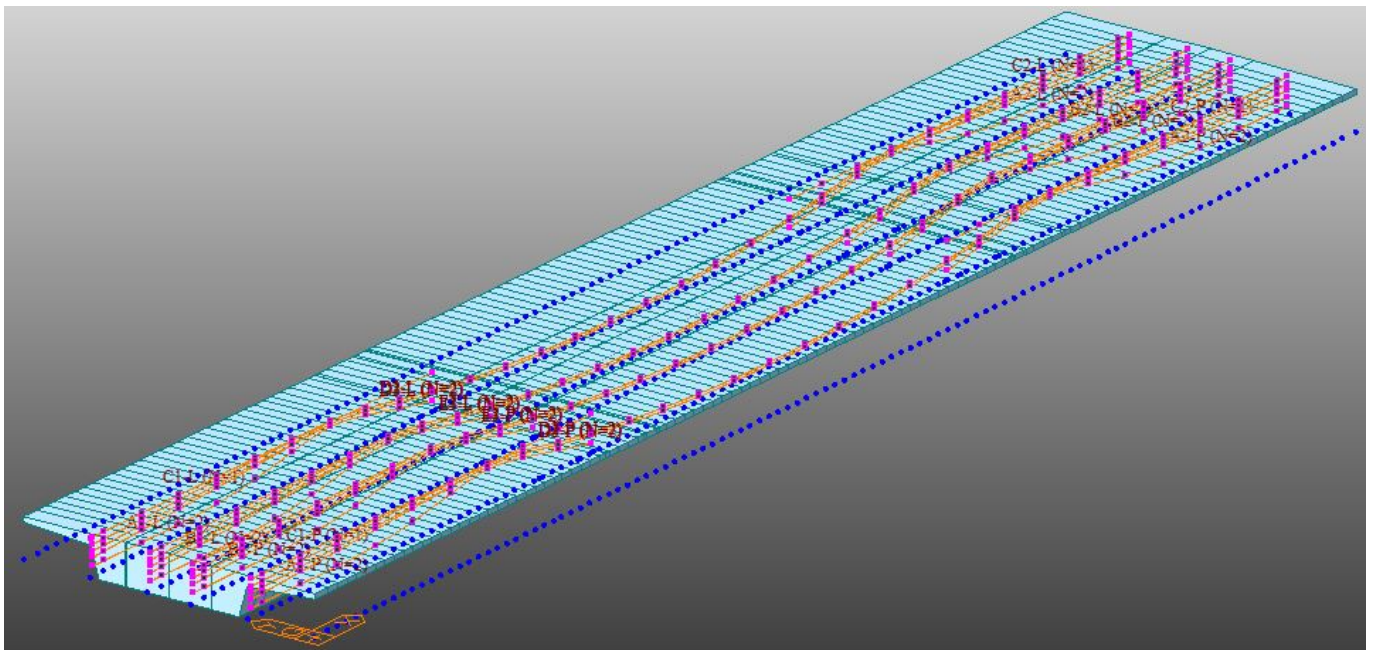
**Obrázek 13** Model konstrukce – užití průřezů v modelu

krajniDutiP	krajniDutiP	krajniPlnyP	krajniPlnyP	krajniPlnyP	krajniDutiP	krajniDutiP	krajniDutiP
-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

**Obrázek 14** Model konstrukce – užití průřezů v modelu - okolí pracovní spáry

	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30
noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW
	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30
noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW	noW
	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30	C25/30

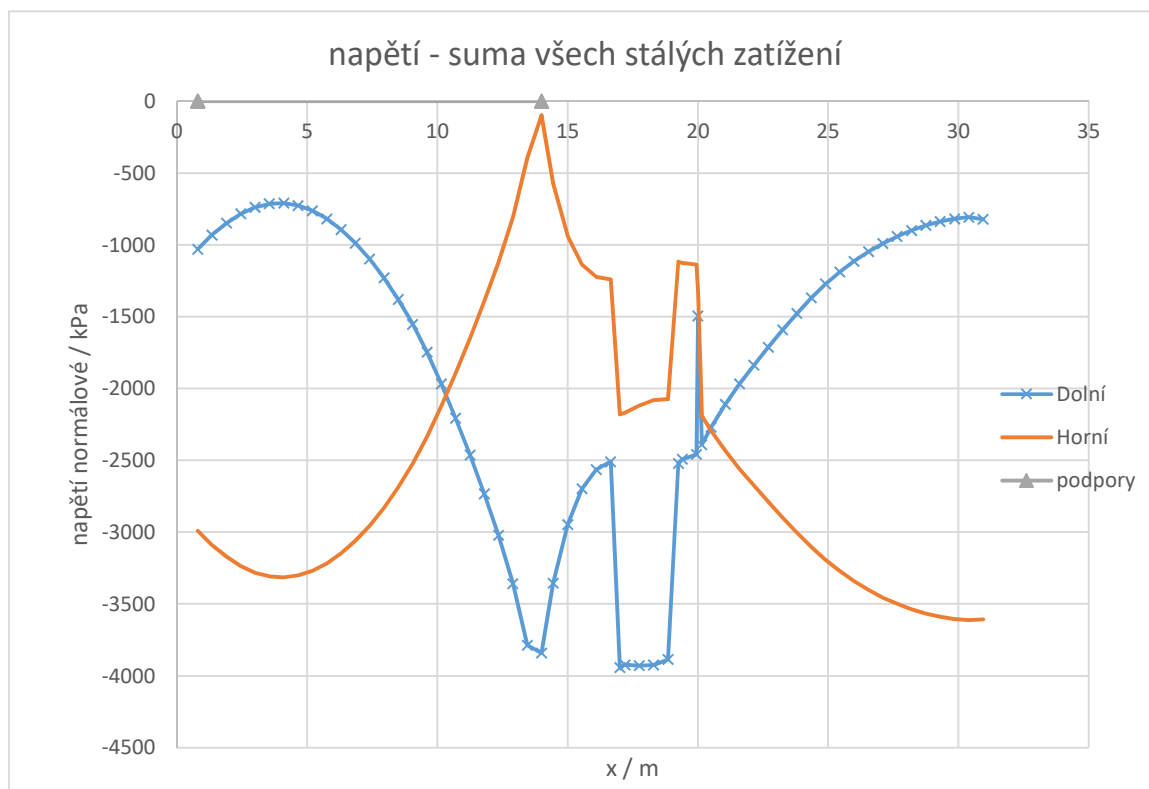
**Obrázek 15** Model konstrukce – užití materiálů v modelu



**Obrázek 16** Grafické zobrazení předpínacích kabelů

## 6 VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI NOSNÉ KONSTRUKCE - BEZ OSLABENÍ

### 6.1 NAPĚTÍ OD STÁLÝCH ZATÍŽENÍ, LEGENDA GRAFŮ

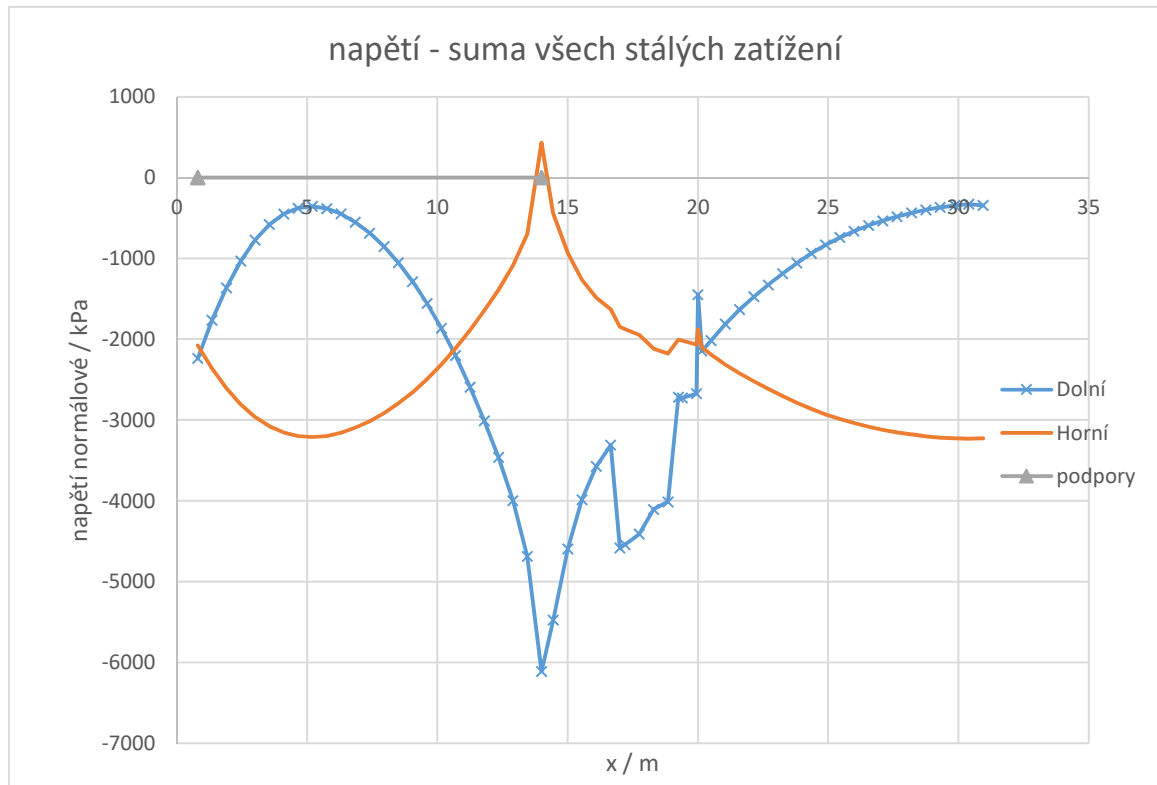


**Obrázek 17** Normálová napětí horní a dolní povrch vlákna - stálá zatížení, vnitřní pruty

Napětí jsou bez teplotního zatížení, které kvazistálá kombinace obsahuje. Napětí jsou mírně tahová i bez vlivu teploty (která by tah ještě zvýšila). Tahová napětí vznikají v horních vláknech nad podporou. Z hlediska šířky trhlin tak v kvazistálé kombinaci konstrukce mírně nevyhovuje, má být splněna podmínka dekomprese.

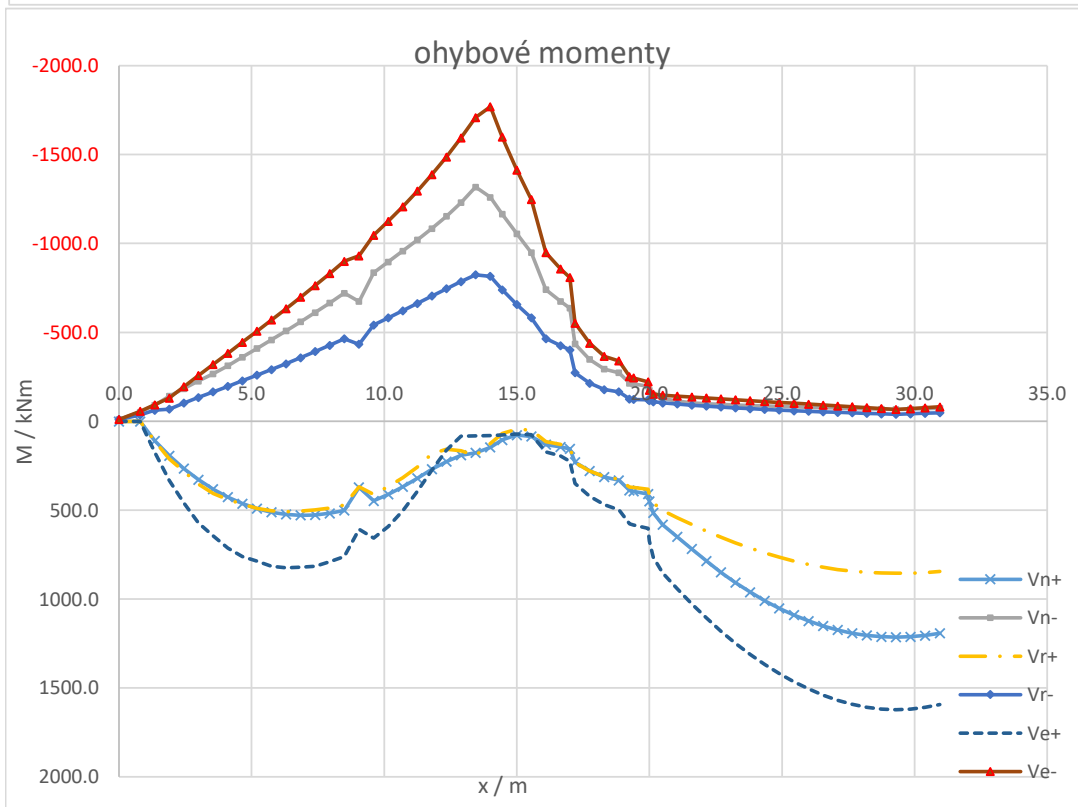
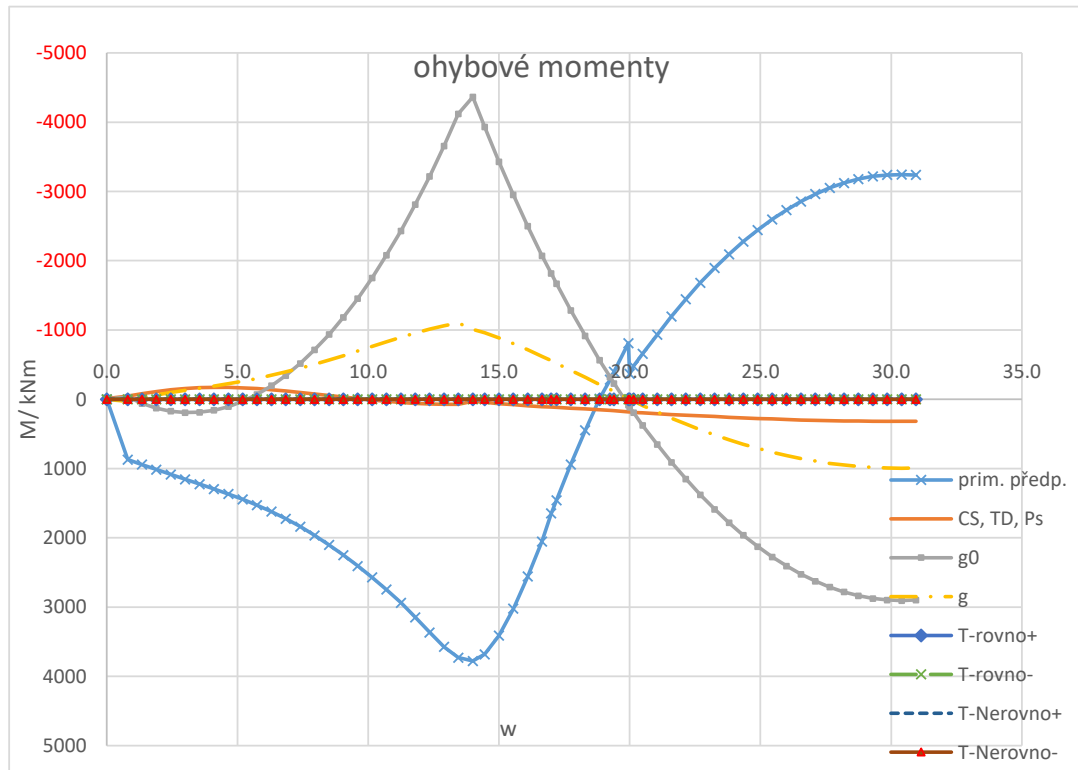
Poznámky ke grafům, které jsou výsledky výpočtů:

- Grafy vnitřních sil zahrnují polovinu délky konstrukce, předpokládá se symetrie konstrukce.
- Vodorovná osa označuje x - délku konstrukce v podélném směru, podpory jsou zobrazeny pouze v grafech napětí od ostatních stálých zatížení.
- Svislá označuje vnitřní síly, napětí, nebo výslednou zatížitelnost V (buď  $V_n$ ,  $V_r$  nebo  $V_e$ ).

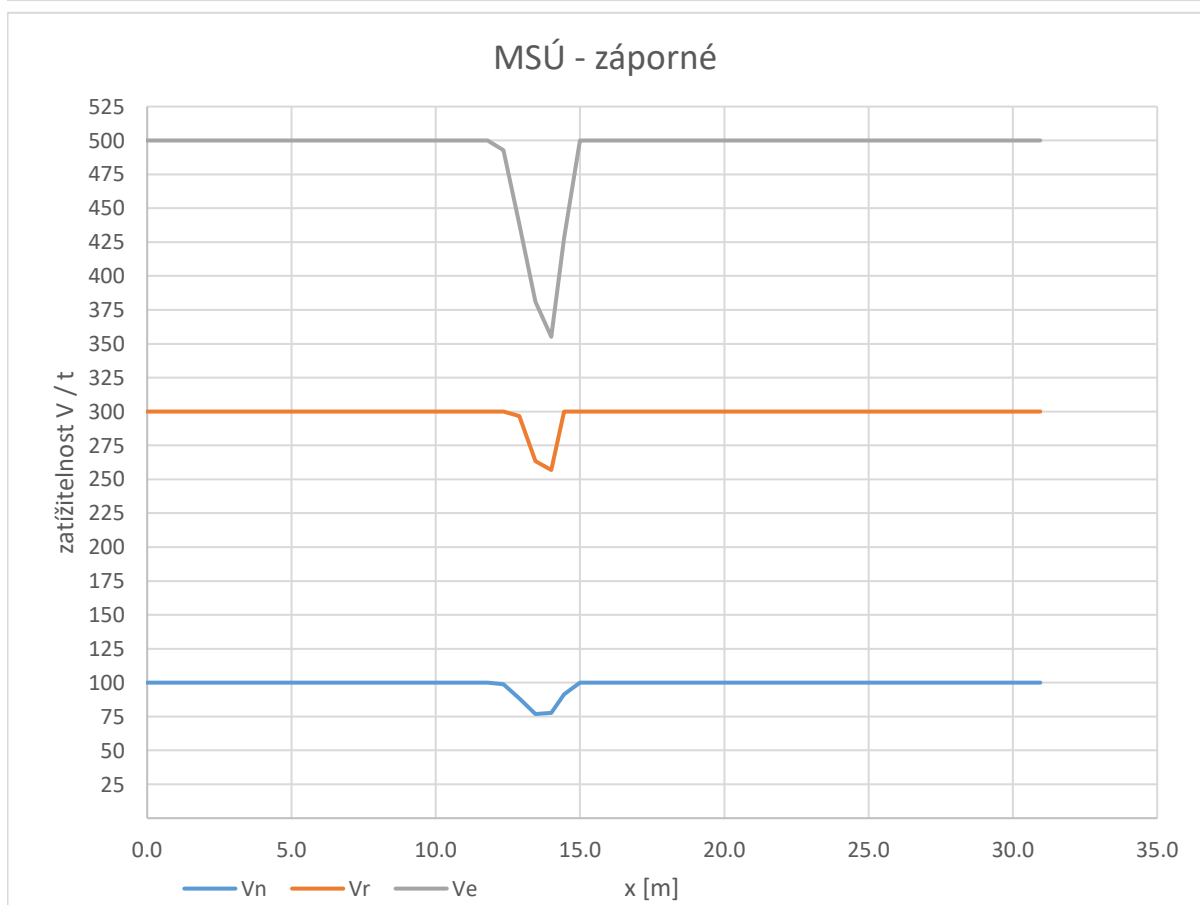
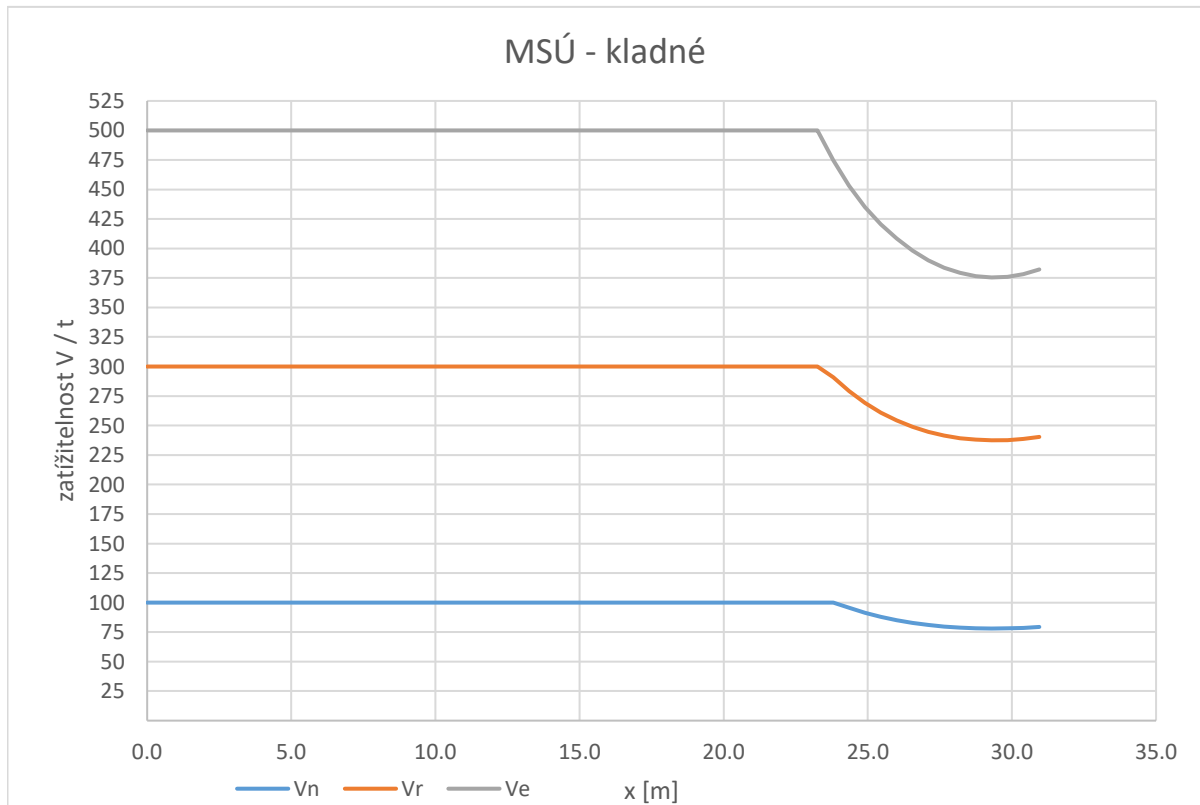


**Obrázek 18** Normálová napětí horní a dolní povrch vlákna - stálá zatížení, vnější pruty

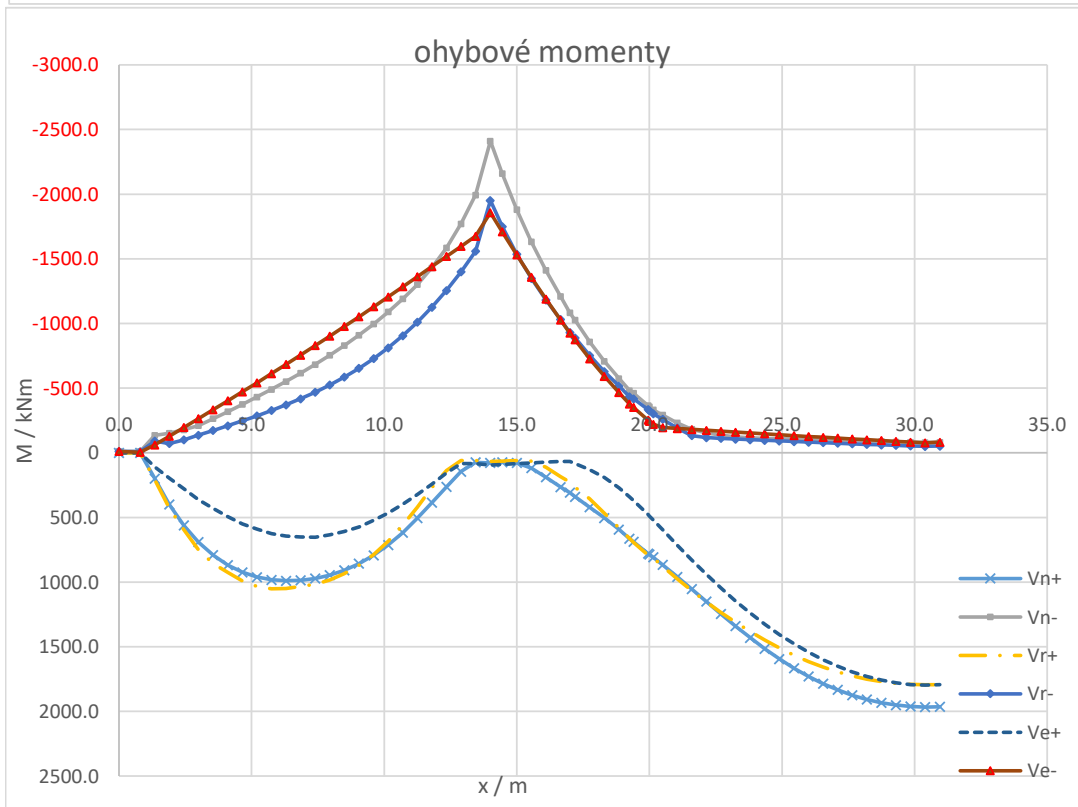
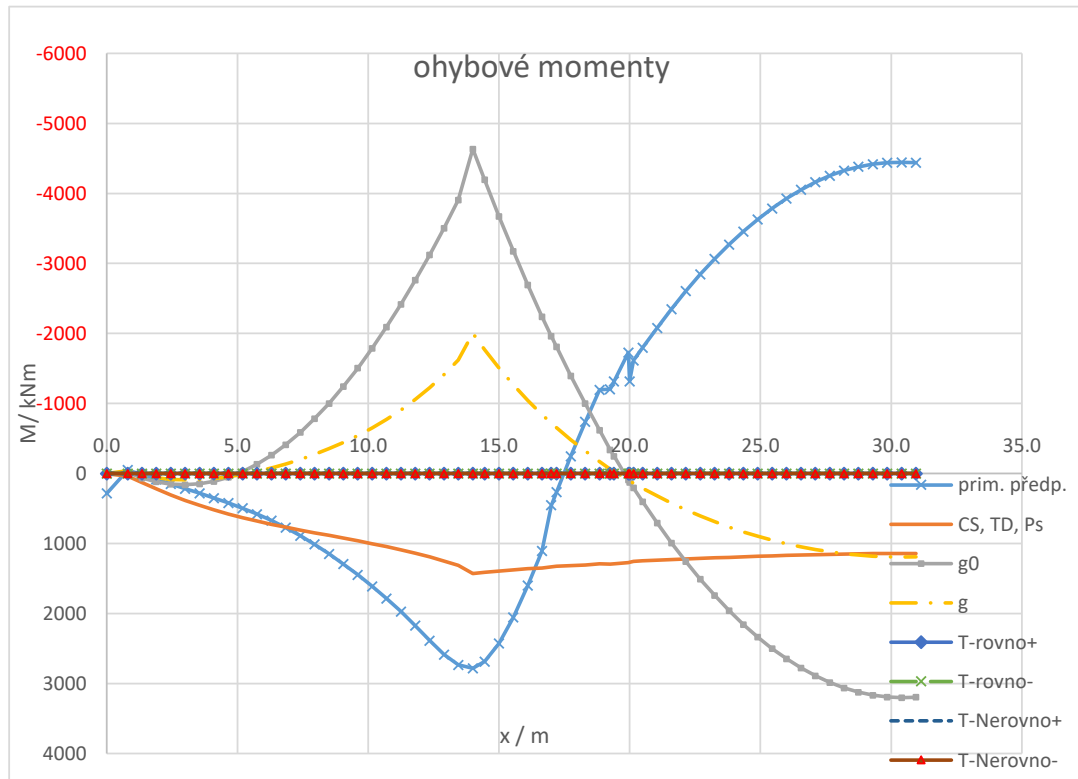
**6.2 VNITŘNÍ SÍLY A POSOUZENÍ MEZNÍHO STAVU ÚNOSNOSTI – OHYB S NORMÁLOVOU SILOU - VNITŘNÍ PRUTY**

