



NÁVRH A POSOUZENÍ NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTU Z PREFABRIKOVANÝCH PŘEDEM PŘEDPATÝCH NOSNÍKŮ SPŘAŽENÝCH S ŽB MONOLITICKOU DESKOU MOSTOVKY

1 ZADÁNÍ

Navrhněte silniční plošně založený integrovaný most o jednom poli (na komunikaci zadané kategorie) se zadaným rozpětím L . Nosná konstrukce je tvořena prefabrikovanými dodatečně předpjatými nosníky spřaženými s monolitickou železobetonovou deskou mostovky. Nosná konstrukce je na spodní stavbu uložena přes vrubové liniové klouby na horním líci opěr.

Rozměry konstrukce a materiály jednotlivých částí uvažujte podle jmenného zadání. Pro tento vzorový příklad se uvažují následující parametry materiálů a rozměry konstrukce:

Rozpětí $L = 15,0$ m
Šířka převáděné komunikace $b = 9,5$ m
<u>Překračovaná překážka :</u>
Silnice II. třídy
Výška nad terénem $h = \text{min.}2,5$ m
Výška násypu $h_p = 4,0$ m
<u>Materiál konstrukce :</u>
Nosníky – C45/55
Deska mostovky – C30/37
Základová půda - G3-GF

2 POPIS MOSTU A NOSNÉ KONSTRUKCE

Mostní konstrukce nahrazuje původní most z prefabrikovaných nosníků KA-67. Nová konstrukce je navržena jako most o jednom poli rozpětí 15,0 m s nosnou konstrukcí integrovanou s plošně založenými opěrami plné výšky.

Nosná konstrukce je v příčném řezu tvořena 6-ti prefabrikovanými nosníky typu SMP-T výšky 800 mm v osové vzdálenosti 1920 mm zmonolitněných na koncích mostu železobetonovými příčnicí. Opěry mostu jsou monolitické betonové tloušťky 750 mm založená na železobetonových základových pasech šířky 4,0 m. Horní povrch nosné konstrukce je navržen v konstantním levostranném sklonu 1,5% s protispádem 6% v místě levé římsy. Osa odvodnění izolace (úžlabí) je navržena ve vzdálenosti 250 mm od hrany pravé římsy směrem k ose mostu. V podélném směru sleduje horní povrch nosné konstrukce vedení komunikace na mostě (proměnný spád ve vrcholovém oblouku).

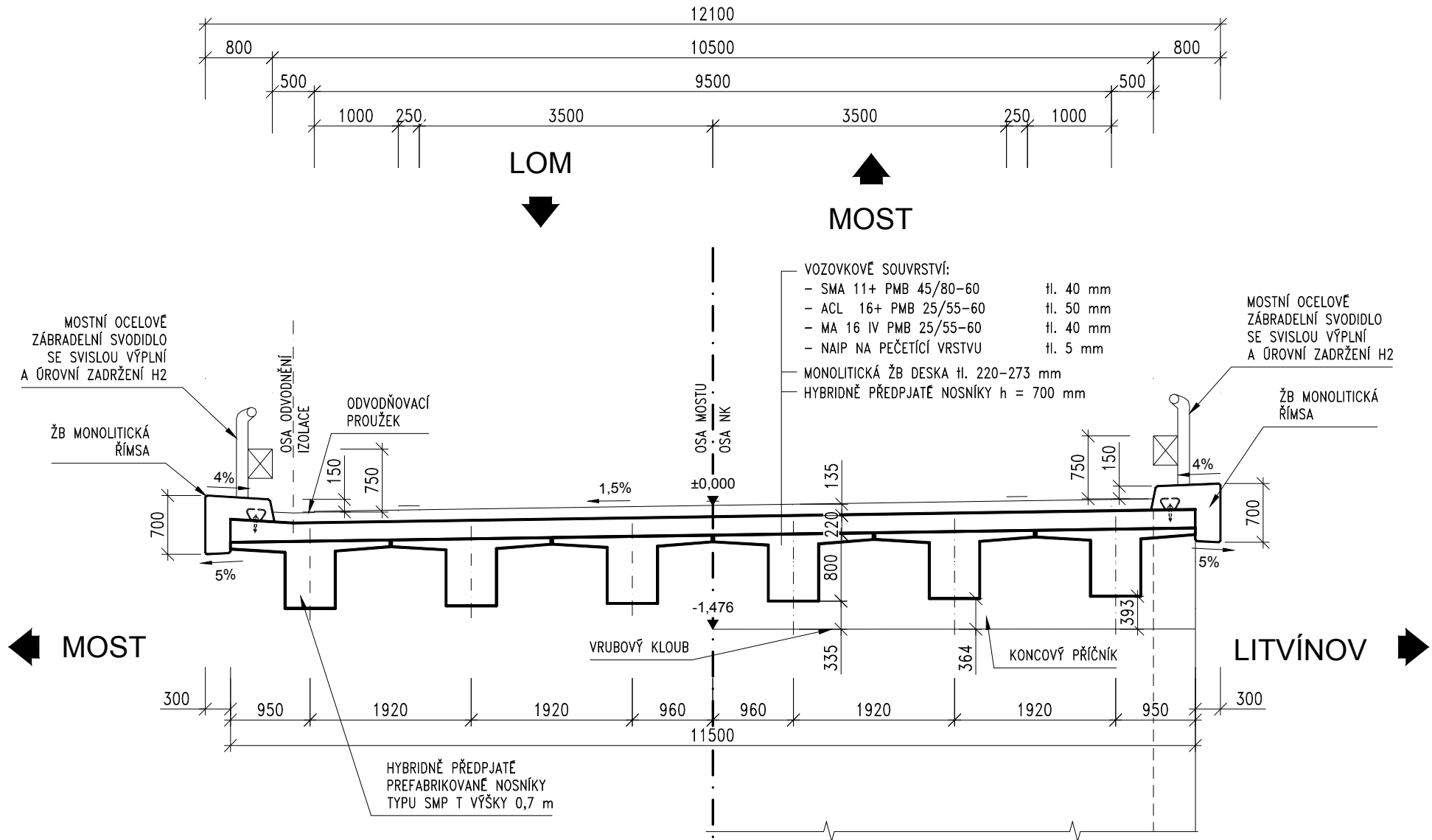
Na mostě je navržena třívrstvá vozovka tloušťky 135 mm šířky 10,5 m mezi zvýšenými obrubami. Chodníky nejsou navrženy. Římsy na mostě jsou monolitické železobetonové a jsou na nich osazena ocelová zábradelní svodidla. Podél římsy vlevo ve směru staničení je navržen odvodňovací proužek podle VL4.

Uspořádání mostu a nosné konstrukce je patrné z Obr. 1 a Obr. 2.



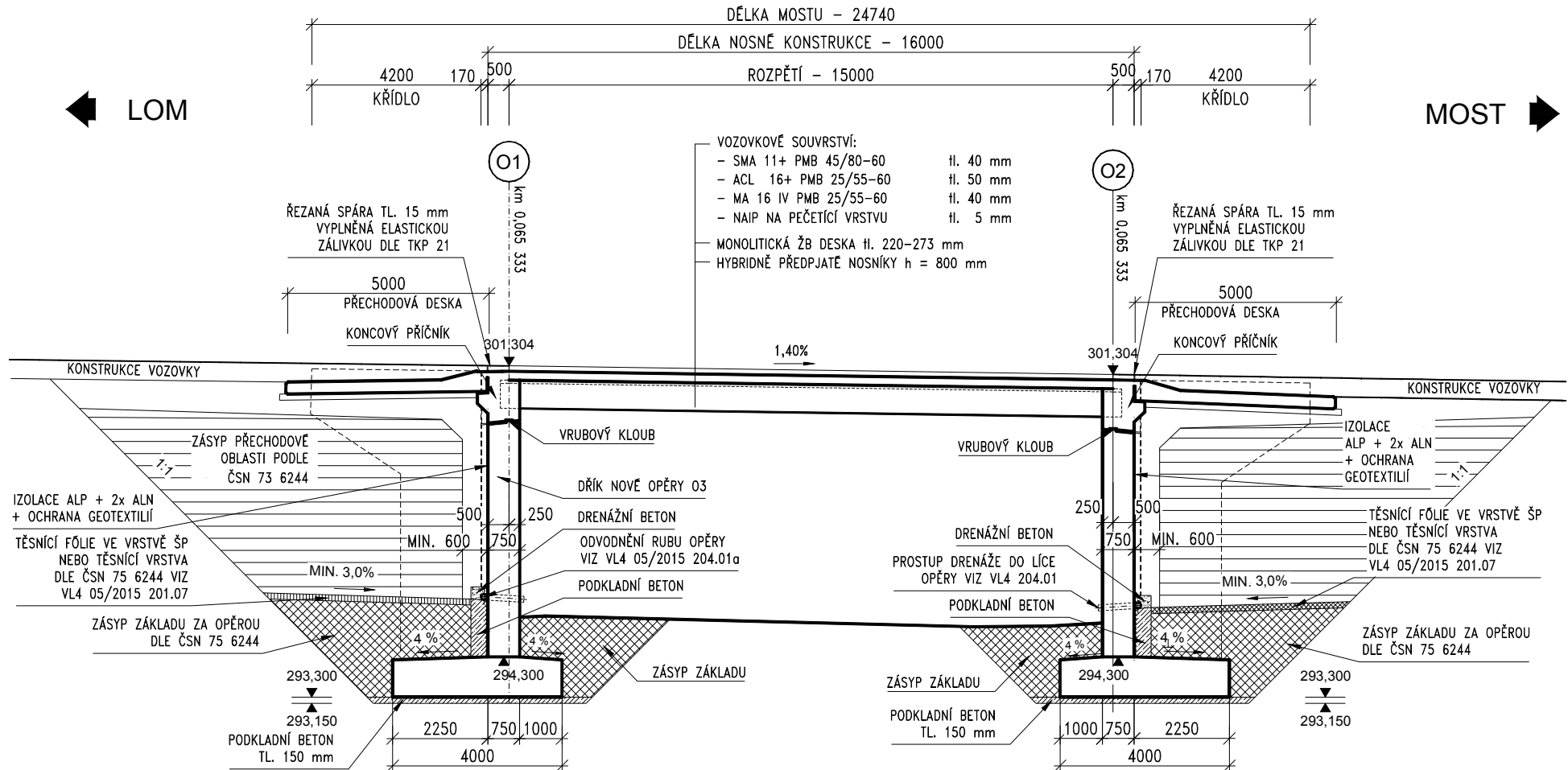
V POLI

NAD OPĚROU





Obr. 1 – Vzorový příčný řez uprostřed rozpětí



Obr. 2 – Podélný řez v ose mostu



3 POSTUP VÝPOČTU A ZÁKLADNÍ PŘEDPOKLADY

Postup výpočtu je v tomto vzorovém příkladu uspořádán tak, aby vyhovoval rozsahu výuky a jejímu zaměření. Výpočet je prováděn zjednodušeně tak, aby jej bylo možné zvládnout v rozsahu jednoho semestru a současně tak, aby věrně ilustroval praktický postup řešení.

Přestože jsou charakteristiky materiálů a okrajové podmínky zjednodušeny, časově závislé výpočty jsou prováděny ve velmi hrubém časovém rastru a posuzován je vždy pouze omezený počet průřezů (i s vědomím, že se nejedná vždy o průřezy nejvíce namáhané), postup výpočtu sleduje reálný návrh konstrukce a využívá shodné principy. Výsledky získané výpočtem jsou v důsledku uvedených skutečností zhusta konzervativní a jejich precizace by byla možná jen při navýšení mechanické pracnosti této úlohy, což není účelem této pomůcky.

4 ZATÍŽENÍ KONSTRUKCE

4.1 Všeobecně

Zatížení konstrukce a jejich kombinace pro posouzení nosné konstrukce se stanoví podle příslušných návrhových předpisů, tj. podle ČSN EN 1990 a ČSN EN 1991.

V rámci tohoto příkladu budou uvažována následující zatížení a vlivy:

- vlastní tíha nosné konstrukce, která se s ohledem na postup výstavby dělí na vlastní tíhu prefabrikovaných nosníků, vlastní tíhu desky mostovky a váhu bednění a pomocných konstrukcí
- ostatní stálé zatížení (mostní svršek a vybavení mostu)
- zatížení dopravou (v tomto příkladu pouze soustavou LM1 a soustavami pro stanovení účinků únavy FLM1 a FLM3)
- zatížení předpětím
- zatížení reologickými vlivy a vlastnostmi betonu (smrštění a dotvarování)

Ostatní zatížení (vítr, teplota, sníh) jsou vzhledem k velikosti mostu, statickému schématu nosné konstrukce a umístění stavby zanedbány. V případě potřeby by se postupovalo obdobně jako u ostatních zatížení v tomto příkladu uvažovaných.

Z hlediska analýzy konstrukce, jejího návrhu a posouzení lze zatížení rozdělit na dvě základní skupiny. První skupinu tvoří zatížení prostorového modelu, použité pro stanovení příčného roznášení (zatížení plošného modelu vodorovné nosné konstrukce), a zatížení prutového modelu použitý pro návrh jednotlivých nosníků a spodní stavby (zatížení aplikované na prutový model konstrukce zahrnující v příčném směru jeden nosník).

Výpočet je proveden zjednodušeně, tak aby bylo možné jej provést ručně a ilustrovat na něm základní postupy. Nejprve je na prostorovém modelu stanoveno zatížení připadající na jeden prefabrikovaný nosník v rozhodujících průřezích, tj. je provedeno stanovení příčného roznášení zatížení na konstrukci, v kroku druhém je analyzován model jednoho nosníku a v kroku třetím je potom analyzována spodní stavba. Výsledky získané na jednotlivých modelech jsou postupně používány v modelech následujících. Podrobná definice jednotlivých modelů a aplikace zatížení uvedených v této kapitole jsou uvedeny v příslušných kapitolách tohoto vzorového příkladu.

4.2 Zatížení stálá

4.2.1 Vlastní tíha nosné konstrukce

Hodnoty stálého zatížení mostu se stanoví na základě nominálních rozměrů nosné konstrukce mostu podle zásad uvedených v ČSN EN 1990, a podle ČSN EN 1991-1-1. Hodnota tloušťky desky mostovky se uvažuje s rezervou 20 mm na nepřesnosti při betonáži.

- Deska mostovky: tl. 0.24 m



Definitivní stav: $q = 0,24 \cdot 25 = 6,0 \text{ kN/m}^2$

Pro osovou vzdálenost 1,92m: $q = 1,92 \cdot 6,0 = 11,52 \text{ kN/m}$

- Nosníky SMP-T:

$$A = 0,56 \text{ m}^2$$

$$q = A \cdot 25 = 14,0 \text{ kN/m}$$

- Ztužidla:

$$A = 0,82 \text{ m}^2$$

$$q = 0,82 \cdot 25 = 20,5 \text{ kN/m}$$

Pro zatížení stálé se roznos zatížení neurčuje, protože při betonáži působí jednotlivé nosníky samostatně, resp. jednotlivé přenáší vždy tu část zatížení čerstvým betonem desky, která je ohraničena polovinami rozpětí přilehlých „polí“ desky.

4.2.2 Zatížení ostatní stálé v definitivním stavu

Hodnoty ostatního stálého zatížení mostu se stanoví na základě nominálních rozměrů příslušných prvků podle ČSN EN 1990, včetně Změny A1, a podle ČSN EN 1991-1-1.

- Vozovka : $tl. 0,135 + 20\%$ (viz ČSN EN 1991-1-1) = 0.162 m
 $q = 0.162 \cdot 24 \approx 3,9 \text{ kN/m}^2$
- Římsy : $A_c = 0.350 \text{ m}^2$
 $q = 0.35 \cdot 25 = 8,75 \text{ kN/m}$
Zatížení římsou je nahrazeno liniovým zatížením na hraně desky.
- Zábr. svodidlo (odhad): $q = 1.5 \text{ kN/m}$ (liniové zatížení na hraně římsy)

Pro výpočet celkových účinků zatížení je ostatní stálé zatížení sečteno po šířce mostu (v celém příčném řezu):

$$g_{ost,st} = 10,5 \text{ m} \cdot 3,9 \text{ kN/m}^2 + 2 \cdot 8,75 \text{ kN/m} + 2 \cdot 1,5 \text{ kN/m} = 61,45 \text{ kN/m}$$

4.2.3 Zatížení předpětím

Bude stanoveno po předběžném návrhu počtu a vedení předpínacích lan v nosnících.

4.2.4 Zatížení reologickými změnami betonu (smršťování a dotvarování)

Tato zatížení jsou výsledkem časově závislé analýzy konstrukce a budou tedy stanovena po jejím provedení. S ohledem na nejistotu při stanovení zatížení smrštěním betonu je toto účinek smrštění uvažován jako proměnné zatížení nedopravní (viz kapitola 7).

4.2.5 Zatížení zemním tlakem

Zemní tlak působící na opěry mostu je nutno uvažovat jako zatížení závislé na deformaci konstrukce. Pro účely výpočtu jsou uvažovány tři základní zatěžovací stavy, zemní tlak aktivní, v klidu a pasivní. Jednotlivé zemní tlaky jsou následně kombinovány s těmi zatíženími konstrukce, která způsobují příslušnou deformaci konstrukce a vedou tak ke vzniku příslušného zemního tlaku. Uvažovaná výška konstrukce je 8,0 m (od úrovně vozovky po střed základového bloku).

Svislé účinky zatížení zeminou jsou při návrhu nosné konstrukce zanedbány a jsou uvažovány pouze při posouzení založení.

Při stanovení zemního tlaku se vychází z předpokladu řádně provedené přechodové oblasti podle ČSN 73 6244 z vhodných materiálů. Pro stanovení charakteristik zeminy se předpokládají její následující vlastnosti:

Úhel vnitřního tření: $\varphi_{ef,d} = 30^\circ$

Soudržnost: $c = 0 \text{ kPa}$

Objemová tíha: $\gamma_Z = 20 \text{ kN/m}^3$



Zemní tlak v klidu

Klidový zemní tlak se uplatní v případech, kdy nedochází k vodorovným posunům (v kombinacích zatížení bez teploty a vodorovných sil od dopravy). Zemní tlak v klidu je stanoven na základě klasické teorie za použití součinitele zemního tlaku v klidu K_0 . Pro výpočet součinitele K_0 je navíc zohledněn vliv překonsolidace materiálu vlivem hutnění za opěrou. Na základě provedených experimentálních zkoušek se pro přechodové oblasti hutněné po vrstvách výšky 300 mm uvažuje napětí od hutnění v úrovni 150 kPa.

Hodnota součinitele zemního tlaku je potom stanovena upraveným Jákyho vztahem: zeminy uvádí možnou úpravu uvedeného Jákyho vztahu např. ČSN EN 1997:

$$K_{0,OC} = (1 - \sin \varphi) \cdot OCR^{\sin \varphi} \leq K_p \quad K_{0,OC} = (1 - \sin \varphi) \cdot OCR^{\sin \varphi} \leq K_p,$$

kde OCR je součinitel překonsolidace definovaný jako poměr maximálního svislého napětí v příslušné hloubce $\sigma_{z,max}(z)$ dosaženého v historii zatěžování zeminy (svislé napětí od hutnění) a hodnoty současného svislého napětí v zemině $\sigma_{z,real}(z) = \gamma \cdot z$, tedy:

$$OCR = \frac{\sigma_{z,max}}{\sigma_{z,real}}$$

K_p je součinitel pasivního zemního tlaku (viz dále).

Hodnota K_0 je tedy proměnná po výšce přechodové oblasti a vyčíslení hodnot je provedeno v programu MS Excel, přičemž vodorovný tlak na konstrukci je:

$$f_{y,0} = K_0 \cdot z \cdot \gamma_z$$

Zemní tlak aktivní

Aktivní zemní tlak působí na konstrukci v případě, že se zkoumaná konstrukce oddaluje od zeminy. S ohledem na to, že pro integrované mosty je aktivní zemní tlak spodní mezí zatížení zeminou, není zkoumáno, zda je dosaženo dostatečné deformace konstrukce pro jeho plnou mobilizaci.

Plná hodnota aktivního zemního tlaku se přitom uvažuje podle rankineho teorie zemních tlaků. Aktivní tlak se uvažuje jako lineárně závislý na svislém napětí v příslušné hloubce pod terénem (viz výše). Konstantou úměrnosti je přitom součinitel aktivního zemního tlaku K_a daný vztahem:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) = \mathbf{0,33}$$

Zemní tlak pasivní

Pro stanovení účinků pasivního zemního tlaku, tj. při zatlačení konstrukce do zemního tělesa, se uvažuje Vogtova teorie zavedená např. v Německu. Velikost působícího zemního tlaku se opět stanoví v závislosti na očekávaném zatlačení konstrukce do zeminy. Očekávaná hodnota zatlačení je rovna:

$$\Delta L_{\max} = \Delta T_{\max} \cdot L \cdot \alpha = 32 \cdot 16,0 \cdot 0,00001 = \mathbf{+5 \text{ mm}} < 0,01 \cdot 8,0 = \mathbf{80 \text{ mm}}$$

Hodnota mobilizovaného pasivního zemního tlaku se stanoví ze vztahu:

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

kde je K_0 součinitel zemního tlaku v klidu (viz výše),

K_p součinitel pasivního zemního tlaku stanovený např. z rankineho vztahu:

$$K_p = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) = \mathbf{3,00}$$

z vzdálenost od horní hrany opěry,

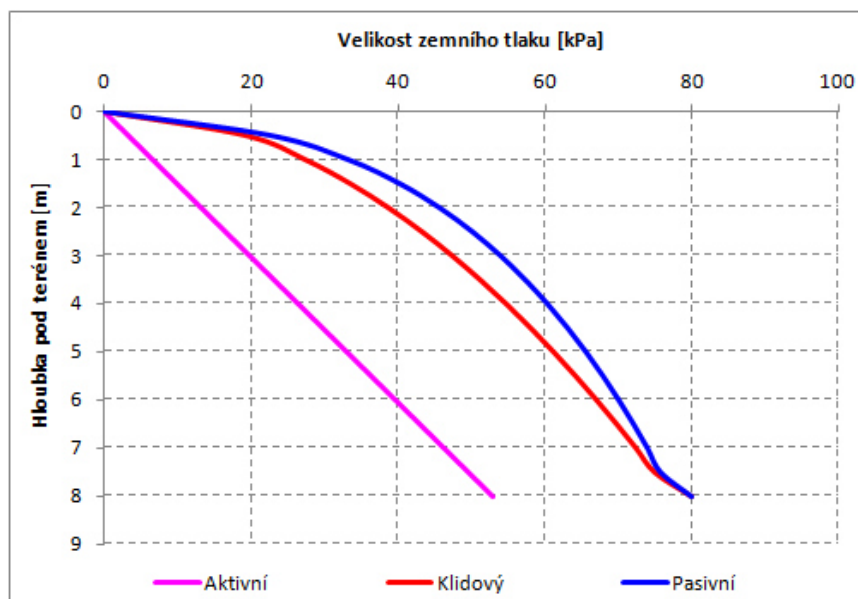
$v(z)$ vodorovná deformace (posunutí) opěry ve výšce z , kde pro tuhou opěru platí lineární rozdělení deformace s maximální hodnotou ΔL_{\max} ve vrcholu opěry a s nulovou hodnotou v místě paty opěry, tj. podle vztahu:

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

h celková výška opěry,

s_h vodorovná deformace (posun) horní hrany opěry, která nemá být větší než $0,01h$,

a součinitel zohledňující charakter zásypu uvažovaný hodnotou 0,02.



Obr. 3 – Průběh zatížení zemním tlakem (kPa) na rub opěry

4.3 Zatížení proměnná – nedopravní

4.3.1 Montážní zatížení při betonáži desky

Montážní zatížení při betonáži desky se stanoví podle ČSN EN 1991-1-6. Jeho hodnota je $0,75 \text{ kN/m}^2$ po celé ploše nosné konstrukce. Zatížení bedněním (v tomto případě např. inventární bednění) bude uvažováno hodnotou $1,0 \text{ kN/m}^2$.

4.3.2 Zatížení teplotou

Pro návrh konstrukce se s ohledem na statické schéma a rozměry konstrukce použije zatížení rovnoměrnou složkou teploty. Zatížení nerovnoměrnou složkou teploty je pro tento příklad zanedbáno, v reálném návrhu konstrukce by uvažováno být mělo. Maximální teploty nosné konstrukce jsou stanoveny na základě umístění konstrukce (podle mapy maximálních a minimálních teplot ve stínu - ČSN EN 1991-1-5).

Poznámka: Základní údaje pro stanovení zatížení teplotou naleznete v sekci Pomůcky / Zatížení na webových stránkách.

Pro zvolené umístění konstrukce (např. Litvínov) jsou základní hodnoty zatížení teplotou:

$$T_{\max} = +40^\circ\text{C}$$

$$T_{\min} = -34^\circ\text{C}$$

Maximální a minimální teplota konstrukce je potom stanovena podle vztahů pro příslušný typ konstrukce (betonová trámová konstrukce) podle obrázku 6.1 ČSN EN 1991-1-5. Pro analyzovanou konstrukci je to:

$$T_{e,max} = + 42,0^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,min} = - 26,0^{\circ}\text{C}$$

Pro základní teplotu nosné konstrukce 10°C (teplota při osazení nosníků a betonáže desky mostovky) je potom návrhový rozsah teplot roven:

$$\Delta T_{max} = + 32^{\circ}\text{C}$$

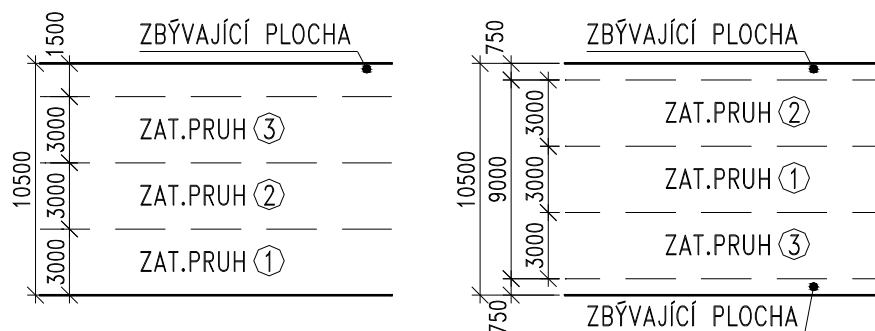
$$\Delta T_{min} = - 36^{\circ}\text{C}$$

Součinitel teplotní roztažnosti konstrukce se uvažuje průměrnou hodnotou $0,00001\ 1/^{\circ}\text{C}$.

4.4 Zatížení proměnná – zatížení dopravou

4.4.1 Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů

Šířka vozovky mezi svodidly na mostě je $10,5\ \text{m}$. Podle čl. 4.2.3 ČSN EN 1991-2 lze tedy na mostě umístit tři zatěžovací pruhy šířky $3,0\ \text{m}$ a zbývající plochu o šířce $1,5\ \text{m}$ (viz Obr. 4). Pořadí jednotlivých pruhů a jejich umístění na konstrukci se může libovolně měnit tak, aby byl vyvozen maximální účinek na každý nosník mostu. Největší zatížení je vždy v pruhu 1, v ostatních pruzích se zatížení (s rostoucím pořadovým číslem) snižuje.