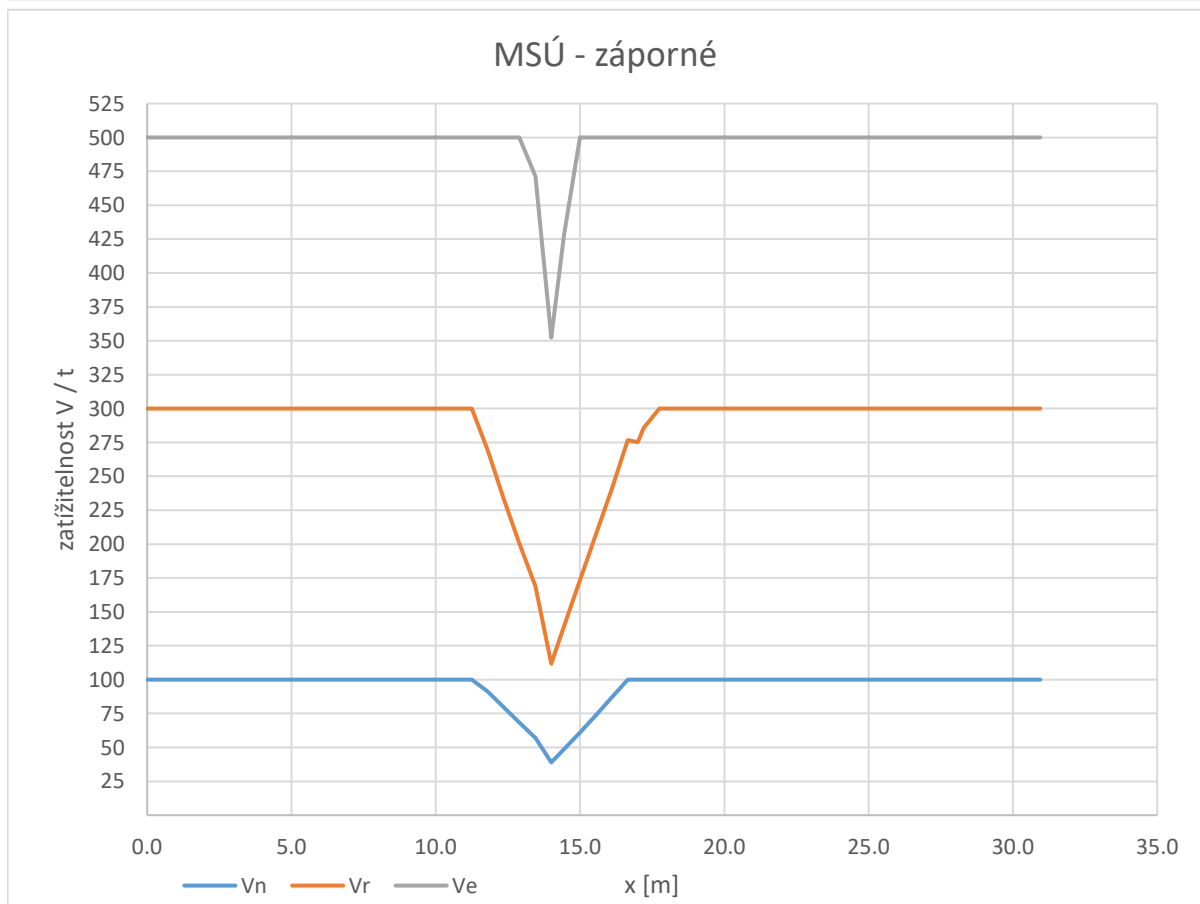
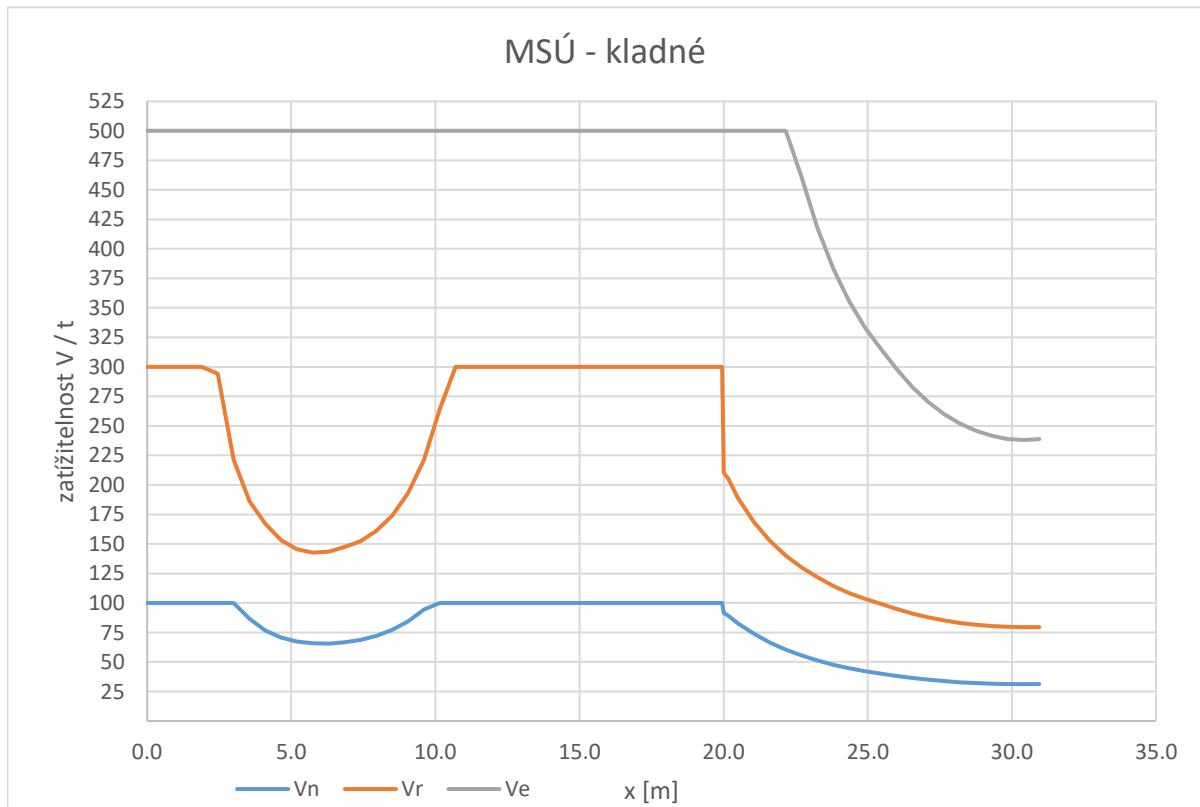






**6.3 VNITŘNÍ SÍLY A POSOUZENÍ MEZNÍHO STAVU ÚNOSNOSTI – OHYB S NORMÁLOVOU SILOU - VNĚJŠÍ PRUTY**





## 6.4 STANOVENÍ MOMENTŮ ÚNOSNOSTI - PRŮŘEZ NAD PODPOROU, VNITŘNÍ PRUT

Element Number	22
Position Information	I

### 1.Design Condition

#### 1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	$\gamma_c$ for concrete	$\gamma_s$ for reinforcing steel	$\gamma_s$ for prestressing steel
Persistent & Transient	1.500	1.150	1.150
Accidental	1.200	1.000	1.000

- factor  $\alpha_{cc}$ ,  $\alpha_{ct}$  : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

$\alpha_{cc}$  = 0.850 (for the Compressive strength)

$\alpha_{ct}$  = 1.000 (for the Tensile strength)

#### 1.2 Sectional Information

$b_w$	1850.0 mm	$I_y$	7.0093E+11 mm <sup>4</sup>	$A_{sl}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$h$	1675.0 mm	$I_z$	8.7399E+11 mm <sup>4</sup>	$A_{sc}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$d_c$	0.0 mm	$C_y$	921.6 mm	$A_{sw}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$d_t$	0.0 mm	$C_z$	828.3 mm	$A_{wt}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$A$	3064525.000 mm <sup>2</sup>			$A_{it}$	0.000 mm <sup>2</sup>

#### 1.3 Material Information

- Concrete Material Information

$f_{ck}$  = 25.000 MPa ,  $E_c$  = 31475.000 MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk}$  = 413.686 MPa ,  $E_s$  = 199948.024 MPa

#### 1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm <sup>2</sup> )	Strength (MPa)		$E_p$ (MPa)
				$f_{pk}$	$f_{p0.1k}$	
1	S_E4-L	275.0	1847.256	1194.720	1075.250	195000.000
2	S_E3-L	275.0	1847.256	1194.720	1075.250	195000.000
3	S_B1-L	385.0	1847.256	1194.720	1075.250	195000.000
4	S_E1-L	165.0	1847.256	1194.720	1075.250	195000.000
5	S_E2-L	166.0	1847.256	1194.720	1075.250	195000.000

### 2.Ultimate Moment Resistance

#### ■ Positive Moment

##### 1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : summation

Design Situations : Persistent & Transient

Load Combination Type : -

$M_{Ed}$  = 0.000 kN · m

- factor  $\lambda$ , and factor  $\eta$

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$\lambda$  = 0.800 ( $f_{ck} \leq 50$  MPa)

$\eta$  = 1.000 ( $f_{ck} \leq 50$  MPa)

- Design strength of concrete

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s\_rebar} = 359.727 \text{ MPa}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force ( C ) (kN)		Tension Force ( T ) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	837.5	17074.729	0.000	0.000	0.000	1707
2	418.8	8294.938	0.000	0.000	0.000	829493
3	209.4	3905.042	0.000	0.000	5119.261	0.76281
4	314.1	6099.990	0.000	0.000	1492.665	4.08664
5	261.7	5002.516	0.000	0.000	4456.896	1.12242
6	235.5	4453.779	0.000	0.000	4751.281	0.93738
7	248.6	4728.147	0.000	0.000	4596.341	1.02868
8	242.1	4590.963	0.000	0.000	4671.717	0.98271
9	245.4	4659.555	0.000	0.000	4633.527	1.00562
10	243.7	4625.259	0.000	0.000	4652.494	0.99415
11	244.5	4642.407	0.000	0.000	4642.979	0.99988

- Calculate  $F_c$ ,  $F_s$ ,  $F_p$

$$x = 244.5 \text{ mm}$$

$$F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 4642.407 \text{ kN}$$

$$F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_s = f_s \cdot A_s = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_p = \sum F_{pi} = 4642.979 \text{ kN}$$

where,  $x$  is neutral axis depth

Num.	Stress <sub>Eff</sub> (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	$\epsilon_{pi}$	$f_{pi}$ (MPa)	$A_{pi}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{pi}$ (kN)
S_E4-L	704.67061	0.00044	0.00361	0.00405	789.672	1847.256	1458.727
S_E3-L	703.77233	0.00044	0.00361	0.00404	788.774	1847.256	1457.067
S_B1-L	653.88800	0.00201	0.00335	0.00536	935.000	1847.256	1727.184

- Calculate moment resistance,  $M_{Rd}$

$$M_{Rd} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 971.114 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{Ed} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

where,  $a_c$ ,  $a_s$ ,  $a_p$  is the distance from neutral axis depth,  $x$  to concrete, reinforcement, tendon

### ■ Negative Moment

1 Check Moment Resistance,  $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : sumamtion-sw+os

Design Situations : Persistent &amp; Transient

Load Combination Type : -

$$M_{Ed} = -5371.480 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

 - factor  $\lambda$ , and factor  $\eta$  (EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$$\lambda = 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta = 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

- Design strength of concrete

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s\_rebar} = 359.727 \text{ MPa}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force ( C ) (kN)		Tension Force ( T ) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	837.5	17559.583	0.000	0.000	8635.922	2.03332
2	418.8	8779.792	0.000	0.000	8635.922	1.01666
3	209.4	4389.896	0.000	0.000	8635.922	0.50833
4	314.1	6584.844	0.000	0.000	8635.922	0.76249
5	366.4	7682.318	0.000	0.000	8635.922	0.88958
6	392.6	8231.055	0.000	0.000	8635.922	0.95312
7	405.7	8505.423	0.000	0.000	8635.922	0.98489
8	412.2	8642.607	0.000	0.000	8635.922	1.00077

 - Calculate  $F_c$ ,  $F_s$ ,  $F_p$ 

$$x = 412.2 \text{ mm}$$

$$F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 8642.607 \text{ kN}$$

$$F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_s = f_s \cdot A_s = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_p = \sum F_{pi} = 8635.922 \text{ kN}$$

 where,  $x$  is neutral axis depth

Num.	Stress <sub>Eff</sub> (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	$\epsilon_{pi}$	$f_{pi}$ (MPa)	$A_{pi}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{pi}$ (kN)
S_E4-L	704.67061	0.00839	0.00361	0.01200	935.000	1847.256	1727.184
S_E3-L	703.77233	0.00839	0.00361	0.01200	935.000	1847.256	1727.184
S_B1-L	653.88800	0.00745	0.00335	0.01081	935.000	1847.256	1727.184
S_E1-L	705.76833	0.00932	0.00362	0.01294	935.000	1847.256	1727.184
S_E2-L	706.98986	0.00931	0.00363	0.01294	935.000	1847.256	1727.184

 - Calculate moment resistance,  $M_{Rd}$ 

$$M_{Rd} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 10856.292 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{Ed} = -5371.480 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

 where,  $a_c$ ,  $a_s$ ,  $a_p$  is the distance from neutral axis depth,  $x$  to concrete, reinforcement, tendon

## 6.5 STANOVENÍ MOMENTŮ ÚNOSNOSTI - PRŮŘEZ V POLI, VNITŘNÍ PRUT

Element Number	623
Position Information	I

### 1.Design Condition

#### 1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	$\gamma_c$ for concrete	$\gamma_s$ for reinforcing steel	$\gamma_s$ for prestressing steel
Persistent & Transient	1.500	1.150	1.150
Accidental	1.200	1.000	1.000

- factor  $\alpha_{cc}$ ,  $\alpha_{ct}$  : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

$$\alpha_{cc} = 0.850 \quad (\text{for the Compressive strength})$$

$$\alpha_{ct} = 1.000 \quad (\text{for the Tensile strength})$$

#### 1.2 Sectional Information

$b_w$	1850.0 mm	$I_y$	5.8447E+11 mm <sup>4</sup>	$A_{sl}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$h$	1675.0 mm	$I_z$	3.1234E+11 mm <sup>4</sup>	$A_{sc}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$d_c$	0.0 mm	$C_y$	919.3 mm	$A_{sw}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$d_t$	0.0 mm	$C_z$	836.9 mm	$A_{wt}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$A$	1856769.190 mm <sup>2</sup>			$A_{lt}$	0.000 mm <sup>2</sup>

#### 1.3 Material Information

- Concrete Material Information

$$f_{ck} = 25.000 \text{ MPa} \quad , \quad E_c = 31475.000 \text{ MPa}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk} = 413.686 \text{ MPa} \quad , \quad E_s = 199948.024 \text{ MPa}$$

#### 1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm <sup>2</sup> )	Strength (MPa)		$E_p$ (MPa)
				$f_{pk}$	$f_{p0.1k}$	
1	S_E4-L	1575.0	1847.256	1194.720	1075.250	195000.000
2	S_E3-L	1575.0	1847.256	1194.720	1075.250	195000.000
3	S_E1-L	1465.0	1847.256	1194.720	1075.250	195000.000
4	S_E2-L	1465.0	1847.256	1194.720	1075.250	195000.000

### 2.Ultimate Moment Resistance

#### ■ Positive Moment

##### 1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : sumamtion-sw+os

Design Situations : Persistent & Transient

Load Combination Type : -

$$M_{Ed} = 3902.809 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- factor  $\lambda$ , and factor  $\eta$

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$$\lambda = 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta = 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

- Design strength of concrete

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s\_rebar} = 359.727 \text{ MPa}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force ( C ) (kN)		Tension Force ( T ) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	837.5	11775.190	0.000	0.000	6908.737	1.70439
2	418.8	7677.727	0.000	0.000	6908.737	1.11131
3	209.4	3905.042	0.000	0.000	6908.737	0.56523
4	314.1	6071.575	0.000	0.000	6908.737	0.87883
5	366.4	6933.476	0.000	0.000	6908.737	1.00358
6	340.2	6518.453	0.000	0.000	6908.737	0.94351
7	353.3	6729.713	0.000	0.000	6908.737	0.97409
8	359.9	6832.532	0.000	0.000	6908.737	0.98897
9	363.1	6883.238	0.000	0.000	6908.737	0.99631
10	364.8	6908.416	0.000	0.000	6908.737	0.99995

- Calculate  $F_c$ ,  $F_s$ ,  $F_p$

$$x = 364.8 \text{ mm}$$

$$F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 6908.416 \text{ kN}$$

$$F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_s = f_s \cdot A_s = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_p = \sum F_{pi} = 6908.737 \text{ kN}$$

where,  $x$  is neutral axis depth

Num.	Stress <sub>Eff</sub> (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	$\epsilon_{pi}$	$f_{pi}$ (MPa)	$A_{pi}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{pi}$ (kN)
S_E4-L	658.81058	0.01161	0.00338	0.01499	935.000	1847.256	1727.184
S_E3-L	660.34571	0.01161	0.00339	0.01500	935.000	1847.256	1727.184
S_E1-L	661.77550	0.01056	0.00339	0.01395	935.000	1847.256	1727.184
S_E2-L	658.72084	0.01056	0.00338	0.01393	935.000	1847.256	1727.184

- Calculate moment resistance,  $M_{Rd}$

$$M_{Rd} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 9460.093 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{Ed} = 3902.809 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

where,  $a_c$ ,  $a_s$ ,  $a_p$  is the distance from neutral axis depth,  $x$  to concrete, reinforcement, tendon

### ■ Negative Moment

1 Check Moment Resistance,  $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : summation

Design Situations : Persistent & Transient



Load Combination Type : -  
 $M_{Ed} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- factor  $\lambda$ , and factor  $\eta$  (EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$\lambda = 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$   
 $\eta = 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$

- Design strength of concrete

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.167 \text{ MPa}$

- Design strength of Reinforcement

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s\_rebar} = 359.727 \text{ MPa}$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force ( C ) (kN)		Tension Force ( T ) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	837.5	11494.477	0.000	0.000	0.000	1149.44773
2	418.8	7699.730	0.000	0.000	0.000	769.97302
3	209.4	4389.896	0.000	0.000	2446.822	1.79412
4	104.7	2194.948	0.000	0.000	3454.369	0.63541
5	157.0	3292.422	0.000	0.000	3289.832	1.00079

- Calculate  $F_c$ ,  $F_s$ ,  $F_p$

$x = 157.0 \text{ mm}$   
 $F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 3292.422 \text{ kN}$   
 $F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 0.000 \text{ kN}$   
 $F_s = f_s \cdot A_s = 0.000 \text{ kN}$   
 $F_p = \sum F_{pi} = 3289.832 \text{ kN}$   
 where,  $x$  is neutral axis depth

Num.	Stress <sub>Eff</sub> (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	$\epsilon_{pi}$	$f_{pi}$ (MPa)	$A_{pi}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{pi}$ (kN)
S_E1-L	661.77550	0.00118	0.00339	0.00457	891.992	1847.256	1647.737
S_E2-L	658.72084	0.00118	0.00338	0.00456	888.937	1847.256	1642.095

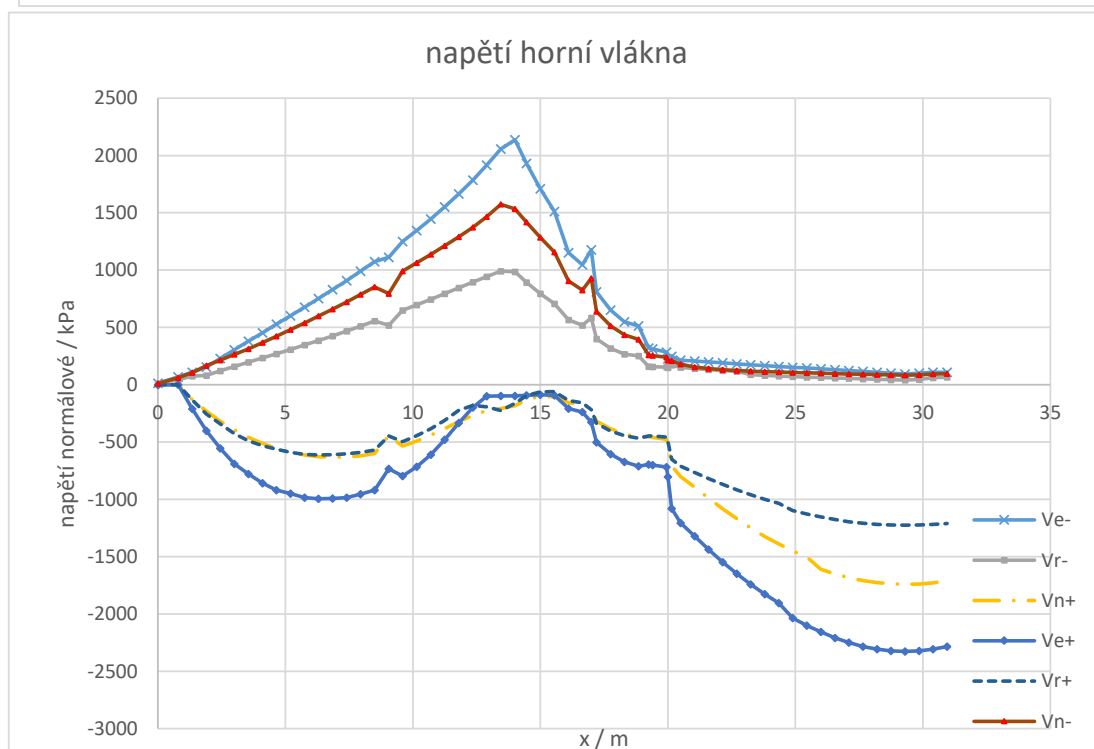
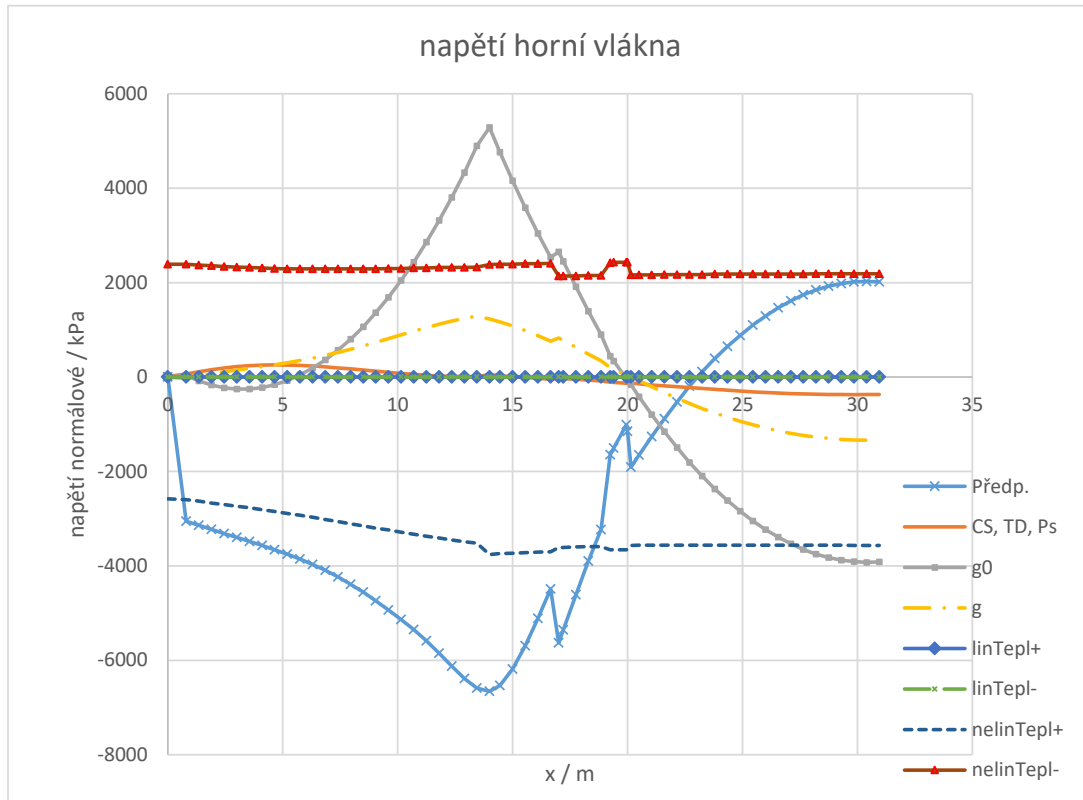
- Calculate moment resistance,  $M_{Rd}$

$M_{Rd} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 484.466 \text{ kN} \cdot \text{m}$   
 $\geq M_{Ed} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$

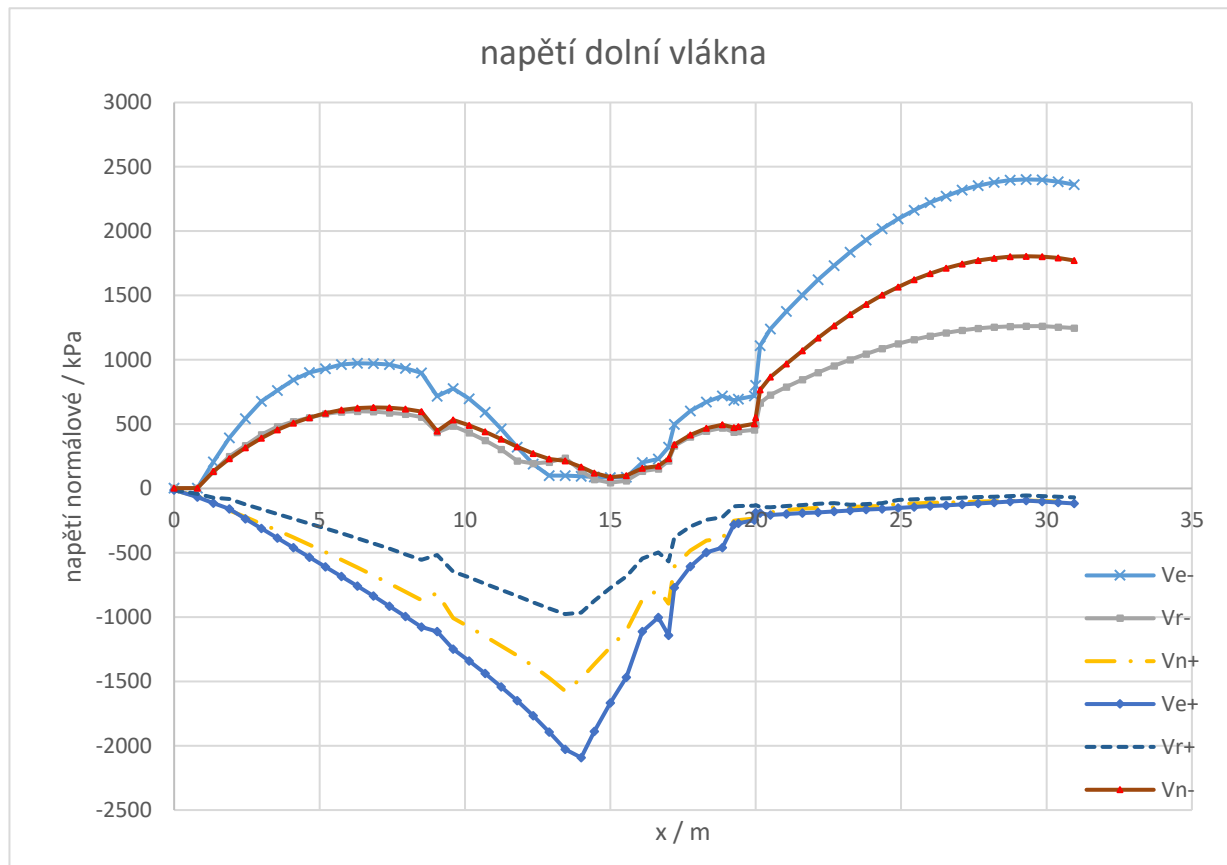
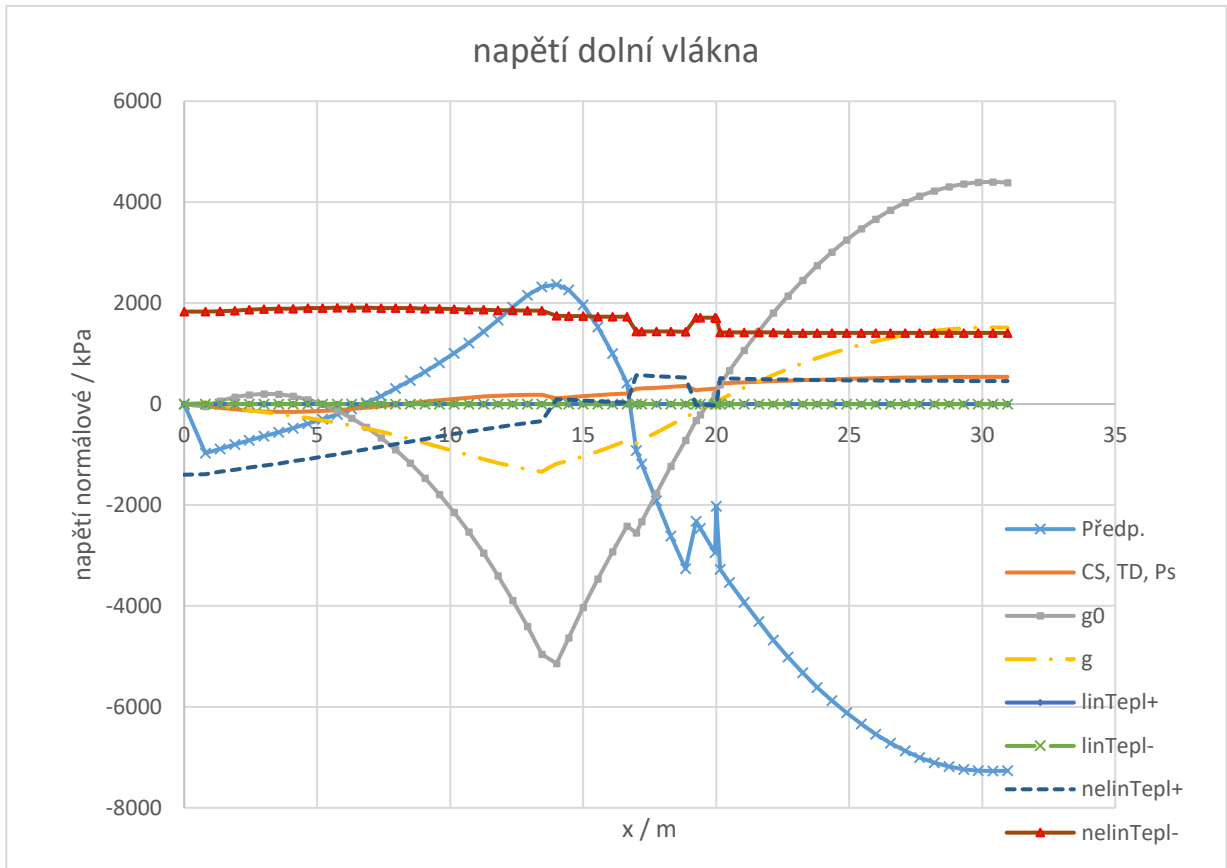
where,  $a_c$ ,  $a_s$ ,  $a_p$  is the distance from neutral axis depth,  $x$  to concrete, reinforcement, tendon

## 6.6 NORMÁLOVÁ NAPĚTÍ A STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI S OHLEDEM NA MSP - VNITŘNÍ

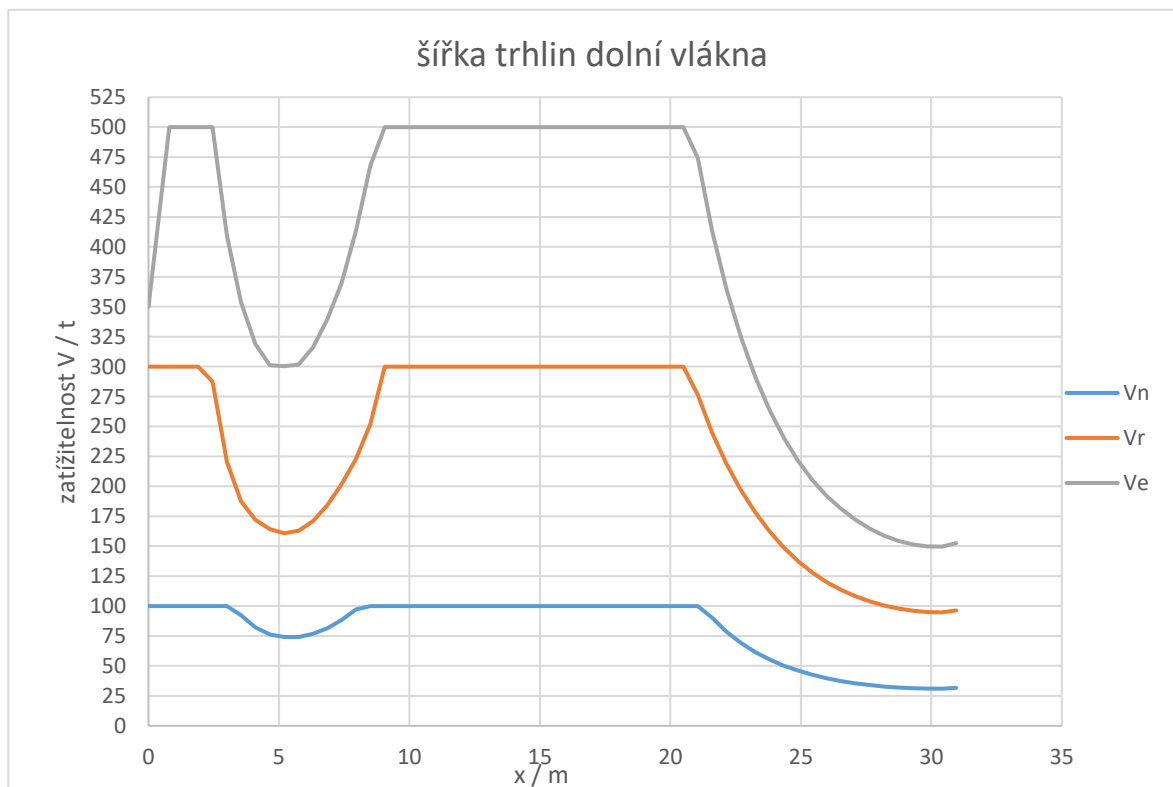
### Výsledná napětí - horní vlákna - charakteristické hodnoty



**Výsledná napětí - dolní vlákna - charakteristické hodnoty**

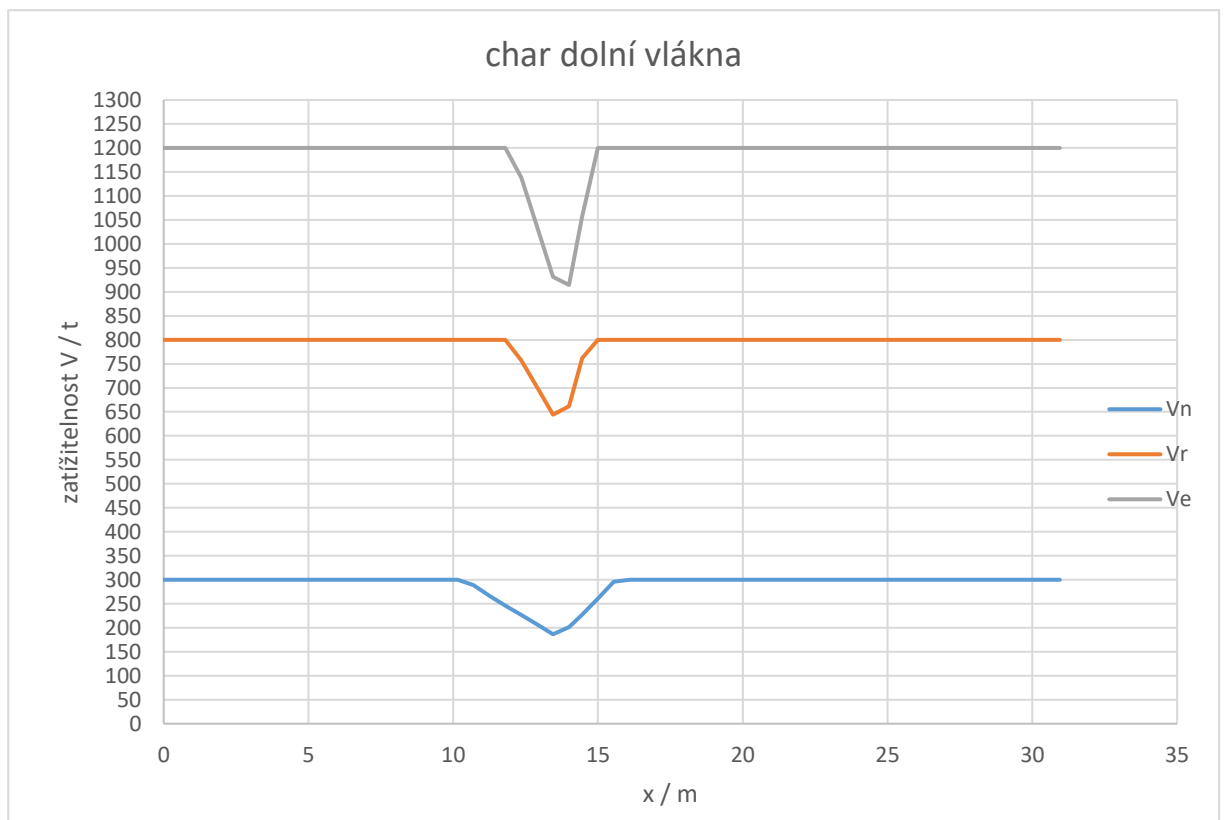
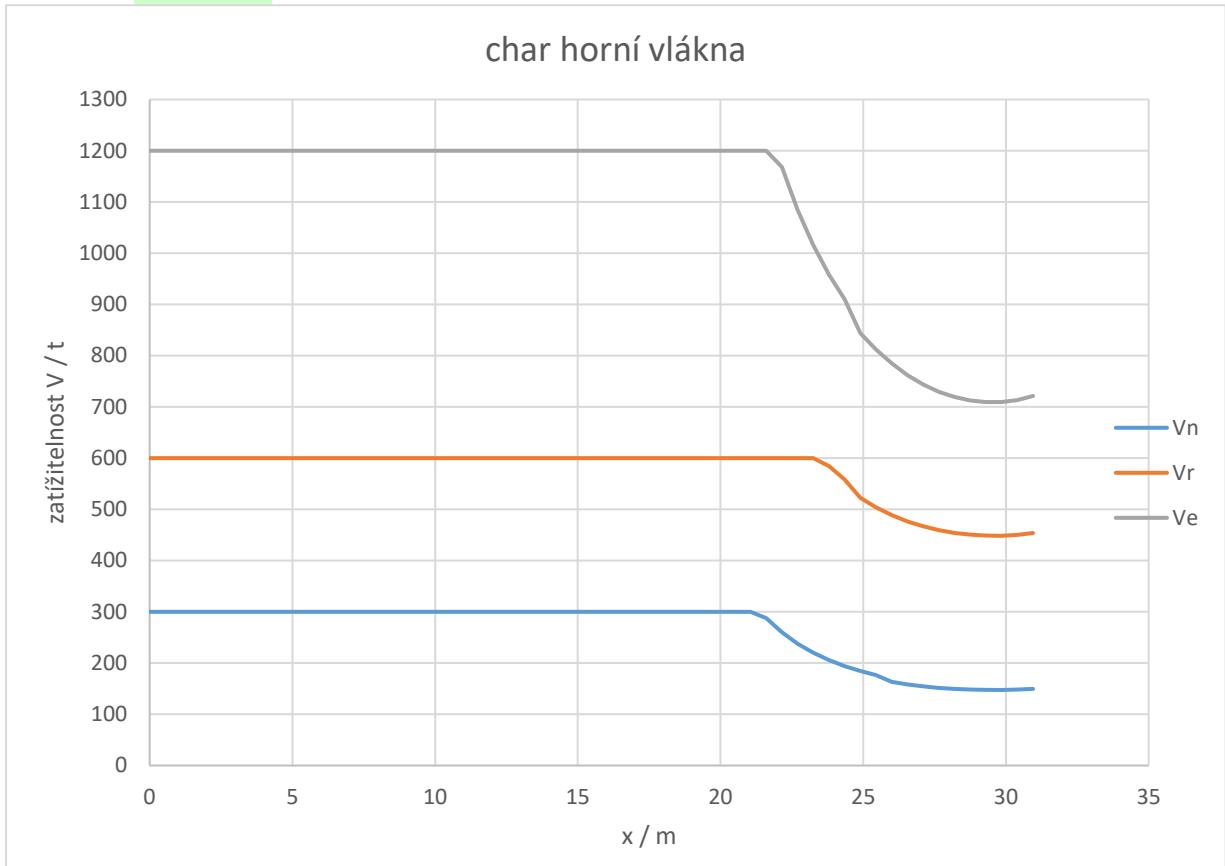


## Posouzení mezního stavu použitelnosti - stav omezení trhlin



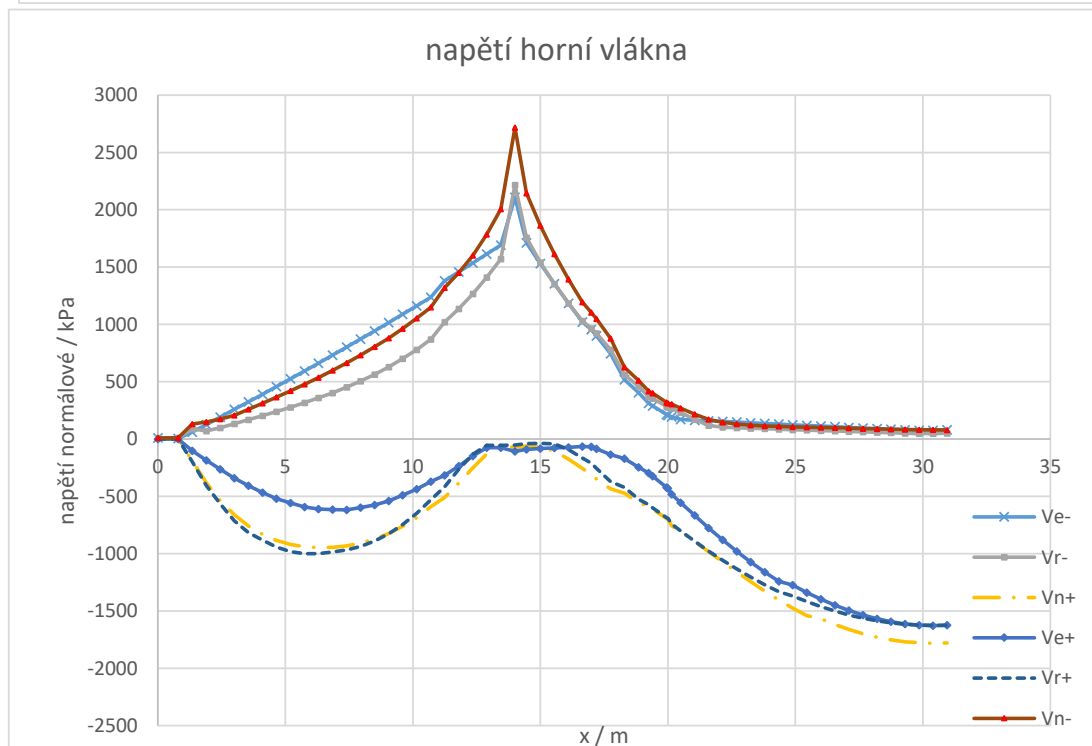
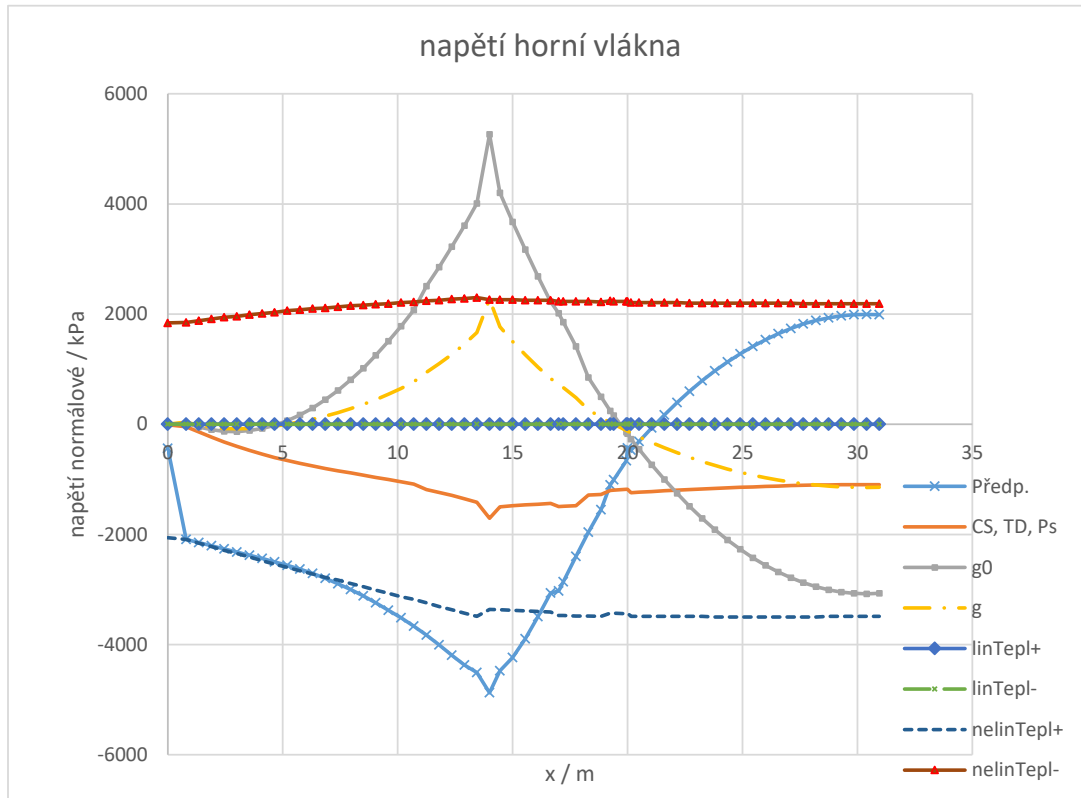
## Posouzení mezního stavu použitelnosti - stav omezení trhlin - dekomprese průřezu

$f_{ck} =$  25 [MPa]       $0.6 \cdot f_{ck} =$  15 [MPa]

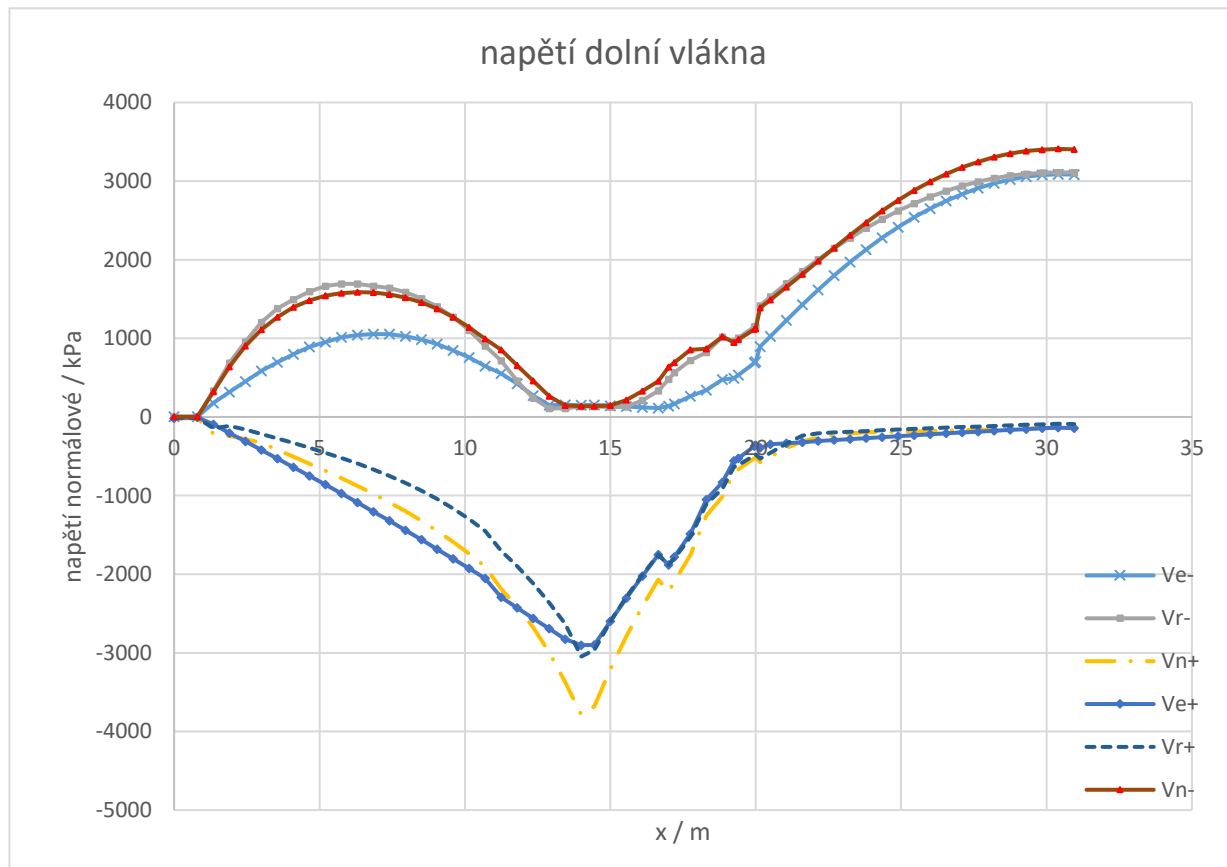
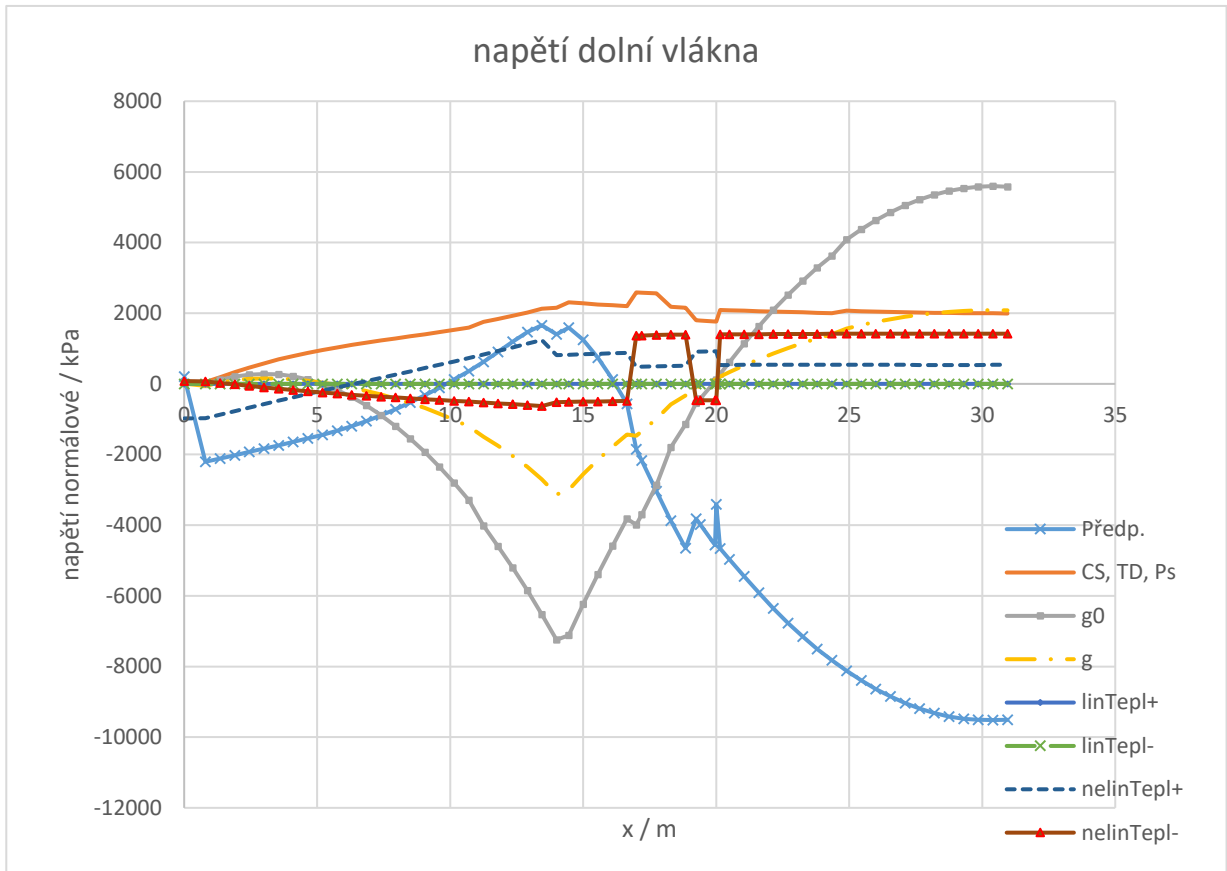