Obr. 4 – Rozdělení vozovky do zatěžovacích pruhů (příklad rozmístění zatěžovacích pruhů)

4.4.2 Model zatížení 1 – LM1

Model zatížení 1 sestává v jednotlivých zatěžovacích pruzích jednak z osamělých nápravových sil $\alpha_{Qi} \cdot Q_i$ a jednak z rovnoměrného zatížení $\alpha_{qi} \cdot q_i$. Hodnoty zatížení v jednotlivých pruzích jsou stanoveny podle článku 4.3.2 ČSN EN 1991-2. Pro charakteristické hodnoty zatížení jednotlivých pruhů jsou užity hodnoty součinitelů α_i odpovídající 1. skupině pozemních komunikací podle národní přílohy k ČSN EN 1991-2 a Změny Z4 (viz Tab. 1). Dotyková plocha jednoho kola je obecně čtvercová, o straně délky $0,4\ \text{m}$. Dynamický součinitel zatížení se neuvazuje, protože je již zahrnut v modelu zatížení 1 (LM1).

Idealizovaná dvounáprava může být v příslušném zatěžovacím pruhu umístěna jen jedna. Pro globální analýzu konstrukce (v tomto případě stanovení účinků zatížení na jednotlivé nosníky) se dvounápravy umístí do osy zatěžovacích pruhů. Pro lokální posouzení (např. posouzení desky mostovky) se nápravy umístí tak, aby vzdálenost dvou vedle sebe umístěných kol rozdílných náprav nebyla menší než $0,5\ \text{m}$.

Umístění	Soustředěné zatížení			Rovnoměrné zatížení		
	Q_{ik} [kN]	α_{Qi}	$\alpha_{Qi} \cdot Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik} (q_{rk})$ [kN/m ²]	α_{qi}	$\alpha_{qi} \cdot q_{ik}$ [kN/m ²]
Pruh č.1	300	1,0	300	9,0	1,0	9,0
Pruh č.2	200	1,0	200	2,5	2,4	6,0
Pruh č.3	100	1,0	100	2,5	1,2	3,0
Další pruhy	0	0	0	2,5	1,2	3,0
Zbývající plocha (q_{rk})	0	0	0	2,5	1,2	3,0

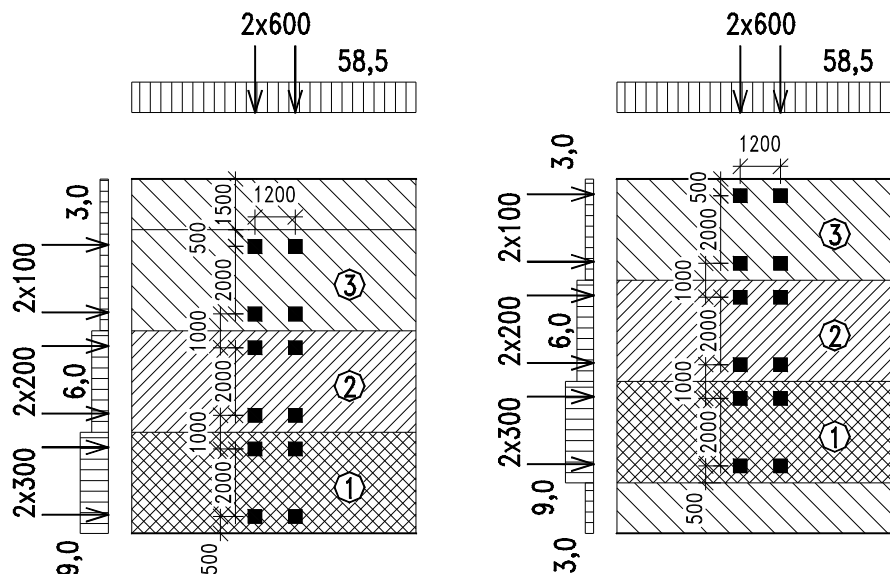
Tab. 1 – Model zatížení 1 (LM1) - Zatížení jednotlivých pruhů

Pro stanovení kombinací (návrhových hodnot) zatížení se použijí následující hodnoty součinitelů ψ :

Osamělé síly	Rovnoměrné zatížení
$\psi_0 = 0,75$	$\psi_0 = 0,4$
$\psi_1 = 0,75$	$\psi_1 = 0,4$

Tab. 2 – Kombinační součinitele zatížení pro zatížení modelem zatížení 1 (LM1)

V případě, že by na mostě byly navrženy chodníky, bylo by jejich zatížení pro (pravděpodobně) rozhodující kombinaci s dopravním zatížením na vozovce tvořeno rovnoměrným zatížením o hodnotě (kombinační hodnota zatížení chodníků) $3,0 \text{ kN/m}^2$ působícím současně s modelem zatížení LM1.



Obr. 5 – LM1 – Uspořádání zatížení v zatěžovacím prostoru pro stanovení rozhodujících účinků zatížení v příčném směru na jednotlivé nosníky (roznos zatížení) a odpovídající zatížení v podélném směru mostu (nahore)

Při stanovení účinků zatížení je v případě LM1 nutné pamatovat na skutečnost, že v kombinacích zatížení pro stanovení návrhových a častých hodnot vnitřních sil podle ČSN EN 1990/A2 jsou osamělé síly Q_{ik} násobeny jiným součinitelem kombinace ψ než rovnoměrná zatížení q_{ik} . Z tohoto důvodu je bezpodmínečně nutné vyšetřovat roznášení zatížení zvláště pro osamělé síly a zvláště pro rovnoměrná zatížení v pruzích.

4.4.3 Model zatížení na únavu 1 (podobný LM1) – FLM1

Model zatížení na únavu 1 (viz 4.6.2 ČSN EN 1991-2) má stejné uspořádání jako LM1 (viz Obr. 5) s hodnotami nápravových sil rovnými $0,7 \cdot Q_{ik}$ a hodnotami rovnoměrného zatížení rovnými $0,3 \cdot q_{ik}$, resp. $0,3 \cdot q_{rk}$. Dynamický součinitel se uvažuje pouze v blízkosti mostních závěrů (projevil by se např. při návrhu koncových příčníků), a to hodnotou:

$$\Delta\varphi = 1,30 \cdot \left(1 - \frac{D}{26}\right) \geq 1,0 ,$$

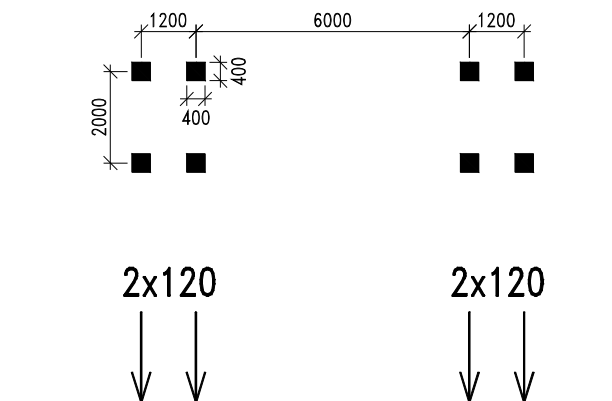
kde D je vzdálenost zatížení (osamělé síly) od mostního závěru.

Model se použije pro celkové ověření účinků únavy na beton nosné konstrukce. Zatížení se pro stanovení rozhodujících účinků umístí v osách zatěžovacích pruhů, tj. shodně s Obr. 5.

4.4.4 Model zatížení na únavu 3 (model jediného vozidla)

Model zatížení na únavu 3 (viz 4.6.4 ČSN EN 1991-2) má čtyři nápravy, z nichž každá má dvě identická kola. Nápravová síla každé nápravy je 120 kN, dotyková plocha kol se uvažuje jako čtverec

o straně 0,4 m. V blízkosti mostních závěrů se uvažuje dynamický součinitel stejný jako u modelu zatížení na únavu 1 (viz 4.4.3). Zatížení se může vyskytnout kdekoliv mezi zvýšenými obrubami.



Obr. 6 – Model zatížení na únavu 3 – Uspořádání zatížení v půdorysu a v podélném směru

4.4.5 Brzdné a rozjezdové síly

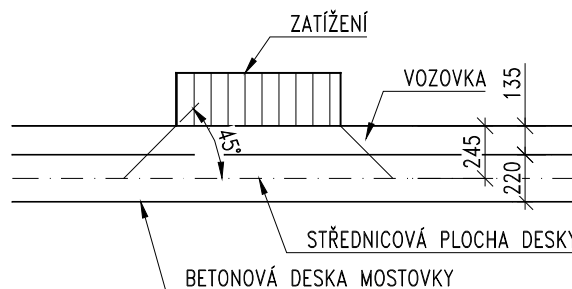
Brzdné a rozjezdové síly se stanoví podle ČSN EN 1991-2 jako část zatížení modelem LM1 umístěným pouze v zatěžovacím pruhu č.1, a to 60% hodnoty osamělých sil a 10% hodnoty rovnoměrného zatížení. Pro hodnotu $\alpha_{Q1} = \alpha_{q1} = 1,0$ potom vychází :

$$Q_{lk} = 1,0 \cdot (360 + 0,1 \cdot 9,0 \cdot 3,0 \cdot 16,0) = \underline{\underline{403,2 \text{ kN}}}$$

Rozdělení sil se předpokládá rovnoměrné po celé délce i šířce nosné konstrukce. Tyto síly se použijí pro návrh a posouzení založení a spodní stavby mostu.

4.4.6 Roznášení soustředěných zatížení

Lokální zatížení související s modely zatížení definovanými v ČSN EN 1991-2 (zejména modely zatížení 1 a 2) se mají uvažovat jako rovnoměrná po celé dotykové ploše kola (viz 4.3.6 ČSN EN 1991-2). Pro lokální posouzení a návrh desky mostovky se má uvažovat roznášení bodových zatížení do střednice příslušného plošného prvku. Roznášení zatížení vozovkou a betonovou deskou se uvažuje pod úhlem 45° až do střednicové roviny desky (viz Obr. 7).



Obr. 7 – Roznášení zatížení do střednice desky mostovky

Rozměry roznesené plochy kola vozidla v úrovni střednice desky mostovky jsou tedy :

$$a_{rozn} = 400 + 2 \cdot 245 = \underline{\underline{890 \text{ mm}}}$$

4.4.7 Zatížení přitížením proměnným dopravním zatížením za opěrami mostu

Přitížením za opěrami od proměnného dopravního zatížení je v tomto textu míněno zvýšení zemního tlaku působícího na rub opěr v důsledku umístění proměnného zatížení dopravou za opěrami. Velikost vodorovného přitížení se přibližně stanoví s použitím teorie lineárního prostředí (přibližně musí platit, jinak by docházelo k dlouhodobě progresivním deformacím přechodových oblastí). Pro stanovení vodorovného přitížení rubu opěry se proto použije klasický součinitel zemního tlaku v klidu podle Jákyho s hodnotou:



$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = \mathbf{0,5}$$

Velikost svislého přetížení od dopravy na povrchu vozovky se potom zjednodušeně uvažuje konstantní, hodnotou odpovídající příslušnému zatížení (v tomto příkladu modelem zatížení 1) rozneseného na plochu desky přechodové desky. Tedy při rozměrech přechodové desky 5,0 x 10,5 m:

Nápravové síly: $2 \cdot (300 + 200 + 100) = 1200 \text{ kN}$

Rovnoměrné zatížení v pruzích: $5,0 \cdot (3,0 \cdot (9 + 6 + 3) + 1,5 \cdot 3) = 5,0 \cdot (54 + 4,5) = 293 \text{ kN}$

Celkem: $F_{\text{celk}} = \mathbf{1493 \text{ kN}}$

Odpovídající svislé přetížení: $\Delta f = 1493 / (5,0 \cdot 10,5) = \mathbf{28,4 \text{ kPa}}$

Odpovídající hodnota vodorovného přetížení rubu opěry (na celou výšku konstantní):

$$\Delta f_y = 28,4 \cdot 0,5 = \mathbf{14,2 \text{ kPa}}$$

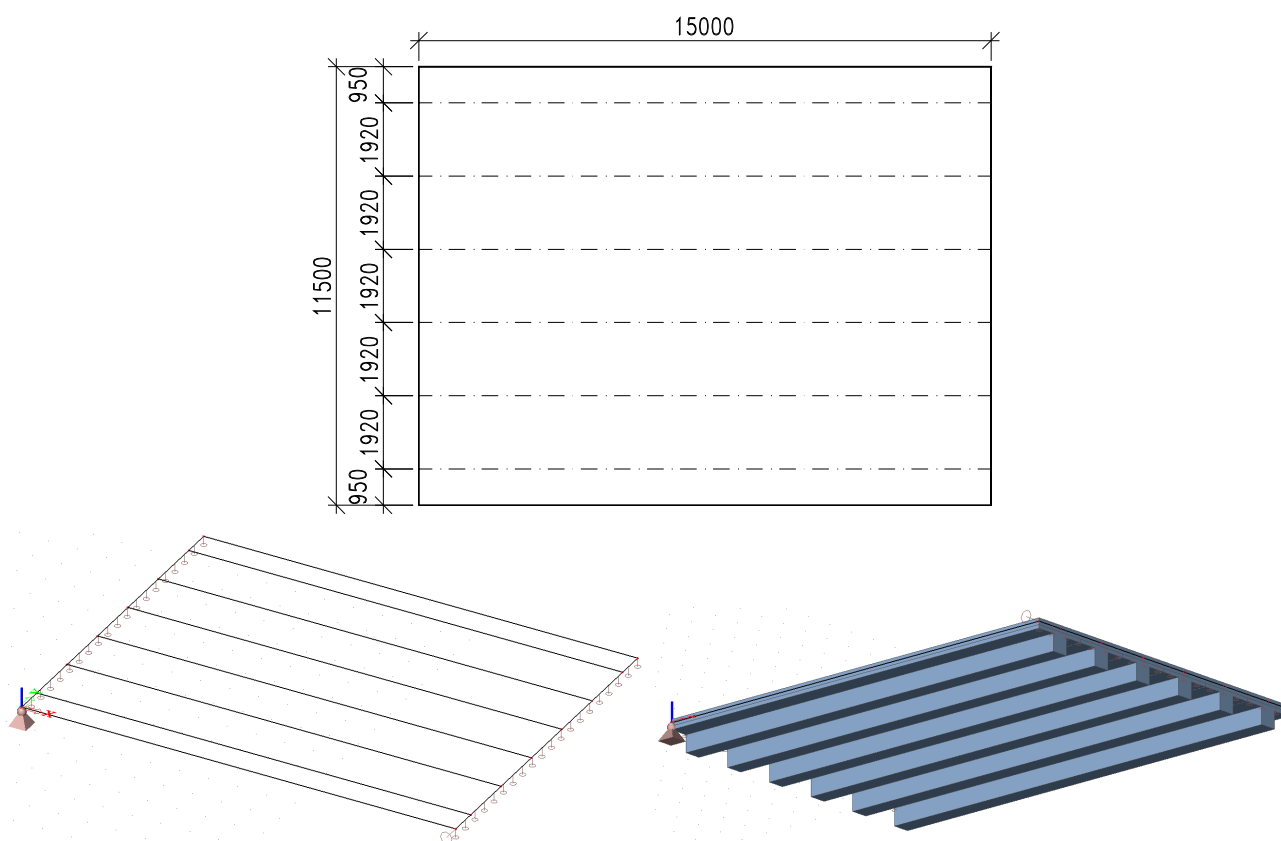
5 PŘÍČNÉ ROZNÁŠENÍ ZATÍŽENÍ NA NOSNÉ KONSTRUKCI

5.1 Model konstrukce

5.1.1 Geometrie modelu

Příčné roznášení, resp. součinitele příčného roznášení, je stanoveno na deskostěnovém modelu konstrukce. Model je sestaven v programu SCIA Engineer a sestává z betonové desky mostovky tloušťky 220 mm s vloženými pruty (žebry) s vlastnostmi nosníků SMP T. Geometrie modelu konstrukce odpovídá navrženým rozměrům nosné konstrukce mostu.

Efektivní šířka vložených žebrovacího je definována jako polovina osové vzdálenosti mezi jednotlivými nosníky, resp. vyložení konzoly u krajních nosníků. S ohledem na uspořádání konstrukce v příčném směru je efektivní šířka všech nosníků shodná, a má hodnotu 1,92 m. Podepření modelu je realizováno tuhými podporami v místech uložení konstrukce, tj. na okrajích desky mostovky. Geometrie modelu je uvedena na Obr. 8.



Obr. 8 – Geometrie modelu pro stanovení příčného roznášení a pohled na model ve Scia Engineer

5.1.2 Efektivní šířka prefabrikovaných nosníků

Efektivní šířka nosníků je v intencích programu SCIA Engineer taková šířka desky spojené s vloženým žebrem, ze které je zatížení přenášeno příslušným nosníkem (žebrem). Pro vnitřní nosníky nosné konstrukce je zatěžovací šířka rovna součtu polovičních vzdáleností mezi sousedními nosníky, pro nosníky krajní potom součtu vzdálenosti mezi krajním a sousedním nosníkem a délce vyložení konzoly desky. S ohledem na uspořádání konstrukce v příčném směru je efektivní šířka žebrovacího pro všechny nosníky shodná, rovná hodnotě 1,92 m.

Při vyhodnocení vnitřních sil je při použití žebrovacího nutno vyhodnocovat vnitřní síly na žebrech. Pro teorii stanovení vnitřních sil na žebrech viz manuál programu SCIA Engineer.

5.1.3 Spolupůsobící šířka nosníků

Vzhledem k tomu, že jednotlivé nosníky jsou analyzovány jako pruty s příslušnou částí spřažené desky mostovky, je nutno stanovit spolupůsobící šířku této desky podle platných návrhových předpisů. Spolupůsobící šířka desky mostovky se stanoví podle ČSN EN 1992-1-1, čl. 5.3.2.1.

Spolupůsobící šířka desky se stanoví podle 5.3.2.1 (3) ČSN EN 1992-1-1 ze vztahů:

$$b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1L_0 \quad 0,2L_0 \leq b_i$$

$$b_{\text{eff}} = \Sigma b_{\text{eff},i} + b_w$$

kde b_w je šířka žebra T-průřezu,

b_i je polovina vzdálenosti líců sousedních nosníků, resp. líce nosníku a okraje desky,

L_0 je vzdálenost inflexních bodů ohybové čáry vyšetřované konstrukce, v tomto případě rozpětí nosné konstrukce.

Krajní nosník:

$$b_{\text{eff},1} = 0,2 \cdot 0,66 + 0,1 \cdot 15,0 = \underline{1,63 \text{ m}} > 0,66 \text{ m} \rightarrow b_{\text{eff},1} = \underline{0,66 \text{ m}}$$

$$b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 0,5 \cdot 1,32 + 0,1 \cdot 15,0 = \underline{1,632 \text{ m}} > 1,32 / 2 = 0,66 \text{ m} \rightarrow b_{\text{eff},2} = \underline{0,66 \text{ m}}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,66 + 0,66 + 0,6 = \underline{1,92 \text{ m}}$$

(rozhoduje minimální půdorysná vzdálenost mezi osami nosníků a okrajem desky)

Vnitřní nosník:

$$b_{\text{eff},1} = b_{\text{eff},2} = 0,2 \cdot 0,5 \cdot 1,32 + 0,1 \cdot 15,0 = \underline{1,632 \text{ m}} > 1,32 / 2 = 0,66 \text{ m} \rightarrow b_{\text{eff},2} = \underline{0,66 \text{ m}}$$

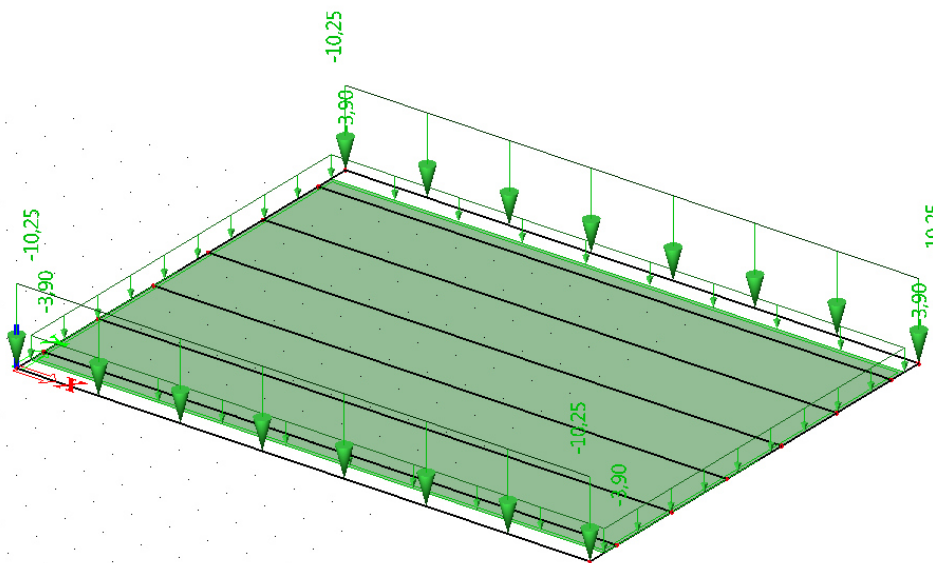
$$b_{\text{eff}} = 0,66 + 0,66 + 0,6 = \underline{1,92 \text{ m}}$$

(rozhoduje minimální půdorysná vzdálenost mezi osami nosníků)

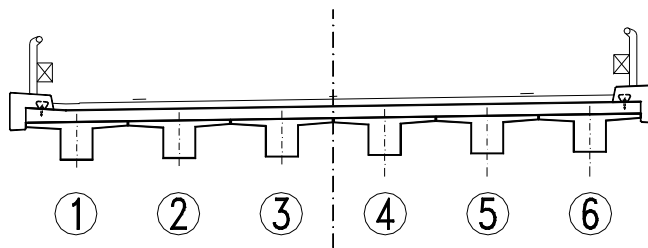
5.2 Zatížení modelu konstrukce

Zatížení modelu je uvedeno v kapitole 3. Ostatní stálé zatížení je modelováno jako plošné a liniové (viz Obr. 9), proměnná zatížení jsou modelována sestavami plošného zatížení umístěnými na modelu do poloh vyvolávajících maximální účinky na příslušné nosníky. Pro vyšetření maximálních účinků zatížení na jednotlivé nosníky je nutno analyzovat více poloh zatížení (u podpory a ve středu rozpětí - vyšetření roznášení posouvajících sil a momentů).

S ohledem na uspořádání konstrukce (nosníků) a její symetrii vzhledem k ose mostu jsou vyhodnoceny součinitele příčného roznášení pouze pro polovinu konstrukce - nosníky 1, 2 a 3 (viz Obr. 10). Zatížení ostatních nosníků je symetrické k ose mostu.



Obr. 9 – Schéma zatížení ostatního stálého na deskostěnovém modelu pro stanovení součinitele příčného roznášení



Obr. 10 – Schéma konstrukce v příčném řezu a označení nosníků

5.3 Vyhodnocení součinitelů příčného roznosu

Vyhodnocení součinitelů příčného roznášení je provedeno z příslušných vnitřních sil (momentů a posouvajících sil), na žebrech získaných analýzou deskostěnového výpočetního modelu konstrukce. Vnitřní síly na žebrech jsou dány součtem účinků zatížení na desce mostovky (v spolupůsobící šířce) a na vloženém prutu, a to včetně zahrnutí vlivu normálových sil plynoucího z rozdílné polohy těžišť jednotlivých částí průřezu a těžiště celého průřezu (toto vyhodnocení provede vlastní program).

Součinitel příčného roznosu r_i (např. pro momenty) pro i -tý nosník je potom dán vztahem :

$$r_i = \frac{M_i}{\sum M} ,$$

kde M_i je momentový účinek zatížení na i -tém nosníku ve zkoumaném příčném řezu,

$\sum M$ je momentový účinek zatížení v celém příčném řezu (moment od stejné sestavy zatížení na nosníkovém modelu konstrukce), resp. součet momentových účinků zatížení na všech nosnících ve zkoumaném příčném řezu.

Při vyhodnocení příčného roznášení modelu zatížení LM1, resp. FLM1, je třeba zvlášť vyhodnotit součinitele roznosu pro zatížení nápravovými silami Q_i a pro rovnoměrné zatížení v pruzích q_i (viz také 4.4.2).

Vyhodnocení příčného roznášení je uvedeno v následujících tabulkách, kde jsou shrnuty výsledky výpočtu vnitřních sil na žebrech deskostěnového modelu a výpočet součinitelů roznášení momentů a posouvajících sil v rozhodujících průřezích (střed rozpětí a řez v líci uložení).

Výpočet součinitelů příčného roznášení je uveden v následujících tabulkách, schéma značení nosníků použité pro vyhodnocení je uvedeno na Obr. 10.

Zatížení	Nosník						Celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	
č. prutu	3	8	13	18	23	28	
Ost.stálé	366.4	287.6	251.0	251.0	287.6	366.4	1809.88
LM1-q - Poloha 1	370.2	356.4	312.1	252.0	196.9	157.8	1645.43
LM1-q - Poloha 2	280.0	322.5	329.2	291.6	235.2	187.1	1645.48
LM1-Q - Poloha 1	1017.2	995.4	816.8	648.7	420.5	244.7	4143.3
LM1-Q - Poloha 2	552.2	795.6	907.6	766.2	629.6	494.0	4145.17
LM3 - Poloha 1	379.7	303.8	161.7	74.9	27.8	3.4	951.15
LM3 - Poloha 2	219.8	278.3	242.5	125.9	59.0	23.6	948.98
LM3 - Poloha 3	119.5	193.8	255.7	210.9	110.8	58.7	949.38
Roznos							
Ost.stálé	0.202	0.159	0.139	0.139	0.159	0.202	1.000
LM1-q - Poloha 1	0.225	0.217	0.190	0.153	0.120	0.096	1.000
LM1-q - Poloha 2	0.170	0.196	0.200	0.177	0.143	0.114	1.000
LM1-Q - Poloha 1	0.246	0.240	0.197	0.157	0.101	0.059	1.000
LM1-Q - Poloha 2	0.133	0.192	0.219	0.185	0.152	0.119	1.000
LM3 - Poloha 1	0.399	0.319	0.170	0.079	0.029	0.004	1.000
LM3 - Poloha 2	0.232	0.293	0.255	0.133	0.062	0.025	1.000
LM3 - Poloha 3	0.126	0.204	0.269	0.222	0.117	0.062	1.000

Tab. 3 – Výpočet roznášení momentů ve středu rozpětí



Zatížení	Nosník						Celkem
	N1	N2	N3	N4	N5	N6	
č.přutu	3	8	13	18	23	28	
Ost.stálé	123.78	58.12	54.15	54.15	58.12	123.78	472.1
LM1-q - Poloha 1	99.29	105.81	86.68	63.42	46.62	33.98	435.8
LM1-q - Poloha 2	56.78	100.16	102.29	82.46	58.3	36.53	436.52
LM1-Q - Poloha 1	268.96	326.28	209.94	203.27	91.16	18.19	1117.8
LM1-Q - Poloha 2	55.26	261.04	353.62	197.55	161.63	91.3	1120.4
LM3 - Poloha 1	155.71	131.52	32	10.59	3.67	2.72	336.21
LM3 - Poloha 2	47.08	135.56	118.91	22.5	8.41	4.38	336.84
LM3 - Poloha 3	17.61	71.28	135.24	99.66	18.59	8.36	350.74
Roznos							
Ost.stálé	0.262	0.123	0.115	0.115	0.123	0.262	1.000
LM1-q - Poloha 1	0.228	0.243	0.199	0.146	0.107	0.078	1.000
LM1-q - Poloha 2	0.130	0.229	0.234	0.189	0.134	0.084	1.000
LM1-Q - Poloha 1	0.241	0.292	0.188	0.182	0.082	0.016	1.000
LM1-Q - Poloha 2	0.049	0.233	0.316	0.176	0.144	0.081	1.000
LM3 - Poloha 1	0.463	0.391	0.095	0.031	0.011	0.008	1.000
LM3 - Poloha 2	0.140	0.402	0.353	0.067	0.025	0.013	1.000
LM3 - Poloha 3	0.050	0.203	0.386	0.284	0.053	0.024	1.000

Tab. 4 – Výpočet roznášení posouvajících sil u podpory

Z hlediska vyhodnocení příčného roznášení je z výše uvedených tabulek patrné, že pro většinu aplikovaných modelů zatížení lze pro návrh konstrukce uvažovat vždy pouze jeden (rozhodující) nosník. Minimální zatížení (účinky zatížení) nosníků jsou vždy kladné, nedochází tedy k odlehčení krajních nosníků a nutnosti redukce zatížení na mostě (vyloučení části zatížení na odlehčujících částech příčkové plochy). Výjimku z uvedeného působení tvoří model zatížení 1 v poloze u kraje vozovky na mostě, kdy maximální momentové účinky zatížení se objevují na jiném nosníku než maxima smyková. Současně nejvyššího smykového namáhání je dosaženo pro polohu zatížení ve středu mostu.