## 6.7 NORMÁLOVÁ NAPĚTÍ A STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI S OHLEDEM NA MSP - VNĚJŠÍ

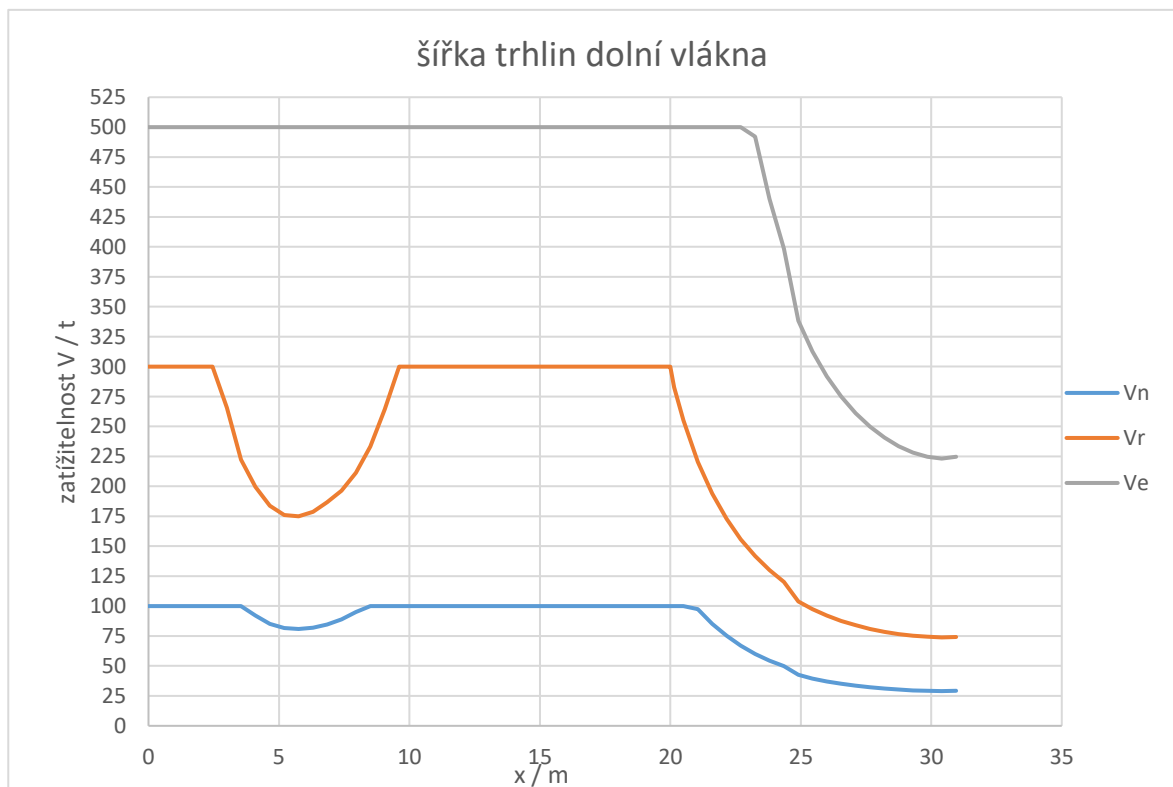
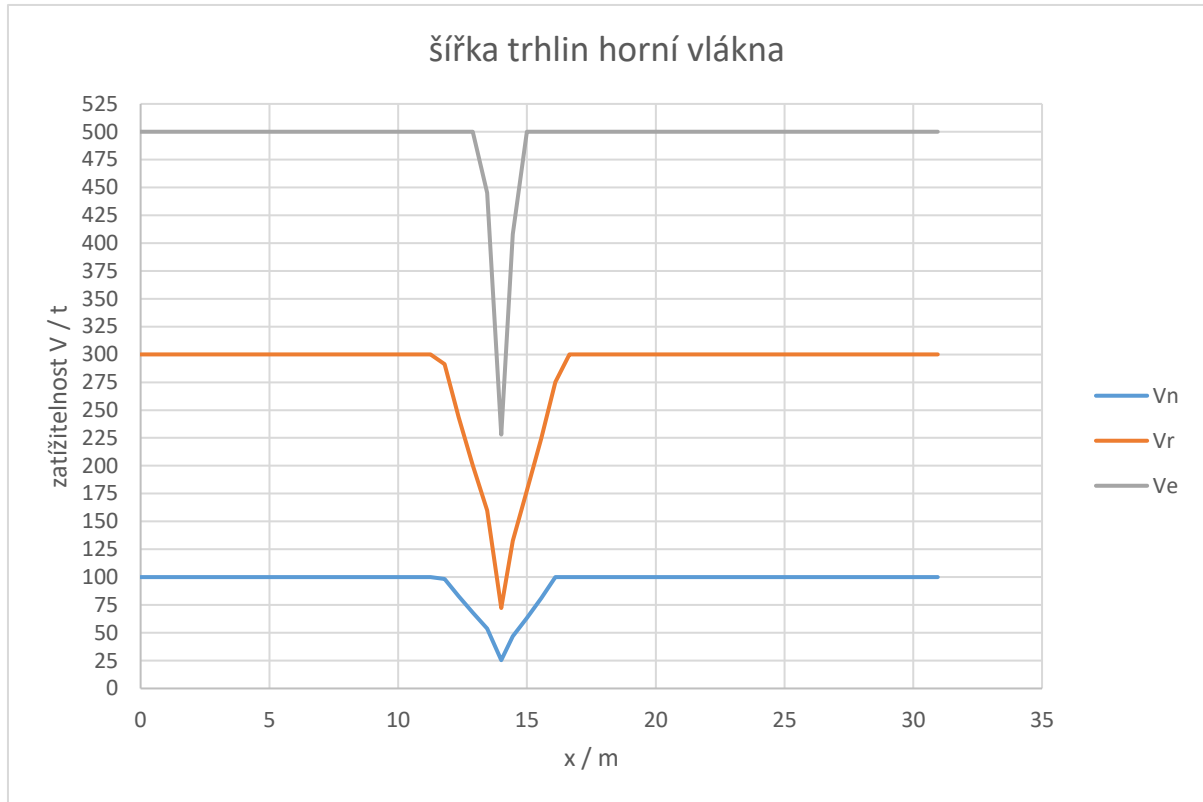
### Výsledná napětí - horní vlákna - charakteristické hodnoty



**Výsledná napětí - dolní vlákna - charakteristické hodnoty**



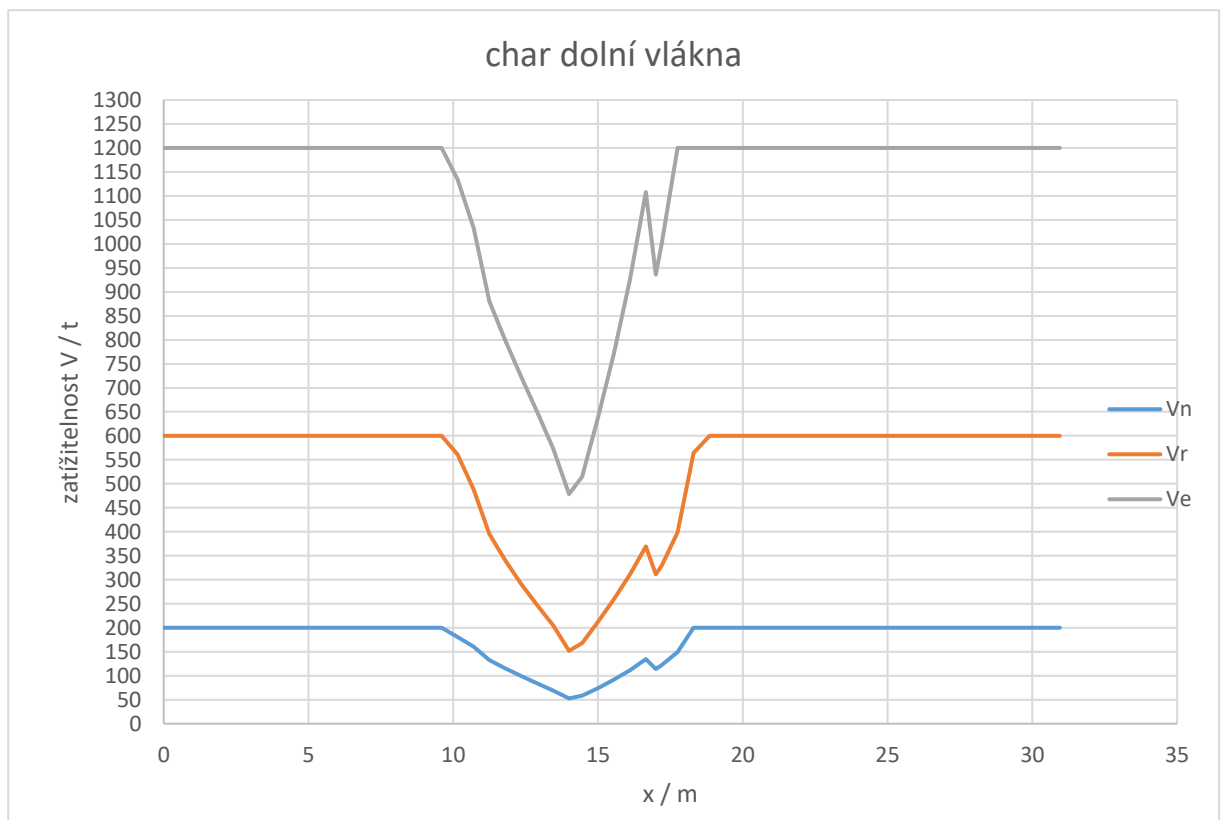
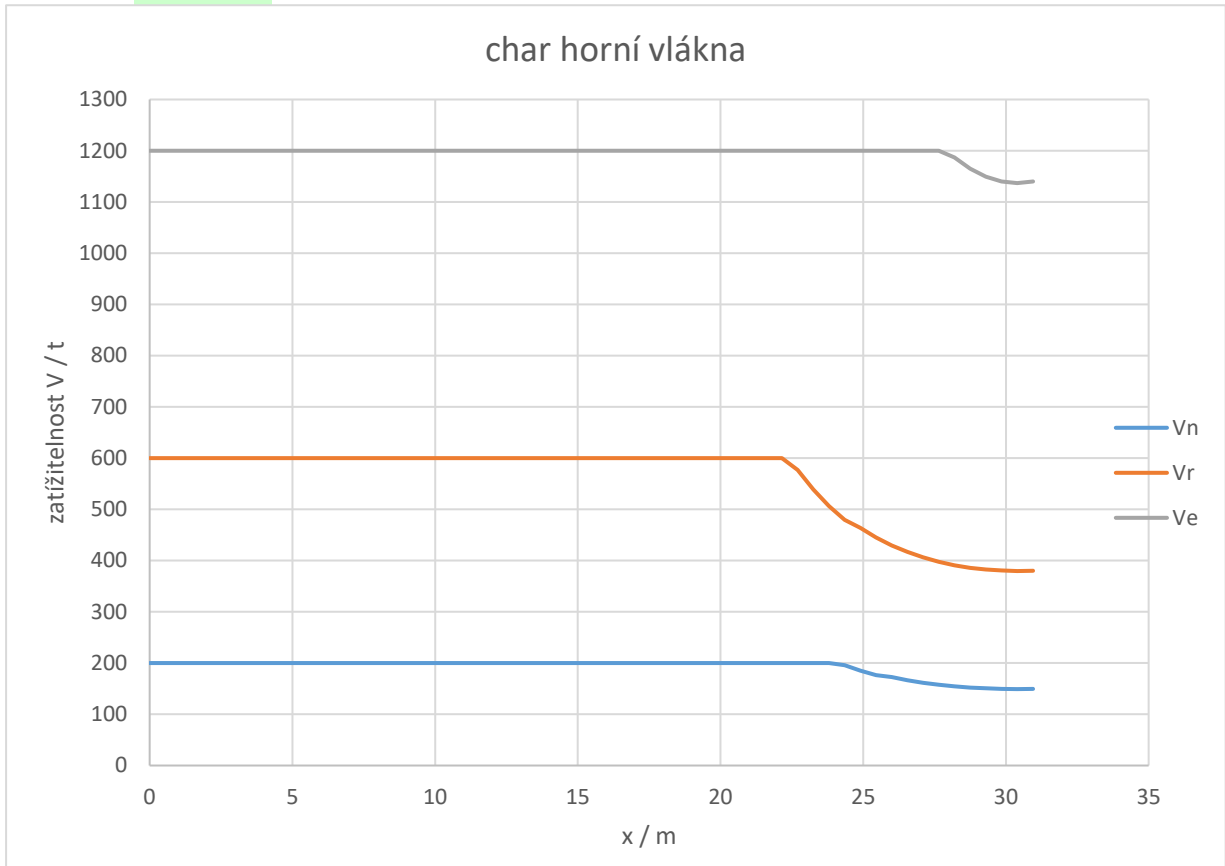
## Posouzení mezního stavu použitelnosti - stav omezení trhlin





## Posouzení mezního stavu použitelnosti - stav omezení trhlin - dekomprese průřezu

$f_{ck} =$  25 [MPa]       $0.6 \cdot f_{ck} =$  15 [MPa]



## 6.8 ZATÍŽITELNOSTI S OHLEDEM NA SMYK VE VODOROVNÉ PRACOVNÍ SPÁŘE - BEZ OSLABENÍ

Postup výpočtu:

Hodnota smykového napětí na mezi únosnosti ve styčné spáře je dána výrazem (viz (6.25) ČSN EN 1992-1-1) :

$$v_{Rd1} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v \cdot f_{cd}$$

kde  $v$  je hodnota redukčního součinitele pevnosti betonu při porušení smykem, viz smyková únosnost průřezu,

$f_{cd}$  je návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku desky,

$c$  je součinitel soudržnosti ve spáře uvažovaný hodnotou  $c = 0,45$ ,

$\mu$  je součinitel drsnosti povrchu spáry uvažovaný hodnotou  $c = 0,7$ ,

$\sigma_n$  normálové napětí působící kolmo na styčnou spáru, vzhledem k minimálním hodnotám je toto napětí uvažováno nulové,

$\rho$  stupeň smykového vyztužení spáry definovaný podílem celkové plochy osazené smykové výztuže  $A_{s,celk}$  a plochou spáry (vše na jednotku délky),

$\alpha$  úhel osazení smykové výztuže ve styčné spáře (pro svislé tříminky  $\alpha = 90^\circ$ ).

hodnoty  $c$  a  $\mu$  platí pro konstrukci bez závad

Výpočet	Místo maximálního smyku, bez poruch			
Je posouzen 1 prut ze 4 v příčném řezu, v hlavním poli u podpory				
c=	0.4			
fctd=	1.267 MPa	C28/35	fcd=	15.9 MPa
$\mu$ =	0.7			
alfa=	90 deg			
$v$ =	0.528 -	$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$		( $f_{ck}$ v MPa)
vyztužení				
As=	2211.7 mm <sup>2</sup> - plná		sigN=	0.06 MPa
ro=	0.00192 -			
f <sub>yd</sub> =	375 MPa	uvažována i pro kari sítě		
v <sub>RDi</sub> =	0.519 +	0.043 +	0.505 =	1.07 MPa
0.5 nu $f_{cd}$ =	4.189			
v <sub>RDi</sub> =	1.067 MPa			

jeden prut a kari sítě  
1 profil 16 a 4x10=40 profilů 8 mm

Smyk mezi betony různého stáří je nutno ověřit v místě styku prefabrikovaného nosníku a monolitické desky mostovky. Postupuje se podle 6.2.5 ČSN EN 1992-1-1. Nejprve se stanoví návrhová hodnota smykového napětí  $v_{Ed1}$  ve styčné spáře podle vztahu :

$$v_{Ed1} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{z \cdot b_i}$$

kde  $V_{Ed}$  je návrhová hodnota posouvající síly v příslušném řezu,

$\beta$  je poměr podélné síly v ploše dobetonovaného průřezu k celkové podélné síle v tlačené oblasti průřezu,

$z$  je rameno vnitřních sil spřaženého průřezu (stanovení viz 10.5),

$b_i$  je šířka styčné plochy.

$z$ = 1.065 m vzato z výpočtu MSÚ - ohyb

výška spáry od spodu  $v_s$ = 0.25 m

beta= 0.469 - poměr  $v_s / x_u$  (z MSÚ - ohyb v daném průřezu)

$b$ = 1.15 m

Výpočet  $v_{Ed}$  ze smykových sil viz následující tabulka

smyková napětí z posouvajících sil

Vnitřní síla		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub>	
Posuzovaný průřez		krajní	vnitřní	2.vnitřní	Název zat. stavu v Midasu
g0	[MPa]	0.375	0.375	0.383	sw
suma stálé	[MPa]	0.402	0.401	0.542	summation
prim. předp.	[MPa]	-0.029	-0.029	-0.029	Tendon primary
CS, TD, Ps	[MPa]	0.014	0.014	-0.015	=suma stálé-prim-g-g0
g	[MPa]	0.042	0.042	0.203	os
Vn max	[MPa]	-0.013	-0.042	-0.008	Vn(max)
Vn min	[MPa]	0.100	0.117	0.278	Vn(min)
Vr max	[MPa]	-0.018	-0.055	-0.010	Vr(max)
Vr min	[MPa]	0.083	0.132	0.286	Vr(min)
Ve max	[MPa]	-0.003	-0.003	-0.017	Ve(max)
Ve min	[MPa]	0.168	0.242	0.143	Ve(min)

špičkové posouvající síly

Vnitřní síla		Q	Q	Q
Posuzovaný průřez		krajní	vnitřní	2.vnitřní
g0	[kN]	978.4	978.4	1000.3
suma stálé	[kN]	1048.5	1048.3	1414.7
prim. předp.	[kN]	-76.6	-76.6	-76.4
CS, TD, Ps	[kN]	37.6	37.4	-38.8
g	[kN]	109.1	109.1	529.5
Vn max	[kN]	-33.4	-109.8	-21.8
Vn min	[kN]	262.0	306.1	726.3
Vr max	[kN]	-46.8	-143.3	-25.5
Vr min	[kN]	216.8	345.4	746.8
Ve max	[kN]	-8.9	-8.6	-44.0
Ve min	[kN]	437.4	631.7	374.6

ξ	0.85
---	------

souč. kombinace:

souč. zatížení	
γ <sub>G</sub>	1.35
γ <sub>Q</sub>	1.35
γ <sub>Qw</sub>	1.35

ψ <sub>w0</sub>	0.75	vitr
ψ <sub>w1</sub>	0.5	

ψ <sub>t0</sub>	0.6	teplota
ψ <sub>t1</sub>	0.6	

ψ <sub>Q LM71</sub>	0.75
---------------------	------

CS, TD, Ps - Smršťování, dotvarování, sekundární účinky předpětí

g - Ostatní stálé zatížení

g0 - Vlastní tíha NK

### MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI - SMYK

Součinitel stavu NK α [1]: 1.0

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

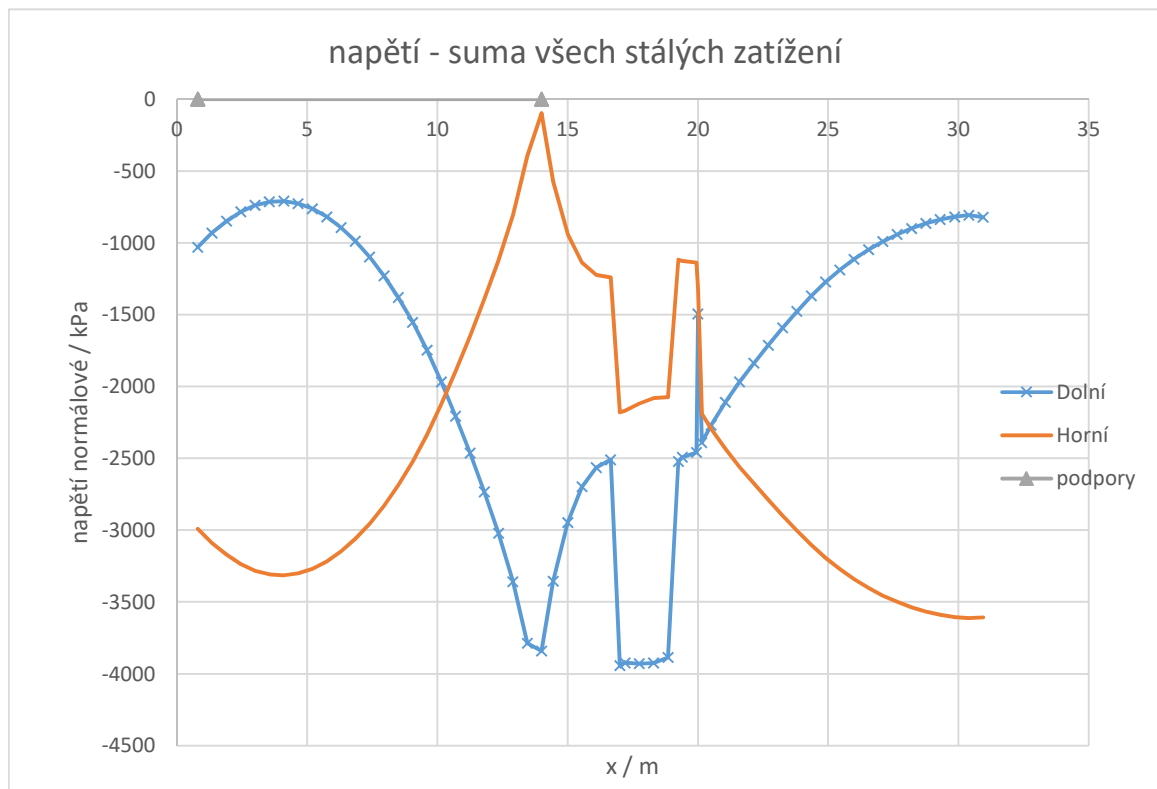
	krajní	vnitřní	2.vnitřní	
V <sub>Rd</sub> =	1.067	1.067	1.067	
V <sub>Live 6.10a</sub> [kN] =	0.514	0.514	0.325	= vRd - γG*(g0+g+s) - gammaQ71*max(gr11,gr12)*psi_71 - γQw*vitr*ψW - P
V <sub>Live 6.10b</sub> [kN] =	0.602	0.602	0.441	= vRd - ξ*γG*(g0+g+s) - gammaQ71*max(gr11,gr12) - γQw*vitr*ψW - P
V <sub>Vna</sub> [kN] =	0.381	0.381	0.241	= V <sub>Live 6.10a</sub> / γQLM71
V <sub>Vnb</sub> [kN] =	0.446	0.446	0.326	= V <sub>Live 6.10b</sub> / γQLM71
V <sub>n,6.10a</sub> [t] =	124.6	106.7	28.4	= V <sub>Vna</sub> / δ / v <sub>Vn</sub> / ψQ LM71
V <sub>n,6.10b</sub> [t] =	109.3	93.6	28.9	= V <sub>Vnb</sub> / δ / v <sub>Vn</sub>
V <sub>r,6.10a</sub> [t] =	349.7	219.5	64.1	= V <sub>Vra</sub> / δ / v <sub>Vr</sub> / ψQ LM71
V <sub>r,6.10b</sub> [t] =	409.0	256.7	87.0	= V <sub>Vrb</sub> / δ / v <sub>Vr</sub>
V <sub>e,6.10a</sub> [t] =	519.9	360.0	383.6	= V <sub>Vea</sub> / δ / V <sub>Ve</sub> / ψQ LM71
V <sub>e,6.10b</sub> [t] =	608.0	421.1	520.1	= V <sub>Veb</sub> / δ / V <sub>Ve</sub>

Dynamické součinitele	
δ <sub>Vn</sub> [1]:	1.3
δ <sub>Vr</sub> [1]:	1.4
δ <sub>Ve</sub> [1]:	1.05

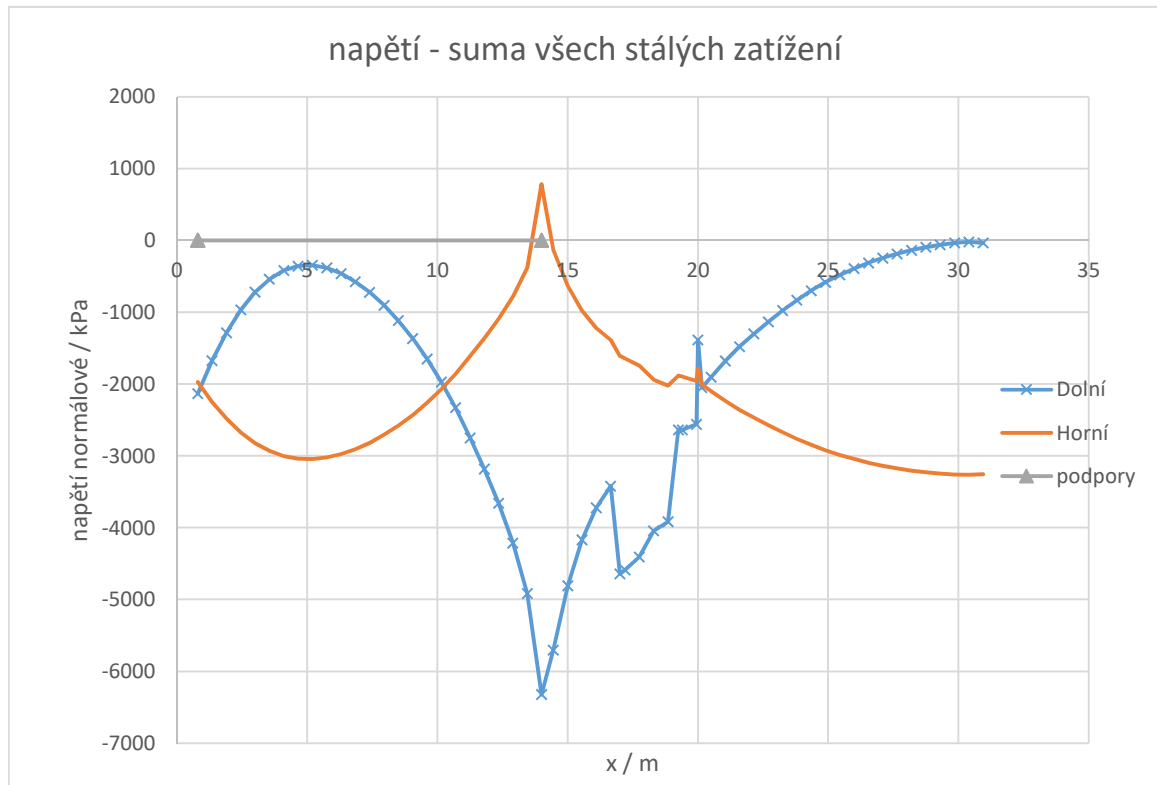
Výsledná zatížitelnost	
Vn / t	28.4
Vr / t	64.1
Ve / t	360.0

## 7 VÝPOČET ZATÍŽITELNOSTI NOSNÉ KONSTRUKCE - S OSLABENÍM PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

### 7.1 NAPĚTÍ OD STÁLÝCH ZATÍŽENÍ, LEGENDA GRAFŮ

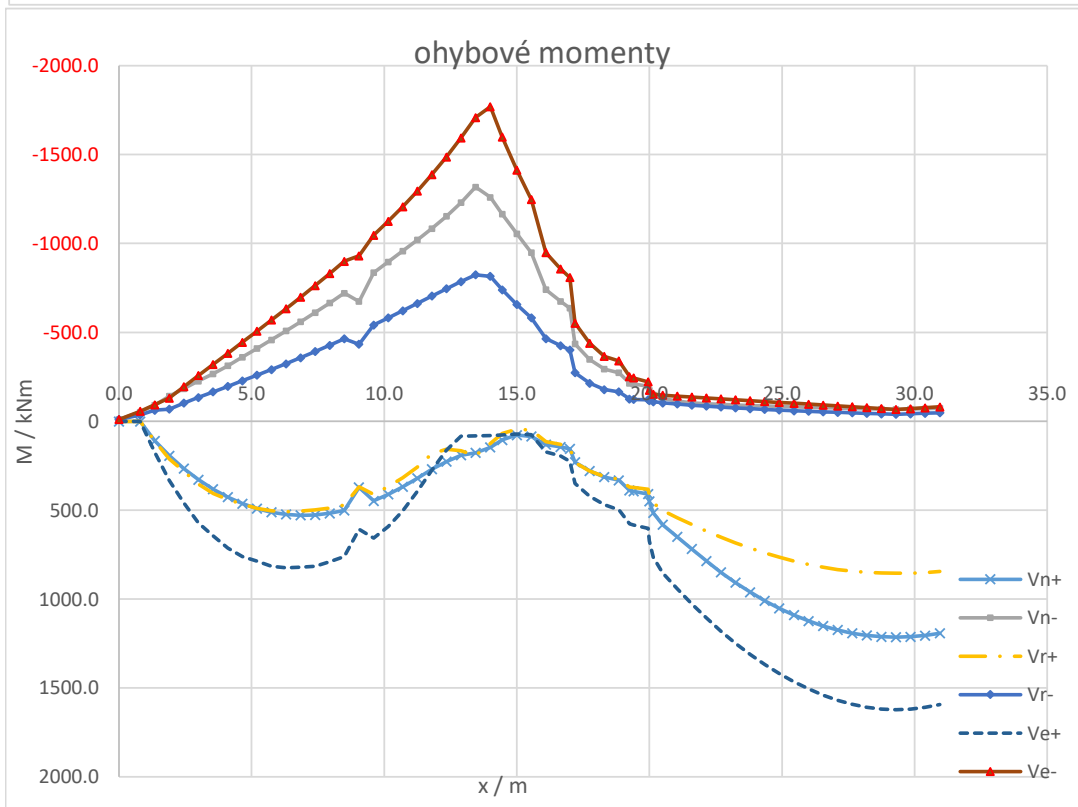
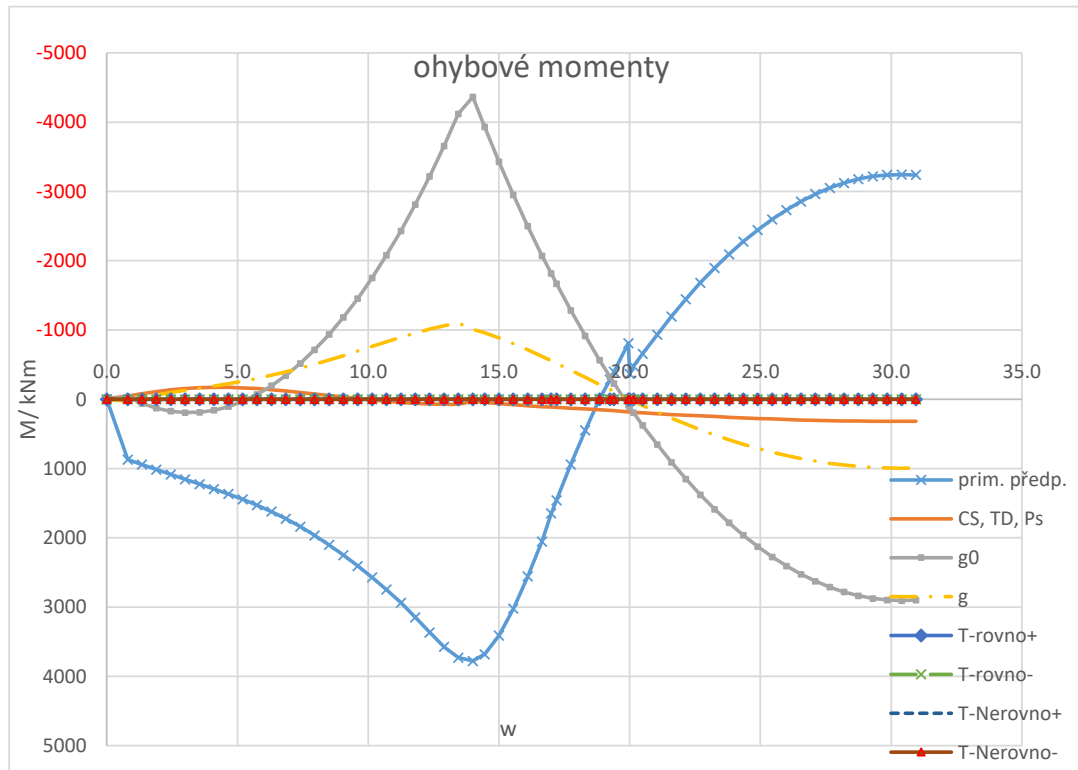


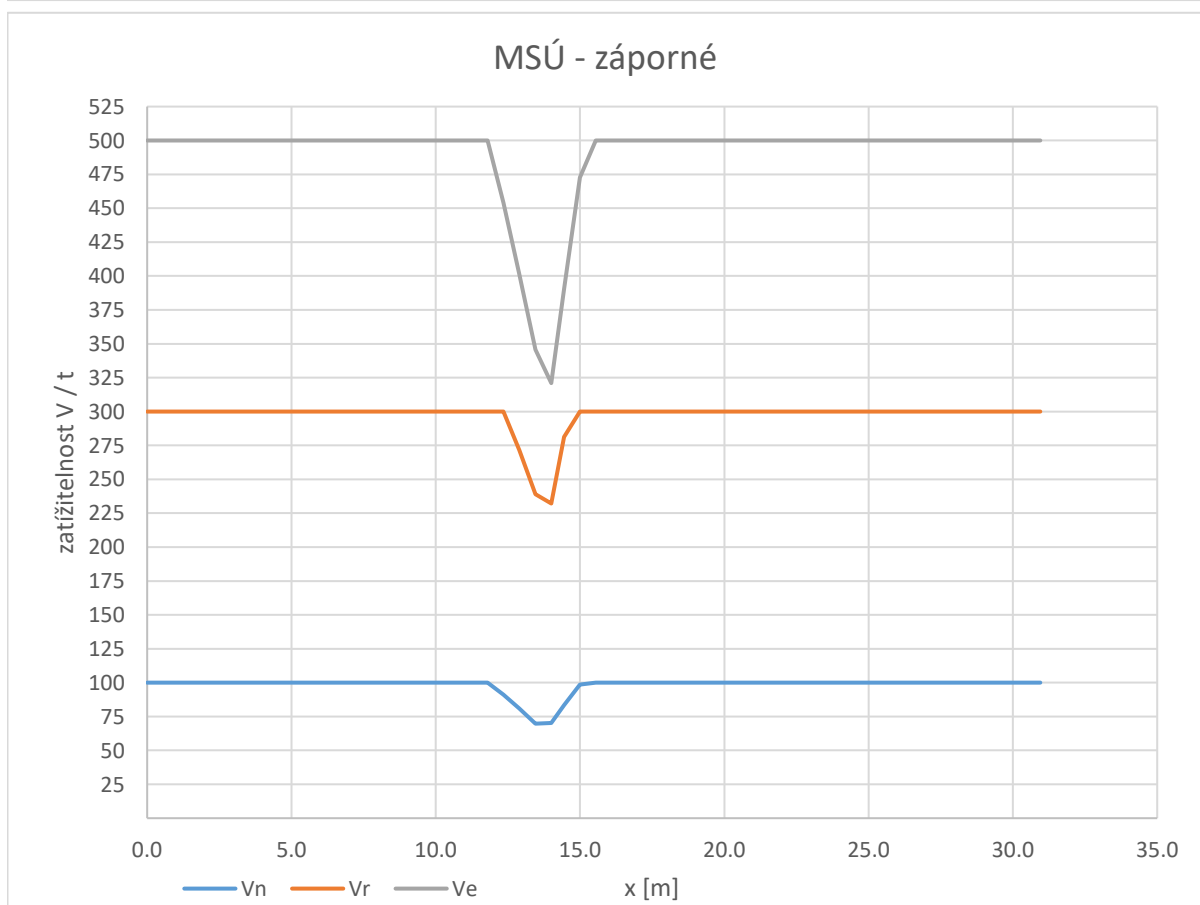
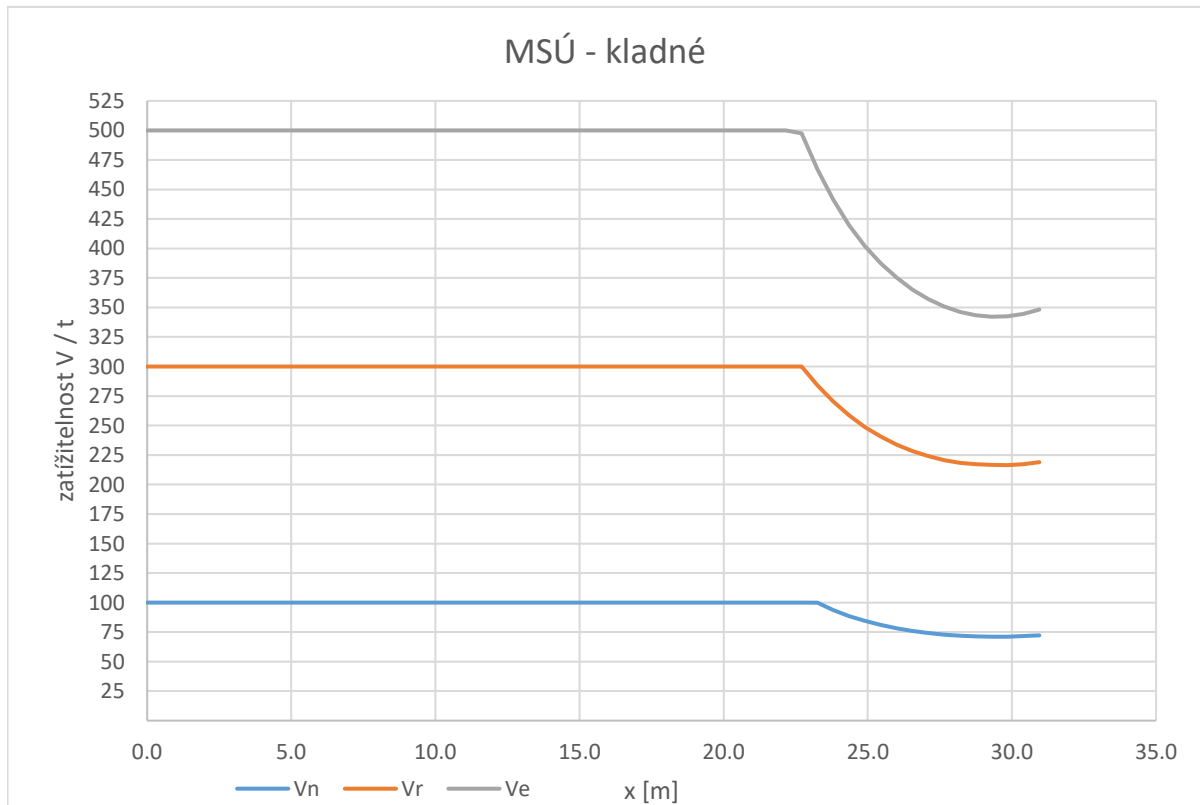
**Obrázek 19** Normálová napětí horní a dolní povrch vlákna - stálá zatížení, vnitřní pruty



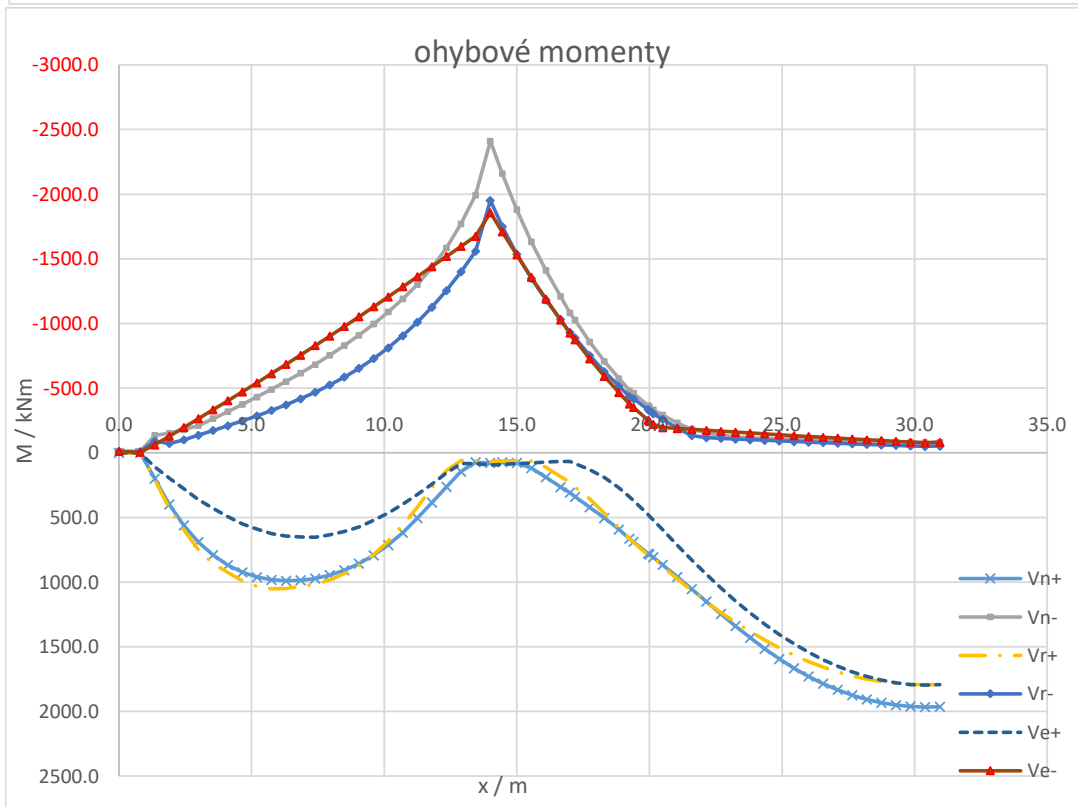
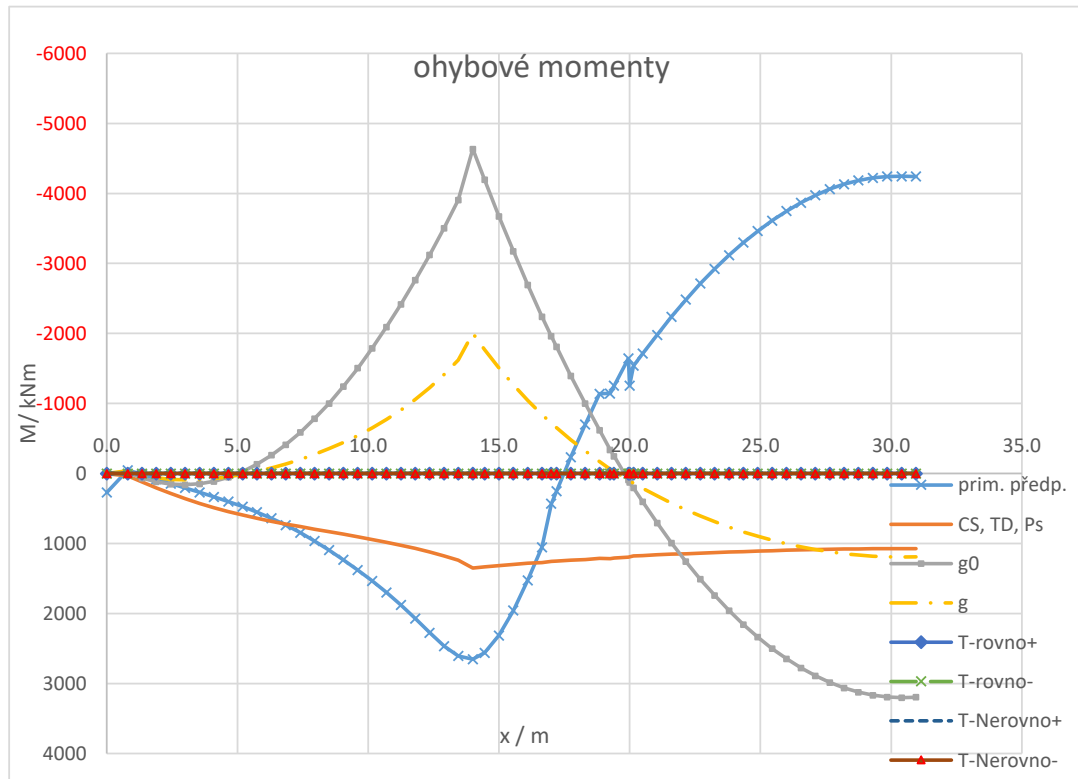
**Obrázek 20** Normálová napětí horní a dolní povrch vlákna - stálá zatížení, vnější pruty

**7.2 VNITŘNÍ SÍLY A POSOUZENÍ MEZNÍHO STAVU ÚNOSNOSTI – OHYB S NORMÁLOVOU SILOU - VNITŘNÍ PRUTY**

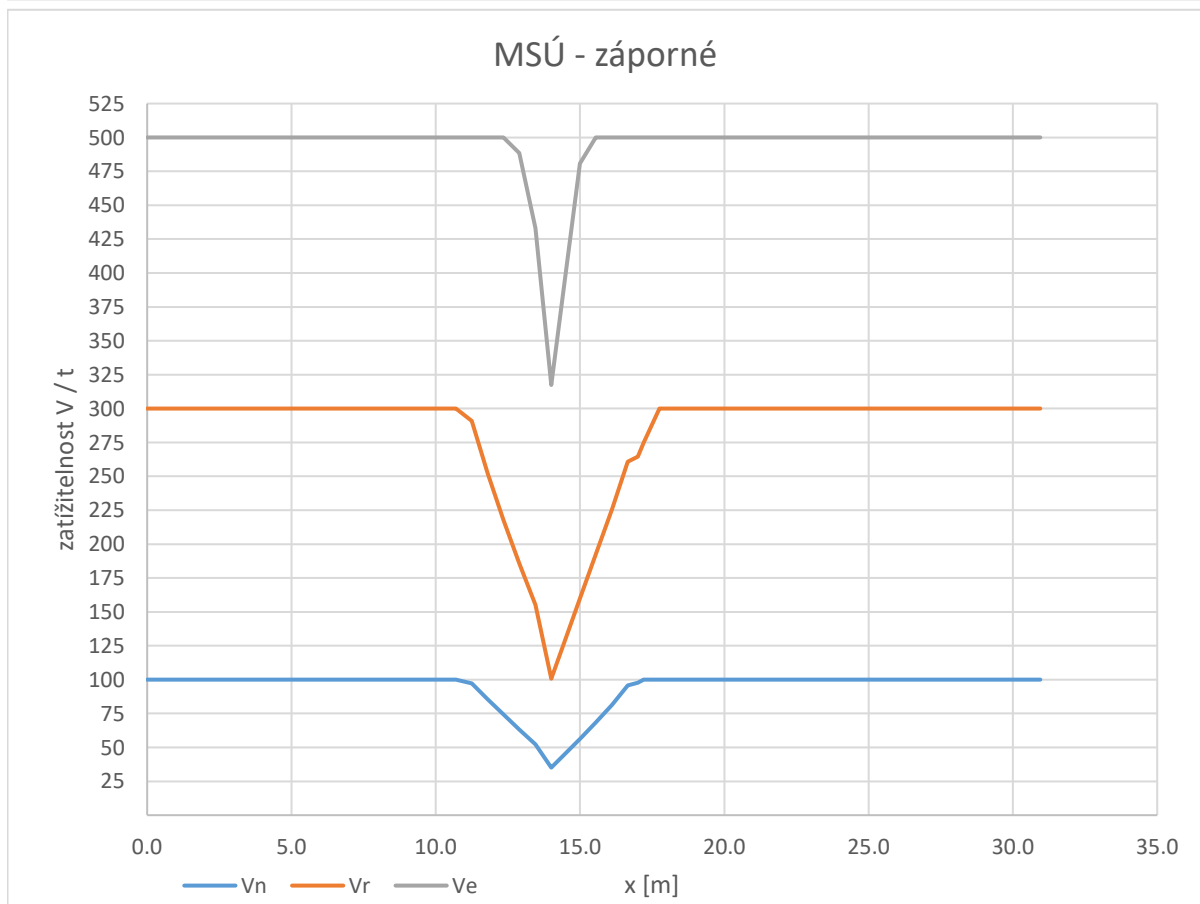
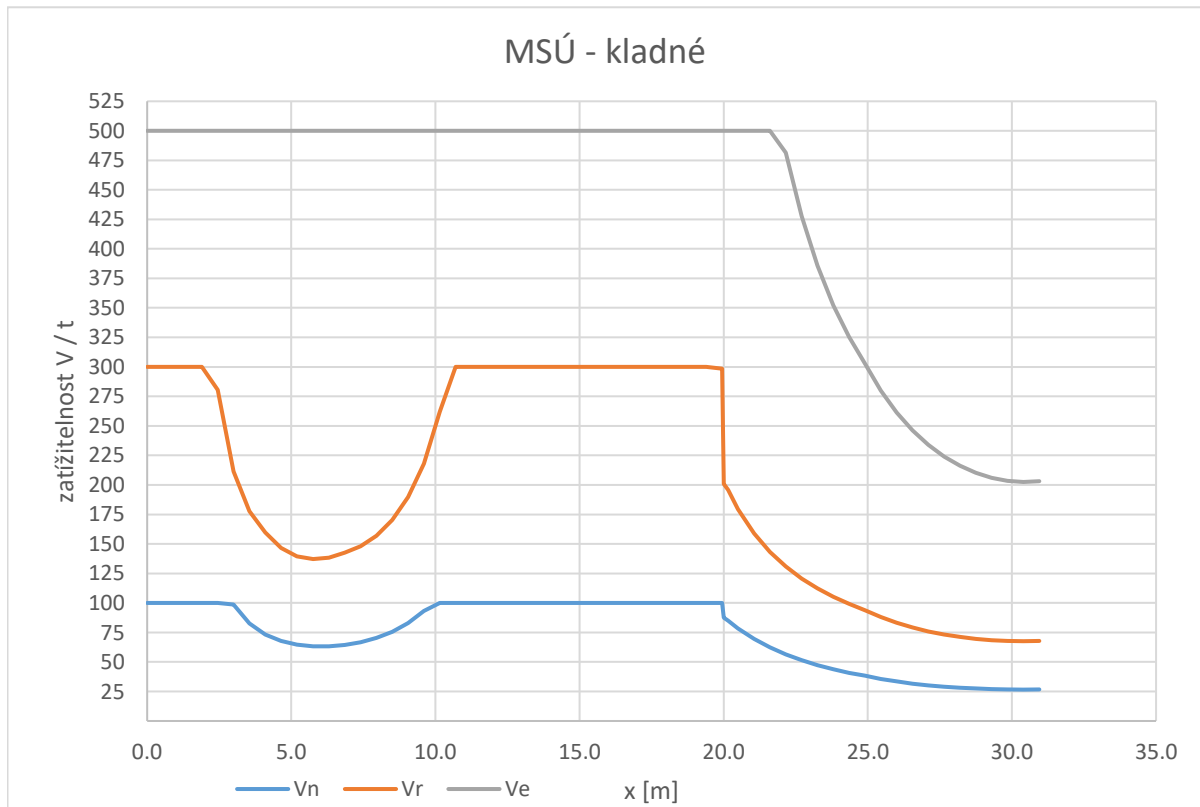




**7.3 VNITŘNÍ SÍLY A POSOUZENÍ MEZNÍHO STAVU ÚNOSNOSTI – OHYB S NORMÁLOVOU SILOU - VNĚJŠÍ PRUTY**







## 7.4 STANOVENÍ MOMENTŮ ÚNOSNOSTI - PRŮŘEZ NAD PODPOROU, VNITŘNÍ PRUT

Element Number	22
Position Information	I

### 1.Design Condition

#### 1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states (EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	$\gamma_c$ for concrete	$\gamma_s$ for reinforcing steel	$\gamma_s$ for prestressing steel
Persistent & Transient	1.500	1.150	1.150
Accidental	1.200	1.000	1.000

- factor  $\alpha_{cc}$ ,  $\alpha_{ct}$  : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

$\alpha_{cc}$  = 0.850 (for the Compressive strength)

$\alpha_{ct}$  = 1.000 (for the Tensile strength)

#### 1.2 Sectional Information

$b_w$	1850.0 mm	$I_y$	7.0093E+11 mm <sup>4</sup>	$A_{sl}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$h$	1675.0 mm	$I_z$	8.7399E+11 mm <sup>4</sup>	$A_{sc}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$d_c$	0.0 mm	$C_y$	921.6 mm	$A_{sw}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$d_t$	0.0 mm	$C_z$	828.3 mm	$A_{wt}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$A$	3064525.000 mm <sup>2</sup>			$A_{it}$	0.000 mm <sup>2</sup>