Z hlediska přesného posouzení by to znamenalo posoudit všechny rozhodující nosníky samostatně pro příslušné kombinace ohybových a smykových účinků zatížení. Z hlediska rozsahu tohoto příkladu se však uvažuje následující zjednodušení. Pro návrh konstrukce se jako rozhodující předpokládají ohybové účinky zatížení na nosníku č.1 a smykové účinky zatížení na nosníku č.3. Při posouzení hlavních tahů a smykové únosnosti nosníku bude dosaženo vyšší úrovně zatížení, avšak s ohledem na předpokládanou odolnost nosníků by tyto hodnoty neměly být pro návrh konstrukce rozhodující. Současně je nutno poznamenat, že míra ovlivnění rozhodujícího mezního stavu (mezní stav použitelnosti) bude malá, protože vliv smyku je pro prutové konstrukce zpravidla minimální. Pro mezní stav únosnosti by potom rezerva vlivem předpětí měla být dostatečná s ohledem na odlišné působení průřezu, a proto by neměla v návrhu konstrukce rozhodovat.

Pro návrh konstrukce se proto použije obálka extrémních účinků zatížení na jednotlivých nosnicích takto:

Zatížení	Rozhodující nosník
Ostatní stálé	Nosník č.1
Model zatížení 1 - Ohyb	Nosník č.1
Model zatížení 1 - Smyk	Nosník č.3
Model zatížení na únavu 1 - M + V	Nosník č.1
Model zatížení na únavu 3 - M + V	Nosník č.1

6 NÁVRH A POSOUZENÍ HLAVNÍCH NOSNÍKŮ

6.1 Návrhové účinky zatížení na nosník

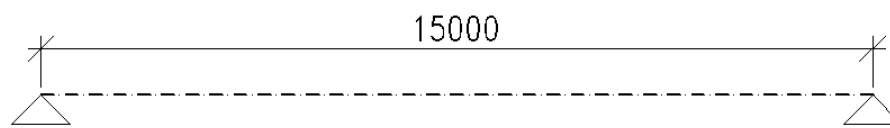
6.1.1 Všeobecně

Účinky zatížení pro návrh nosníků se stanoví statickým výpočtem na zjednodušeném modelu konstrukce (viz dále). Pro stanovení účinků zatížení řešených v kapitole 0 se použije celkový součet zatížení v celém příčném řezu a výsledné účinky se upraví součiniteli roznášení stanovenými v 5.3. Pro ostatní zatížení uvedená v kapitole 4 se použije příslušná část zatížení připadající na modelovanou šířku konstrukce (šířku jednoho nosníku), přičemž se předpokládá rovnoměrné roznášení zatížení v celé šířce konstrukce.

Z výsledných hodnot účinků zatížení se následně sestaví příslušné kombinace a obalové křivky pro jednotlivé etapy výstavby a mezní stavy.

6.1.2 Model konstrukce

Model konstrukce je sestaven jako prostě uložený nosník. To je umožněno statickou soustavou konstrukce - uložením hlavní vodorovné nosné konstrukce na vrubové klouby. Míra ovlivnění spodní stavbou je vzhledem k materiálu a provedení konstrukce minimální. Schéma modelu nosné konstrukce je uvedeno na Obr. 11. Příčný řez prutu není rozhodující (konstantní po celé délce staticky určité konstrukce).



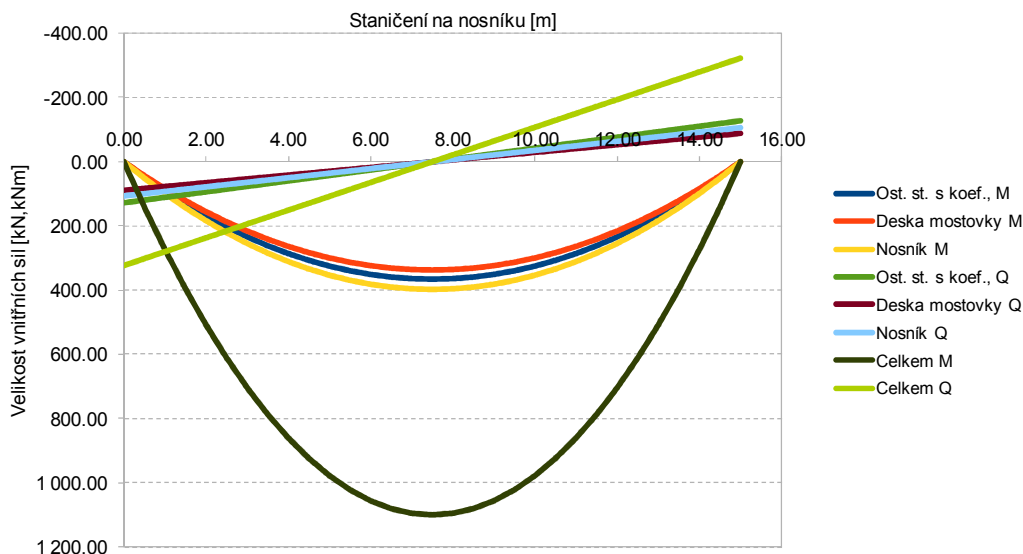
Obr. 11 – Geometrie (rozměry) prutového modelu konstrukce

6.1.3 Zatížení modelu a jeho účinky

6.1.3.1 Stálé a ostatní stálé zatížení

Vzhledem k tomu, že konstrukce je předpjatá a navíc spřažená ze dvou betonů různých vlastností, jsou výsledné vnitřní síly ovlivněny postupem výstavby konstrukce. Proto je stálé zatížení (vlastní tíha) rozděleno na část připadající na vlastní tíhu prefabrikovaného nosníku a na část připadající na beton desky mostovky. Zatížení jsou uvažována na šířku jednoho nosníku (viz 4.2)

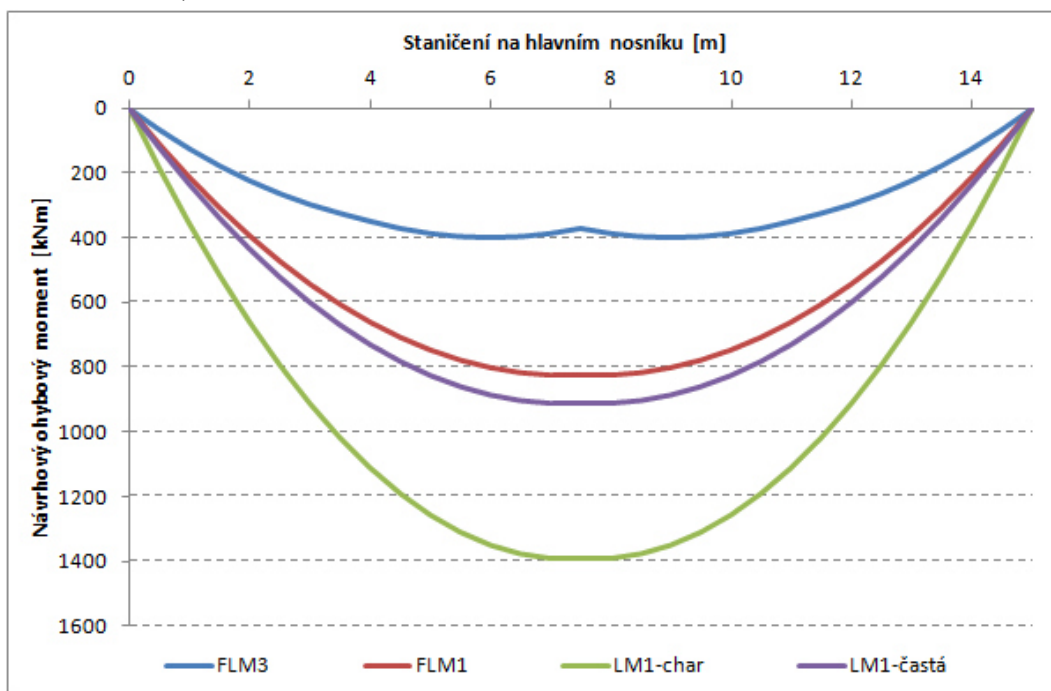
Vnitřní síly na vnitřním, nejvíce zatíženém (krajním) nosníku, od zatížení stálých a zatížení ostatního stálého, včetně zahrnutí součinitele roznášení pro ostatní stálé zatížení, jsou uvedeny na Obr. 12.



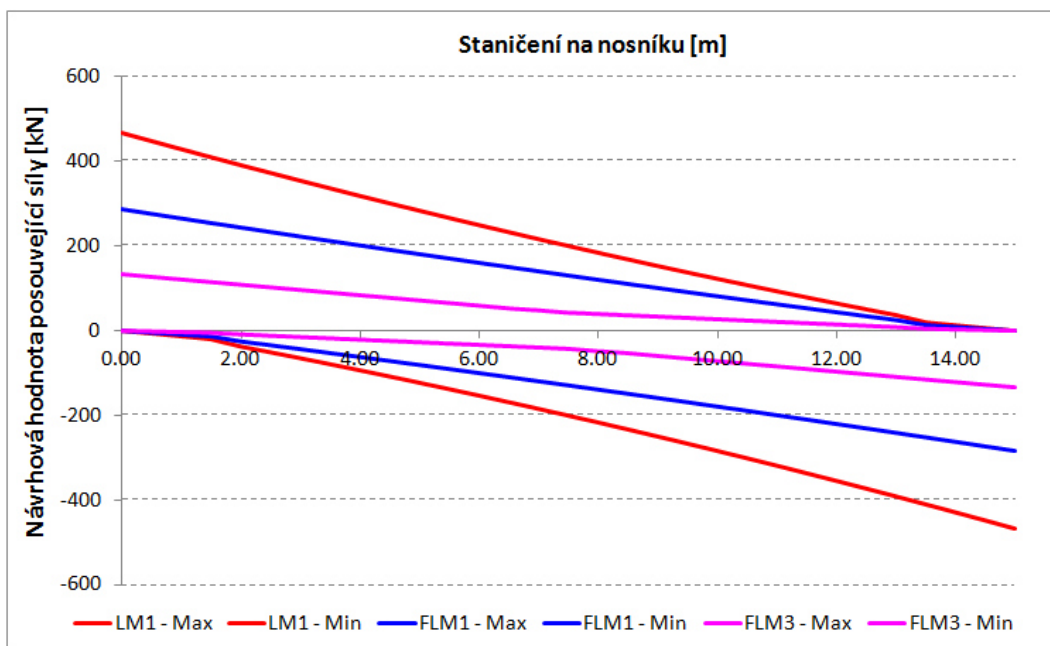
Obr. 12 – Vnitřní síly od zatížení stálých a zatížení ostatního stálého na nejvíce zatíženém (krajním) nosníku

6.1.3.2 Proměnné zatížení dopravou

Obálky vnitřních sil od proměnného zatížení dopravou jsou stanoveny na prutovém modelu (viz 5.1) při uvažování příslušného příčného roznášení pro nejvíce zatížený prut podle 5.3. Vyčíslení maxim účinků jednotlivých zatížení po délce nosníku je provedeno pomocí analýzy pojezdu soustavy zatížení po konstrukci v programu SCIA Engineer (modul pohyblivé zatížení). Vyhodnocení obálek vnitřních sil je provedeno v tabulkovém procesoru jen pro nejvíce zatížený nosník (viz 5.3) a výsledky, včetně zahrnutí součinitele roznášení, jsou shrnuty do následujících grafů (Obr. 13 a Obr. 14). Vyhodnoceny jsou hodnoty charakteristické a časté pro model zatížení 1 a hodnoty pro modely zatížení na únavu (modely FLM1 a FLM3).



Obr. 13 – Obálky momentů od proměnných zatížení dopravou na nejvíce zatíženém (vnitřním) nosníku



Obr. 14 – Obálky charakteristických hodnot posouvajících sil od proměnných zatížení dopravou na nejvíce zatíženém (vnitřním) nosníku

6.2 Návrh předpětí

6.2.1 Obecně

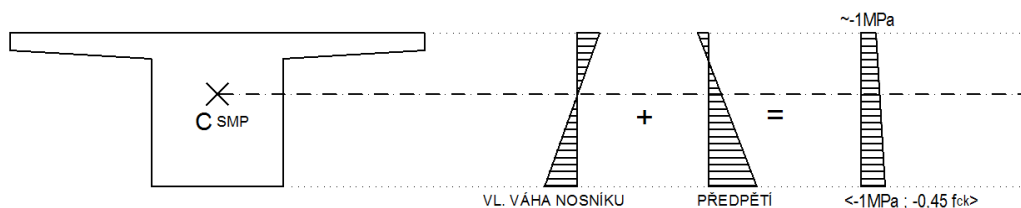
Návrh předpětí, resp. počtu lan a polohy kabelu předpínací výztuže, se provede na základě mezního stavu použitelnosti (mezního stavu omezení napětí). Protože pro návrh předpětí je použita zjednodušená metodika (vliv časově závislých změn předpínací síly se pouze odhadne), použije se jako kritérium pro návrh průřezu dosažení dekomprese v krajních vláknech předpjatého průřezu pro charakteristickou kombinaci zatížení. V předpjatém průřezu je při napínání připuštěno u horního povrchu nosníku tahové napětí odpovídající mezi vzniku trhlin $f_{ctk,0,05}$. Toto napětí je připuštěno i v provozních stavech v podporovém průřezu. Napětí ve sprážené desce není omezeno, předpokládá se však zachycení podélných sil betonářskou výztuží.

Výpočet napětí v průřezu se provede pomocí klasické teorie pružnosti a ze známých geometrických a statických veličin jednotlivých fází průřezu (samostatně působící předpjatý nosník, resp. sprážený průřez). Protože rozdíl modulů pružnosti E_c jednotlivých použitých betonů je malý bude i změna průřezových charakteristik ideálního průřezu plynoucí z této skutečnosti malá. Vliv změny modulu pružnosti betonu na průřezové charakteristiky je proto v rámci tohoto příkladu zanedbán.

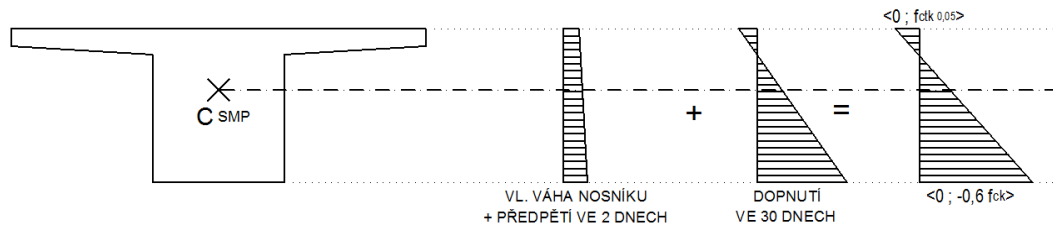
6.2.2 Postup návrhu předpětí

Nejprve se navrhne předpínací výztuž pro nejvíce namáhaný průřez (střed rozpětí). Návrh předpětí je rozdělen do několika kroků odpovídajících jednotlivým fázím výstavby.

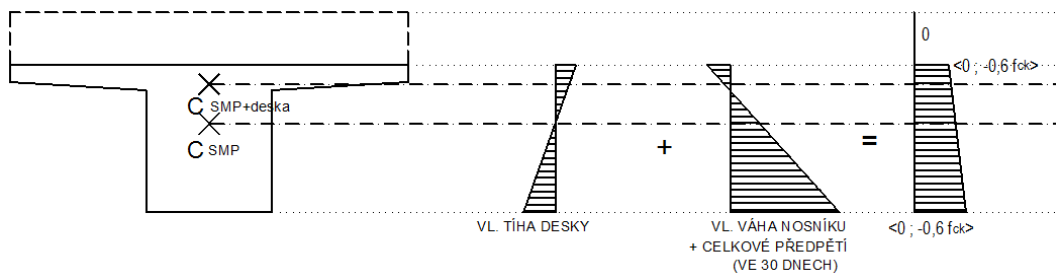
- 1) Předpětí nosníků v čase cca 2 dny po betonáži (zajištění dostatečné tlakové rezervy pro manipulaci s nosníkem (cca 1 MPa pro zatížení vlastní tíhou nosníku).



- 2) Dopnutí nosníku cca ve 30 dnech po betonáži a přeprava na staveniště (celková potřebná síla na zajištění odolnosti konstrukce po celou dobu životnosti mostu).

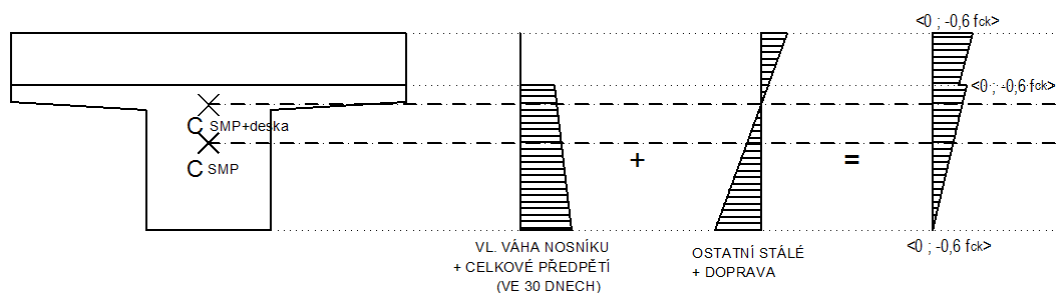


- 3) Betonáž desky mostovky v cca 60 dnech po zhotovení nosníku



- 4) Veškeré stálé a proměnné dopravní zatížení při uvedení do provozu (90 dní)

- 5) Veškeré stálé a proměnné dopravní zatížení na konci životnosti (100 let)



Ztráty předpínací síly v čase lze zjednodušeně uvažovat podle Tab. 5, kde jsou uvedeny předpokládané velikosti ztrát předpínací síly v jednotlivých etapách výstavby. Změna velikosti předpětí se do výpočtu zavede jako změna předpínací síly v místě výslednice předpětí odpovídající odhadnutým ztrátám.

Čas posudku	Předpětí nosníku	Betonáž desky	Uvedení do provozu	Konec životnosti
Předpokládaná ztráta předpětí	5%	10%	15 %	20 %

Tab. 5 – Předpokládané velikosti ztrát předpínací síly v čase pro návrh předpětí

Pro předpětí bude použito předem předpjatých lan Y1860 0,6“S (firma VSL - www.vsl.cz) s charakteristikami uvedenými v Tab. 6. Možné polohy lan v průřezu jsou uvedeny ve vzorovém podkladu k nosníkům VSTI2000. Kotvení lan je zajištěno soudržností mezi výztuží a betonem.

Plocha lana - A_p	150 mm ²
Charakteristická mez pevnosti - f_{pk}	1860 MPa
Charakteristická mez kluzu 0,1 - $f_{p0,1k}$	1637 MPa

Tab. 6 – Vlastnosti použitého předpínacího systému

Maximální hodnoty napínavých napětí ($\sigma_{p,max}$) a maximální hodnoty napětí v předpínací výztuži během provozu ($\sigma_{p,m0}$) se stanoví podle ČSN EN 1992-1-1 z následujících vztahů :

$$\sigma_{p,max} = \min(k_1 \cdot f_{pk}; k_2 \cdot f_{p0,1k}) = \min(0,8 \cdot 1860; 0,9 \cdot 1637) = \mathbf{1473 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{p,m0} = \min(k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}) = \min(0,75 \cdot 1860; 0,85 \cdot 1637) = \mathbf{1391 \text{ MPa}}$$



Při návrhu je nutno zohlednit vliv ztrát předpětí na v čase proměnném průřezu. Toho se dosáhne zavedením příslušné změny předpínací síly (ztráty) do místa těžiště předpínací výztuže v průřezu v příslušné fázi výstavby a provozu (oproti stavu v předchozí fázi) - tj. hodnot ΔN_p a $\Delta M_p = \Delta N_p \cdot e_p$.

Excentricita předpětí e_p ve středu rozpětí je zvolena maximální hodnotou, když minimální krytí předpínací výztuže je 1,5-násobek průměru kabelového kanálku - odhadem 140 mm. Průřezové charakteristiky a těžiště nosníku SMP-T a spřaženého průřezu jsou stanoveny běžnými postupy, např. v programu AutoCAD.

Průběh předpětí je volen v souladu s typovým podkladem nosníku jako zakřivený (zvedaný) kabel se vzepětím (průřezové charakteristiky nosníku viz Tab. 7):

$$v = 0,474 - 0,14 + 0,10 = \mathbf{0,434 \text{ m}}$$

Pro návrh předpětí je vliv zakřivení kabelu předpětí odhadnut jako náhradní rovnoměrné zatížení o velikosti (vychází se z velikosti momentu ve středu rozpětí, předpokladu parabolického průběhu kabelu a vztahu pro moment od rovnoměrného zatížení ve středu rozpětí):

$$f = \frac{8 \cdot F_p \cdot v}{l^2},$$

kde v je vzepětí předpínacího kabelu (v místě kotvení zvolena excentricita 0,1 m,

F_p je celková předpínací síla v čase t ,

l je rozpětí nosníku.

Návrh umístění a množství předpínací výztuže ve středu rozpětí je proveden v Tab. 7. Kritéria návrhu jsou překročena jen o malé hodnoty, o nichž lze předpokládat, že budou podrobným výpočtem eliminovány. Zvolený postup návrhu je oproti podrobnému výpočtu konzervativní.

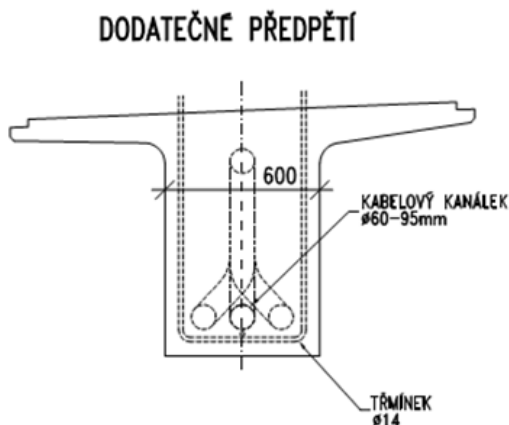


Geometrie průřezu			
Nosník SMP-T		Spřažený průřez (nosník + deska)	
Plocha	0.6100 m ²	Plocha	1.028 m ²
Moment setrvačnosti	0.038044 m ⁴	Moment setrvačnosti	0.086906 m ⁴
e _h	-0.326 m	e _h	-0.369 m
e _d	0.474 m	e _d	0.651 m
Zatížení v průřezu		Předpětí nosníku	
Vlastní tíha nosníku	398 kNm	Plocha jednoho lana	150 mm ²
Vlastní tíha desky	336 kNm	Celkem lan v kabelu	21 ks
Ostatní stálé	366 kNm	Předpínací napětí	1473 MPa
Zatížení od dopravy	1388 kNm	Předpínací síla	-4639.95 kN
		Poloha výslednice	0.334 m
Předpětí nosníku (2 dny) - 30% předpínací síly			
Ztráta předpětí	5%		
Zatížení	N _{Ek} =	-1322.4 kN	σ _{max} = 2.2
	M _{Ek} =	-43.5 kNm	σ _{min} = -15.75
Napětí v průřezu	σ _{n,n} =	-1.79 MPa	OK
	σ _{d,n} =	-2.71 MPa	OK
Dopnutí nosníku (30 dní) - 100% předpínací síly			
Ztráta předpětí	5%		
Zatížení	N _{Ek} =	-4408.0 kN	σ _{max} = 2.7
	M _{Ek} =	-1073.7 kNm	σ _{min} = -20.25
Napětí v průřezu	σ _{n,n} =	1.98 MPa	OK
	σ _{d,n} =	-20.60 MPa	XXX
Betonáž desky mostovky			
Ztráta předpětí	10%		
Přírůstek zatížení	ΔN _{Ek} =	232.0 kN	σ _{max} = 0
	ΔM _{Ek} =	413.5 kNm	σ _{min} = -20.25
Napětí v průřezu	σ _{n,n} =	-1.19 MPa	OK
	σ _{d,n} =	-15.07 MPa	OK
Uvedení do provozu			
Ztráta předpětí	15%		
Přírůstek zatížení	ΔN _{Ek} =	232.0 kN	σ _{max} = 0
	ΔM _{Ek} =	1872.6 kNm	σ _{min} = -27
Napětí v průřezu	σ _{n,d} =	-7.7 MPa	OK
	σ _{n,n} =	-4.17 MPa	OK
	σ _{d,n} =	-0.81 MPa	OK
Konec životnosti			
Ztráta předpětí	20%		
Přírůstek zatížení	ΔN _{Ek} =	232.0 kN	σ _{max} = 0
	ΔM _{Ek} =	118.6 kNm	σ _{min} = -27
Napětí v průřezu	σ _{n,d} =	-8.0 MPa	OK
	σ _{n,n} =	-4.14 MPa	OK
	σ _{d,n} =	0.30 MPa	XXX

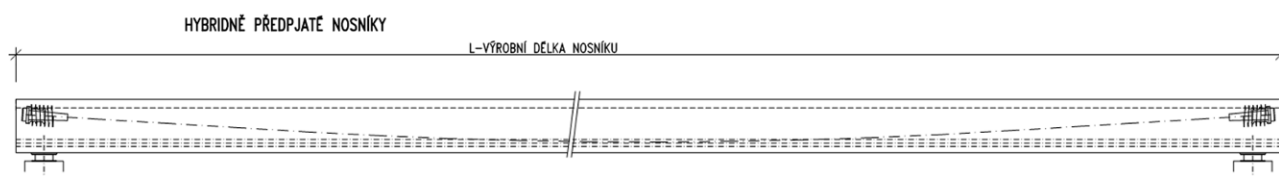
Tab. 7 – Návrh předpětí (množství a polohy předpínací výztuže) ve středu rozpětí nosníku

Protože na konci nosníku (v místě podpory) je třeba také splnit kritéria MSP (omezení napětí) měl by být jako další průřez posouzen a navržen podporový průřez. V tomto průřezu nepůsobí žádné ohybové momenty od vnějšího zatížení, pouze předpětí nosníku. Protože je kabel předpínací výztuže zakřivený, bude na konci nosníku uspořádán tak, aby výslednice předpětí ležela v jádře průřezu. Tento průřez tak nebude z hlediska návrhu předpětí rozhodovat, resp. napjatost v tomto průřezu je možno vyřešit v podrobném návrhu pouze úpravou geometrie kabelu, a proto nebude v rámci předběžného návrhu posuzován.

Skica navrženého uspořádání předpínací výztuže je uvedena na Obr. 15 a Obr. 16. Kabel je veden v kružnicovém oblouku s maximální excentricitou ve středu rozpětí $e = 0,334$ m.



Obr. 15 – Schéma umístění kabelového kanálku v nosníku



Obr. 16 – Skica uspořádání navržené předpínací výztuže v nosníku

Podrobné posouzení kabelu je provedeno v následující kapitole tohoto vzorového příkladu. Pro potřeby posouzení účinků předpětí je kružnicové vedení kabelu nahrazeno polygonem s lomovými body podle následující kapitoly tohoto statického výpočtu.

Poznámka k návrhu vedení předpětí:

Kružnicový oblouk je zvolen s ohledem na jednoduchou geometrickou implementaci a s vědomím, že výsledné radiální síly směřují do středu zvoleného kružnicového oblouku, ačkoliv ideální křivkou je v tomto případě (návrh vedení předpínacího kabelu) parabola druhého stupně.

Při návrhu konstrukce bude s navrženým kabelem nakládáno jako s kabelem parabolickým, protože drobné rozdíly plynoucí z rozdílné geometrie jsou pro zvolené parametry křivky nevýznamné (zejména s ohledem na přesnost provádění). Při uvážení minimálního poloměru oblouku vedení předpínací výztuže 5m (viz typové podklady výrobce předpínacího systému - ETA) a použitých vzepětí vychází rozdíly ve vedení kabelu oproti parabolickému oblouku v řádu jednotek milimetrů, tj. z hlediska přesnosti ve výstavbě zcela zanedbatelné.

7 ÚČINKY PŘEDPĚTÍ A ČASOVĚ ZÁVISLÉ CHOVÁNÍ BETONU

7.1 Všeobecně

Po provedení návrhu předpětí je možné přistoupit k podrobnému stanovení ztrát předpětí, časově závislých účinků zatížení a chování betonu konstrukce. Při výpočtu se v rámci tohoto příkladu použije plného průřezu betonové konstrukce (při zanedbání vlivu předpínací výztuže), a to s ohledem na velmi malé ovlivnění průřezových charakteristik zavedením ideálního průřezu (oslabení průřezu otvorem pro kabel a vlivu předpínací výztuže).

Ztráty předpínací síly jsou vyčísleny ve zvolených staničeních nosníku (po 0,75 m). Současně jsou v těchto místech zavedeny lomy kabelu. S ohledem na postup vyhodnocení je počet lan v kabelu upraven na 20 ks (s ohledem na skutečné účinky předpětí - viz 7.9).

7.2 Časová osa

Pro stanovení časově závislých účinků předpětí a chování betonu je třeba definovat časovou osu konstrukce, tj. postup výstavby a jednotlivé provozní fáze konstrukce. V tomto případě se v návaznosti na uspořádání a postup výstavby konstrukce definuje celkem 7 fází výstavby (provozu).

Jednotlivé fáze, včetně předpokládaného „času uskutečnění“, jsou uvedeny v Tab. 8. Při stanovení časů jednotlivých fází výstavby a provozu je zvolen základní rastr 3 dny. V tomto časovém rastru jsou vyčísleny účinky zatížení v jednotlivých etapách, které jsou spolu následně superponovány.

Fáze výstavby	Uvažovaný čas začátku fáze [dny]
Betonáž nosníku	0
Předpětí nosníku - 1. fáze	3
Předpětí nosníku - 2. fáze	30
Betonáž desky mostovky	60
Ostatní stálé zatížení	90
Uvedení do provozu	120
Konec životnosti	36498 (cca 100 let)

Tab. 8 – Časová osa výstavby nosné konstrukce

7.3 Ztráty třením

Ztráty třením vznikají v důsledku tření kabelu při napínání o stěny zakřiveného kabelového kanálku. Změna napětí v průřezu po délce nosníku v důsledku ztráty třením se stanoví ze vztahu:

$$\Delta\sigma_{P,1} = -\sigma_{P,0,max} \cdot (1 - e^{-\mu \cdot (\alpha + k \cdot l)})$$

kde μ ... koeficient tření v zakřiveném úseku

α ... celková úhlová změna od místa kotvení do zkoumaného průřezu

k ... náhodná křivost kabelového kanálku v přímém úseku na 1 m délky

Pro zvolený předpínací systém jsou stanoveny následující hodnoty jednotlivých součinitelů:

$$\mu = 0,19 \text{ (ocelový kanálek)}$$

$$k = 0,01 \text{ } m^{-1}$$

Průběh napětí v kabelu, včetně ztrát třením je uveden na Obr. 18. Výpočet je proveden v Tab. 9.

7.4 Ztráty pokluzem

Vznikají jako důsledek proklouznutí kotevních kuželíků v kotvení lan předpínací výztuže. Hodnota pokluzu je standardně dána výrobcem předpínacího systému. Hodnota pokluzu je stanovena podklady předpínacího systému (ETA) a pro zvolený systém je 5 mm.

Velikost ztráty pokluzem je ovlivněna třením v kabelovém kanálku. Velikost ztráty pokluzem a průběhu napětí se stanoví z průběhu napětí v předpínací výztuži po délce nosníku a hodnoty pokluzu. Obecně platí:

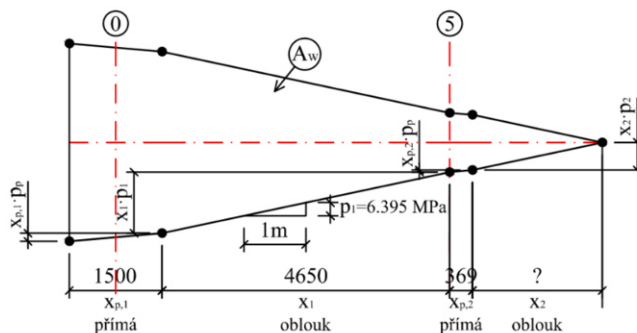
$$\int_0^X \frac{\sigma_p(x)}{E_p} dx = w,$$

kde E_p je modul pružnosti předpínací výztuže (190 GPa),
 $\sigma_p(x)$ je napětí v předpínací výztuži v místě se staničením x ,
 w je hodnota pokluzu v kotvě,
 X je dosah pokluzu.

Výraz lze pro potřeby vyčíslení upravit na (A_w je požadovaná plocha napětí pro dosažení požadovaného pokluzu):

$$\int_0^X \sigma_p(x) dx = E_p \cdot w = A_w,$$

Přitom A_w je plocha napětí mezi křivkami napětí bez vlivu pokluzu a s jeho vlivem. Příklad plochy napětí je uveden na Obr. 17. Zajímavou vlastností plochy napětí je, že je díky tření v kabelovém kanálku symetrická podle vodorovné osy definované napětím v místě konce pokluzu (viz Obr. 17). Toho se využije při výpočtu dosahu pokluzu.

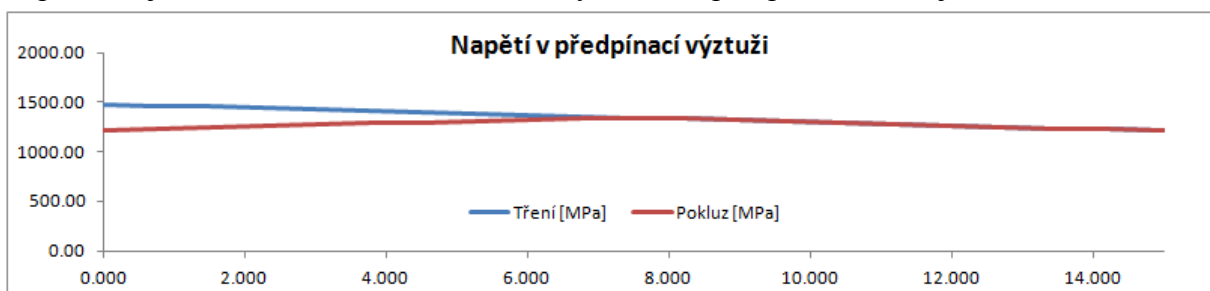


Obr. 17 – Příklad plochy napětí a stanovení dosahu pokluzu

Plocha napětí A_w je:

$$A_w = 190 \cdot 5 = 950 \text{ MPa}$$

Dosah pokluzu je stanoven iterativně v Tab. 9. Výsledná napětí po zakotvení jsou uvedena na Obr. 18.

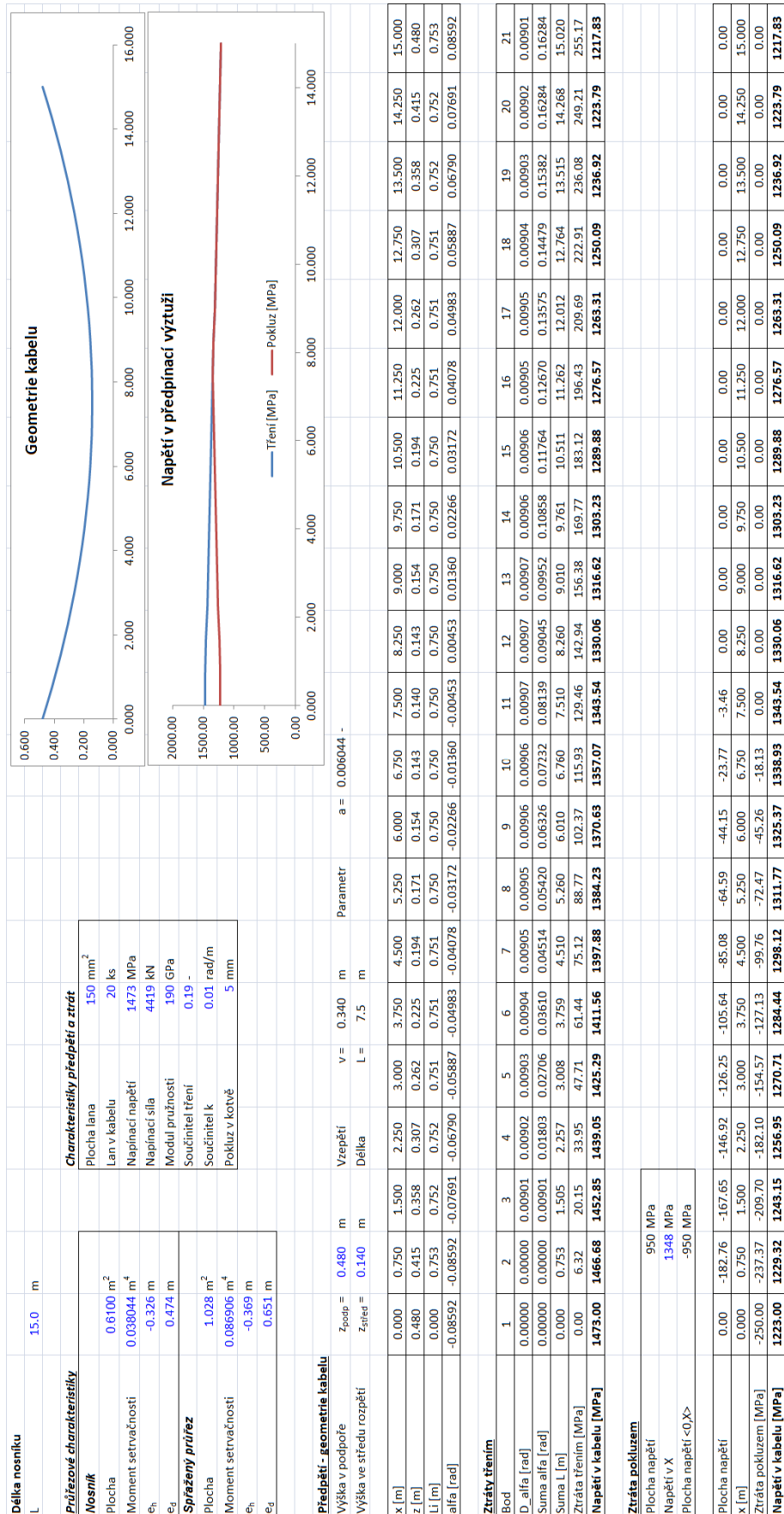


Obr. 18 – Průběh napětí po délce kabelu po zakotvení (vliv tření a pokluzu v kotvě)

Z hlediska návrhu předpětí je nutné posoudit maximální napětí v předpínací výztuži po zakotvení v kabelu. Z Tab. 9 je patrné, že:



$$\sigma_{pm0,max} = \text{cca } 1325 \text{ MPa} < \sigma_{pm0} = 1343 \text{ MPa} \Rightarrow \text{VYHOVUJE}$$



Tab. 9 – Výpočet ztrát třením a pokluzem

7.5 Ztráty relaxací předpínací výztuže

Z hlediska vlastností pro relaxaci se rozlišují tři základní druhy předpínací výztuže (relaxace normální, nízká a tyče), v tomto příkladu jsou užitá lana s nízkou relaxací. Do výpočtu ztrát je již zahrnuto počáteční podržení napětí ve výztuži.

Obecně je velikost ztráty relaxací předpínací výztuže závislá na typu použité přepínací výztuže, působícím napětí a čase t , pro který ztráta vyčíslována. Konečná hodnota ztráty relaxací se stanoví pro čas $t = 500\,000$ hodin. Pro lana s nízkou relaxací (užitá tomto příkladě) je velikost ztráty relaxací výztuže v čase t dána vztahem:

$$\Delta\sigma_{p,relax} = \sigma_{pm0} \cdot 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75} \left(1 - \frac{\sigma_{pm0}}{f_{pk}}\right)} \cdot 10^{-5}$$

kde σ_{pm0} je napětí po zakotvení lana,

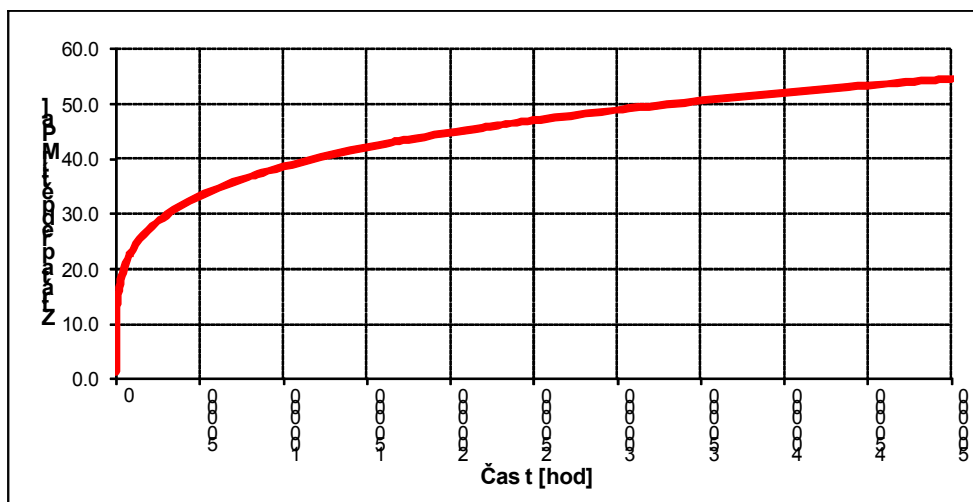
f_{pk} je charakteristická hodnota pevnosti lana v tahu.

Pro potřeby výpočtu je třeba stanovit ztráty předpětí v jednotlivých etapách výstavby a provozu. Hodnota σ_{pm0} je zjednodušeně stanovena na základě maximální hodnoty přípustného napětí v předpínací výztuži po zakotvení lana, tj. $\sigma_{pm0} = 1325$ MPa. Hodnoty ztrát předpětí relaxací budou pro nižší hodnoty počátečních napětí (v ostatních průřezích nosníku) menší, v případě potřeby je možno rozdílná počáteční napětí v jednotlivých průřezích stanovit podle Tab. 9. Současně se zjednodušeně uvažuje, že předpínací lana jsou napnutá na plnou hodnotu již v první fázi napínání.

Hodnoty ztrát relaxací v příslušných etapách pro napětí $\sigma_{pm0} = 1325$ MPa jsou uvedeny v Tab. 10, časový průběh ztráty předpětí je uveden na Obr. 19.

Fáze výstavby / provozu	Čas [hod]	$\Delta\sigma_{p,relax}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{p,relax}$ [%]
Betonáž nosníku	-	0	0
Předpětí nosníku - 1. fáze	0	0	0
Předpětí nosníku - 2. fáze	648	13.013	0.98
Betonáž desky mostovky	1368	15.289	1.15
Ostatní stálé zatížení	2088	16.749	1.26
Uvedení do provozu	2808	17.855	1.35
Konec životnosti	500000	54.609	4.12

Tab. 10 – Hodnoty ztráty předpětí relaxací předpínací výztuže v jednotlivých etapách výstavby



Obr. 19 – Časový průběh ztrát předpětí relaxací předpínací výztuže pro $\sigma_{pm0} = 1325$ MPa

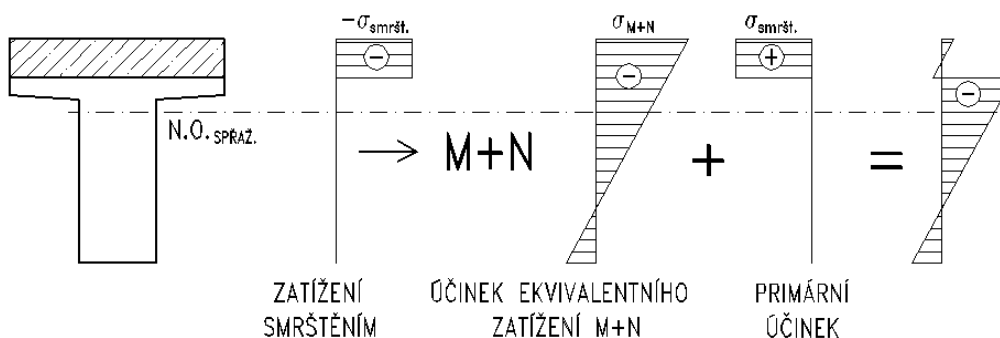
7.6 Ztráty vyvozené pružnou deformací betonu a postupným napínáním

S ohledem na typ konstrukce a postup předpínání (dodatečné předpínání konstrukce s jedním kabelem) se ztráty postupným napínáním a pružnou deformací betonu neuplatní. Napínání probíhá lilem opřeným o nosník, který se současně deformuje.

Protože analýza dotvarování konstrukce bude prováděna v programu C&S (autor doc. Vráblík), který ztrátu okamžitým přetvořením při zavedení napětí do konstrukce uvažuje, je nutno ji v prvním kroku eliminovat manuálním odečtením! To se provede odečtením konstantní hodnoty přetvoření stanoveného v okamžiku napínání v celém analyzovaném časovém intervalu. Pro ostatní zatížení se již tato redukce přetvoření neuplatní!

7.7 Ztráty smršťováním betonu

Ztráta smrštěním betonu vzniká v důsledku smrštění betonu desky mostovky, která pak působí na vlastní nosník, který této délkové změně brání. V desce potom v důsledku omezení zkrácení vznikají přídatná tahová namáhání - viz Obr. 20.



Obr. 20 – Princip stanovení účinků smrštění betonu desky mostovky na spřažený průřez

Výpočet je postaven na principech teorie pružnosti (deformovaný průřez je rovinný, se skokovou změnou přetvoření v místě styku desky mostovky a nosníku). Pro výpočet se použije účinku náhradního zatížení (M+N) kombinovaného s původním napětím vyvolaným smrštěním desky mostovky.

Výpočet se provede následovně:

- Stanoví se velikost přetvoření desky mostovky vlivem smrštění (program C&S). Parametry betonu se použijí podle složení betonu (C30/37) - např. 300 kg cementu, 150 l vody, 1900 kg kameniva, válcová pevnost 37 MPa, nekonečná deska, vlhkost 70%, normální ošetřování, obvod průřezu je roven jeho šířce (vysychání je vystaven jen horní povrch desky).
- Stanoví se přetvoření předpjatých nosníků vlivem smrštění (parametry viz dále).
- Velikost smrštění desky mostovky stanovená v prvním kroku se ponížší o velikost smrštění nosníku od času spřažení do konce životnosti - stanovení ε_x .
- Stanoví se vnitřní síly (M, N) odpovídající stavu plného vetknutí konců elementu nosníku (stav bez možného přetvoření nosníku):

$$N = \int \sigma_x dA = E \cdot \int \varepsilon_x dA \qquad M = \int z \cdot \sigma_x dA = E \cdot \int z \cdot \varepsilon_x dA,$$

kde E je dlouhodobý modul pružnosti betonu $E = E_{28} / (1 + \phi)$,

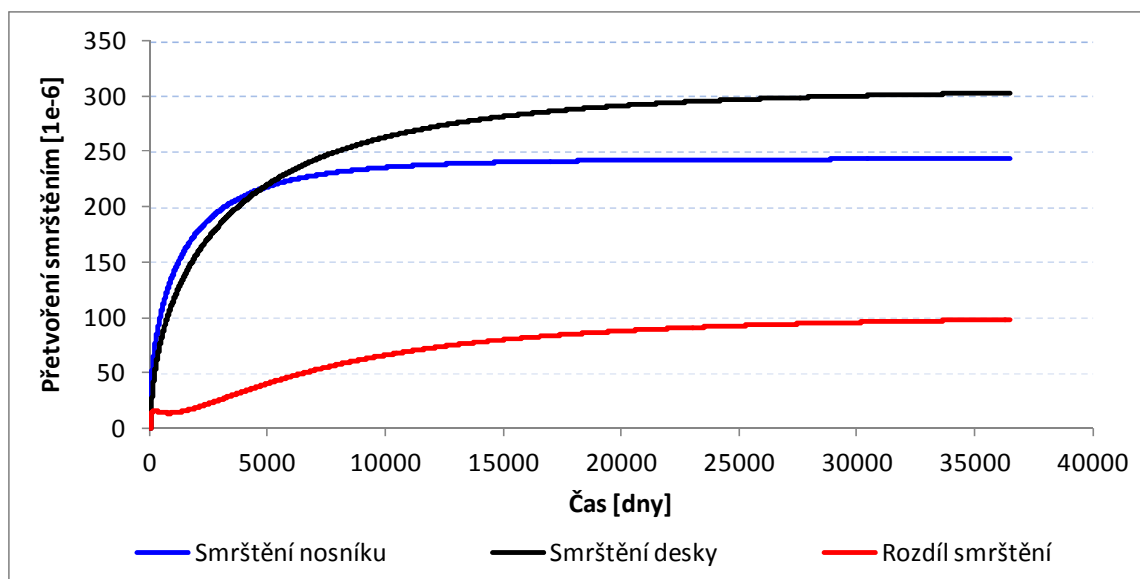
ε_x je přetvoření průřezu vlivem smrštění (viz výše),

z je vzdálenost od těžiště spřaženého průřezu,

A je plocha průřezu.

- Průřez se zatíží vypočtenými vnitřními silami (M, N) a stanoví se průběh přetvoření a napětí v průřezu.

- Od stanovených napětí se odečte primární vliv smrštění (viz Obr. 20).



Obr. 21 – Vývoj přetvoření od smrštění betonu nosníku a desky mostovky, vč. jejich rozdílu

Výpočet v programu C&S pro desku a nosník (průběh smrštění viz Obr. 21):

Modul pružnosti: $E_{28} = 33 \text{ GPa}$,

$$\varphi = 1,61$$

$$E = 33 / (1+1,61) = 12\,645 \text{ MPa}$$

Celková hodnota poměrného přetvoření betonu desky od smrštění je 0,3 promile (viz Obr. 21). Zbývající hodnota přetvoření od smršťování nosníku po spřažení s deskou mostovky je cca 0,1 promile. Hodnota odpovídajícího ekvivalentního momentu je (šířka desky 1,90 m, vzdálenost těžiště desky a celého ideálního průřezu $e = 0,369 - 0,110 = 0,259 \text{ m}$):

$$N_{cs} = 1,90 \cdot 0,22 \cdot 0,0001 \cdot 12645 = \mathbf{529 \text{ kN}}$$

$$M_{cs} = 1,90 \cdot 0,22 \cdot 0,0001 \cdot 12645 \cdot 0,259 = \mathbf{137 \text{ kNm}}$$

Deska namáhá celý průřez tlakovou silou a kladným momentem. V desce mostovky je potom napětí rovno součtu namáhání celého nosníku s tahovou silou vyvozenou smrštěním betonu (529 kN) – viz Obr. 20. Smršťování vychází z geometrie průřezu a odpovídající silové namáhání průřezu, resp. napětí vyvolané smrštěním betonu v průřezu, je proto konstantní po celé délce nosníku.

Do posouzení konstrukce v MSP je zatížení zavedeno pomocí napětí, případně pomocí odpovídajících sil, z nichž jsou příslušná napětí stanovena. S ohledem na nejistoty ve vývoji zatížení smrštěním je toto zatížení zavedeno jako proměnné zatížení ve všech etapách výstavby a provozu po spřažení desky.

7.8 Ztráty dotvarováním betonu

Výpočet se stanoví součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$ v příslušném časovém intervalu, který vyjadřuje přírůstek poměrné deformace betonu způsobeného dotvarováním. Celkové přetvoření betonu v tlaku $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ v časovém intervalu (t_0, t) je potom pro konstantní napětí betonu v tlaku $\sigma_c(t_0)$ rovno:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_c(t_0) / E_c,$$

kde E_c je tečnový modul pružnosti betonu v tlaku rovný hodnotě $1,05 E_{cm}$.

Pro smrštění betonu se výpočet stanoví přetvoření $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ realizované v časovém intervalu (t, t_0) .

Prakticky se výpočet ztrát dotvarováním a smršťováním betonu nosníku provede v programu CaS (autor doc. Vráblík) - opis základních vstupních dat je uveden na Obr. 22. Výpočet se stanoví poměrná přetvoření v místě těžiště předpínací výztuže v průběhu životnosti konstrukce, a to jednak od



silového zatížení v jednotlivých etapách provádění/provozu, včetně uvážení vlivu ztrát předpětí (relaxace a proběhlé dotvarování) v daném časovém okamžiku, a jednak od smrštění dobetonované části průřezu (deska mostovky). Celkový průběh poměrných přetvoření v těžišti předpínací výztuže se stanoví jako součet (superpozice) přetvoření od jednotlivých etap provádění/provozu.

Protože napětí v místě těžiště předpínací výztuže nejsou po délce nosníku konstantní, znamenal by přesný výpočet analýzu konstrukce po úsecích s předpokládaným konstantním napětím od předpětí. To by bylo časově značně náročné, a proto se v rámci tohoto příkladu stanoví ztráty dotvarováním a smršťováním betonu pouze v průřezu ve středu rozpětí a v ostatních průřezích se předpokládají procentuálně shodné.

Obr. 22 – Opis vstupních dat pro výpočet dotvarování a smršťování betonu nosníku SMP-T

Pro výpočet jsou nutné hodnoty napětí v těžišti předpínací výztuže v jednotlivých etapách výstavby a provozu, které se současně předpokládají konstantní po celou dobu trvání příslušné fáze. To je předpoklad velmi konzervativní, protože napětí se mění v důsledku dotvarování betonu, avšak v zájmu snížení pracnosti tohoto příkladu akceptovatelný. Ve skutečném výpočtu by se počet analyzovaných časových intervalů zvýšil, což by mělo příznivý vliv na přesnost výpočtu i velikost ztrát.

Při výpočtu se postupuje tak, že se do programu C&S zadávají přírůstky napětí v jednotlivých etapách výstavby a provozu, přičemž každá další etapa v sobě obsahuje již účinky předchozích zatížení. Při výpočtu se pro zjednodušení neuvažuje vliv desky mostovky, která svou tuhostí ztráty dotvarováním zmenšuje. Vliv desky mostovky je do výpočtu zahrnut pouze na úrovni stanovení napětí v průřezu v jednotlivých etapách výstavby a provozu.

Při výpočtu je třeba dbát na to, že program CaS stanoví i vliv pružné deformace betonu v okamžiku zavedení předpětí, který je nutno eliminovat (viz 7.6).