#### 1.3 Material Information

- Concrete Material Information

$f_{ck}$  = 25.000 MPa ,  $E_c$  = 31475.000 MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk}$  = 413.686 MPa ,  $E_s$  = 199948.024 MPa

#### 1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm <sup>2</sup> )	Strength (MPa)		$E_p$ (MPa)
				$f_{pk}$	$f_{p0.1k}$	
1	S_E4-L	275.0	1754.893	1194.720	1075.250	195000.000
2	S_E3-L	275.0	1754.893	1194.720	1075.250	195000.000
3	S_B1-L	385.0	1754.893	1194.720	1075.250	195000.000
4	S_E1-L	165.0	1754.893	1194.720	1075.250	195000.000
5	S_E2-L	166.0	1754.893	1194.720	1075.250	195000.000

### 2.Ultimate Moment Resistance

#### ■ Positive Moment

##### 1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : summation

Design Situations : Persistent & Transient

Load Combination Type : -

$M_{Ed}$  = 0.000 kN · m

- factor  $\lambda$ , and factor  $\eta$

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$\lambda$  = 0.800 ( $f_{ck} \leq 50$  MPa)

$\eta$  = 1.000 ( $f_{ck} \leq 50$  MPa)

- Design strength of concrete

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s\_rebar} = 359.727 \text{ MPa}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force ( C ) (kN)		Tension Force ( T ) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	837.5	17074.729	0.000	0.000	0.000	1707472
2	418.8	8294.938	0.000	0.000	0.000	829493
3	209.4	3905.042	0.000	0.000	4868.962	0.80203
4	314.1	6099.990	0.000	0.000	1423.850	4.28415
5	261.7	5002.516	0.000	0.000	4239.714	1.17992
6	235.5	4453.779	0.000	0.000	4519.380	0.98548
7	248.6	4728.147	0.000	0.000	4372.188	1.08141
8	242.1	4590.963	0.000	0.000	4443.795	1.03312
9	238.8	4522.371	0.000	0.000	4481.069	1.00922
10	237.2	4488.075	0.000	0.000	4500.093	0.99733
11	238.0	4505.223	0.000	0.000	4490.548	1.00327
12	237.6	4496.649	0.000	0.000	4495.312	1.00030

- Calculate  $F_c$ ,  $F_s$ ,  $F_p$

$$x = 237.6 \text{ mm}$$

$$F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 4496.649 \text{ kN}$$

$$F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_s = f_s \cdot A_s = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_p = \sum F_{pi} = 4495.312 \text{ kN}$$

where,  $x$  is neutral axis depth

Num.	Stress <sub>Eff</sub> (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	$\epsilon_{pi}$	$f_{pi}$ (MPa)	$A_{pi}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{pi}$ (kN)
S_E4-L	706.28423	0.00055	0.00362	0.00417	813.743	1754.893	1428.032
S_E3-L	705.38584	0.00055	0.00362	0.00417	812.844	1754.893	1426.455
S_B1-L	657.20304	0.00217	0.00337	0.00554	935.000	1754.893	1640.825

- Calculate moment resistance,  $M_{Rd}$

$$M_{Rd} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 949.574 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{Ed} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

where,  $a_c$ ,  $a_s$ ,  $a_p$  is the distance from neutral axis depth,  $x$  to concrete, reinforcement, tendon

### ■ Negative Moment

1 Check Moment Resistance,  $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : sumamtion-sw+os

Design Situations : Persistent & Transient

Load Combination Type : -

$$M_{Ed} = -5371.208 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- factor  $\lambda$ , and factor  $\eta$  (EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$$\lambda = 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta = 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

- Design strength of concrete

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s\_rebar} = 359.727 \text{ MPa}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force ( C ) (kN)		Tension Force ( T ) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	837.5	17559.583	0.000	0.000	8204.126	2.14034
2	418.8	8779.792	0.000	0.000	8204.126	1.07017
3	209.4	4389.896	0.000	0.000	8204.126	0.53508
4	314.1	6584.844	0.000	0.000	8204.126	0.80263
5	366.4	7682.318	0.000	0.000	8204.126	0.93640
6	392.6	8231.055	0.000	0.000	8204.126	1.00328
7	379.5	7956.686	0.000	0.000	8204.126	0.96984
8	386.0	8093.870	0.000	0.000	8204.126	0.98656
9	389.3	8162.463	0.000	0.000	8204.126	0.99492
10	390.9	8196.759	0.000	0.000	8204.126	0.99910

- Calculate  $F_c$ ,  $F_s$ ,  $F_p$

$$x = 390.9 \text{ mm}$$

$$F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 8196.759 \text{ kN}$$

$$F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_s = f_s \cdot A_s = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_p = \sum F_{pi} = 8204.126 \text{ kN}$$

where,  $x$  is neutral axis depth

Num.	Stress <sub>Eff</sub> (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	$\epsilon_{pi}$	$f_{pi}$ (MPa)	$A_{pi}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{pi}$ (kN)
S_E4-L	706.28423	0.00903	0.00362	0.01266	935.000	1754.893	1640.825
S_E3-L	705.38584	0.00903	0.00362	0.01265	935.000	1754.893	1640.825
S_B1-L	657.20304	0.00805	0.00337	0.01142	935.000	1754.893	1640.825
S_E1-L	707.60413	0.01002	0.00363	0.01365	935.000	1754.893	1640.825
S_E2-L	708.82409	0.01001	0.00363	0.01364	935.000	1754.893	1640.825

- Calculate moment resistance,  $M_{Rd}$

$$M_{Rd} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 10379.962 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{Ed} = -5371.208 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

where,  $a_c$ ,  $a_s$ ,  $a_p$  is the distance from neutral axis depth,  $x$  to concrete, reinforcement, tendon

## 7.5 STANOVENÍ MOMENTŮ ÚNOSNOSTI - PRŮŘEZ V POLI, VNITŘNÍ PRUT

Element Number	623
Position Information	I

### 1.Design Condition

#### 1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states

(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	$\gamma_c$ for concrete	$\gamma_s$ for reinforcing steel	$\gamma_s$ for prestressing steel
Persistent & Transient	1.500	1.150	1.150
Accidental	1.200	1.000	1.000

- factor  $\alpha_{cc}$ ,  $\alpha_{ct}$  : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

$$\alpha_{cc} = 0.850 \quad (\text{for the Compressive strength})$$

$$\alpha_{ct} = 1.000 \quad (\text{for the Tensile strength})$$

#### 1.2 Sectional Information

$b_w$	1850.0 mm	$I_y$	5.8447E+11 mm <sup>4</sup>	$A_{sl}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$h$	1675.0 mm	$I_z$	3.1234E+11 mm <sup>4</sup>	$A_{sc}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$d_c$	0.0 mm	$C_y$	919.3 mm	$A_{sw}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$d_t$	0.0 mm	$C_z$	836.9 mm	$A_{wt}$	0.000 mm <sup>2</sup>
$A$	1856769.190 mm <sup>2</sup>			$A_{lt}$	0.000 mm <sup>2</sup>

#### 1.3 Material Information

- Concrete Material Information

$$f_{ck} = 25.000 \text{ MPa} \quad , \quad E_c = 31475.000 \text{ MPa}$$

- Reinforcement Material Information

$$f_{yk} = 413.686 \text{ MPa} \quad , \quad E_s = 199948.024 \text{ MPa}$$

#### 1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm <sup>2</sup> )	Strength (MPa)		$E_p$ (MPa)
				$f_{pk}$	$f_{p0.1k}$	
1	S_E4-L	1575.0	1754.893	1194.720	1075.250	195000.000
2	S_E3-L	1575.0	1754.893	1194.720	1075.250	195000.000
3	S_E1-L	1465.0	1754.893	1194.720	1075.250	195000.000
4	S_E2-L	1465.0	1754.893	1194.720	1075.250	195000.000

### 2.Ultimate Moment Resistance

#### ■ Positive Moment

##### 1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : sumamtion-sw+os

Load Combination Type : -

$$M_{Ed} = 3903.237 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- factor  $\lambda$ , and factor  $\eta$

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$$\lambda = 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta = 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

- Design strength of concrete

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s\_rebar} = 359.727 \text{ MPa}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force ( C ) (kN)		Tension Force ( T ) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	837.5	11775.190	0.000	0.000	6563.301	1.79410
2	418.8	7677.727	0.000	0.000	6563.301	1.16980
3	209.4	3905.042	0.000	0.000	6563.301	0.59498
4	314.1	6071.575	0.000	0.000	6563.301	0.92508
5	366.4	6933.476	0.000	0.000	6563.301	1.05640
6	340.2	6518.453	0.000	0.000	6563.301	0.99317
7	353.3	6729.713	0.000	0.000	6563.301	1.02536
8	346.8	6625.020	0.000	0.000	6563.301	1.00940
9	343.5	6571.971	0.000	0.000	6563.301	1.00132
10	341.9	6545.271	0.000	0.000	6563.301	0.99725
11	342.7	6558.636	0.000	0.000	6563.301	0.99929

- Calculate  $F_c$ ,  $F_s$ ,  $F_p$

$$x = 342.7 \text{ mm}$$

$$F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 6558.636 \text{ kN}$$

$$F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_s = f_s \cdot A_s = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_p = \sum F_{pi} = 6563.301 \text{ kN}$$

where,  $x$  is neutral axis depth

Num.	Stress <sub>Eff</sub> (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	$\epsilon_{pi}$	$f_{pi}$ (MPa)	$A_{pi}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{pi}$ (kN)
S_E4-L	661.84900	0.01259	0.00339	0.01598	935.000	1754.893	1640.825
S_E3-L	663.38413	0.01259	0.00340	0.01599	935.000	1754.893	1640.825
S_E1-L	664.56435	0.01146	0.00341	0.01487	935.000	1754.893	1640.825
S_E2-L	661.50970	0.01146	0.00339	0.01485	935.000	1754.893	1640.825

- Calculate moment resistance,  $M_{Rd}$

$$M_{Rd} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 9032.498 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{Ed} = 3903.237 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

where,  $a_c$ ,  $a_s$ ,  $a_p$  is the distance from neutral axis depth,  $x$  to concrete, reinforcement, tendon

### ■ Negative Moment

1 Check Moment Resistance,  $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : summation

Load Combination Type : -

$$M_{Ed} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- factor  $\lambda$ , and factor  $\eta$

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$$\lambda = 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

$$\eta = 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$$

- Design strength of concrete

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.167 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s\_rebar} = 359.727 \text{ MPa}$$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force ( C ) (kN)		Tension Force ( T ) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	837.5	11494.477	0.000	0.000	0.000	1149447
2	418.8	7699.730	0.000	0.000	0.000	76997
3	209.4	4389.896	0.000	0.000	2334.269	1.88063
4	104.7	2194.948	0.000	0.000	3281.650	0.66885
5	157.0	3292.422	0.000	0.000	3135.129	1.05017
6	130.9	2743.685	0.000	0.000	3281.650	0.83607
7	143.9	3018.053	0.000	0.000	3281.650	0.91968
8	150.5	3155.238	0.000	0.000	3274.409	0.96361
9	153.8	3223.830	0.000	0.000	3203.287	1.00641
10	152.1	3189.534	0.000	0.000	3238.466	0.98489
11	152.9	3206.682	0.000	0.000	3220.782	0.99562
12	153.4	3215.256	0.000	0.000	3212.011	1.00101
13	153.1	3210.969	0.000	0.000	3216.391	0.99831
14	153.2	3213.112	0.000	0.000	3214.200	0.99966

- Calculate  $F_c$ ,  $F_s$ ,  $F_p$

$$x = 153.2 \text{ mm}$$

$$F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 3213.112 \text{ kN}$$

$$F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_s = f_s \cdot A_s = 0.000 \text{ kN}$$

$$F_p = \sum F_{pi} = 3214.200 \text{ kN}$$

where,  $x$  is neutral axis depth

Num.	Stress <sub>Eff</sub> (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	$\epsilon_{pi}$	$f_{pi}$ (MPa)	$A_{pi}$ (mm <sup>2</sup> )	$F_{pi}$ (kN)
S_E1-L	664.56435	0.00130	0.00341	0.00470	917.309	1754.893	1609.780
S_E2-L	661.50970	0.00130	0.00339	0.00469	914.255	1754.893	1604.420

- Calculate moment resistance,  $M_{Rd}$

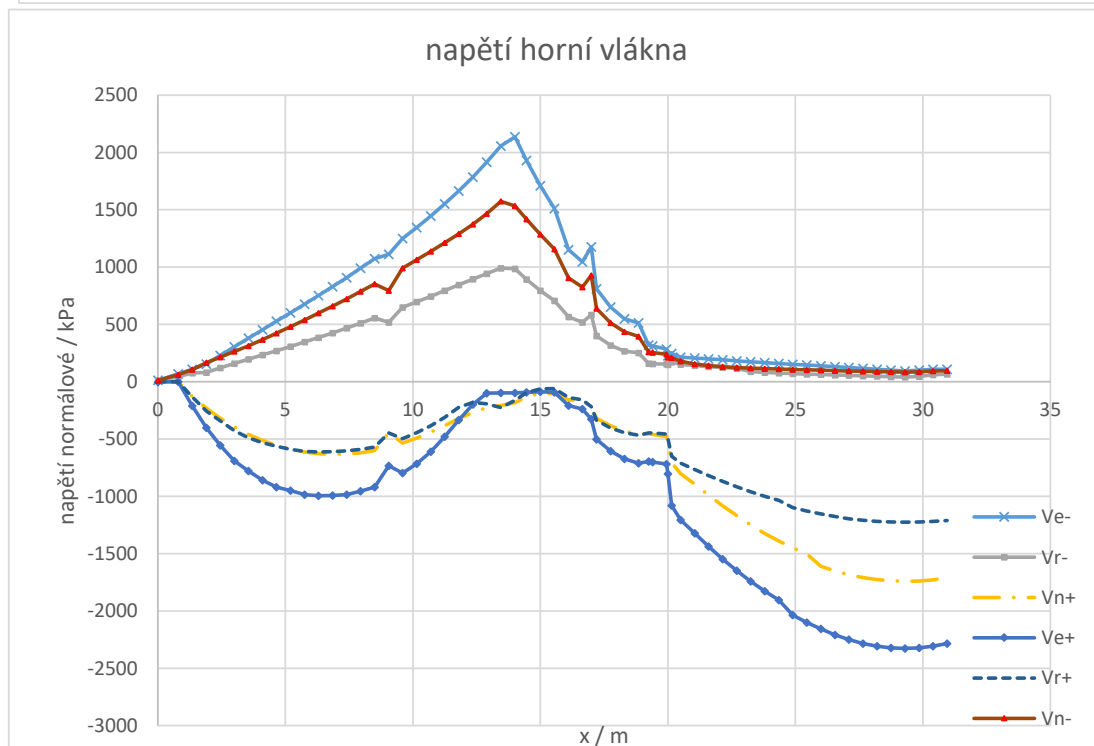
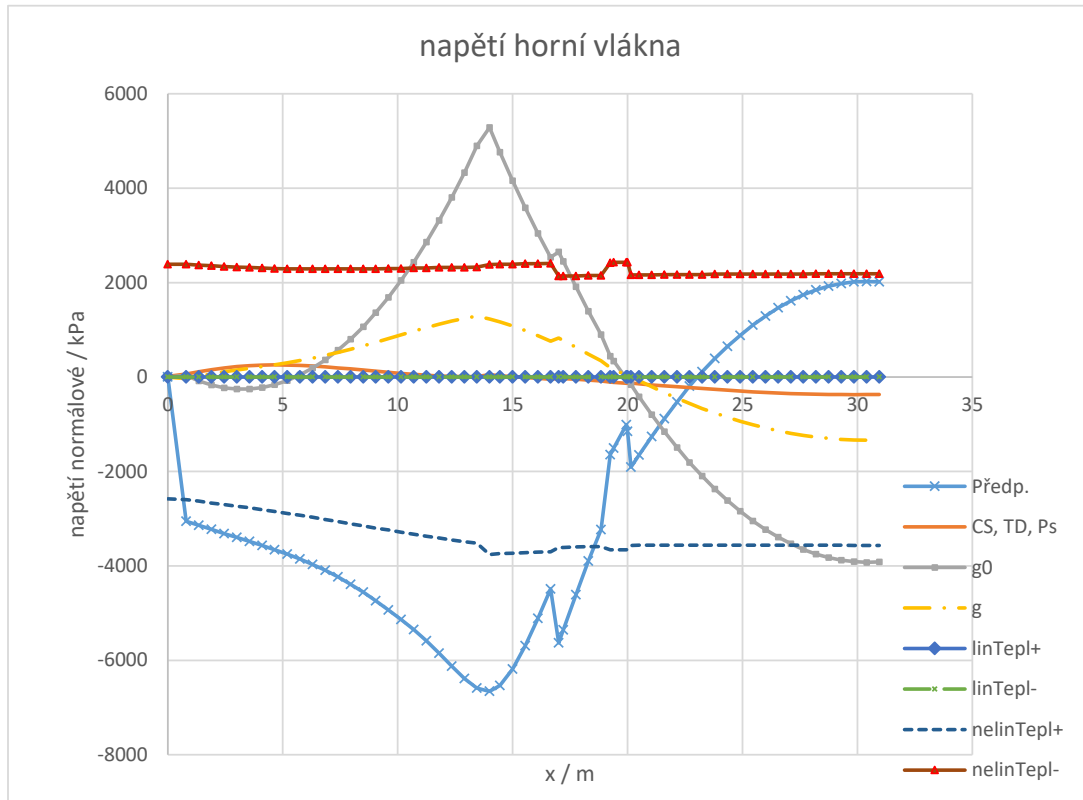
$$M_{Rd} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 477.853 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\geq M_{Ed} = 0.000 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

where,  $a_c$ ,  $a_s$ ,  $a_p$  is the distance from neutral axis depth,  $x$  to concrete, reinforcement, tendon

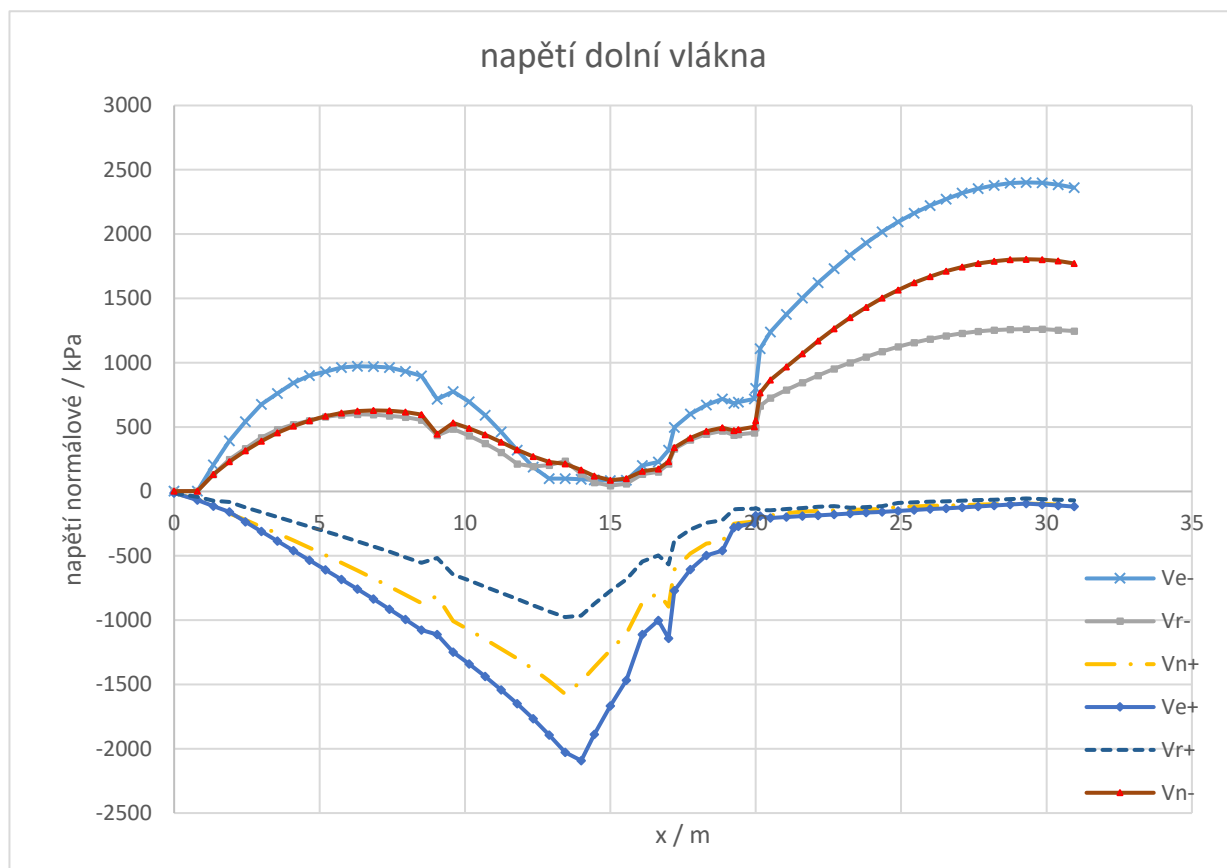
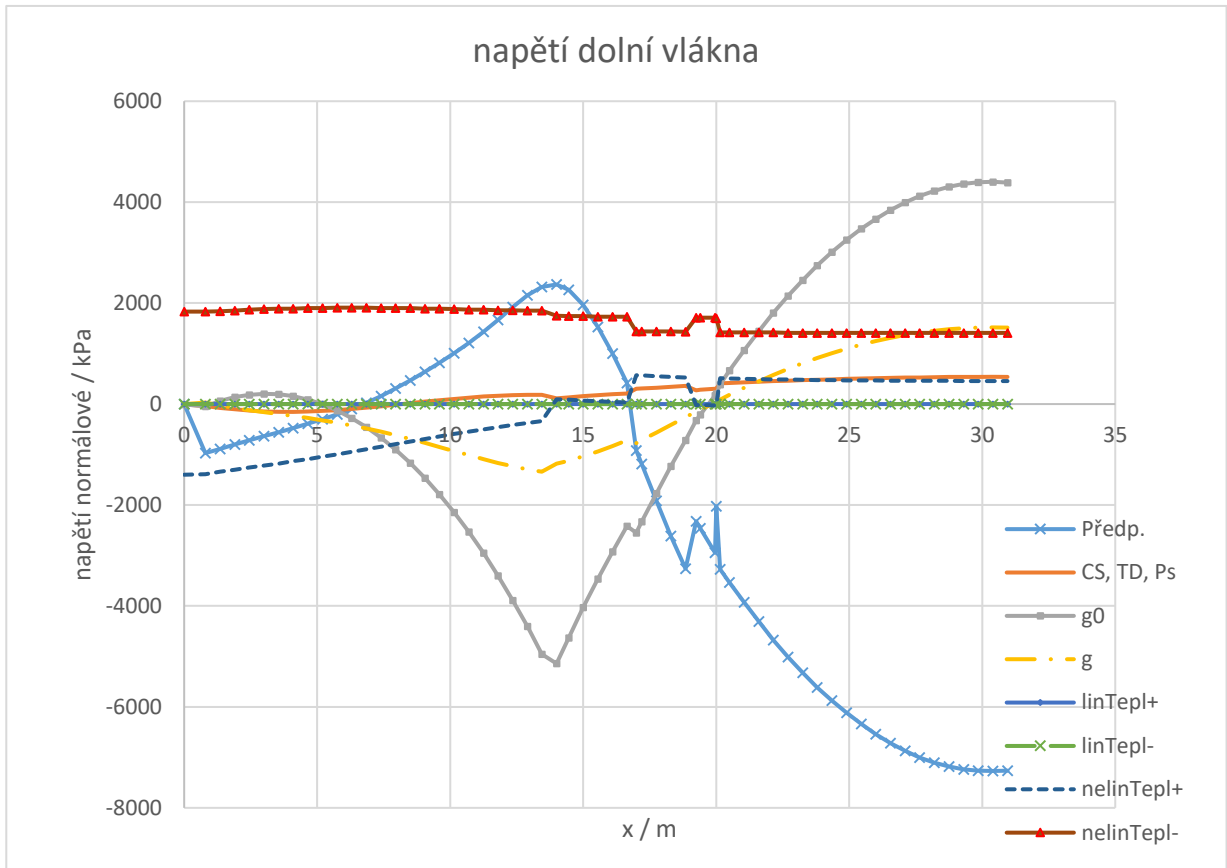
**7.6 NORMÁLOVÁ NAPĚTÍ A STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI S OHLEDEM NA MSP - VNITŘNÍ**