Vyhodnocení výpočtu se provede tak, že průběhy deformací od jednotlivých zatížení (napětí působících v jednotlivých etapách) se superponují a výsledkem je potom hodnota přetvoření betonu nosníku v místě těžiště předpínací výztuže $\Delta\varepsilon_{c, Tp}$. Toto přetvoření se následně aplikuje na předpínací výztuž a ztráta vlivem dotvarování betonu se stanoví ze vztahu:

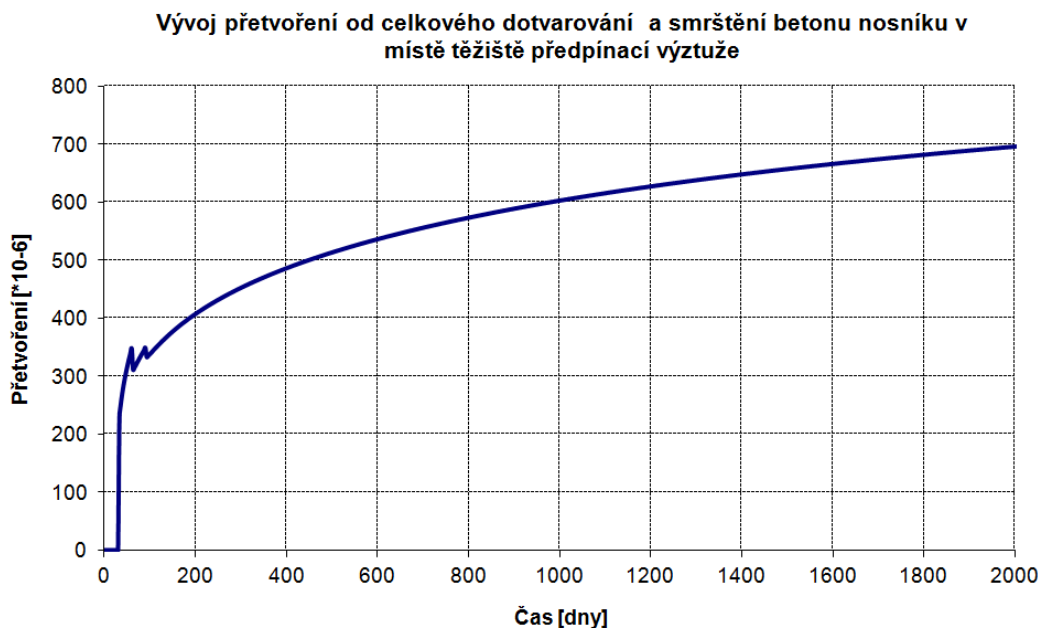
$$\Delta\sigma_{p, c+s} = \Delta\varepsilon_{c, Tp} \cdot E_p,$$

kde $\Delta\sigma_{p, c+s}$ je ztráta dotvarováním a smršťováním betonu,

$\Delta\varepsilon_{c, Tp}$ je přetvoření betonu nosníku v důsledku dotvarování a smršťování,

E_p je modul pružnosti předpínací výztuže.

Vyhodnocení průběhu ztrát dotvarováním a smrštěním betonu pro průřez uprostřed rozpětí je provedeno na Obr. 23 a v Tab. 11. Hodnoty napětí v místě těžiště předpínací výztuže lze nalézt v Tab. 18.



Obr. 23 – Vývoj přetvoření od celkového dotvarování nosníku ve středu rozpětí

Čas	Přetvoření od smrštění a dotvarování betonu nosníku v místě předpínací výztuže	Ztráta dotvarováním a smršťováním
[dny]	[$\cdot 1e-6$]	[MPa]
0	0.0	0.0
30	0.0	0.0
60	348.3	67.9
90	349.8	68.2
120	355.7	69.4
36500	964.9	188.1

Tab. 11 – Rekapitulace dlouhodobých ztrát dotvarováním a smršťováním betonu ve středu rozpětí

7.9 Účinky předpětí v jednotlivých fázích výstavby a provozu

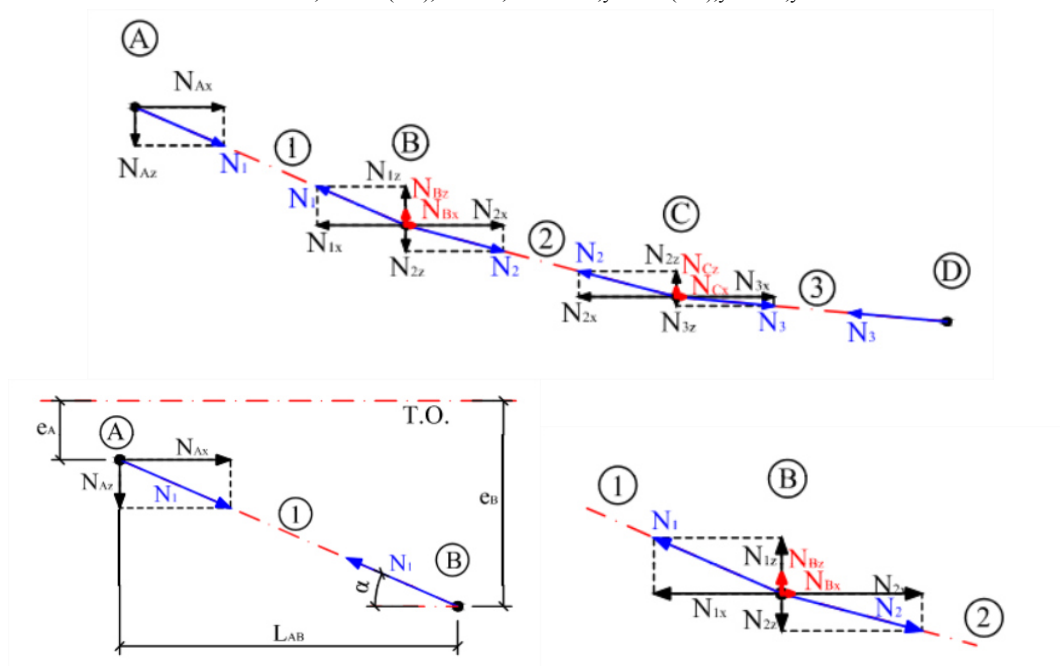
Účinky předpětí jsou stanoveny na samostatném modelu konstrukce sestaveném v programu EXCEL (alternativně je možné použít jakýkoliv výpočetní program). Model konstrukce sestává z prostého nosníku se zavedením ekvivalentního zatížení od předpětí v místech lomů náhradního kabelu (viz také 7.1, 7.3 a 7.4). Na modelu jsou stanoveny účinky příčných sil od předpětí a vliv ztrát předpětí v jednotlivých etapách výstavby a provozu. Tyto účinky v jednotlivých etapách jsou následně použity pro stanovení ztrát dotvarování a smršťování.

Základem výpočtu je znalost sil v jednotlivých úsecích kabelu. Vychází se přitom ze stavu po krátkodobých ztrátách (viz Obr. 18). Další stavy (ztráty předpětí) změny se potom zavádějí jako změny stavu původního (s opačným znaménkem). Zatížení modelu se realizuje bodovými silami v místech lomu náhradního kabelu.

Zatížení v lomových uzlech kabelu se stanoví z rozdílu sil vlevo a vpravo od lomového bodu podle Obr. 24. Ze známé hodnoty předpínací síly se stanoví vodorovné a svislé složky působící v koncových bodech jednotlivých úseků ($N_{i,x}$, $N_{i,y}$) a z jejich rozdílu v jednotlivých lomových bodech se stanoví zatížení konstrukce vlivem předpětí ($N_{\#,x}$, $N_{\#,y}$).

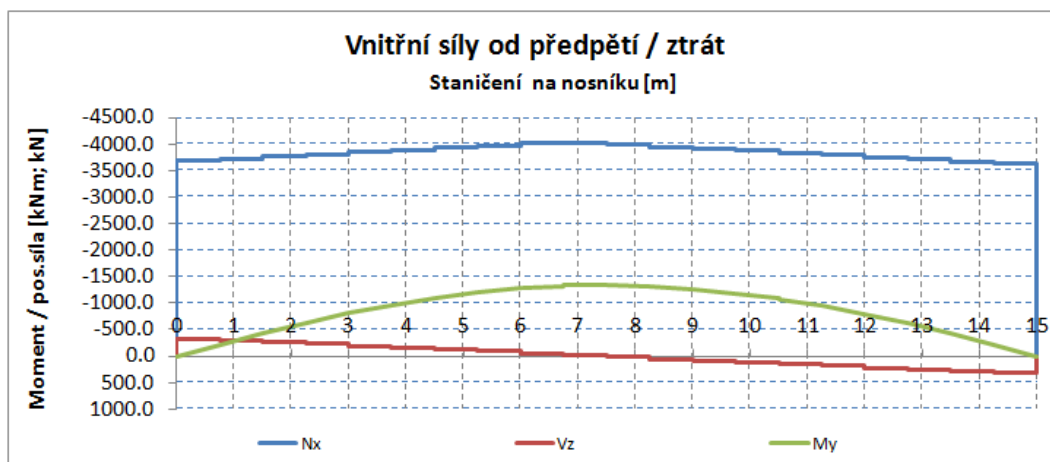
$$N_{i,x} = N_{p,i} \cdot \cos \alpha \quad N_{i,y} = N_{p,i} \cdot \sin \alpha$$

$$N_{\#,x} = N_{(i+1),x} - N_{i,x} \quad N_{\#,y} = N_{(i+1),y} - N_{i,y}$$



Obr. 24 – Princip stanovení zatížení předpětím v lomových bodech kabelu

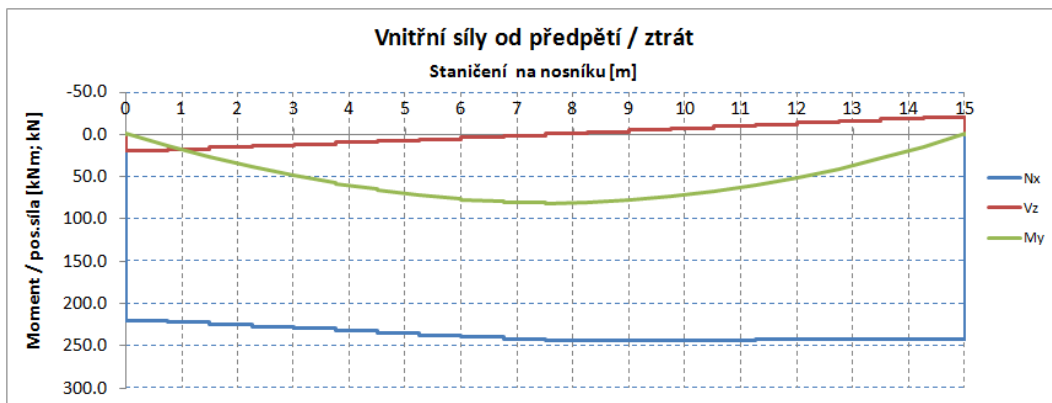
Účinky předpětí po zavedení plného předpětí jsou uvedeny na Obr. 25 a pro rozhodující průřezy potom v Tab. 12. V následujících tabulkách a obrázcích je pak dokumentován vliv ztrát předpětí na změny předpínací síly a jejich účinků.



Obr. 25 – Vnitřní síly po zavedení předpětí (po krátkodobých ztrátách)

Průřez	x [m]	Nx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
O1	0.00	-3674.3	22.5	-316.5
Střed	7.50	-3990.1	-1332.2	18.1
O2	15.00	-3640.0	22.3	313.5

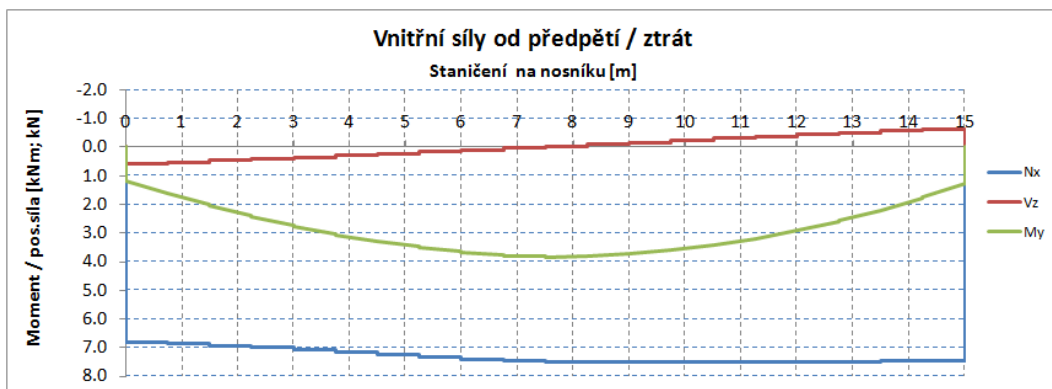
Tab. 12 – Vnitřní síly od předpětí v rozhodujících průřezích (po krátkodobých ztrátách)



Obr. 26 – Změna vnitřních sil v důsledku ztrát předpětí v čase $t = 30$ až 60 dní

Průřez	x [m]	Nx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
O1	0.00	220.4	-1.3	19.0
Střed	7.50	243.0	81.1	-1.1
O2	15.00	242.1	-1.5	-20.9

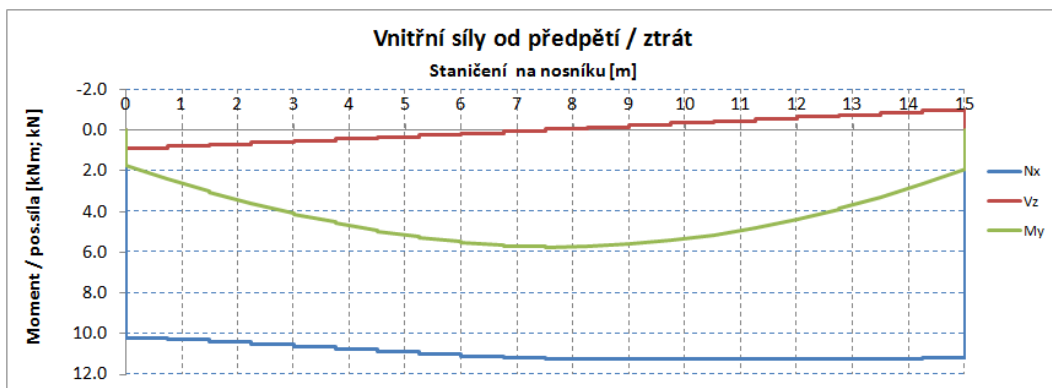
Tab. 13 – Změna vnitřních sil v důsledku ztrát předpětí v čase $t = 30$ až 60 dní



Obr. 27 – Změna vnitřních sil v důsledku ztrát předpětí v čase $t = 60$ až 90 dní

Průřez	x [m]	Nx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
O1	0.00	6.8	1.2	0.6
Střed	7.50	7.5	3.8	0.0
O2	15.00	7.5	1.3	-0.6

Tab. 14 – Změna vnitřních sil v důsledku ztrát předpětí v čase $t = 60$ až 90 dní

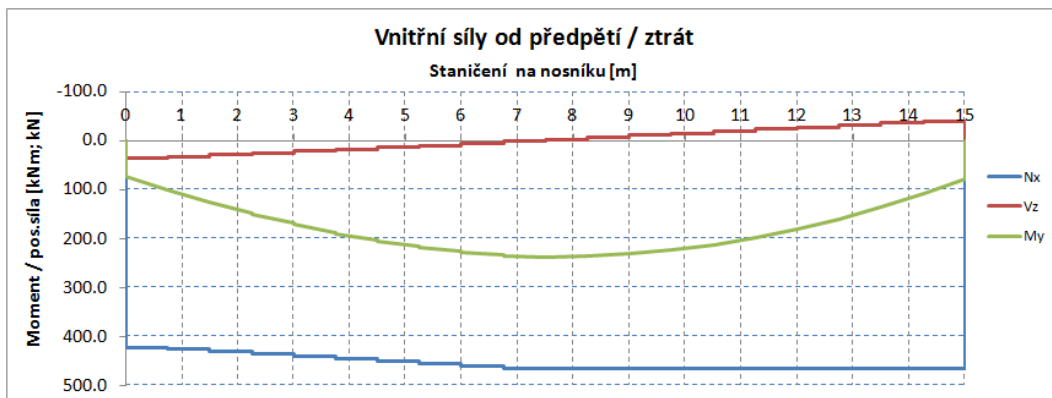


Obr. 28 – Změna vnitřních sil v důsledku ztrát předpětí v čase $t = 90$ až 120 dní



Průřez	x [m]	Nx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
O1	0.00	10.2	1.7	0.9
Střed	7.50	11.2	5.8	-0.1
O2	15.00	11.2	1.9	-1.0

Tab. 15 – Změna vnitřních sil v důsledku ztrát předpětí v čase t = 90 až 120 dní



Obr. 29 – Změna vnitřních sil v důsledku ztrát předpětí t = 120 dní až konec životnosti

Průřez	x [m]	Nx [kN]	My [kNm]	Vz [kN]
O1	0.00	422.9	72.4	36.4
Střed	7.50	466.3	238.4	-2.1
O2	15.00	464.6	79.6	-40.0

Tab. 16 – Změna vnitřních sil v důsledku ztrát předpětí v čase t = 120 dní až konec životnosti



8 MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI

8.1 Ověření normálových napětí v betonu

Ověření normálových napětí se provede podle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 v rozhodujících průřezích konstrukce (střed rozpětí, místa separace předpínacích lan a podporový průřez). Při ověření napětí v betonu není uvažována betonářská výztuž, resp. její vliv na průřezové charakteristiky. Toto zjednodušení je na straně bezpečné a odstraňuje nutnost návrhu výztuže před posouzením MSP. Posuzované jsou průřezy ve středu rozpětí a nad podporou. Účinky zatížení a předpětí v jednotlivých etapách výstavby a provozu jsou uvedeny v předcházejících kapitolách.

Kritérium pro ověření napjatosti v tlačeném betonu je dáno maximálními tlakovými napětím při charakteristické kombinaci zatížení, které stanoví ČSN EN 1992-1-1 jako 0,6-násobek pevnosti betonu v tlaku f_{ck} . Protože výpočet dotvarování a smršťování byl proveden modelem zahrnujícím vliv nelineárního dotvarování, je možné v betonu připustit i od zatížení stálých tlaková napětí rovná 0,6-násobku pevnosti betonu v tlaku (v příslušném čase posouzení). Tahová normálová napětí v betonu smějí být pro charakteristickou kombinaci zatížení rovna nejvýše průměrné pevnosti betonu v tahu f_{ctm} (pakliže by byla větší, bylo by nutné do posouzení průřezu zahrnout vliv trhliny na rozdělení napětí). Pro kombinace kvazistálou a častou nesmí být obecně v nosnících dosaženo dekomprese (stupeň vlivu prostředí XD1), nicméně pro horní povrch lze dočasně (při napínání v čase $t = 30$ dní) připustit vznik tahových napětí menších než odpovídá mezi vzniku trhliny. Podmínkou je, že po provedení desky mostovky tato napětí vymizí, tj. v případě vzniku trhliny se tyto zavřou a navíc budou zakryty monolitickou deskou s hydroizolací. Pro omezení tahových napětí přitom platí hodnota tahové pevnosti betonu $f_{ctk,0,05}$ (C45/55) = 2,7 MPa.

Posudek průřezů v čase prvního napínání ($t = 3$ dny) je posouzen zjednodušeně, a to s ohledem na dosažené hodnoty napětí v betonu. Správné by bylo použití maximálních přípustných napětí vyplývajících z charakteristické hodnoty únosnosti betonu v tlaku v čase 3 dny - $f_{ck}(t=3)$. Tato hodnota by se stanovila postupem podle ČSN EN 1992-1 a byla by rovna cca 40% pevnosti v 28 dnech. Při porovnání s dosaženými hodnotami napětí (viz dále) je patrné, že tento posudek bude splněn.

Hodnoty přípustných napětí v betonu pro posouzení mezního stavu použitelnosti jsou uvedeny v Tab. 17.

Materiál	C 30/37	C 45/55
f_{ctm}	2,9 MPa	3,8 MPa
$f_{ctk,0,05}$	2,0 MPa	2,7 MPa
f_{ck}	30,0 MPa	45,0 MPa
$0,6 \cdot f_{ck}$	18,0 MPa	27,0 MPa

Tab. 17 – Rekapitulace přípustných normálových namáhání v betonu

Dále ČSN EN 1992-1-1 při posouzení mezních stavů použitelnosti požaduje uvážení možných změn předpětí vlivem neočekávaných skutečností, a to součinitel $r_{inf} = 1,05$ a $r_{sup} = 0,95$ (pro předem předpínané konstrukce). Pro posouzení to znamená uvážit navíc „změnu předpětí“ o hodnotu $\pm 0,05 \cdot N_p$, přičemž hodnota působící předpínací síly nemůže být větší než síla vnesená do lana v okamžiku napínání. S ohledem na kontrolu při napínání nosníků prováděnou v ČR, kdy je kontrolováno jednak napínací napětí a jednak protažení kabelů je v tomto příkladu rozptyl předpínací síly definovaný součiniteli r_{inf} a r_{sup} zanedbán.

Ověření normálových napětí v betonu je provedeno v Tab.15 až Tab.22.

Posouzení jednotlivých průřezů je z důvodu kontroly a využití získaných výsledků (napětí) pro další posouzení provedeno vždy zvlášť pro zatížení stálé a zvlášť pro kombinaci zatížení stálého a proměnného (vždy pro charakteristickou i častou kombinaci zatížení).



Rozvojové projekty MŠMT Rozvojové projekty mladých týmů – RPMT 2016



Nosník SMP-T		Spražený průřez	
Plocha	0.61000 m ²	Plocha	1.028 m ²
Moment setrvačnosti	0.038044 m ⁴	Moment setrvačnosti	0.086906 m ⁴
e _h	-0.326 m	e _h	-0.369 m
e _g	0.474 m	e _d	0.651 m
		Tloušťka desky	0.220 m

Předpětí

Plocha lana 150 mm²
 Napínací napětí 1473 MPa
 Počet lan v kabelu 20 ks
 Napínací síla N_p -4419 kN
 Excentricita e_p 0.334 m

Meze odolnosti materiálu [MPa]				
Část	f _{ctm}	f _{ctk 0.05}	f _{ck}	0.6 f _{ck}
Nosník - C45/55	3.8	2.7	45.0	27.0
Deska - C30/37	2.9	2.0	30.0	18.0

Zatížení v průřezu			Účinky předpětí (přírůstky + ztráty)			
Zatížení	M [kNm]	N [kN]	Čas [dny]	N [kN]	M [kNm]	V [kN]
Vlastní tíha nosníku	398.0	0.0	Fáze výstavby			
Vlastní tíha desky	336.0	0.0	Předpětí nosníku	30	-3990.1	-1332.2
Ostatní stálé	366.0	0.0	Betonáž desky	60	243.0	81.1
Smrštění desky	137.0	-529.0	Ostatní stálé zatížení	90	7.5	3.8
Doprava - char.	1388.0	0.0	Uvedení do provozu	120	11.2	5.8
Doprava - časté	912.0	0.0	Konec životnosti	36500	466.3	238.4

Předpětí nosníku (napnutí na 30% předpínací síly) - t = 3 dny				
Zatížení stálé	N _{Ek,g} = -1197.0 kN M _{Ek,g} = -1.7 kNm			
		Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d} = 0.00	0.00	0.00	0.00
	σ _{d,d} = 0.00	0.00	0.00	0.00
	σ _{h,n} = -1.95	-1.95	-1.95	-1.95
	σ _{c,p} = -1.98	-1.98	-1.98	-1.98
	σ _{d,n} = -1.98	-1.98	-1.98	-1.98

Předpětí nosníku (dopnutí na plnou hodnotu předpínací síly) - t = 30 dny				
Zatížení stálé	N _{Ek,g} = -3990.1 kN M _{Ek,g} = -934.2 kNm			
		Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d} = 0.00	0.00	0.00	0.00
	σ _{d,d} = 0.00	0.00	0.00	0.00
	σ _{h,n} = 1.47	1.47	1.47	1.47
	σ _{c,p} = -14.74	-14.74	-14.74	-14.74
	σ _{d,n} = -18.18	-18.18	-18.18	-18.18

Betonáž desky mostovky - t = 60 dní				
Přírůstek zatížení stálého	ΔN _{Ek,g} = 243.0 kN ΔM _{Ek,g} = 417.1 kNm			
		Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d} = 0.00	0.00	0.00	0.00
	σ _{d,d} = 0.00	0.00	0.00	0.00
	σ _{h,n} = -1.71	-1.71	-1.71	-1.71
	σ _{c,p} = -10.68	-10.68	-10.68	-10.68
	σ _{d,n} = -12.58	-12.58	-12.58	-12.58

Ostatní stálé zatížení - mostní svršek - t = 90 dní				
Přírůstek zatížení stálého	ΔN _{Ek,g} = 7.5 kN ΔM _{Ek,g} = 369.8 kNm			
Zatížení proměnné	N _{Ek,p} = 0.0 M _{Ek,p} = 0.0	-529.0	-529.0	137.0
		Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d} = -1.56	-1.39	-1.39	-1.39
	σ _{d,d} = -0.63	-0.11	-0.11	-0.11
	σ _{h,n} = -2.34	-3.09	-3.09	-3.09
	σ _{c,p} = -8.50	-8.21	-8.21	-8.21
	σ _{d,n} = -9.81	-9.29	-9.29	-9.29

Uvedení do provozu - t = 120 dní				
Přírůstek zatížení stálého	ΔN _{Ek,g} = 11.2 kN ΔM _{Ek,g} = 5.8 kNm			
Zatížení proměnné	N _{Ek,p} = 0.0 M _{Ek,p} = 0.0	-529.0	-529.0	1049.0
		Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d} = -1.58	-7.30	-5.28	-5.28
	σ _{d,d} = -0.62	-2.48	-1.67	-1.67
	σ _{h,n} = -2.33	-5.46	-4.65	-4.65
	σ _{c,p} = -8.45	0.00	-2.80	-2.80
	σ _{d,n} = -9.75	1.16	-2.41	-2.41

Konec životnosti - t = 36500 dní				
Přírůstek zatížení stálého	ΔN _{Ek,g} = 466.3 kN ΔM _{Ek,g} = 238.4 kNm			
Zatížení proměnné	N _{Ek,p} = 0.0 M _{Ek,p} = 0.0	-529.0	-529.0	1049.0
		Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d} = -2.12	-7.84	-5.82	-5.82
	σ _{d,d} = -0.58	-2.44	-1.63	-1.63
	σ _{h,n} = -2.29	-5.42	-4.60	-4.60
	σ _{c,p} = -6.64	1.81	-0.99	-0.99
	σ _{d,n} = -7.57	3.35	-0.22	-0.22

Tab. 18 – Ověření napětí v průřezu ve středu rozpětí



Rozvojové projekty MŠMT Rozvojové projekty mladých týmů – RPMT 2016



Nosník SMP-T		Geometrie průřezu		Spražený průřez	
Plocha	0.61000 m ²			Plocha	1.028 m ²
Moment setrvačnosti	0.038044 m ⁴			Moment setrvačnosti	0.086906 m ⁴
e _h	-0.326 m			e _h	-0.369 m
e _g	0.474 m			e _d	0.651 m
				Tloušťka desky	0.220 m
Předpětí					
				Plocha lana	150 mm ²
				Napínací napětí	1473 MPa
				Počet lan v kabelu	20 ks
				Napínací síla N _p	-4419 kN
				Excentricita e _p	-0.006 m
Meze odolnosti materiálu					
Část	f _{ctm}	f _{ck}	0.45 f _{ck}	0.6 f _{ck}	
Nosník	3.8	45.0	20.3	27.0	
Deska	2.9	30.0	13.5	18.0	
Zatížení v průřezu					
Zatížení	M [kNm]	N [kN]			
Vlastní tíha nosníku	0.0	0.0			
Vlastní tíha desky	0.0	0.0			
Ostatní stálé	0.0	0.0			
Smrštěná desky	137.0	-529.0			
Doprava - char.	0.0	0.0			
Doprava - časté	0.0	0.0			
Účinky předpětí (přírůstky + ztráty)					
Fáze výstavby	Čas [dny]	N [kN]	M [kNm]	V [kN]	
Předpětí nosníku	30	-3674.3	22.5	-316.5	
Betonáž desky	60	220.4	-1.3	19.0	
Ostatní stálé zatížení	90	6.8	1.2	0.6	
Uvedení do provozu	120	10.2	1.7	0.9	
Konec životnosti	36500	422.9	72.4	36.4	
Předpětí nosníku (napnutí na 30% předpínací síly) - t = 3 dny					
Zatížení stálé	N _{Ek,g} =	-1102.3 kN			
	M _{Ek,g} =	6.7 kNm			
			Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d}	0.00	0.00	0.00	MPa
	σ _{d,d}	0.00	0.00	0.00	MPa
	σ _{h,n}	-1.86	-1.86	-1.86	MPa
	σ _{c,p}	-1.81	-1.81	-1.81	MPa
	σ _{d,n}	-1.72	-1.72	-1.72	MPa
Předpětí nosníku (dopnutí na plnou hodnotu předpínací síly) - t = 30 dny					
Zatížení stálé	N _{Ek,g} =	-3674.3 kN			
	M _{Ek,g} =	22.5 kNm			
			Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d}	0.00	0.00	0.00	MPa
	σ _{d,d}	0.00	0.00	0.00	MPa
	σ _{h,n}	-6.22	-6.22	-6.22	MPa
	σ _{c,p}	-6.03	-6.03	-6.03	MPa
	σ _{d,n}	-5.74	-5.74	-5.74	MPa
Betonáž desky mostovky - t = 60 dny					
Přírůstek zatížení stálého	ΔN _{Ek,g} =	220.4 kN			
	ΔM _{Ek,g} =	-1.3 kNm			
			Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d}	0.00	0.00	0.00	MPa
	σ _{d,d}	0.00	0.00	0.00	MPa
	σ _{h,n}	-5.84	-5.84	-5.84	MPa
	σ _{c,p}	-5.67	-5.67	-5.67	MPa
	σ _{d,n}	-5.40	-5.40	-5.40	MPa
Ostatní stálé zatížení - mostní svršek - t = 90 dny					
Přírůstek zatížení stálého	ΔN _{Ek,g} =	6.8 kN			
	ΔM _{Ek,g} =	1.2 kNm			
Zatížení proměnné	N _{Ek,p} =	0.0	-529.0	-529.0	kN
	M _{Ek,p} =	0.0	137.0	137.0	kNm
			Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d}	0.00	0.17	0.17	MPa
	σ _{d,d}	0.00	0.52	0.52	MPa
	σ _{h,n}	-5.84	-6.59	-6.59	MPa
	σ _{c,p}	-5.66	-5.90	-5.90	MPa
	σ _{d,n}	-5.38	-4.87	-4.87	MPa
Uvedení do provozu - t = 120 dny					
Přírůstek zatížení stálého	ΔN _{Ek,g} =	10.2 kN			
	ΔM _{Ek,g} =	1.7 kNm			
Zatížení proměnné	N _{Ek,p} =	0.0	-529.0	-529.0	kN
	M _{Ek,p} =	0.0	137.0	137.0	kNm
			Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d}	0.00	0.17	0.17	MPa
	σ _{d,d}	0.01	0.53	0.53	MPa
	σ _{h,n}	-5.83	-6.58	-6.58	MPa
	σ _{c,p}	-5.64	-5.89	-5.89	MPa
	σ _{d,n}	-5.36	-4.85	-4.85	MPa
Konec životnosti - t = 36500 dny					
Přírůstek zatížení stálého	ΔN _{Ek,g} =	422.9 kN			
	ΔM _{Ek,g} =	72.4 kNm			
Zatížení proměnné	N _{Ek,p} =	0.0	-529.0	-529.0	kN
	M _{Ek,p} =	0.0	137.0	137.0	kNm
			Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
Napětí v průřezu	σ _{h,d}	0.11	0.28	0.28	MPa
	σ _{d,d}	0.29	0.81	0.81	MPa
	σ _{h,n}	-5.55	-6.30	-6.30	MPa
	σ _{c,p}	-5.10	-5.35	-5.35	MPa
	σ _{d,n}	-4.43	-3.92	-3.92	MPa

Tab. 19 – Ověření napětí v průřezu nad podporou



Extrémní hodnoty napětí v rozhodujících vláknech vyhodnocovaných průřezů splňují požadavky ČSN EN 1992-1-1 s výjimkou nedodržení dekomprese u horních vláken nosníku v době dopínání na plnou hodnotu předpětí. Jak již ale bylo uvedeno, trhliny v betonu nevzniknou a tahová napětí jsou eliminována při betonáži desky. Jediným nebezpečím je proto manipulace s nosníkem, kdy mohou vlivem dynamických účinků vzniknout napětí větší a může tak dojít k poškození nosníku. Doporučuje se proto v horní přírubě navrhnout dostatečnou podélnou výztuž k zachycení vzniklých tahových napětí.

8.2 Ověření hlavních napětí v betonu

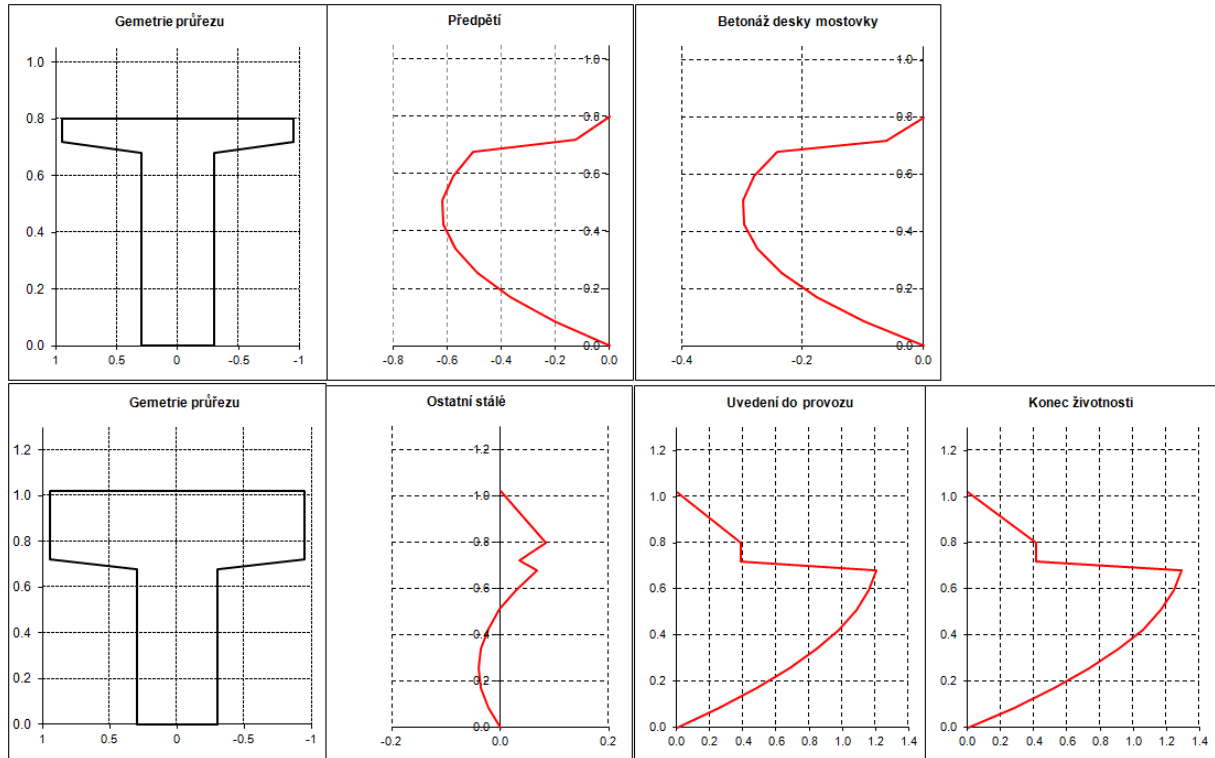
Ověření hlavních napětí se v předpjatých prvcích (v tomto případě nosníku) provádí pro omezení vzniku, resp. šířky, smykových trhlin, případně pro návrh smykové výztuže. Ověření hlavních napětí ve vybraných průřezech (a zejména v jejich stěnách) se provede v souladu s ČSN EN 1992-2 na základě klasické teorie pružnosti (viz příloha QQ uvedené normy). Při ověření hlavních napětí v průřezu není (ve prospěch bezpečnosti) uvažována betonářská výztuž, resp. její vliv na průřezové charakteristiky nosníku. Ověřen je průřez nad podporou, přičemž je uvažována posouvající síla od předpětí.

Pro ověření velikosti napětí v příslušném „vlákně“ průřezu je třeba znát směrově závislou pevnost betonu v tahu f_{ctb} (viz příloha QQ ČSN EN 1992-2) v tomto „vlákně“, která de facto udává pevnost betonu na vzniku trhliny. Pro posouzení konstrukce plyne, že nejmenší směrově závislá pevnost betonu v tahu bude dosažena pro maximální přípustné hlavní tlakové napětí, tj. pro $\sigma_3 = 0,6 f_{ck}$. Tedy :

$$f_{ctb, \min} = \left(1 - 0,8 \frac{\sigma_3}{f_{ck}} \right) \cdot f_{ctk; 0,05} = \left(1 - 0,8 \frac{0,6 \cdot 45}{45} \right) \cdot 2,7 = \mathbf{1,40 \text{ MPa}}$$

V případě, že budou vypočtené hodnoty hlavních tahových namáhání menší než uvedená hodnota, konstrukce jistě vyhoví. V opačném případě bude třeba stanovit hodnotu hlavního tlakového napětí σ_3 a z něj potom skutečnou hodnotu směrově závislé pevnosti betonu v tlaku f_{ctb} .

Pro výpočet hlavních napětí je nutné znát jednak průběh normálových napětí po průřezu (viz 8.1) a jednak průběh napětí smykových. Smyková napětí se stanoví metodami klasické teorie pružnosti při uvažování postupu výstavby. Hlavní napětí jsou ověřena v podporovém průřezu (zjednodušeně, postačilo by napětí ověřit v průřezu $0,4d$ od podpory).



Obr. 30 – Vývoj smykových napětí v podporovém průřezu

Průřez	SMP-T	Zatížení [kN, kNm]												
A	0.61 m ²	Etapa provádění	ΔN	ΔM	ΔQ									
I _y	0.038044 m ⁴	Předpětí nosníku	-3674.3	22.5	-210.2									
z _i	0.474 m	Betonáž desky	220.4	-1.3	108.8									
h	0.800 m													
		Předpětí nosníku				Betonáž desky mostovky								
z	b	S	σ _n	τ	σ ₁	σ ₃	σ _n	τ	σ ₁	σ ₃				
[m]	[m]	[m ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]				
0.800	1.900	0.000000	-6.216	0.000	-	-	-5.843	0.000	-	-				
0.720	1.900	0.043490	-6.169	-0.126	0.003	-6.172	-5.799	-0.061	0.001	-5.800				
0.680	0.600	0.054623	-6.145	-0.503	0.041	-6.186	-5.777	-0.243	0.010	-5.787				
0.595	0.600	0.062968	-6.095	-0.580	0.055	-6.150	-5.730	-0.280	0.014	-5.743				
0.510	0.600	0.066977	-6.045	-0.617	0.062	-6.107	-5.682	-0.298	0.016	-5.698				
0.425	0.600	0.066652	-5.995	-0.614	0.062	-6.057	-5.635	-0.296	0.016	-5.651				
0.340	0.600	0.061991	-5.944	-0.571	0.054	-5.999	-5.588	-0.275	0.014	-5.601				
0.255	0.600	0.052996	-5.894	-0.488	0.040	-5.934	-5.541	-0.235	0.010	-5.551				
0.170	0.600	0.039666	-5.844	-0.365	0.023	-5.867	-5.493	-0.176	0.006	-5.499				
0.085	0.600	0.022000	-5.794	-0.203	0.007	-5.801	-5.446	-0.098	0.002	-5.448				
0.000	0.600	0.000000	-5.743	0.000	-	-	-5.399	0.000	-	-				
Průřez	spřažený	Zatížení [kN, kNm]												
A	1.028 m ²	Etapa provádění	ΔN	ΔM	ΔQ									
I _y	0.086906 m ⁴	Ostatní stálé	6.8	1.2	127.3									
z _i	0.651 m	Uvedení do provozu	-518.8	138.7	467.5	Stálé + Smrštění + Proměnné								
h	1.020 m	Konec životnosti	-106.1	209.4	503.0	Stálé + Smrštění + Proměnné								
		Ostatní stálé				Uvedení do provozu				Konec životnosti				
z	b	S	σ _n	τ	σ ₁	σ ₃	σ _n	τ	σ ₁	σ ₃	σ _n	τ	σ ₁	σ ₃
[m]	[m]	[m ³]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
1.020	1.900	0.000000	0.002	0.000	-	-	0.174	0.000	-	-	0.275	0.000	-	-
0.800	1.900	0.108173	0.005	0.083	0.086	-0.081	0.528	0.390	0.735	-0.207	0.808	0.413	0.982	-0.174
0.800	1.900	0.108173	-5.839	0.083	0.001	-5.840	-6.581	0.390	0.023	-6.604	-6.301	0.413	0.027	-6.327
0.720	1.900	0.124709	-5.793	0.035	0.000	-5.794	-6.408	0.388	0.023	-6.431	-6.062	0.415	0.028	-6.091
0.680	0.600	0.126975	-5.771	0.067	0.001	-5.771	-6.321	1.206	0.222	-6.543	-5.943	1.292	0.269	-6.212
0.595	0.600	0.126275	-5.722	0.029	0.000	-5.722	-6.137	1.161	0.212	-6.349	-5.690	1.247	0.261	-5.951
0.510	0.600	0.121241	-5.674	-0.001	0.000	-5.674	-5.953	1.085	0.192	-6.145	-5.437	1.168	0.240	-5.677
0.425	0.600	0.111872	-5.625	-0.023	0.000	-5.626	-5.769	0.980	0.162	-5.931	-5.183	1.056	0.207	-5.390
0.340	0.600	0.098167	-5.577	-0.036	0.000	-5.577	-5.585	0.844	0.125	-5.710	-4.930	0.911	0.163	-5.093
0.255	0.600	0.080128	-5.529	-0.040	0.000	-5.529	-5.401	0.679	0.084	-5.485	-4.677	0.733	0.112	-4.789
0.170	0.600	0.057754	-5.480	-0.035	0.000	-5.481	-5.217	0.483	0.044	-5.261	-4.424	0.522	0.061	-4.485
0.085	0.600	0.031044	-5.432	-0.022	0.000	-5.432	-5.033	0.256	0.013	-5.046	-4.171	0.278	0.018	-4.189
0.000	0.600	0.000000	-5.384	0.000	-	-	-4.849	0.000	-	-	-3.918	0.000	-	-

Tab. 20 – Výpočet hlavních napětí v podporovém průřezu

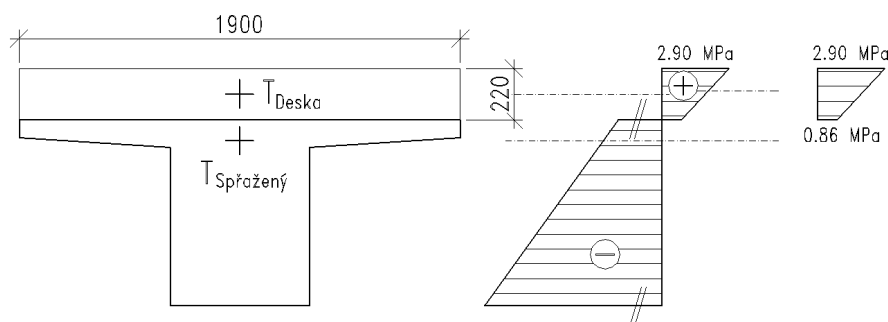
Vzhledem k tomu, že maximální dosažené hodnoty hlavních tahových napětí σ_1 v betonu nosníku, resp. v jeho stěně, jsou menší než výše stanovená hodnota $f_{ctb,min}$, navrhne se z hlediska smykového namáhání v mezním stavu použitelnosti pouze konstrukční betonářská výztuž předpjatého prvku (viz 7.3.2(102) ČSN EN 1992-2).

Hlavní napětí v desce mostovky se z hlediska smykových trhlin neposuzují, protože se jedná o železobeton a předpokládá se, že vzniklá smyková namáhání budou zachycena výztuží.

8.3 Minimální průřezová plocha výztuže z hlediska MSP

Minimální průřezová plocha betonářské výztuže se navrhne podle článku 7.3.2(102) ČSN EN 1992-2. Navržená výztuž slouží pro omezení trhlin v průřezu vyvolaných nesilovým zatížením. Pro složený T-průřez se minimální nutná plocha betonářské výztuže stanoví pro každou část průřezu (stojina a horní deska) samostatně.

Protože tahová napětí v předpjaté části průřezu (nosník SMP-T) jsou při charakteristické kombinaci zatížení vždy menší než hodnoty $\sigma_{ct,p} = \sigma_{c,max} = f_{ctm}$ a při jejich stanovení byl vliv smršťování betonu uvažován (viz poznámku k 7.3.2(4) ČSN EN 1992-1-1), není minimální výztuž pro omezení trhlin v předpjatém nosníku z hlediska MSP nutná.



Obr. 31 – Rozdělení průřezu na části a výsledné rozdělení napětí pro stanovení minimální výztuže desky

Minimální výztuž pro omezení trhlin ve spřažené desce průřezu se stanoví z rozložení napětí při působení momentu M , při kterém je v čase vzniku prvních trhlin (pro trhliny od smršťování betonu cca 3 dny po betonáži desky) dosaženo v krajních vláknech tahové pevnosti betonu. Hodnota tahové pevnosti betonu v okamžiku vzniku trhliny se pro beton C30/37 uvažuje jako $f_{ct,eff} = \max(f_{ctm}, 2,9 \text{ MPa})$ - viz 7.3.2(105) ČSN EN 1992-2. Minimální plocha výztuže v desce T-průřezu se potom stanoví z výrazu (viz (7.1) ČSN EN 1992-2) :

$$A_{s,min} = \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}}{\sigma_s}$$

kde $k = 1,0$ (deska má tloušťku 220 mm)

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} = 0,9 \cdot \frac{\frac{1}{2} \cdot (2,9 + 0,86) \cdot 0,22 \cdot 1,9}{0,22 \cdot 1,9 \cdot 2,9} = 0,387 < 0,5 \Rightarrow 0,5$$

$$A_{ct} = 0,22 \cdot 1,9 = 0,418 \text{ m}^2 \text{ (celá část průřezu je tažena)}$$

$\sigma_s = 280 \text{ MPa}$ (předpokládá se výztuž $\text{Ø}12$ po 150 mm – viz tabulky 7.2N a 7.3N ČSN EN 1992-1-1 a maximální šířka trhliny 0,3 mm – ŽB prvek podle tabulky 7.101N ČSN EN 1992-2).

$$A_{s,min} = \frac{0,500 \cdot 1,0 \cdot 2,9 \cdot 0,418}{280} = 2164 \text{ mm}^2$$

Použije se výztuž B500B, u každého povrchu desky bude $6\text{Ø}12/\text{m}$ (celkem 2488 mm^2)



9 MEZNÍ STAVY ÚNOSNOSTI

9.1 Vnitřní síly od zatížení

V mezním stavu únosnosti se vnitřní síly v jednotlivých posuzovaných průřezech získají kombinací charakteristických účinků zatížení v těchto řezech podle vztahů (6.10a) a (6.10b) ČSN EN 1990, Přílohy A2. Hodnoty součinitelů zatížení γ , redukčního součinitele ξ a součinitelů kombinace ψ se stanoví podle poznámek k jednotlivým vztahům a podle typu proměnného zatížení. Pro tento příklad jsou uvedeny v Tab. 21.

Součinitele zatížení	Předpětí	$\gamma_p = 1,0$	
	Stálá zatížení	$\gamma_{G,sup} = 1,35$	$\gamma_{G,inf} = 1,0$
	Zatížení silniční dopravou	$\gamma_{Q,sup} = 1,35$	$\gamma_{Q,inf} = 0,0$
	Ostatní proměnná zatížení	$\gamma_{Q,sup} = 1,50$	$\gamma_{Q,inf} = 0,0$
Redukční součinitel pro stálé zatížení		$\xi = 0,85$	
Součinitel kombinace pro proměnná zatížení	LM1 – osamělé síly	$\psi = 0,75$	
	LM1 – rovnoměrné zatížení	$\psi = 0,40$	
	Zatížení chodníků		

Tab. 21 – Součinitele zatížení, redukční součinitel a součinitele kombinace

Při kombinacích zatížení LM1, tj. sestavy zatížení gr1a je třeba uvážit různé hodnoty součinitelů ψ pro zatížení dvounápravou/mi a spojitého zatížení. Pro zatížení předpětím je třeba uvážit jeho časovou proměnnost, která se do výpočtu zahrne v jednotlivých posuzovaných časech t_i obdobně jako v MSP, tj. změnou působící předpínací síly a příčných účinků předpětí. Zatížení rozdílným smrštěním desky mostovky a nosníku se při výpočtu mezní únosnosti neuvažuje.

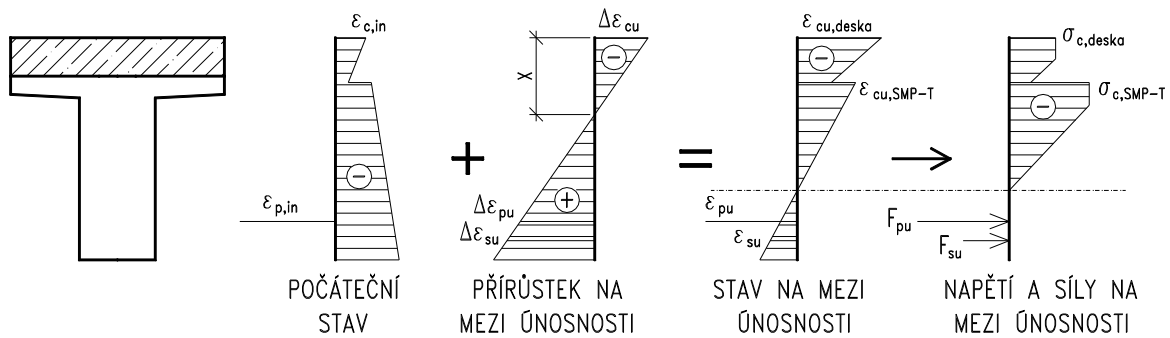
Vyčíslení kombinací zatížení je uvedeno u příslušných posudků.

9.2 Ohyb s normálovou silou

9.2.1 Všeobecně

Mezní stav únosnosti se v rozhodujících průřezech ověří ve všech rozhodujících etapách výstavby, resp. provozu. Z hlediska návrhu a ověření únosnosti mostu je třeba ověřit mezní stav únosnosti v době uvedení do provozu a na konci životnosti, kdy je konstrukce vystavena extrémním účinkům stálých zatížení v kombinaci se zatížením dopravou. Posouzení konstrukce je s ohledem na omezení počtu výpočtů provedeno v průřezu s maximálním ohybovým momentem (střed rozpětí konstrukce).

Moment únosnosti průřezu se stanoví podle teorie mezních přetvoření se zahrnutím rozdílných vlastností jednotlivých betonů a počáteční napjatosti plynoucí z postupné výstavby konstrukce. Návrhové pracovní diagramy jednotlivých materiálů se uvažují podle ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2. Při výpočtu momentu únosnosti je nutné respektovat počáteční přetvoření průřezu a jeho jednotlivých materiálů v příslušných etapách (časech) posouzení vzniklá jako důsledek postupu výstavby a časově závislého chování betonu, resp. ztrát předpětí.



Obr. 32 – Princip výpočtu mezní pohybové odolnosti průřezu při působení M+N

Pro stanovení momentu únosnosti se použije následující metodika (viz Obr. 32). Jako základní stav průřezu se uvažuje přetvoření průřezu v čase t stanovené výpočtem na základě MSP (s charakteristickými hodnotami stálého zatížení a zatížení předpětím). Dále se stanoví přírůstek deformace $\Delta\varepsilon_u$ v rozhodujících vláknech (zpravidla v předpínací výztuži), ve kterých dojde k porušení. Mezní hodnoty přetvoření jednotlivých materiálů jsou uvedeny v Tab. 22. Návrhové pracovní diagramy jednotlivých použitých materiálů jsou uvedeny na Obr. 33.

Poloha neutrálné osy se stanoví iterací ze silové podmínky rovnováhy v průřezu, a to na základě návrhových pracovních diagramů jednotlivých materiálů a celkových přetvoření v průřezu na mezi únosnosti. Z průběhu celkových napětí v jednotlivých materiálech průřezu na mezi únosnosti a z polohy neutrálné osy se nakonec stanoví moment únosnosti M_{Rd} . Při stanovení polohy výšky tlacené oblasti x (viz Obr. 32) se vychází z podmínky rovnováhy na průřezu, když pro napětí a síly na mezi únosnosti musí platit:

$$\Sigma N = 0 \quad \Rightarrow \quad \int \sigma_c dA = \sum F_{pu} + \sum F_{su}$$

Moment na mezi únosnosti se stanoví ze vztahu:

$$M_{Rd} = \int \sigma_c \cdot z_c dA + \sum F_{pu,i} \cdot z_{p,i} + \sum F_{su} \cdot z_{s,i}$$

kde z_c , z_p , z_s jsou vzdálenosti příslušné části průřezu od neutrálné osy.

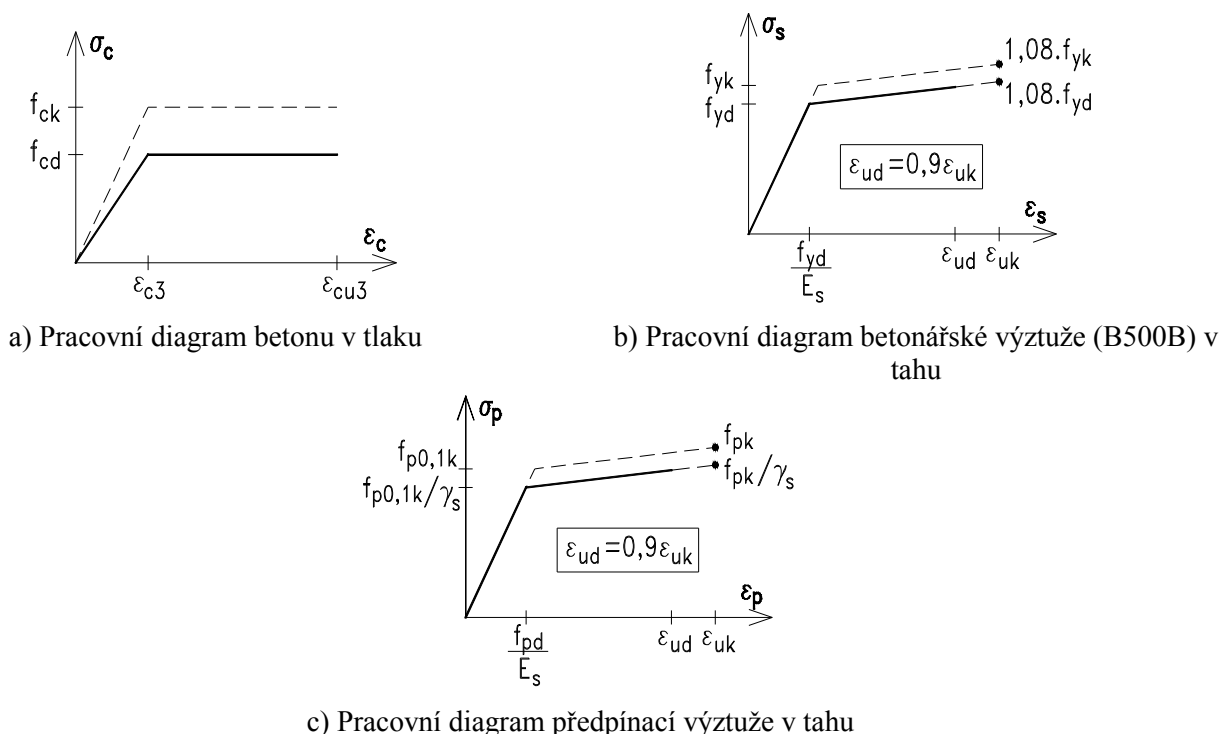
Při stanovení počátečního přetvoření v betonu se vyjde z průběhu napětí stanoveného v mezním stavu použitelnosti (viz např. Tab. 18). Toto napětí se vydělí modulem pružnosti betonu v MSÚ (viz Obr. 33a) a získají se tak přetvoření betonu v příslušném čase. Při reálném výpočtu je nutno zohlednit ještě vliv spolupůsobení jednotlivých částí průřezu, konkrétně omezení dotvarování nosníku vlivem tuhosti spřažené desky. Vyčíslení tohoto účinku je provedeno v 9.2.3 a v rámci zjednodušení výpočtu tohoto příkladu je při zpracování volitelné.