**Výsledná napětí - horní vlákna - charakteristické hodnoty**

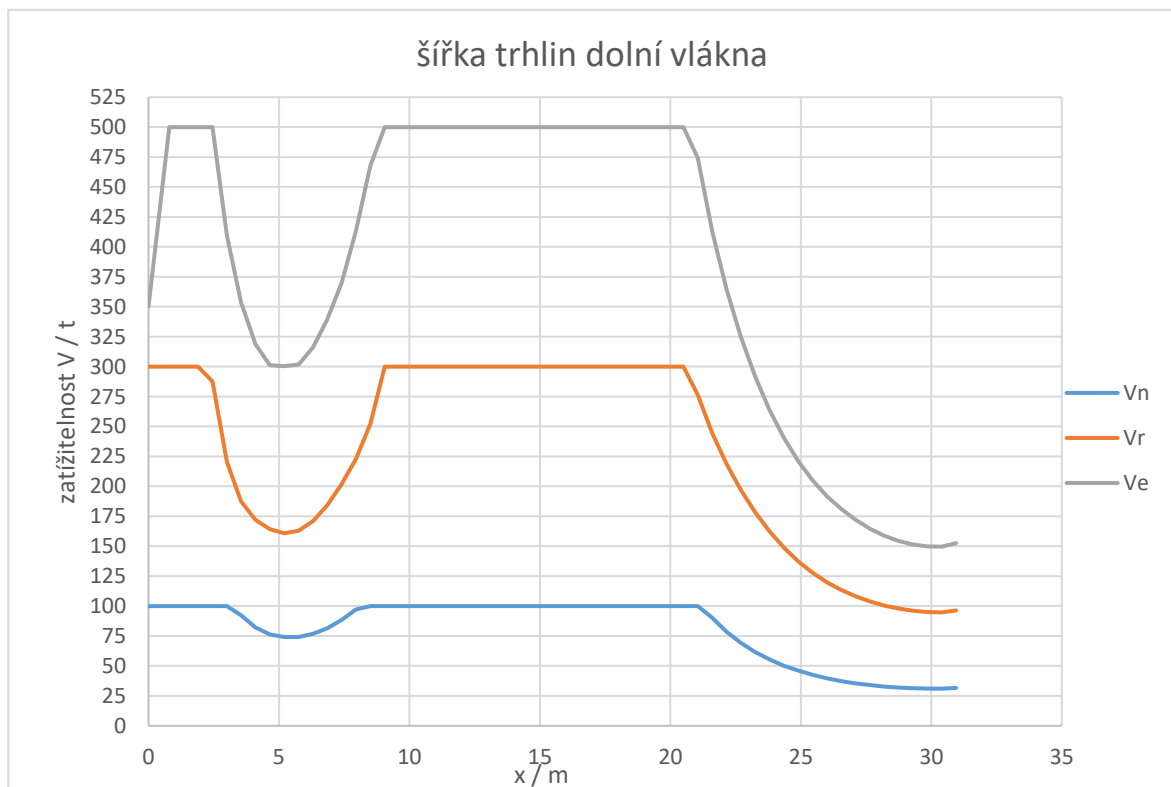
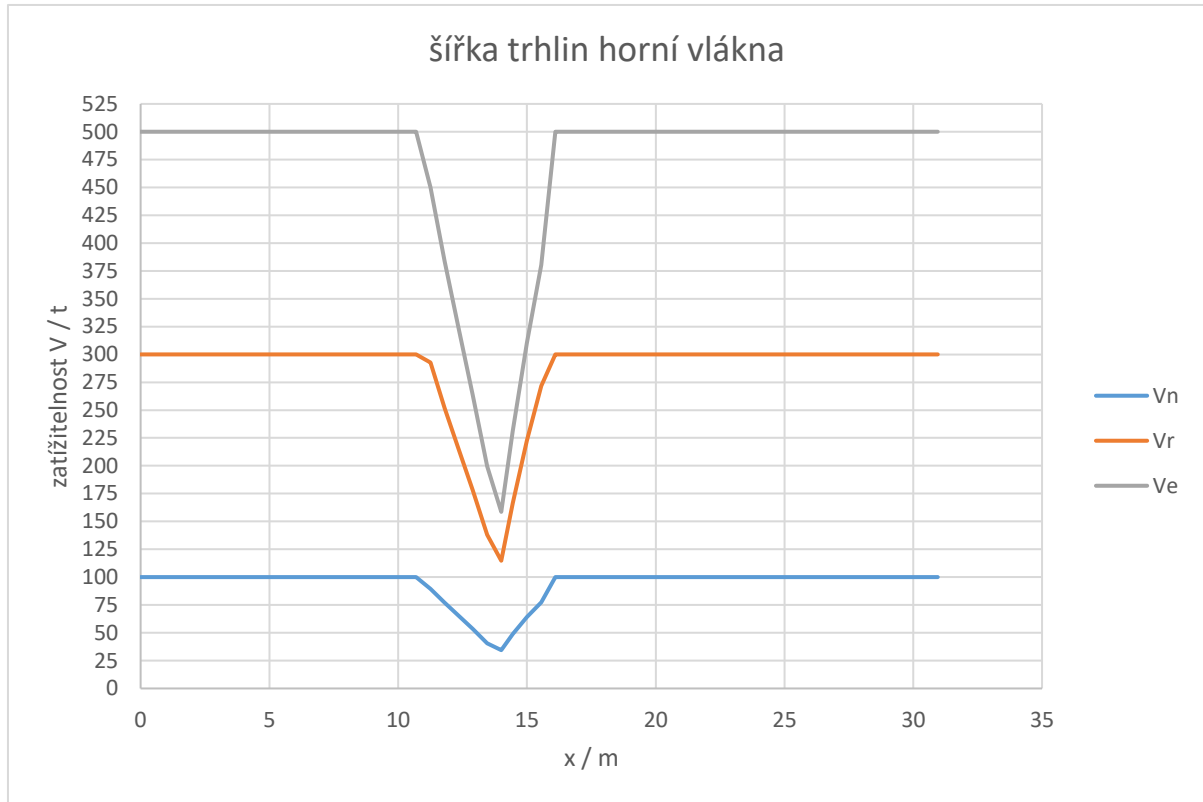




**Výsledná napětí - dolní vlákna - charakteristické hodnoty**

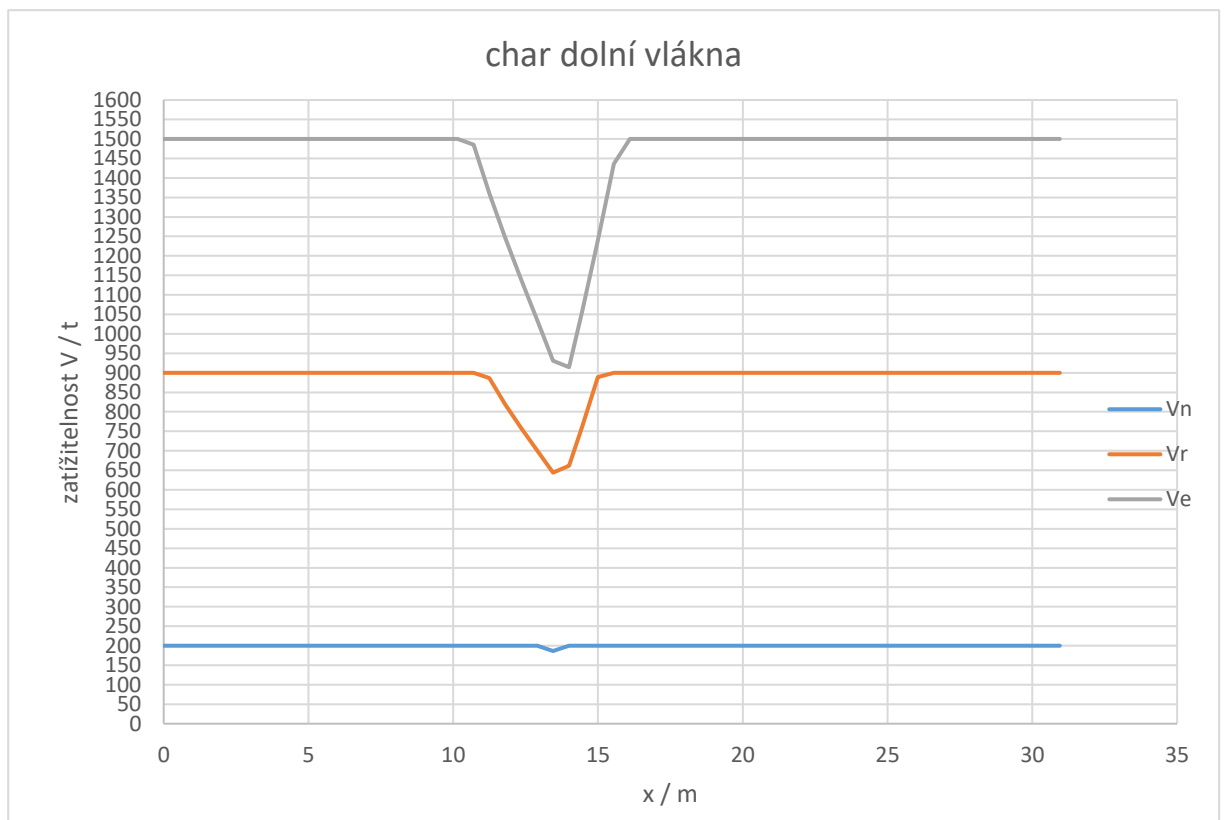
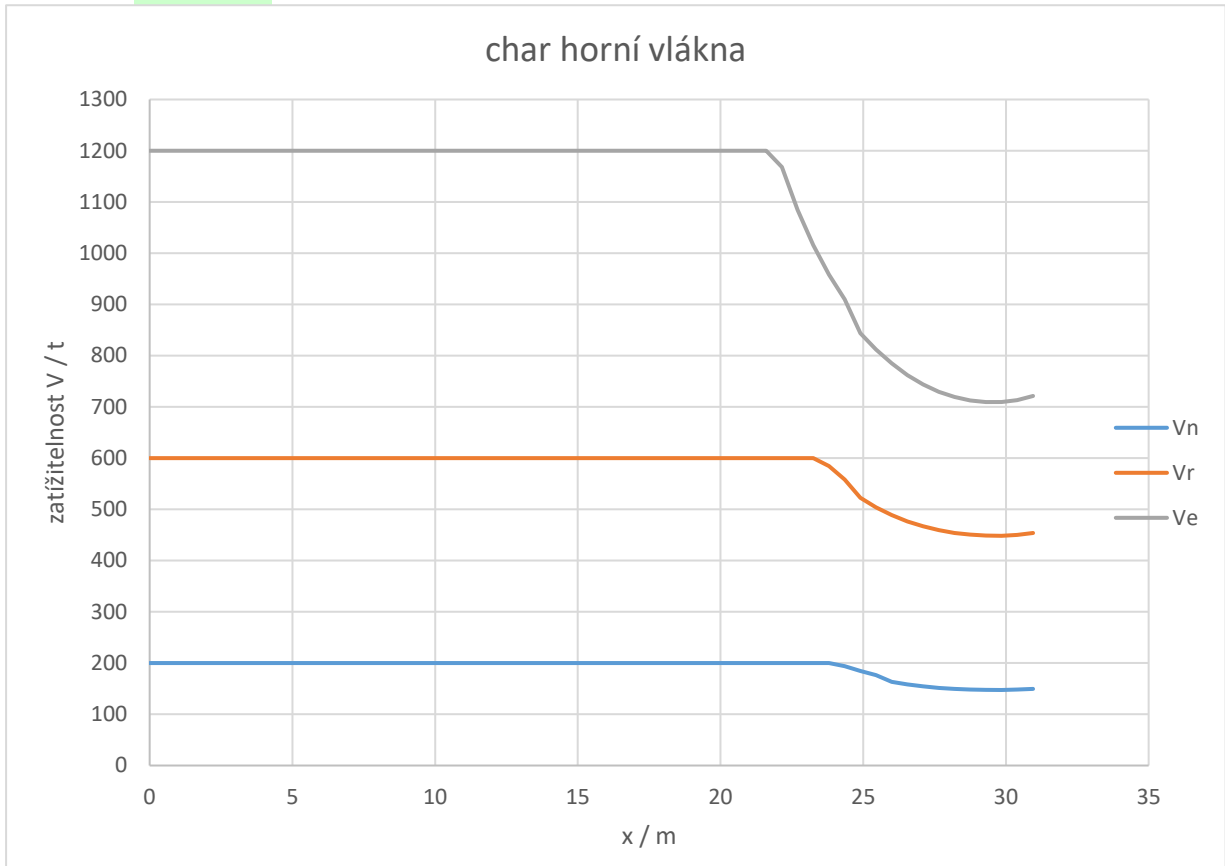


## Posouzení mezního stavu použitelnosti - stav omezení trhlin



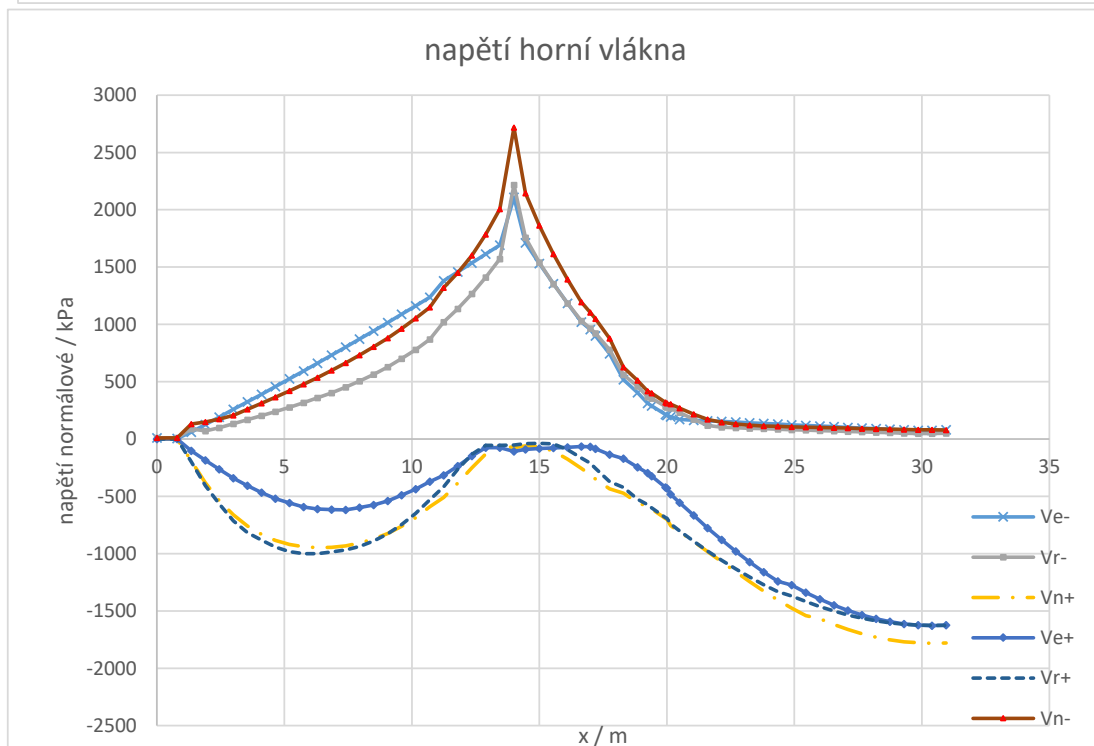
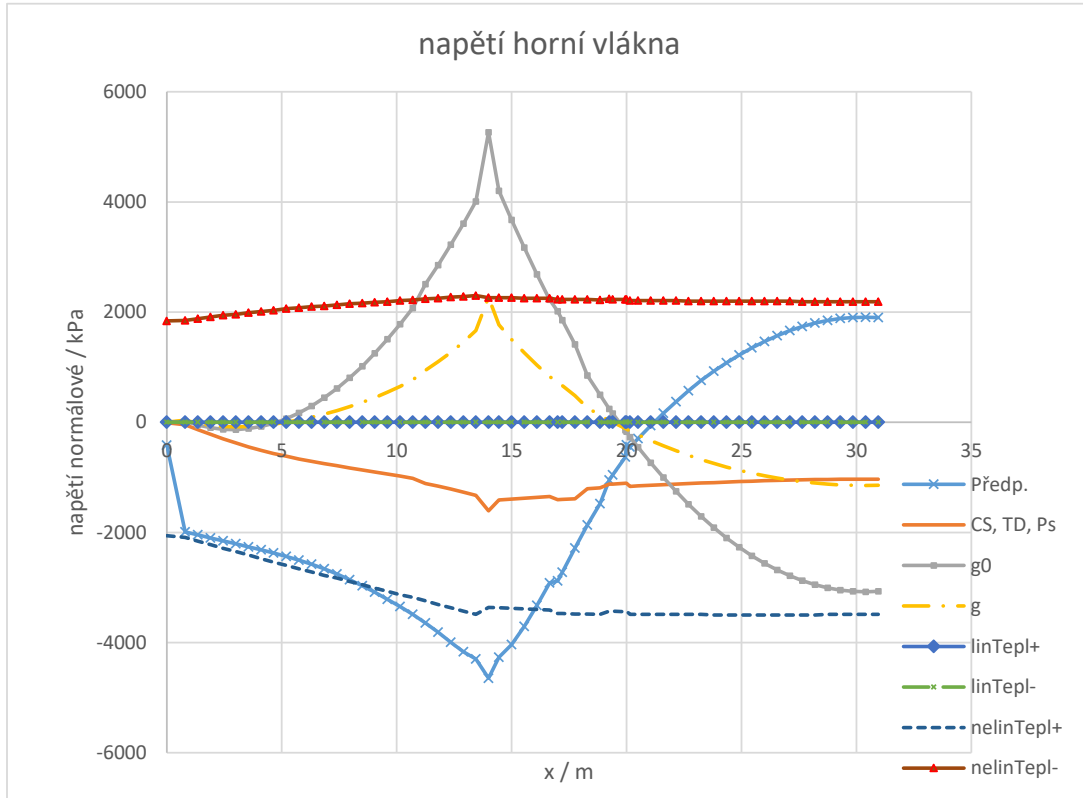
## Posouzení mezního stavu použitelnosti - stav omezení trhlin - dekomprese průřezu

$f_{ck} =$  25 [MPa]       $0.6 \cdot f_{ck} =$  15 [MPa]

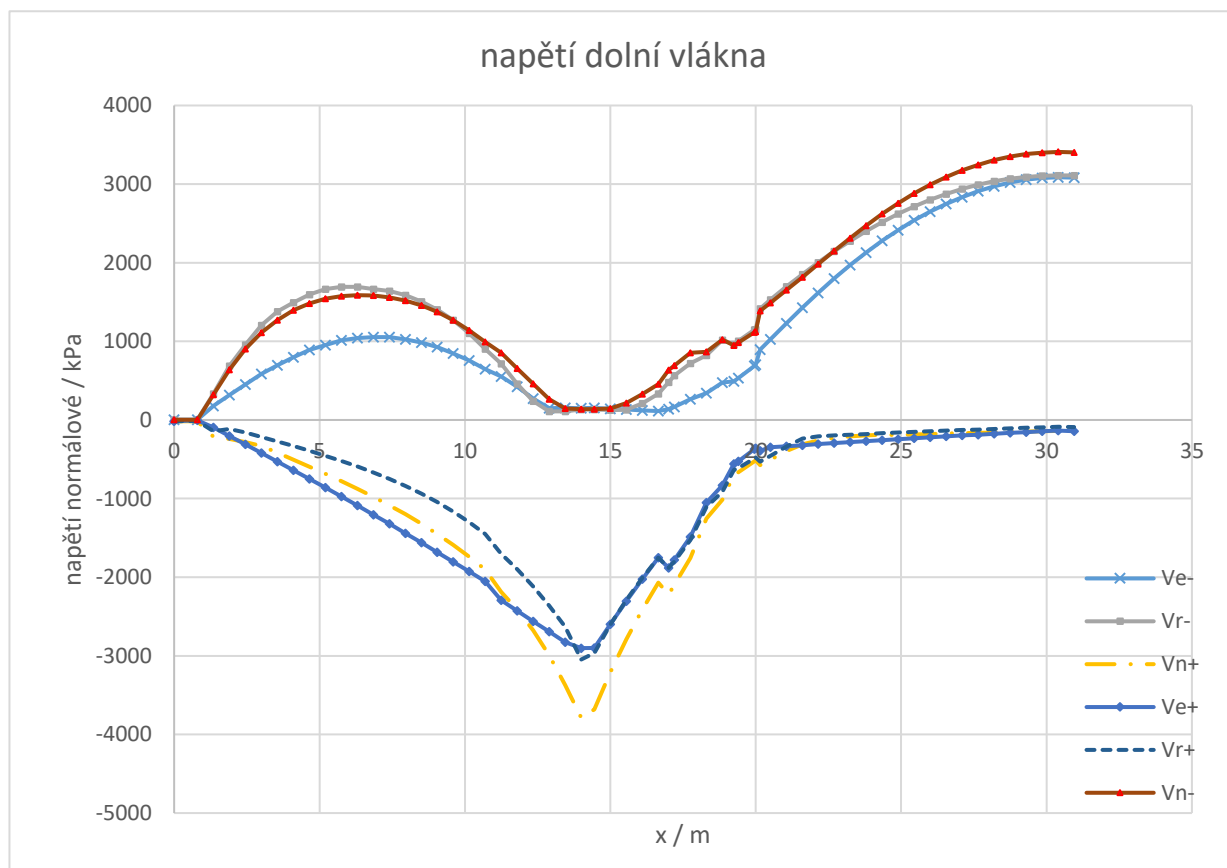
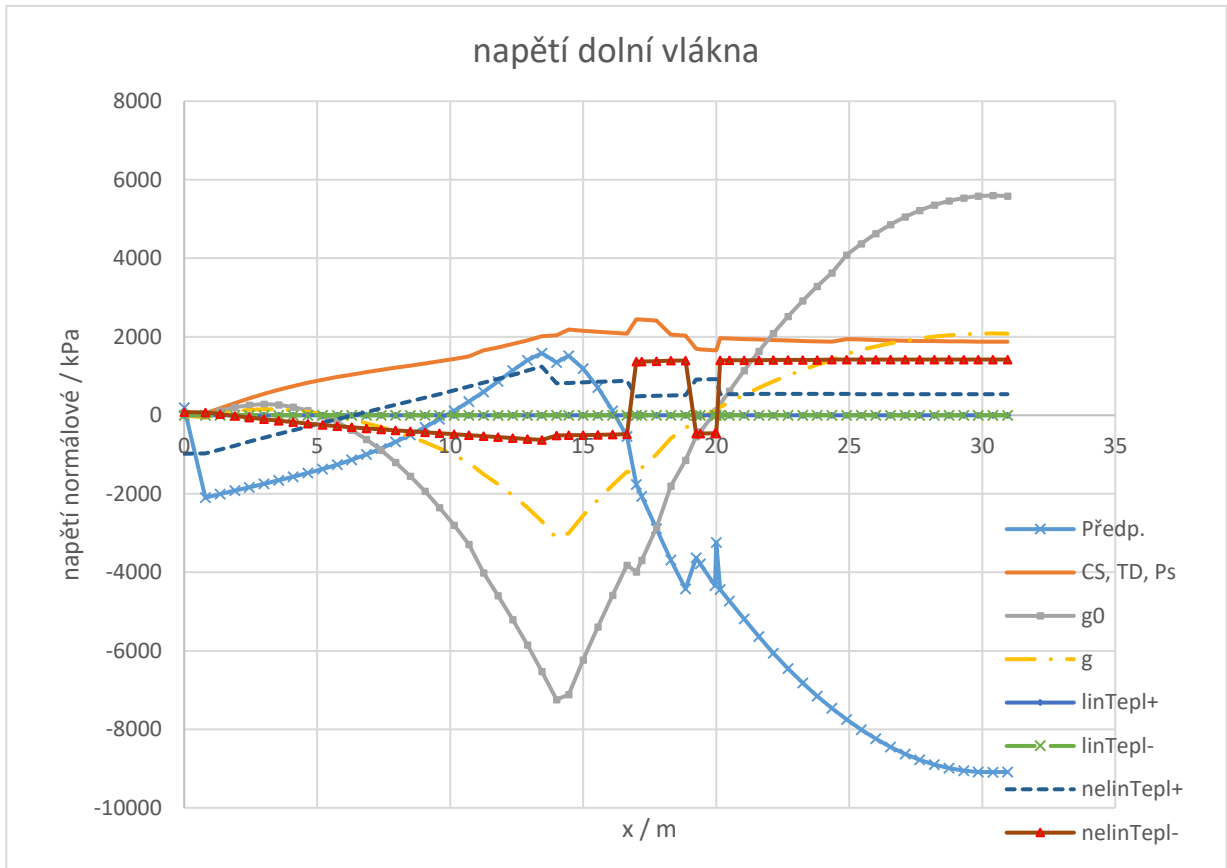


**7.7 NORMÁLOVÁ NAPĚTÍ A STANOVENÍ ZATÍŽITELNOSTI S OHLEDEM NA MSP - VNĚJŠÍ**

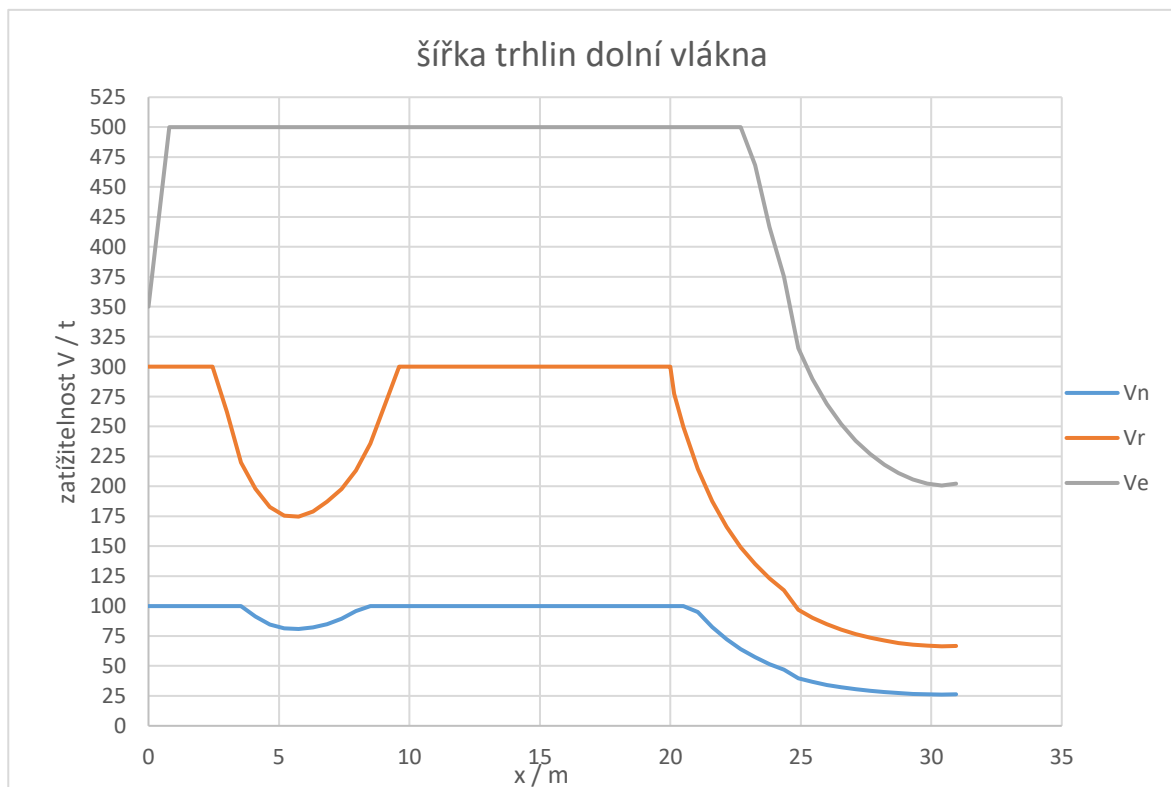
**Výsledná napětí - horní vlákna - charakteristické hodnoty**