Počáteční napětí (síla) v předpínací výztuži se stanoví jako suma účinků předpětí (napětí nebo sil) v příslušných časech podle hodnot uvedených v kapitole 7 nebo v Tab. 18 a Tab. 19.

Při praktickém výpočtu lze vycházet z podmínky, že rozhoduje předpínací výztuž (průřez se poruší přetržením předpínací výztuže). Potom lze v místě působení předpínací výztuže zavést přírůstek přetvoření $\Delta\varepsilon_{pu}$, který je nutný k přetržení předpínací výztuže. Z tohoto přetvoření se poté vychází pro stanovení polohy neutrálné osy a průběhu přetvoření průřezu na mezi únosnosti. Pakliže součet vypočtených přetvoření betonu na mezi únosnosti a přetvoření v počátečním stavu (pro zatížení stálá a předpětí) nepřekročí maximální hodnotu přetvoření betonu ε_{ud} , stanoví se z polohy neutrálné osy, výslednice napětí v betonu a celkové síly F_p moment M_{Rd} na mezi únosnosti. Pokud uvedená podmínka splněna není, rozhoduje porušení betonu v tlaku a hodnoty přetvoření v místě předpínací výztuže je nutno snížit.

Beton (bilineární rozdělení napětí)		
Pevnostní třída	C30/37	C45/55
ε_{c3} [‰]	1,75	1,75
ε_{cu3} [‰]	3,50	3,50
f_{ck} [MPa]	30,0	45,0
Betonářská a předpínací výztuž		
Druh výztuže	B500B	Y1860 0,6“S
f_{yk} / f_{pk} [MPa]	500,0	1860,0
ε_{uk} [‰]	50,0	20,0/0,9 = 22,2
E_s [GPa]	200,0	195,0

Tab. 22 – Základní charakteristiky použitých materiálů na mezi únosnosti



Obr. 33 – Charakteristické (čárkovaně) a návrhové (plně) diagramy materiálů

Při posouzení průřezu se moment únosnosti M_{Rd} porovnává s návrhovou hodnotou získanou kombinací zatížení podle vztahů (6.10a) a (6.10b) ČSN EN 1990, Přílohy A2.

9.2.2 Návrhové síly pro posouzení ohybové únosnosti

Návrhové síly pro posouzení ohybové únosnosti průřezu se stanoví v souladu s předchozími výpočty, návrhové účinky zatížení a předpětí jsou uvedeny v Tab. 23 a Tab. 24. Vyčíslení návrhových hodnot podle vztahů (6.10a) a (6.10b) ČSN EN 1990, Přílohy A2 je pro průřez ve středu rozpětí a jednotlivé časy posouzení provedeno v Tab. 25.



Účinky předpětí (přírůstky + ztráty)				
Fáze výstavby	Čas	N	M	V
	[dny]	[kN]	[kNm]	[kN]
Předpětí nosníku	30	-3990.1	-1332.2	18.1
Betonáž desky	60	243.0	81.1	-1.1
Ostatní stálé zatížení	90	7.5	3.8	0.0
Uvedení do provozu	120	11.2	5.8	-0.1
Konec životnosti	36500	466.3	238.4	-2.1

Tab. 23 – Účinky předpětí v jednotlivých fázích výstavby a provozu

Účinky zatížení dopravou			
Zatížení	Čas	M	N
	[dny]	[kNm]	[kN]
Vlastní tíha nosníku	30	398.0	0.0
Vlastní tíha desky	60	336.0	0.0
Ostatní stálé	90	366.0	0.0
Doprava - síly	120	1020.0	0.0
Doprava - rovnoměrné	120	370.0	0.0

Tab. 24 – Účinky zatížení v jednotlivých fázích výstavby a provozu

		Střed rozpětí			
		Předpětí	Stálé	LM1 - Síly	LM1 - rovn.
Součinitel zatížení	γ_F	1.00	1.35	1.35	1.35
Součinitel kombinace	ψ_0	-	-	0.75	0.40
Redukční součinitel	ξ_g	-	0.85	-	-
Uvedení do provozu					
Zatížení	M_F	-1241.5	1100.0	1020.0	370.0
Kombinace	6.10a	-1241.5	1485.0	1032.8	199.80
	6.10b	-1241.5	1262.3	1377.0	499.50
Návrhový moment	M_{Ed}	1897.2			
Konec životnosti					
Zatížení	M_F	-1003.1	1100.0	1020.0	370.0
Kombinace	6.10a	-1003.1	1485.0	1032.8	199.80
	6.10b	-1003.1	1262.3	1377.0	499.50
Návrhový moment	M_{Ed}	2135.6			

Tab. 25 – Stanovení návrhových momentů M_{Ed} v posuzovaných průřezích [kNm]

9.2.3 Počáteční přetvoření průřezu a stanovení mezní odolnosti průřezu

Počáteční přetvoření průřezu se stanoví z průběhu napětí v MSP (viz výše). Pro stanovení počátečních přetvoření se použijí moduly pružnosti stanovené z pracovních diagramů materiálů (viz Obr. 33 a Tab. 22). Stanovení počátečních deformací, definice vlastností a geometrie průřezu ve středu rozpětí, iterace polohy neutrálné osy a stanovení ohybové odolnosti průřezu je uvedeno v následující tabulce (Tab. 26).



Materiály a geometrie průřezu

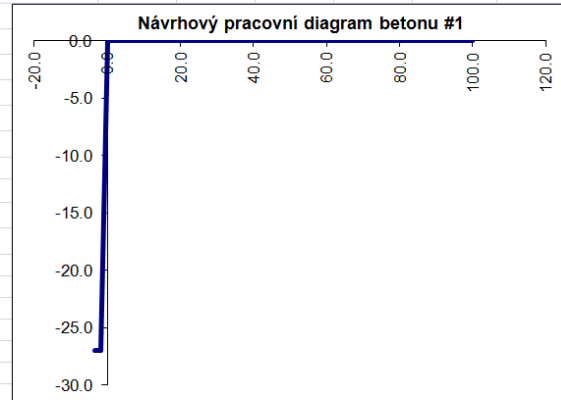
Beton průřezu #1

Charakteristiky materiálu

Tlak			Tah		
f_{ck}	45.0	MPa	f_{ctk}	0.0	MPa
γ_c	1.5	-	γ_c	1.5	-
α_{occ}	0.9	-	α_{ct}	1.00	-
f_{cd}	27.0	MPa	f_{ctd}	0.0	MPa
$\epsilon_{cc,pl}$	-1.75	$\cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{ct,pl}$	0.000	$\cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{cc,u}$	-3.50	$\cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{ct,u}$	100.000	$\cdot 10^{-3}$

Geometrie průřezu a počáteční deformace

z	b	$\sigma_{Poč}$	$\epsilon_{Poč,celk}$	$E_{Poč,MSU}$	$\epsilon_{Poč,zat}$	$\epsilon_{Poč,C+S}$
[m]	[m]	[MPa]	[$\cdot 10^{-3}$]	[MPa]	[$\cdot 10^{-3}$]	[$\cdot 10^{-3}$]
0.000	0.600	-9.75	-0.632	15428.6	-0.632	0.000
0.680	0.600	-3.44	-0.223	15428.6	-0.223	0.000
0.720	1.900	-3.07	-0.199	15428.6	-0.199	0.000
0.800	1.900	-2.33	-0.151	15428.6	-0.151	0.000
0.800	1.900	-2.33	-0.151	15428.6	-0.151	0.000
0.800	1.900	-2.33	-0.151	15428.6	-0.151	0.000
0.800	1.900	-2.33	-0.151	15428.6	-0.151	0.000



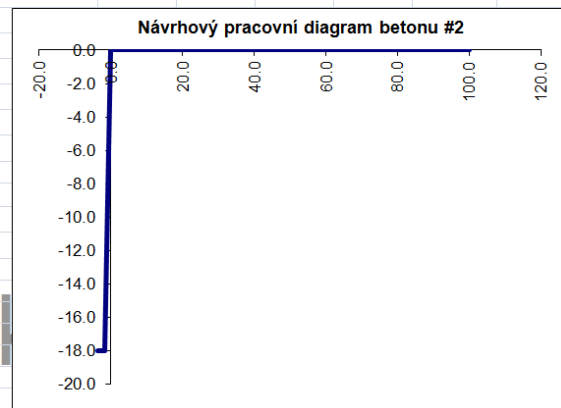
Beton průřezu #2

Charakteristiky materiálu

Tlak			Tah		
f_{ck}	30.0	MPa	f_{ctk}	0.0	MPa
γ_c	1.5	-	γ_c	1.5	-
α_{occ}	0.9	-	α_{ct}	1.00	-
f_{cd}	18.0	MPa	f_{ctd}	0.0	MPa
$\epsilon_{cc,pl}$	-1.75	$\cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{ct,pl}$	0.000	$\cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{cc,u}$	-3.50	$\cdot 10^{-3}$	$\epsilon_{ct,u}$	100.000	$\cdot 10^{-3}$

Geometrie průřezu a počáteční deformace

z	b	$\sigma_{Poč}$	$\epsilon_{Poč,celk}$	$E_{Poč,MSU}$	$\epsilon_{Poč,zat}$	$\epsilon_{Poč,C+S}$
[m]	[m]	[MPa]	[$\cdot 10^{-3}$]	[MPa]	[$\cdot 10^{-3}$]	[$\cdot 10^{-3}$]
0.800	1.900	-0.62	-0.060	10285.7	-0.060	0.000
1.020	1.900	-1.58	-0.154	10285.7	-0.154	0.000
1.020	1.900	-1.58	-0.154	10285.7	-0.154	0.000
1.020	1.900	-1.58	-0.154	10285.7	-0.154	0.000
1.020	1.900	-1.58	-0.154	10285.7	-0.154	0.000
1.020	1.900	-1.58	-0.154	10285.7	-0.154	0.000
1.020	1.900	-1.58	-0.154	10285.7	-0.154	0.000



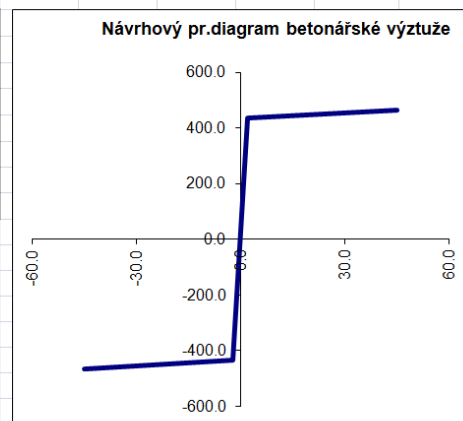
Betonářská výztuž

Charakteristiky materiálu

$f_{yk,c}$	-500.0	MPa
$f_{yk,t}$	500.0	MPa
γ_c	1.15	-
$f_{yd,c}$	-434.8	MPa
$f_{yd,t}$	434.8	MPa
E_s	200.0	GPa
$\epsilon_{uk,c}$	-50.0	$\cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{uk,t}$	50.0	$\cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{ud,c}/\epsilon_{uk,c}$	0.9	-
$\epsilon_{ud,t}/\epsilon_{uk,t}$	0.9	-
$k = f_{cd}/f_{yk,c}$	1.08	-
$k = f_{td}/f_{yk,t}$	1.08	-
$\epsilon_{ud,c}$	-45.0	$\cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{ud,t}$	45.0	$\cdot 10^{-3}$
$\sigma_{ud,c}$	-465.9	MPa
$\sigma_{ud,t}$	465.9	MPa

Geometrie výztuže a počáteční deformace

Profil	z	k_s	A_s	$\epsilon_{Poč,zat}$
[mm]	[m]	[-]	[mm ²]	[$\cdot 10^{-3}$]
36	0.065	0	0.0	0.000
36	0.135	0	0.0	0.000
36	0.665	0	0.0	0.000
36	0.735	0	0.0	0.000
10	0.825	0	0.0	0.000
10	0.995	0	0.0	0.000



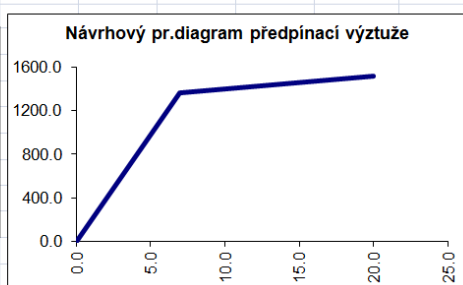
Předpínací výztuž

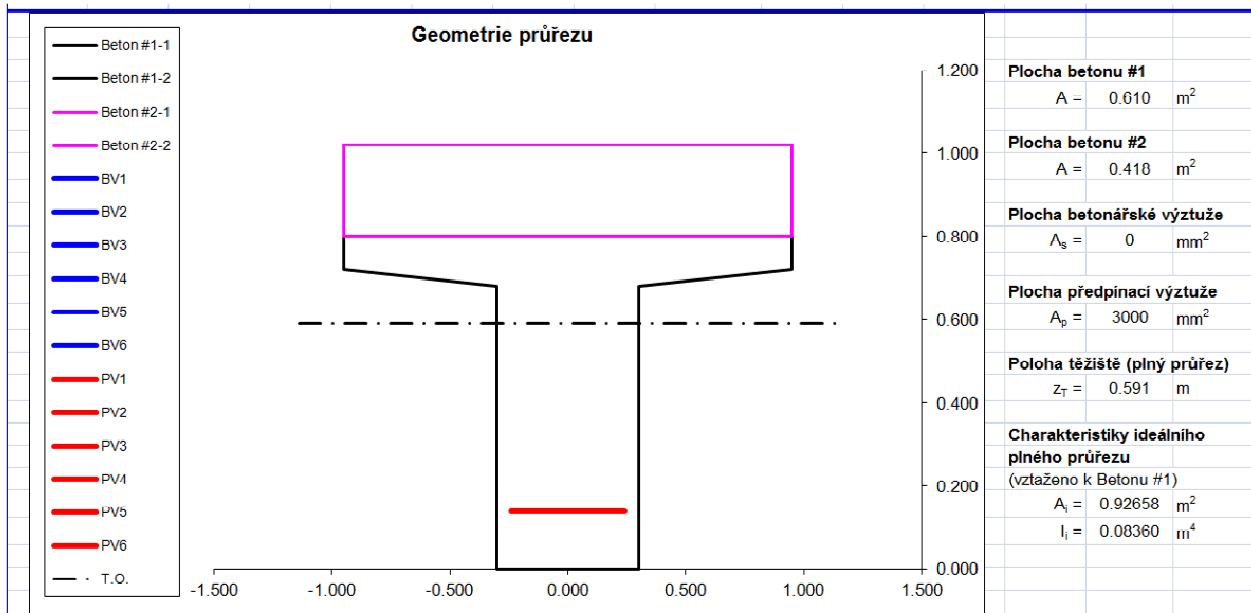
Charakteristiky materiálu

f_{pk}	1770.0	MPa
$f_{p0,tk}$	1565.0	MPa
γ_s	1.15	-
E_p	195.0	GPa
f_{pd}	1539.1	MPa
$f_{p0,td}$	1360.9	MPa
ϵ_{ud}	20.0	$\cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk}$	0.9	-
ϵ_{uk}	22.2	$\cdot 10^{-3}$
$\sigma_{ud,c}$	1513.1	MPa

Geometrie výztuže a počáteční deformace

Řada	z	A_p	$\sigma_{Poč}$	$\epsilon_{Poč}$
	[m]	[mm ²]	[MPa]	[$\cdot 10^{-3}$]
1	0.14	3000	1241	6.364
2	0.81	0	0	0.000
3	1.905	0	0	0.000
4	1.95	0	0	0.000
5	2.08	0	0	0.000
6	1.288	0	0	0.000





Zadání přetvoření průřezu a polohy neutrálné osy

Poloha horních vláken průřezu (souřadnice z)	z _{max} = 1.020 m
Poloha spodních vláken průřezu (souřadnice z)	z _{min} = 0.000 m
Poloha rozhodujících vláken v průřezu (souřadnice z)	z _{Rozh} = 1.020 m
Přírůstek přetvoření v rozhodujících vláknech na mezi únosnosti	Δε _{Rozh} = -3.34 · 10 ⁻³
Poloha neutrálné osy v průřezu (souřadnice z) při působení Δε _{Rozh}	z _{N.O.} = 0.847 m

Přetvoření průřezu a síly na mezi únosnosti

Beton #1

ε _{c,max}	15.70 [·10 ⁻³]
ε _{c,min}	0.75 [·10 ⁻³]
F _{c,t}	0.0 kN
F _{c,c}	0.0 kN
e _{c,t}	- m
e _{c,c}	- m
M _{c,t}	0.0 kNm
M _{c,c}	0.0 kNm

F _{cu,celk}	0.0 kN
e _{cu}	- m
M _{cu}	0.0 kNm

Beton #2

ε _{c,max}	0.04 [·10 ⁻³]
ε _{c,min}	-3.49 [·10 ⁻³]
F _{c,t}	0.0 kN
F _{c,c}	-4544.1 kN
e _{c,t}	- m
e _{c,c}	-0.104 m
M _{c,t}	0.0 kNm
M _{c,c}	473.9 kNm

F _{cu,celk}	-4544.1 kN
e _{cu}	-0.104 m
M _{cu}	473.9 kNm

Betonářská výztuž

Řada	e _s [m]	ε _{s,celk} [·10 ⁻³]	σ _s [MPa]	F _s [kN]
1	0.782	15.08	444.17	0.0
2	0.712	13.73	443.18	0.0
3	0.182	3.51	435.75	0.0
4	0.112	2.16	431.19	0.0
5	0.022	0.42	84.08	0.0
6	-0.148	-2.86	-435.28	0.0

F _{su,celk}	0.0 kN
e _{su}	- m
M _{su}	0.0 kNm

Předpínací výztuž

Řada	e _p [m]	ε _{p,celk} [·10 ⁻³]	σ _p [MPa]	F _p [kN]
1	0.707	19.99	1513.07	4.5
2	0.037	0.71	138.38	0.0
6	-0.441	-8.51	0.00	0.0

F _{pu,celk}	4539.2 kN
e _{pu}	0.707 m
M _{pu}	3208.3 kNm

Kontrola rovnováhy a stanovení momentu únosnosti M_{Rd}

Součet normálových sil v průřezu

$$\Sigma F_{out} = 0.0 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_{in} + \Sigma F_{out} = -4.9 \text{ kN}$$

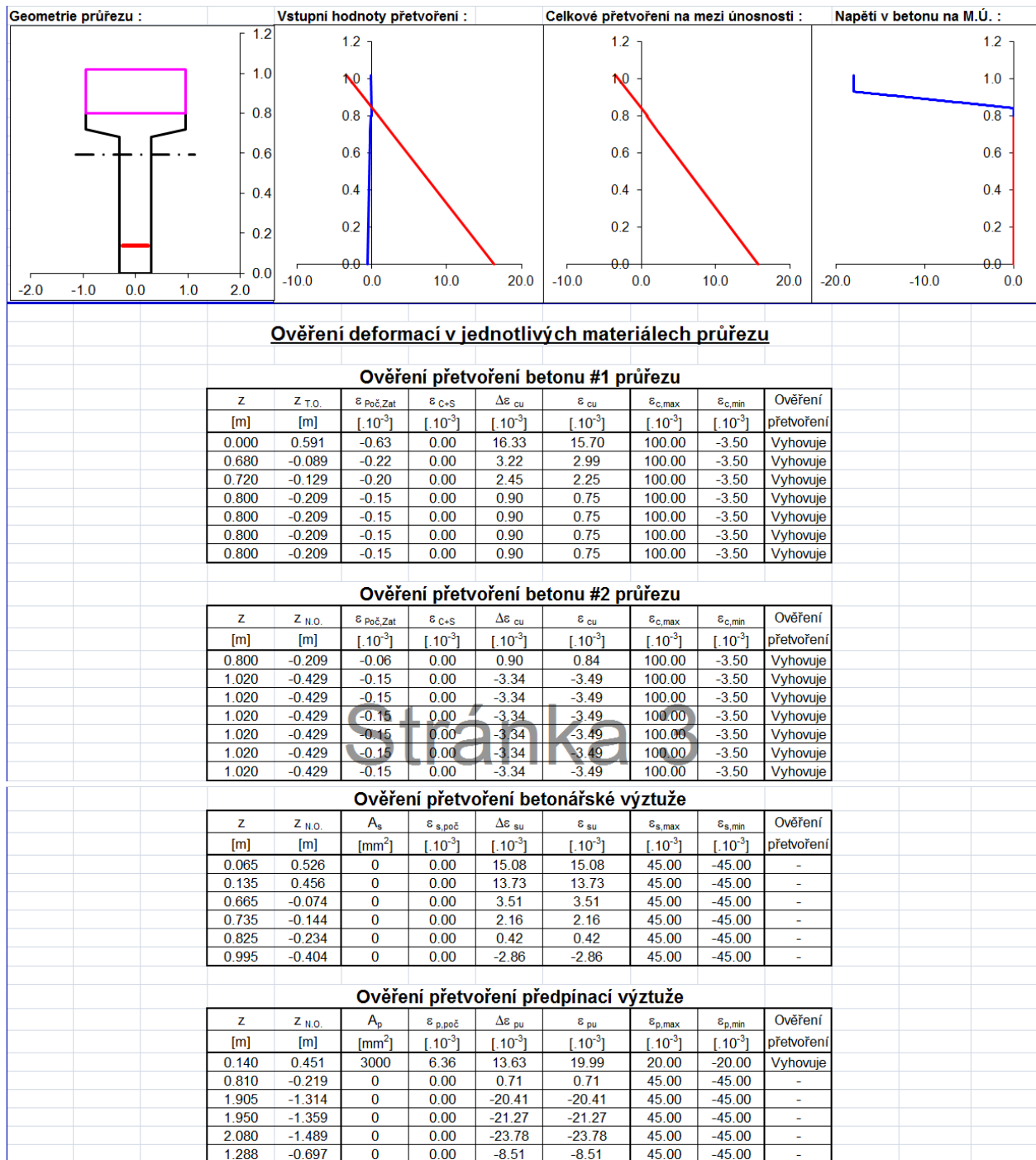
Součet momentů v průřezu

$$M_u = 3682.2 \text{ kNm}$$

Rameno vnitřních sil

$$z = 0.810 \text{ m}$$

Pozn. : Součet vnitřních a vnějších sil v průřezu musí být vždy roven 0. Pro soudržné předpětí je nutné zadat odpovídající počáteční napětí v betonu tak, aby platilo F_{c,in} = -F_{p,in}! Pro nesoudržné předpětí tento postup není možné použít!



Tab. 26 – Stanovení momentu odolnosti M_{Rd} ve středu rozpětí v čase uvedení do provozu

$$\underline{M_{Rd,Uv.Pr.} = 3,682 \text{ MNm} > M_{Ed,Uv.Pr.} = 1897,2 \text{ kNm} \quad \text{Vyhovuje}$$

Pro posouzení na konci životnosti se postupuje stejně, pouze se dosadí upravené hodnoty napětí v betonu a předpínací výztuži zohledňující ztráty předpětí. Výpočet je uspořádán v Tab. 27, přičemž jsou dokumentovány pouze rozdílné části oproti Tab. 26.