## Výsledná napětí - dolní vlákna - charakteristické hodnoty

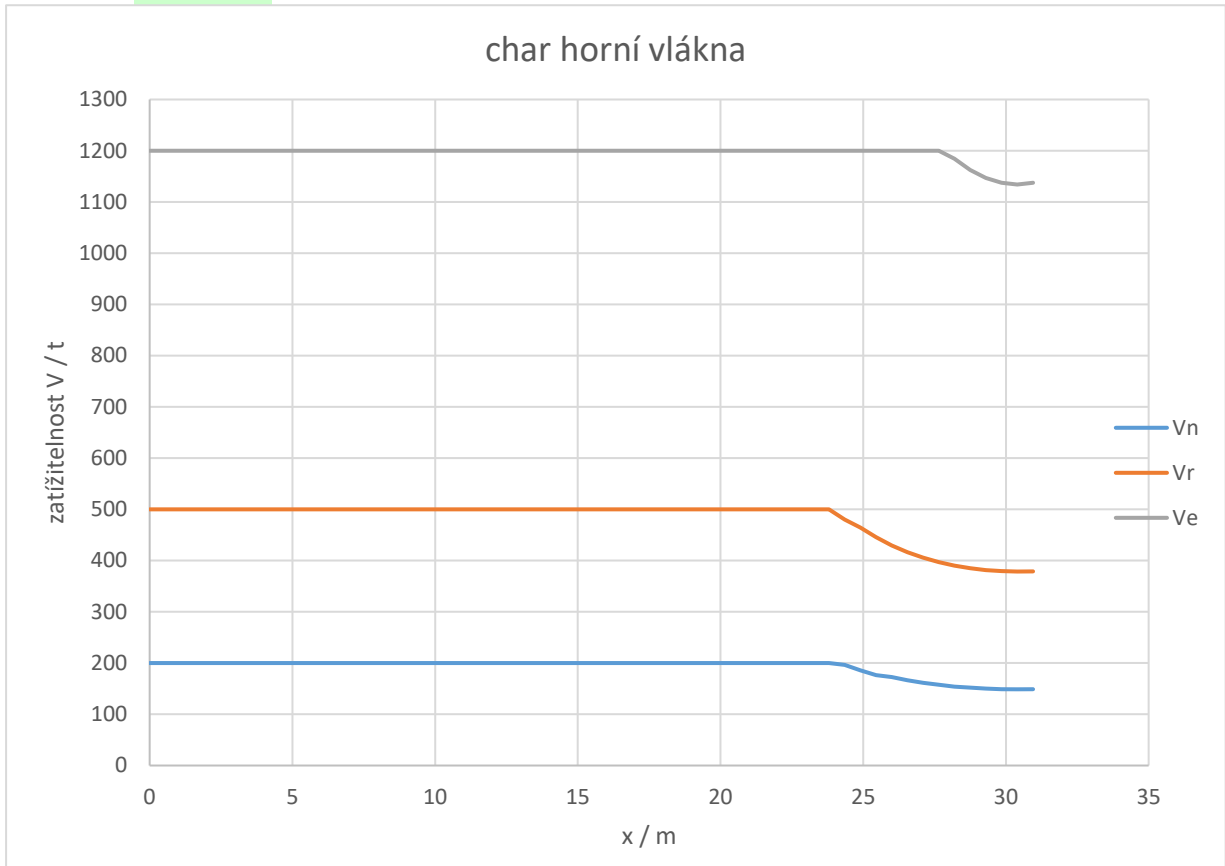


## Posouzení mezního stavu použitelnosti - stav omezení trhlin



## Posouzení mezního stavu použitelnosti - stav omezení trhlin - dekomprese průřezu

$f_{ck} =$  25 [MPa]       $0.6 \cdot f_{ck} =$  15 [MPa]



## 7.8 ZATÍŽITELNOSTI S OHLEDEM NA SMYK VE VODOROVNÉ PRACOVNÍ SPÁŘE - S OSLABENÍM

Postup výpočtu:

Hodnota smykového napětí na mezi únosnosti ve styčné spáře je dána výrazem (viz (6.25) ČSN EN 1992-1-1) :

$$v_{Rd1} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v \cdot f_{cd}$$

kde  $v$  je hodnota redukčního součinitele pevnosti betonu při porušení smykem, viz smyková únosnost průřezu,

$f_{cd}$  je návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku desky,

$c$  je součinitel soudržnosti ve spáře uvažovaný hodnotou  $c = 0,45$ ,

$\mu$  je součinitel drsnosti povrchu spáry uvažovaný hodnotou  $c = 0,7$ ,

$\sigma_n$  normálové napětí působící kolmo na styčnou spáru, vzhledem k minimálním hodnotám je toto napětí uvažováno nulové,

$\rho$  stupeň smykového vyztužení spáry definovaný podílem celkové plochy osazené smykové výztuže  $A_{s,celk}$  a plochou spáry (vše na jednotku délky),

$\alpha$  úhel osazení smykové výztuže ve styčné spáře (pro svislé tříminky  $\alpha = 90^\circ$ ).

hodnoty  $c$  a  $\mu$  platí pro konstrukci bez závad

Výpočet	Místo maximálního smyku, bez poruch			
Je posouzen 1 prut ze 4 v příčném řezu, v hlavním poli u podpory				
c=	0.35			
fctd=	1.267 MPa	C28/35	fcd=	15.9 MPa
$\mu$ =	0.7			
alfa=	90 deg			
$v$ =	0.528 -	$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$		( $f_{ck}$ v MPa)
vyztužení				
As=	2211.7 mm <sup>2</sup> - plná		sigN=	0.06 MPa
As=	2101.1 mm <sup>2</sup> - s oslabením 5 %			
ro=	0.00183 -			
f <sub>yd</sub> =	375 MPa	uvažována i pro kari sítě		
v <sub>RDi</sub> =	0.443 +	0.043 +	0.480	= 0.97 MPa
0.5 nu f <sub>cd</sub> =	4.189			
v <sub>RDi</sub> =	0.966 MPa			

jeden prut a kari sítě  
1 profil 16 a 4x10=40 profilů 8 mm

Smyk mezi betony různého stáří je nutno ověřit v místě styku prefabrikovaného nosníku a monolitické desky mostovky. Postupuje se podle 6.2.5 ČSN EN 1992-1-1. Nejprve se stanoví návrhová hodnota smykového napětí  $v_{Ed1}$  ve styčné spáře podle vztahu :

$$v_{Ed1} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{z \cdot b_i}$$

kde  $V_{Ed}$  je návrhová hodnota posouvající síly v příslušném řezu,

$\beta$  je poměr podélné síly v ploše dobetonovaného průřezu k celkové podélné síle v tlačené oblasti průřezu,

$z$  je rameno vnitřních sil spřaženého průřezu (stanovení viz 10.5),

$b_i$  je šířka styčné plochy.

z= 1.065 m vzato z výpočtu MSÚ - ohyb

výška spáry od spodu  $v_s$ = 0.250 m

beta= 0.469 - poměr  $v_s / x_u$  (z MSÚ - ohyb v daném průřezu)

b= 1.15 m

Výpočet  $v_{Ed}$  ze smykových sil viz následující tabulka



smyková napětí z posouvajících sil

		1	2	3	
Vnitřní síla		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub>	
Posuzovaný průřez		krajní	vnitřní	2.vnitřní	Název zat. stavu v Midasu
g0	[MPa]	0.375	0.375	0.383	sw
suma stálé	[MPa]	0.403	0.403	0.543	summation
prim. předp.	[MPa]	-0.028	-0.028	-0.028	Tendon primary
CS, TD, Ps	[MPa]	0.014	0.014	-0.015	=suma stálé-prim-g-g0
g	[MPa]	0.042	0.042	0.203	os
Vn max	[MPa]	-0.013	-0.042	-0.008	Vn(max)
Vn min	[MPa]	0.100	0.117	0.278	Vn(min)
Vr max	[MPa]	-0.018	-0.055	-0.010	Vr(max)
Vr min	[MPa]	0.083	0.132	0.286	Vr(min)
Ve max	[MPa]	-0.003	-0.003	-0.017	Ve(max)
Ve min	[MPa]	0.168	0.242	0.143	Ve(min)

špičkové posouvající síly

		1	2	3	
Vnitřní síla		Q	Q	Q	
Posuzovaný průřez		krajní	vnitřní	2.vnitřní	
g0	[kN]	978.4	978.4	1000.3	
suma stálé	[kN]	1052.3	1052.1	1418.9	
prim. předp.	[kN]	-72.9	-72.9	-72.7	
CS, TD, Ps	[kN]	37.8	37.5	-38.2	
g	[kN]	109.1	109.1	529.5	
Vn max	[kN]	-33.4	-109.8	-21.8	
Vn min	[kN]	262.0	306.1	726.3	
Vr max	[kN]	-46.8	-143.3	-25.5	
Vr min	[kN]	216.8	345.4	746.8	
Ve max	[kN]	-8.9	-8.6	-44.0	
Ve min	[kN]	437.4	631.7	374.6	

ξ	0.85
---	------

souč. kombinace:

ψ <sub>w0</sub>	0.75	vítr
ψ <sub>w1</sub>	0.5	

ψ <sub>t0</sub>	0.6	teplota
ψ <sub>t1</sub>	0.6	

souč. zatížení	
γ <sub>G</sub>	1.35
γ <sub>Q</sub>	1.35
γ <sub>Qw</sub>	1.35

ψ <sub>QLM71</sub>	0.75
--------------------	------

CS, TD, Ps - Smršťování, dotvarování, sekundární účinky předpětí

g - Ostatní stálé zatížení

g0 - Vlastní tíha NK

### MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI - SMYK

Součinitel stavu NK α [1]: 1.0

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

	krajní	vnitřní	2.vnitřní	
V <sub>Rd</sub> =	0.966	0.966	0.966	
V <sub>Live 6.10a</sub> [kN] =	0.412	0.412	0.222	= v <sub>Rd</sub> - γ <sub>G</sub> *(g <sub>0</sub> +g+s) - gamma <sub>Q71</sub> *max(gr11,gr12)*psi_71 - γ <sub>Qw</sub> *vitr*ψ <sub>W</sub> - P
V <sub>Live 6.10b</sub> [kN] =	0.499	0.499	0.338	= v <sub>Rd</sub> - ξ*γ <sub>G</sub> *(g <sub>0</sub> +g+s) - gamma <sub>Q71</sub> *max(gr11,gr12) - γ <sub>Qw</sub> *vitr*ψ <sub>W</sub> - P
V <sub>Vna</sub> [kN] =	0.305	0.305	0.165	= V <sub>Live 6.10a</sub> / γ <sub>QLM71</sub>
V <sub>Vnb</sub> [kN] =	0.370	0.370	0.250	= V <sub>Live 6.10b</sub> / γ <sub>QLM71</sub>
V <sub>n,6.10a</sub> [t] =	<b>99.7</b>	<b>85.4</b>	<b>19.4</b>	= V <sub>Vna</sub> / δ / v <sub>Vn</sub> / ψ <sub>Q</sub> LM71
V <sub>n,6.10b</sub> [t] =	<b>90.7</b>	<b>77.6</b>	<b>22.1</b>	= V <sub>Vnb</sub> / δ / v <sub>Vn</sub>
V <sub>r,6.10a</sub> [t] =	<b>279.8</b>	<b>175.7</b>	<b>43.8</b>	= V <sub>Vra</sub> / δ / v <sub>Vr</sub> / ψ <sub>Q</sub> LM71
V <sub>r,6.10b</sub> [t] =	<b>339.2</b>	<b>212.9</b>	<b>66.7</b>	= V <sub>Vrb</sub> / δ / v <sub>Vr</sub>
V <sub>e,6.10a</sub> [t] =	<b>416.0</b>	<b>288.1</b>	<b>262.1</b>	= V <sub>Vea</sub> / δ / v <sub>Ve</sub> / ψ <sub>Q</sub> LM71
V <sub>e,6.10b</sub> [t] =	<b>504.2</b>	<b>349.2</b>	<b>398.6</b>	= V <sub>Veb</sub> / δ / v <sub>Ve</sub>

Dynamické součinitele	
δ <sub>Vn</sub> [1]:	1.3
δ <sub>Vr</sub> [1]:	1.4
δ <sub>Ve</sub> [1]:	1.05

Výsledná zatížitelnost	
Vn / t	19.4
Vr / t	43.8
Ve / t	262.1

## 7.9 ZATÍŽITELNOSTI S OHLEDEM NA SMYK VE VODOROVNÉ PRACOVNÍ SPÁŘE - PO OPRAVĚ

Postup výpočtu:

Hodnota smykového napětí na mezi únosnosti ve styčné spáře je dána výrazem (viz (6.25) ČSN EN 1992-1-1) :

$$v_{Rd1} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5v \cdot f_{cd}$$

kde  $v$  je hodnota redukčního součinitele pevnosti betonu při porušení smykem, viz smyková únosnost průřezu,

$f_{cd}$  je návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku desky,

$c$  je součinitel soudržnosti ve spáře uvažovaný hodnotou  $c = 0,45$ ,

$\mu$  je součinitel drsnosti povrchu spáry uvažovaný hodnotou  $c = 0,7$ ,

$\sigma_n$  normálové napětí působící kolmo na styčnou spáru, vzhledem k minimálním hodnotám je toto napětí uvažováno nulové,

$\rho$  stupeň smykového vyztužení spáry definovaný podílem celkové plochy osazené smykové výztuže  $A_{s,celk}$  a plochou spáry (vše na jednotku délky),

$\alpha$  úhel osazení smykové výztuže ve styčné spáře (pro svislé tříminky  $\alpha = 90^\circ$ ).

hodnoty  $c$  a  $\mu$  platí pro konstrukci bez závad

Výpočet	Místo maximálního smyku, bez poruch			
Je posouzen 1 prut ze 4 v příčném řezu, v hlavním poli u podpory				
c=	0.4			
fctd=	1.267 MPa	C28/35	fcd=	15.9 MPa
$\mu$ =	0.7			
alfa=	90 deg			
$v$ =	0.528 -	$v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$		( $f_{ck}$ v MPa)
vyztužení				
As=	2211.7 mm <sup>2</sup> - plná		sigN=	0.06 MPa
As=	2101.1 mm <sup>2</sup> - s oslabením 5 %			
ro=	0.00183 -			
f <sub>yd</sub> =	375 MPa	uvažována i pro kari sítě		
v <sub>RDi</sub> =	0.522 +	0.043 +	0.480 =	1.04 MPa
0.5 nu $f_{cd}$ =	4.189			
v <sub>RDi</sub> =	1.044 MPa			

jeden prut a kari sítě  
1 profil 16 a 4x10=40 profilů 8 mm

Smyk mezi betony různého stáří je nutno ověřit v místě styku prefabrikovaného nosníku a monolitické desky mostovky. Postupuje se podle 6.2.5 ČSN EN 1992-1-1. Nejprve se stanoví návrhová hodnota smykového napětí  $v_{Ed1}$  ve styčné spáře podle vztahu :

$$v_{Ed1} = \frac{V_{Ed} \cdot \beta}{z \cdot b_i}$$

kde  $V_{Ed}$  je návrhová hodnota posouvající síly v příslušném řezu,

$\beta$  je poměr podélné síly v ploše dobetonovaného průřezu k celkové podélné síle v tlačené oblasti průřezu,

$z$  je rameno vnitřních sil spřaženého průřezu (stanovení viz 10.5),

$b_i$  je šířka styčné plochy.

$z$ = 1.065 m vzato z výpočtu MSÚ - ohyb

výška spáry od spodu  $v_s$ = 0.250 m

beta= 0.469 - poměr  $v_s / x_u$  (z MSÚ - ohyb v daném průřezu)

$b$ = 1.15 m

Výpočet  $v_{Ed}$  ze smykových sil viz následující tabulka

smyková napětí z posouvajících sil

		1	2	3	
Vnitřní síla		V <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub>	V <sub>Ed</sub>	
Posuzovaný průřez		krajní	vnitřní	2.vnitřní	Název zat. stavu v Midasu
g0	[MPa]	0.375	0.375	0.383	sw
suma stálé	[MPa]	0.403	0.403	0.543	summation
prim. předp.	[MPa]	-0.028	-0.028	-0.028	Tendon primary
CS, TD, Ps	[MPa]	0.014	0.014	-0.015	=suma stálé-prim-g-g0
g	[MPa]	0.042	0.042	0.203	os
Vn max	[MPa]	-0.013	-0.042	-0.008	Vn(max)
Vn min	[MPa]	0.100	0.117	0.278	Vn(min)
Vr max	[MPa]	-0.018	-0.055	-0.010	Vr(max)
Vr min	[MPa]	0.083	0.132	0.286	Vr(min)
Ve max	[MPa]	-0.003	-0.003	-0.017	Ve(max)
Ve min	[MPa]	0.168	0.242	0.143	Ve(min)

špičkové posouvající síly

		1	2	3	
Vnitřní síla		Q	Q	Q	
Posuzovaný průřez		krajní	vnitřní	2.vnitřní	
g0	[kN]	978.4	978.4	1000.3	
suma stálé	[kN]	1052.3	1052.1	1418.9	
prim. předp.	[kN]	-72.9	-72.9	-72.7	
CS, TD, Ps	[kN]	37.8	37.5	-38.2	
g	[kN]	109.1	109.1	529.5	
Vn max	[kN]	-33.4	-109.8	-21.8	
Vn min	[kN]	262.0	306.1	726.3	
Vr max	[kN]	-46.8	-143.3	-25.5	
Vr min	[kN]	216.8	345.4	746.8	
Ve max	[kN]	-8.9	-8.6	-44.0	
Ve min	[kN]	437.4	631.7	374.6	

ξ	0.85
---	------

souč. kombinace:

souč. zatížení	
γ <sub>G</sub>	1.35
γ <sub>Q</sub>	1.35
γ <sub>Qw</sub>	1.35

ψ <sub>w0</sub>	0.75	vítr
ψ <sub>w1</sub>	0.5	

ψ <sub>t0</sub>	0.6	teplota
ψ <sub>t1</sub>	0.6	

ψ <sub>Q LM71</sub>	0.75
---------------------	------

CS, TD, Ps - Smršťování, dotvarování, sekundární účinky předpětí

g - Ostatní stálé zatížení

g0 - Vlastní tíha NK

### MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI - SMYK

Součinitel stavu NK α [1]: 1.0

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10b)$$

	krajní	vnitřní	2.vnitřní	
V <sub>Rd</sub> =	1.044	1.044	1.044	
V <sub>Live 6.10a</sub> [kN] =	0.490	0.490	0.301	= v <sub>Rd</sub> - γ <sub>G</sub> *(g <sub>0</sub> +g+s) - gamma <sub>Q71</sub> *max(gr11,gr12)*psi_71 - γ <sub>Qw</sub> *vitr*ψ <sub>W</sub> - P
V <sub>Live 6.10b</sub> [kN] =	0.577	0.578	0.416	= v <sub>Rd</sub> - ξ*γ <sub>G</sub> *(g <sub>0</sub> +g+s) - gamma <sub>Q71</sub> *max(gr11,gr12) - γ <sub>Qw</sub> *vitr*ψ <sub>W</sub> - P
V <sub>Vna</sub> [kN] =	0.363	0.363	0.223	= V <sub>Live 6.10a</sub> / γ <sub>Q LM71</sub>
V <sub>Vnb</sub> [kN] =	0.428	0.428	0.308	= V <sub>Live 6.10b</sub> / γ <sub>Q LM71</sub>
V <sub>n,6.10a</sub> [t] =	118.8	101.7	26.3	= V <sub>Vna</sub> / δ / v <sub>Vn</sub> / ψ <sub>Q LM71</sub>
V <sub>n,6.10b</sub> [t] =	104.9	89.8	27.3	= V <sub>Vnb</sub> / δ / v <sub>Vn</sub>
V <sub>r,6.10a</sub> [t] =	333.2	209.2	59.3	= V <sub>Vra</sub> / δ / v <sub>Vr</sub> / ψ <sub>Q LM71</sub>
V <sub>r,6.10b</sub> [t] =	392.5	246.4	82.2	= V <sub>Vrb</sub> / δ / v <sub>Vr</sub>
V <sub>e,6.10a</sub> [t] =	495.4	343.1	354.8	= V <sub>Vea</sub> / δ / V <sub>Ve</sub> / ψ <sub>Q LM71</sub>
V <sub>e,6.10b</sub> [t] =	583.6	404.2	491.3	= V <sub>Veb</sub> / δ / V <sub>Ve</sub>

Dynamické součinitele	
δ <sub>Vn</sub> [1]:	1.3
δ <sub>Vr</sub> [1]:	1.4
δ <sub>Ve</sub> [1]:	1.05

Výsledná zatížitelnost	
Vn / t	26.3
Vr / t	59.3
Ve / t	343.1

## 8 PŘEHLED STANOVENÝCH ZATÍŽITELNOSTÍ - BEZ OSLABENÍ

### Nosná konstrukce

#### Vnitřní pruty

Mezní stav omezení trhlin

MSP - šířka trhlin 0.2 mm

	horní	dolní	(povrch NK)
Vn	34.4	31.0	t
Vr	114.7	94.7	t
Ve	158.6	149.7	t

#### Vnější pruty

	horní	dolní	(povrch NK)
Vn	25.4	29.0	t
Vr	72.2	73.8	t
Ve	228.0	223.2	t

Mezní stav omezení napětí (normálových)

MSP - char

	horní	dolní	
Vn	100.0	150.0	t
Vr	300.0	500.0	t
Ve	500.0	900.0	t

	horní	dolní	
Vn	100.0	52.7	t
Vr	300.0	151.9	t
Ve	500.0	478.6	t

Mezní stav únosnosti - ohyb s normálovou silou

MSÚ

	kladné M	záporné M	
Vn	75.5	74.3	t
Vr	225.6	244.9	t
Ve	325.4	305.2	t

	kladné M	záporné M	
Vn	33.7	41.5	t
Vr	91.5	123.8	t
Ve	288.0	402.4	t

Mezní stav únosnosti - smyková napětí ve vodorovné pracovní spáře

MSÚ - nejslabší místo

bez poruch

Vn	28.4
Vr	64.1
Ve	360.0

### Výsledná zatížitelnost - teoretická bez oslabení (výchozí stav bez zohlednění stavebního stavu)

Vn	25.4	t
Vr	64.1	t
Ve	149.6	t

Pozn: maximum zatížitelnosti je uvažováno hodnotami Vn=100t, Vr=300t, Ve=500t a větší hodnoty nejsou uváděny

O zatížitelnosti rozhoduje stav MSP - šířka trhlin. Při zanedbání tohoto kritéria:

Vn	28.4	t
Vr	64.1	t
Ve	288.0	t

Z hlediska šířky trhlin v kvazistálé kombinaci konstrukce mírně nevyhovuje nad podporou, má být splněna podmínka dekomprese, vzniká však tah

Vaj	12.0	t
-----	------	---

Zatížitelnost na nápravu platná pro obě varianty výpočtu

## 9 PŘEHLED STANOVENÝCH ZATÍŽITELNOSTÍ - SE VŠEMI OSLABENÍMI

### Nosná konstrukce

#### Vnitřní pruty

Mezní stav omezení trhlin

MSP - šířka trhlin 0.2 mm

	horní	dolní	(povrch NK)
Vn	34.4	31.0	t
Vr	114.7	94.7	t
Ve	158.6	149.7	t

#### Vnější pruty

	horní	dolní	(povrch NK)
Vn	21.4	26.1	t
Vr	61.0	66.4	t
Ve	192.5	200.7	t

Mezní stav omezení napětí (normálových)

MSP - char

	horní	dolní	
Vn	100.0	150.0	t
Vr	300.0	500.0	t
Ve	500.0	900.0	t

	horní	dolní	
Vn	100.0	51.5	t
Vr	300.0	148.6	t
Ve	500.0	468.1	t

Mezní stav únosnosti - ohyb s normálovou silou

MSÚ

	kladné M	záporné M	
Vn	68.1	66.7	t
Vr	204.4	220.2	t
Ve	292.2	271.0	t

	kladné M	záporné M	
Vn	29.6	38.1	t
Vr	79.6	112.7	t
Ve	252.5	367.4	t

Mezní stav únosnosti - smyková napětí ve vodorovné pracovní spáře

MSÚ - nejslabší místo

aktuální

Vn	19.4
Vr	43.8
Ve	262.1

### Výsledná zatížitelnost - aktuální, s oslabením

Vn	19.4	t
Vr	43.8	t
Ve	149.6	t

Pozn: maximum zatížitelnosti je uvažováno hodnotami Vn=100t, Vr=300t, Ve=500t a větší hodnoty nejsou uváděny

Z hlediska šířky trhlin v kvazistálé kombinaci konstrukce mírně nevyhovuje nad podporou, má být splněna podmínka dekomprese, vzniká však tah

### Zatížitelnost po opravě

Vn	26.3	t
Vr	59.3	t
Ve	252.5	t

Zatížitelnost po opravě s ohledem na šířky trhlin:

Vn	21.4	t
Vr	61.0	t
Ve	149.7	t

Vaj	12.0	t
-----	------	---

Zatížitelnost na nápravu platná pro obě varianty výpočtu

## 10 ZÁVĚR

Skutečné fáze výstavby nejsou podrobně známy. Kvůli chybějícím datům jsou neznámé fáze výstavby řešeny odhadem.

Z hlediska šířky trhlin v kvazistálé kombinaci konstrukce nevyhovuje, má být splněna podmínka dekomprese. Tato podmínka není splněna ani při zanedbání teplotních zatížení, která může zvýšit tah o další cca 1 MPa. Jedním z důvodů, proč tomu tak je, mohou být jinak uvažované ztráty předpětí. Podle zkušenosti autora tohoto přepočtu se v dřívějších výpočtech počítalo s menšími celkovými ztrátami předpětí (odhadem o 10% menšími, než vyšly v tomto výpočtu). Konstrukce tak nesplňuje požadavky na kategorii konstrukce C a je třeba ji zařadit do kategorie D (informativní zbytková životnost 15-30 let). Zařazení do kategorií má vliv na požadavek na šířku trhlin v MSP, nicméně pro kategorii C i D platí, že šířka trhliny 0.2 mm má být ověřena v časté kombinaci.

Výsledkem vlastního výpočtu hodnot zatížitelnosti konstrukce dopravními zatíženími je snížená zatížitelnost oproti návrhu. Nejnižší zatížitelnost na konstrukci bez žádného oslabení vychází při posudku zatížení ohybovým momentem, posudek MSP – mezní stav použitelnosti (šířka trhlin), častá kombinace. Ve výpočtu je uvažovaná zbytková životnost 15-30 let, neboť byla potvrzena kategorie konstrukce D. S ohledem na skutečnost, že na konstrukci nebyly trhliny pozorovány, je možné toto kritérium nebrat za rozhodující. O zatížitelnosti na oslabené konstrukci (oslabení ve vodorovné spáře i předpínací výztuže) rozhoduje smyk ve vodorovné pracovní spáře, stav MSÚ. Konstrukce má sníženou zatížitelnost i za předpokladu, že ve výpočtu nejsou uvažovány nerovnoměrné poklesy podpěr nebo užití součinitelů  $r_{sup}$  a  $r_{inf}$  zohledňující odchylky možných změn předpětí podle ČSN EN 1992-1-1 - Navrhování betonových konstrukcí, čl. 5.10.9, které by zatížitelnost dále výrazně snížily. Uvedená zatížitelnost je tak na horní hranici možné zatížitelnosti.

Výpočet obsahuje pouze nejdůležitější data a výstupy. Výsledné hodnoty zatížitelnosti platí pro stav mostu popsany v tomto dokumentu a diagnostickém průzkumu, jehož součástí je tento výpočet. Při případné změně stavu mostu nebo zjištění odchýlných skutečností je nutno hodnoty zaktualizovat.

Přepočet dle platné ČSN 73 6222, změna Z1 byl proveden metodou Vv (zatížitelnost stanovenou podrobným statickým výpočtem).

Návrh opatření je součástí elaborátu diagnostického průzkumu.

Vypracoval: Ing. Marek Vokál  
27.11.2023



Technická kontrola: Ing. Jan Borový  
28.11.2023