Materiály a geometrie průřezu

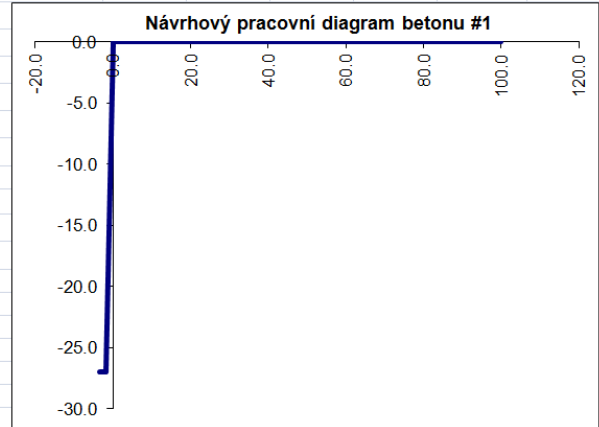
Beton průřezu #1

Charakteristiky materiálů

Tlak			Tah		
f_{ctk}	45.0	MPa	f_{ctk}	0.0	MPa
γ_c	1.5	-	γ_c	1.5	-
α_{cc}	0.9	-	α_{ct}	1.00	-
f_{cd}	27.0	MPa	f_{ctd}	0.0	MPa
$\varepsilon_{cc,pl}$	-1.75	$\cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{ct,pl}$	0.000	$\cdot 10^{-3}$
$\varepsilon_{cc,u}$	-3.50	$\cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{ct,u}$	100.000	$\cdot 10^{-3}$

Geometrie průřezu a počáteční deformace

z	b	$\sigma_{Po\check{e}}$	$\varepsilon_{Po\check{e},celk}$	$E_{Po\check{e},MSU}$	$\varepsilon_{Po\check{e},zat}$	$\varepsilon_{Po\check{e},C+S}$
[m]	[m]	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$	$[\cdot 10^{-3}]$
0.000	0.600	-7.57	-0.491	15428.6	-0.491	0.000
0.680	0.600	-3.08	-0.200	15428.6	-0.200	0.000
0.720	1.900	-2.82	-0.183	15428.6	-0.183	0.000
0.800	1.900	-2.29	-0.148	15428.6	-0.148	0.000
0.800	1.900	-2.29	-0.148	15428.6	-0.148	0.000
0.800	1.900	-2.29	-0.148	15428.6	-0.148	0.000
0.800	1.900	-2.29	-0.148	15428.6	-0.148	0.000
0.800	1.900	-2.29	-0.148	15428.6	-0.148	0.000



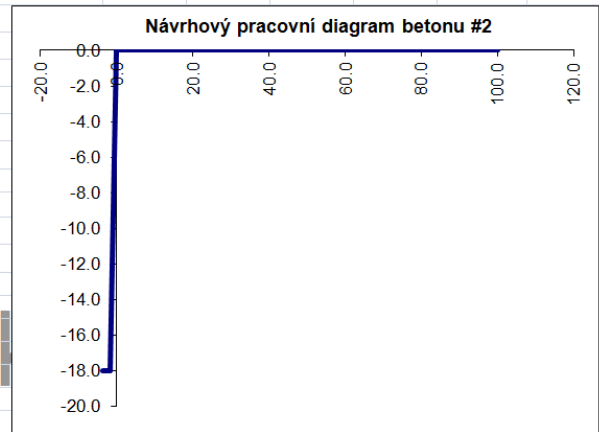
Beton průřezu #2

Charakteristiky materiálů

Tlak			Tah		
f_{ctk}	30.0	MPa	f_{ctk}	0.0	MPa
γ_c	1.5	-	γ_c	1.5	-
α_{cc}	0.9	-	α_{ct}	1.00	-
f_{cd}	18.0	MPa	f_{ctd}	0.0	MPa
$\varepsilon_{cc,pl}$	-1.75	$\cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{ct,pl}$	0.000	$\cdot 10^{-3}$
$\varepsilon_{cc,u}$	-3.50	$\cdot 10^{-3}$	$\varepsilon_{ct,u}$	100.000	$\cdot 10^{-3}$

Geometrie průřezu a počáteční deformace

z	b	$\sigma_{Po\check{e}}$	$\varepsilon_{Po\check{e},celk}$	$E_{Po\check{e},MSU}$	$\varepsilon_{Po\check{e},zat}$	$\varepsilon_{Po\check{e},C+S}$
[m]	[m]	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$	$[\cdot 10^{-3}]$
0.800	1.900	-0.58	-0.056	10285.7	-0.056	0.000
1.020	1.900	-2.12	-0.206	10285.7	-0.206	0.000
1.020	1.900	-2.12	-0.206	10285.7	-0.206	0.000
1.020	1.900	-2.12	-0.206	10285.7	-0.206	0.000
1.020	1.900	-2.12	-0.206	10285.7	-0.206	0.000
1.020	1.900	-2.12	-0.206	10285.7	-0.206	0.000
1.020	1.900	-2.12	-0.206	10285.7	-0.206	0.000
1.020	1.900	-2.12	-0.206	10285.7	-0.206	0.000



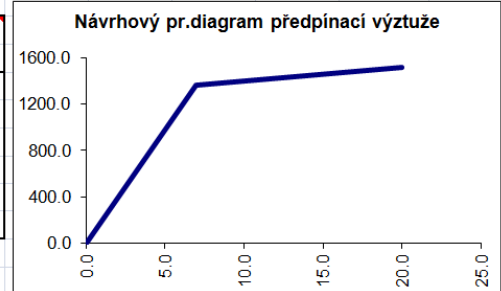
Předpínací výztuž

Charakteristiky materiálů

f_{pk}	1770.0	MPa
$f_{p0.1k}$	1565.0	MPa
γ_s	1.15	-
E_p	195.0	GPa
f_{pd}	1539.1	MPa
$f_{p0.1d}$	1360.9	MPa
ε_{ud}	20.0	$\cdot 10^{-3}$
$\varepsilon_{ud}/\varepsilon_{uk}$	0.9	-
ε_{uk}	22.2	$\cdot 10^{-3}$
$\sigma_{ud,c}$	1513.1	MPa

Geometrie výztuže a počáteční deformace

Řada	z	A_p	$\sigma_{Po\check{e}}$	$\varepsilon_{Po\check{e}}$
	[m]	$[\text{mm}^2]$	[MPa]	$[\cdot 10^{-3}]$
1	0.14	3000	1091	5.593
2	0.81	0	0	0.000
3	1.905	0	0	0.000
4	1.95	0	0	0.000
5	2.08	0	0	0.000
6	1.288	0	0	0.000



Zadání přetvoření průřezu a polohy neutrálné osy

Poloha horních vláken průřezu (souřadnice z)	$z_{\max} = 1.020$ m
Poloha spodních vláken průřezu (souřadnice z)	$z_{\min} = 0.000$ m
Poloha rozhodujících vláken v průřezu (souřadnice z)	$z_{\text{Rozh}} = 1.020$ m
Přírůstek přetvoření v rozhodujících vláknech na mezi únosnosti	$\Delta \varepsilon_{\text{Rozh}} = -3.29 \cdot 10^{-3}$
Poloha neutrálné osy v průřezu (souřadnice z) při působení $\Delta \varepsilon_{\text{Rozh}}$	$z_{\text{N.O.}} = 0.849$ m

Přetvoření průřezu a síly na mezi únosnosti

Beton #1

$\varepsilon_{c,\max} = 15.80$ [10^{-3}]
$\varepsilon_{c,\min} = 0.78$ [10^{-3}]
$F_{c,t} = 0.0$ kN
$F_{c,c} = 0.0$ kN
$e_{c,t} = -$ m
$e_{c,c} = -$ m
$M_{c,t} = 0.0$ kNm
$M_{c,c} = 0.0$ kNm

$F_{cu,\text{celk}} = 0.0$ kN
$e_{cu} = -$ m
$M_{cu} = 0.0$ kNm

Beton #2

$\varepsilon_{c,\max} = 0.88$ [10^{-3}]
$\varepsilon_{c,\min} = -3.50$ [10^{-3}]
$F_{c,t} = 0.0$ kN
$F_{c,c} = -4510.2$ kN
$e_{c,t} = -$ m
$e_{c,c} = -0.103$ m
$M_{c,t} = 0.0$ kNm
$M_{c,c} = 464.6$ kNm

$F_{cu,\text{celk}} = -4510.2$ kN
$e_{cu} = -0.103$ m
$M_{cu} = 464.6$ kNm

Betonářská výztuž

Řada	e_s [m]	$\varepsilon_{s,\text{celk}}$ [10^{-3}]	σ_s [MPa]	F_s [kN]
1	0.784	15.04	444.14	0.0
2	0.714	13.70	443.16	0.0
3	0.184	3.52	435.76	0.0
4	0.114	2.18	434.79	0.0
5	0.024	0.45	90.60	0.0
6	-0.146	-2.81	-435.25	0.0

$F_{su,\text{celk}} = 0.0$ kN
$e_{su} = -$ m
$M_{su} = 0.0$ kNm

Předpínací výztuž

Řada	e_p [m]	$\varepsilon_{p,\text{celk}}$ [10^{-3}]	σ_p [MPa]	F_p [kN]
1	0.709	19.19	1503.72	4.5
2	0.039	0.74	144.48	0.0
6	-0.439	-8.43	0.00	0.0

$F_{pu,\text{celk}} = 4511.2$ kN
$e_{pu} = 0.709$ m
$M_{pu} = 3196.6$ kNm

Kontrola rovnováhy a stanovení momentu únosnosti M_{Rd}

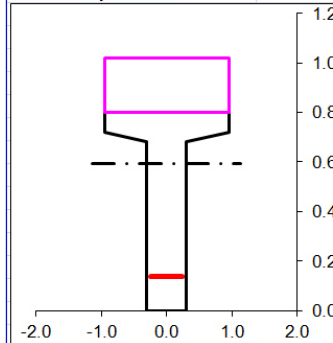
Součet normálových sil v průřezu	
ΣF_{out}	= 0.0 kN
$\Sigma F_{in} + \Sigma F_{out}$	= 1.0 kN

Součet momentů v průřezu
$M_u = 3661.2$ kNm

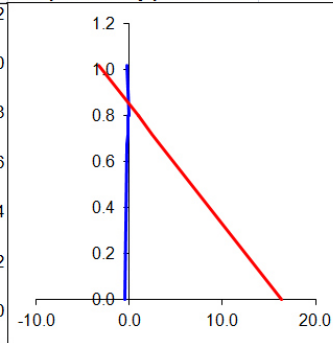
Rameno vnitřních sil
$z = 0.812$ m

Pozn.: Součet vnitřních a vnějších sil v průřezu musí být vždy roven 0. Pro soudržné předpětí je nutné zadat odpovídající počáteční napětí v betonu tak, aby platilo $F_{c,in} = -F_{p,in}$!
Pro nesoudržné předpětí tento postup není možné použít!

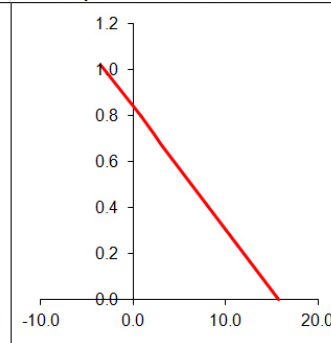
Geometrie průřezu:



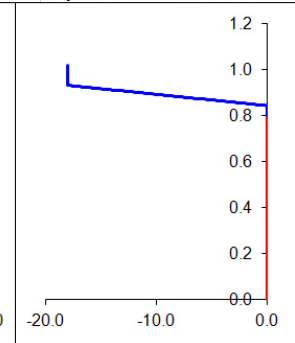
Vstupní hodnoty přetvoření:



Celkové přetvoření na mezi únosnosti:



Napětí v betonu na M.Ú.:



Tab. 27 – Stanovení momentu odolnosti M_{Rd} ve středu rozpětí v čase konce životnosti

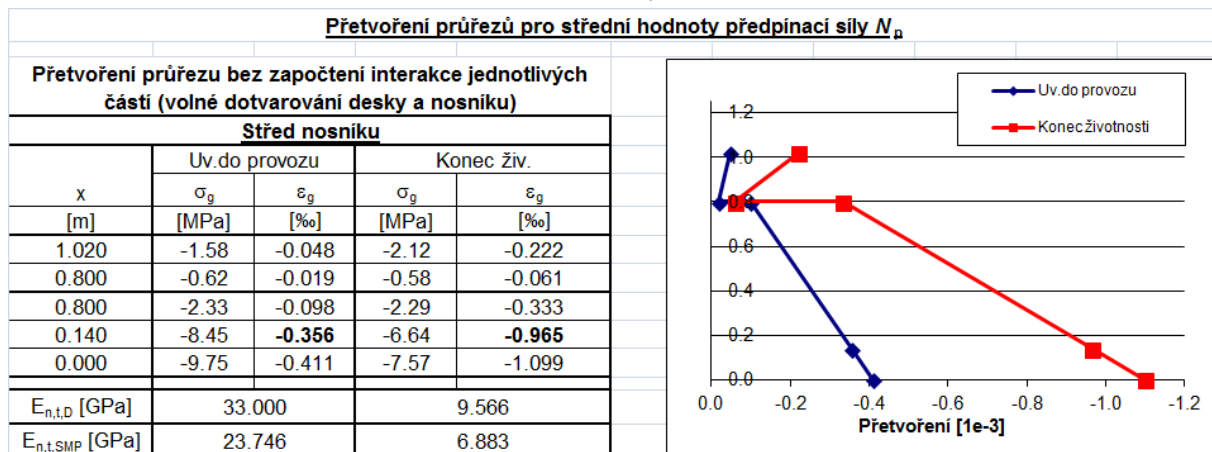
$$\underline{M_{Rd,K,\text{živ.}} = 3,661 \text{ MNm} > M_{Ed,K,\text{živ.}} = 2135,6 \text{ kNm} \quad \text{Vyhovuje}}$$

Pokud by bylo třeba stanovit vliv desky mostovky na velikost přetvoření konstrukce od dotvarování, bylo by třeba upravit průběh počátečního napětí, resp. přetvoření, v průřezu o přerozdělení v důsledku tuhosti spřažené desky. Tento vliv je v předchozím výpočtu zanedbán a dotvarování betonu nosníku se uvažuje jako volné. Přerozdělení napětí se týká pouze části nesilového zatížení (zatížení vneseným přetvořením) vzniklé v důsledku dotvarování betonu v prefabrikovaném nosníku, které se stanoví z rozdílu přetvoření v analyzovaném časovém úseku.

Pro jednoduchost předpokládáme, že popsany efekt má vliv pouze na konci životnosti (při uvedení do provozu je ovlivnění napětí v průřezu velmi malé (protože rozdíl dotvarování po spřažení je velmi malý - viz Tab. 18). Rozdíl přetvoření stanovíme jako rozdíl přetvoření v čase uvedení do provozu a na konci životnosti. Pro další zjednodušení navíc uvažíme poměr dotvarování betonu desky mostovky a

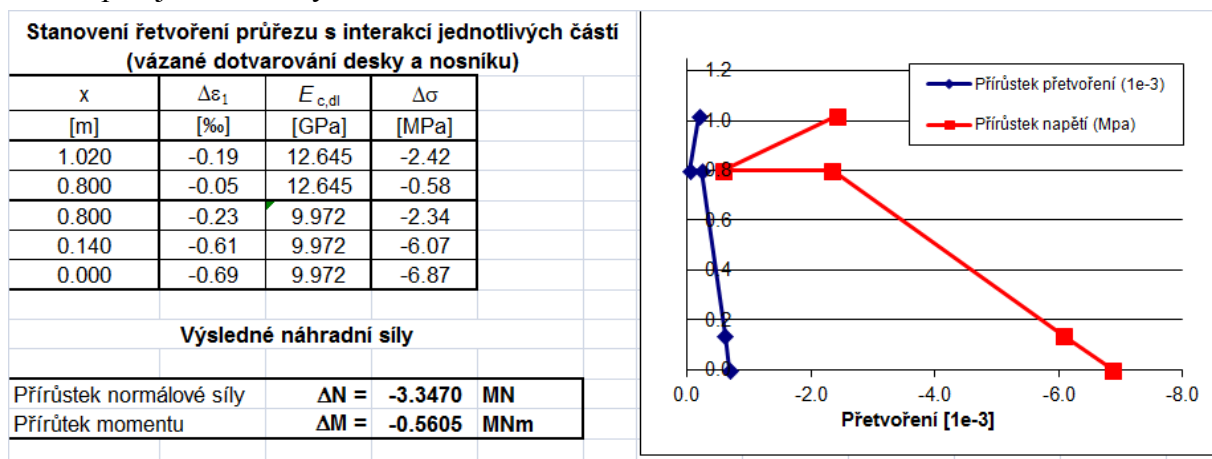
nosníku shodný (poměr modulů pružnosti v čase uvedení do provozu a na konci životnosti). Navíc uvážíme i modul pružnosti desky mostovky v čase uvedení do provozu jako normový (bez vlivu dlouhodobých účinků), tj. $E_{\text{deska}} = 33 \text{ GPa}$.

Průběh přetvoření po výšce průřezu stanovíme ze známého přetvoření v místě předpínací výztuže (viz Tab. 11). Za předpokladu, že průřez zůstává po deformaci rovinný a ze známého přetvoření betonu nosníku v těžišti předpínací výztuže (resp. v krajních vláknech desky mostovky), lze stanovit náhradní modul pružnosti nosníků $E_{n,SMP}$ pro počáteční přetvoření v čase t a na konci životnosti bez vlivu desky mostovky. Počáteční přetvoření v průřezu jsou přitom úměrná počáteční napjatosti v průřezu stanovené v MSP, přičemž konstantou úměrnosti je $E_{n,SMP}$. Průběh přetvoření je uveden na



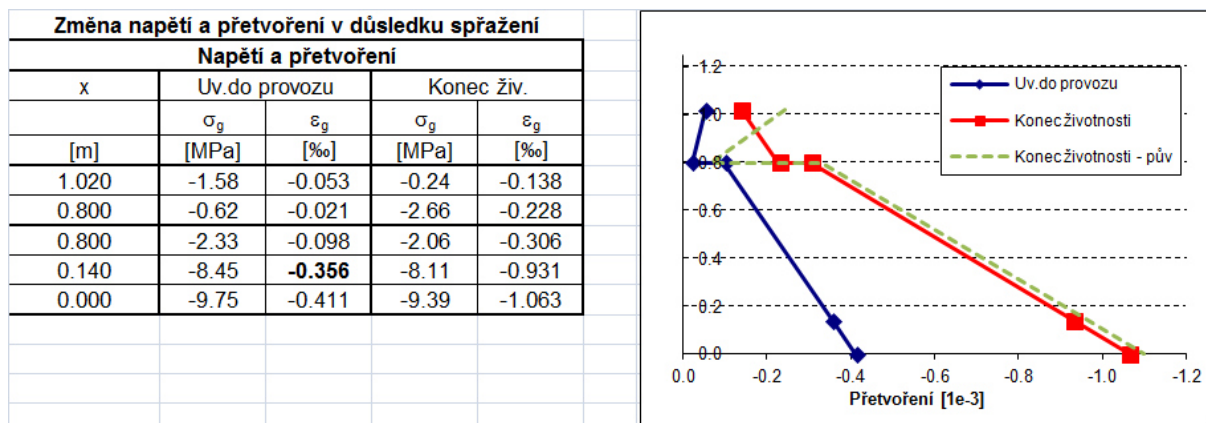
Obr. 34 – Průběh přetvoření průřezu ve středu rozpětí pro volné dotvarování

Při stanovení vlivu desky se potom přeruzděljuje přetvárná energie plynoucí z rozdílu přetvoření mezi jednotlivými fázemi provozu (uvedení do provozu a konec životnosti). Pro stanovení přetvárné práce se použije fiktivní napětí stanovené z rozdílu přetvoření a dlouhodobých modulů pružnosti betonu. Ty jsou stanoveny z časově závislé analýzy (viz např. výpočty programem C&S). Rozdíl přetvoření a náhradní napětí jsou uvedeny na Obr. 35.

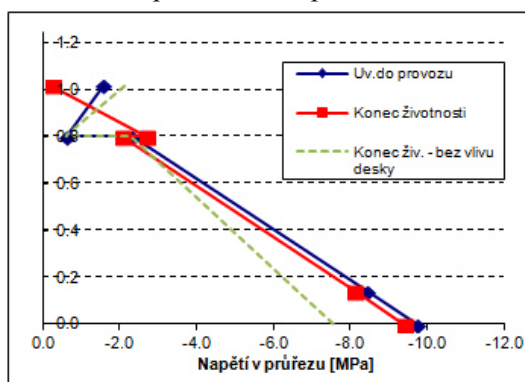


Obr. 35 – Změna přetvoření průřezu za dobu od uvedení do provozu do konce životnosti a odpovídající změna napětí

Dále se postupuje obdobně jako v případě zatížení smrštěním betonu desky mostovky. Vyčíslí se náhradní vnitřní síly (M , N) odpovídající náhradnímu napětí a těmito silami se průřez zatíží, čímž se stanoví jeho chování za předpokladu plného spřažení. Výsledné průběhy přetvoření a napětí se sečtou se stavem v době uvedení do provozu, čímž dostaneme upravený průběh napětí a přetvoření s vlivem desky mostovky - viz Obr. 36. Pro zajímavost je uveden i průběh napětí v průřezu s vlivem desky mostovky na dotvarování nosníků (viz Obr. 37).



Obr. 36 – Průběh přetvoření průřezu ve středu rozpětí při uvažování tuhosti desky (pro porovnání uveden i původní stav pro volné dotvarování nosníku)



Obr. 37 – Průběh napětí v průřezu ve středu rozpětí při uvažování tuhosti desky (pro porovnání uveden i původní stav pro volné dotvarování nosníku)

Zavedení upravených napětí a přetvoření do výpočtu odolnosti průřezu se provede stejně jako v předchozím případě. Pro výpočet je ale v tomto případě nutno oddělit vliv přetvoření od dotvarování a smršťování betonu, od nichž nevznikají v betonu napětí (viz sloupec $\varepsilon_{\text{poč,C+S}}$ v zadání průřezu v Tab. 26).

9.3 Výztuž pro vyloučení křehkého lomu

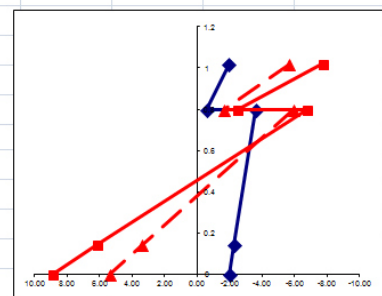
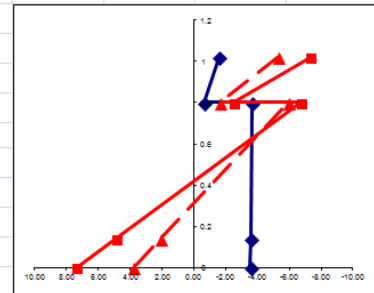
Podle článku 5.10.1(5)P ČSN EN 1992-1-1 má být zabráněno křehkému lomu způsobenému přetřžením předpínací výztuže prvku. Podle ČSN EN 1992-2 se k tomuto účelu navrhne betonářská výztuž o ploše $A_{s,\text{min}}$ podle jednoho ze způsobů definovaných v 6.1(109) ČSN EN 1992-2. Pro účely návrhu a ověření této konstrukce je použit způsob a).

Princip návrhu výztuže proti vzniku křehkého lomu spočívá v návrhu takového vyztužení průřezu, aby byl před kolapsem konstrukce zajištěn dostatečný rozvoj trhlin signalizující přetížení konstrukce. Protože se v tomto případě jedná o dodatečně předpjatou konstrukci, kdy stav předpínací výztuže nemusí odpovídat stavu konstrukce v okolí kabelu (např. pro nezainjektované kabelové kanálky), postupuje se takto:

- stanoví se redukováná plocha předpínací výztuže, při které je dosaženo v časté kombinaci zatížení pevnosti betonu na mezi vzniku trhlin (f_{ctm}),
- průřez se posoudí metodikou podle 9.2.3 s redukovanou plochou předpětí na moment od časté kombinace zatížení (s použitím součinitelů zatížení γ_F pro MSÚ).

Moment od časté kombinace zatížení pro redukcí předpětí je uvažován podle Tab. 18. Redukovaná plocha předpínací výztuže se stanoví pro uvedení konstrukce do provozu, kde bude v důsledku většího počátečního napětí v předpínací výztuži redukce plochy větší. Výpočet je uspořádán v Tab. 28.

Geometrie průřezu				
Nosník SMP-T				
Plocha	0.61000 m ²			
Moment setrvačnosti	0.038044 m ⁴			
e _h	-0.326 m			
e _d	0.474 m			
Spražený průřez				
Plocha	1.028 m ²			
Moment setrvačnosti	0.086906 m ⁴			
e _h	-0.369 m			
e _d	0.651 m			
Tloušťka desky	0.220 m			
Předpětí				
Plocha lana	150 mm ²			
Napínací napětí	1473 MPa			
Počet lan v kabelu	14.26 ks			
Napínací síla N _p	-3150.75 kN			
Excentricita e _p	0.334 m			
Meze odolnosti materiálu [MPa]				
Část	f _{ctm}	f _{ctk,0.05}	f _{ck}	0.6 f _{ck}
Nosník - C45/55	3.8	2.7	45.0	27.0
Deska - C30/37	2.9	2.0	30.0	18.0
Zatížení v průřezu				
Zatížení	M [kNm]	N [kN]		
Vlastní tíha nosníku	398.0	0.0		
Vlastní tíha desky	336.0	0.0		
Ostatní stálé	366.0	0.0		
Smrštění desky	137.0	-529.0		
Doprava - char.	1388.0	0.0		
Doprava - časté	912.0	0.0		
Účinky předpětí (přírůstky + ztráty)				
Fáze výstavby	Čas [dny]	N [kN]	M [kNm]	V [kN]
Předpětí nosníku	30	-2845.0	-949.9	12.9
Betonáž desky	60	173.3	57.8	-0.8
Ostatní stálé zatížení	90	5.3	2.7	0.0
Uvedení do provozu	120	8.0	4.1	0.0
Konec životnosti	36500	332.5	170.0	-1.5
Uvedení do provozu - t = 120 dní				
Přírůstek zatížení stálého	ΔN _{EK,g}	8.0 kN		
	ΔM _{EK,g}	4.1 kNm		
Zatížení proměnné	N _{EK,p}	0.0	-529.0	-529.0 kN
	M _{EK,p}	0.0	1525.0	1049.0 kNm
Napětí v průřezu		Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
	σ _{h,d}	-1.57	-7.29	-5.27 MPa
	σ _{d,d}	-0.63	-2.49	-1.67 MPa
	σ _{h,n}	-3.65	-6.78	-5.96 MPa
	σ _{c,p}	-3.56	4.90	2.10 MPa
	σ _{d,n}	-3.54	7.37	3.80 MPa
Konec životnosti - t = 36500 dní				
Přírůstek zatížení stálého	ΔN _{EK,g}	332.5 kN		
	ΔM _{EK,g}	170.0 kNm		
Zatížení proměnné	N _{EK,p}	0.0	-529.0	-529.0 kN
	M _{EK,p}	0.0	1525.0	1049.0 kNm
Napětí v průřezu		Stálé	St.+Prom. (char)	St.+Prom. (časté)
	σ _{h,d}	-1.96	-7.68	-5.66 MPa
	σ _{d,d}	-0.59	-2.45	-1.64 MPa
	σ _{h,n}	-3.62	-6.74	-5.93 MPa
	σ _{c,p}	-2.27	6.19	3.39 MPa
	σ _{d,n}	-1.98	8.93	5.36 MPa



Tab. 28 – Stanovení redukované plochy předpínací výztuže pro vyloučení křehkého lomu

Návrhový moment pro návrh průřezu z hlediska mezní odolnosti je stanoven v Tab. 29 z částých hodnot zatížení průřezu ve středu rozpětí. Posouzení průřezu je provedeno v Tab. 30, přitom jsou uvedeny pouze rozhodující části posudku (pro plný výpis viz např. Tab. 26).

$$\underline{M_{Rd} = 2,684 \text{ MNm} > M_{Ed} = 1,780 \text{ MNm}}$$

Vyhovuje

Navržený průřez vyhovuje i bez dodatečné betonářské výztuže.



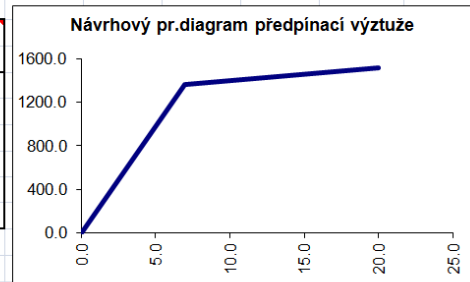
Předpínací výztuž

Charakteristiky materiálu

f_{pk}	1770.0	MPa
$f_{p0.1k}$	1565.0	MPa
γ_s	1.15	-
E_p	195.0	GPa
f_{pd}	1539.1	MPa
$f_{p0.1d}$	1360.9	MPa
ϵ_{ud}	20.0	$\cdot 10^{-3}$
$\epsilon_{ud}/\epsilon_{uk}$	0.9	-
ϵ_{uk}	22.2	$\cdot 10^{-3}$
$\sigma_{ud,c}$	1513.1	MPa

Geometrie výztuže a počáteční deformace

Řada	z [m]	A_p [mm ²]	$\sigma_{poč}$ [MPa]	$\epsilon_{poč}$ [$\cdot 10^{-3}$]
1	0.14	2139	1245	6.385
2	0.81	0	0	0.000
3	1.905	0	0	0.000
4	1.95	0	0	0.000
5	2.08	0	0	0.000
6	1.288	0	0	0.000



Zadání přetvoření průřezu a polohy neutrálné osy

Poloha horních vláken průřezu (souřadnice z)	$z_{max} = 1.020$ m
Poloha spodních vláken průřezu (souřadnice z)	$z_{min} = 0.000$ m
Poloha rozhodujících vláken v průřezu (souřadnice z)	$z_{Rozh} = 0.140$ m
Přrůstek přetvoření v rozhodujících vláknech na mezi únosnosti	$\Delta \epsilon_{Rozh} = 13.61 \cdot 10^{-3}$
Poloha neutrálné osy v průřezu (souřadnice z) při působení $\Delta \epsilon_{Rozh}$	$z_{i.l.o.} = 0.897$ m

Přetvoření průřezu a síly na mezi únosnosti

Beton #1

$\epsilon_{c,max}$	16.38	[$\cdot 10^{-3}$]
$\epsilon_{c,min}$	1.36	[$\cdot 10^{-3}$]
$F_{c,t}$	0.0	kN
$F_{c,c}$	0.0	kN
$e_{c,t}$	-	m
$e_{c,c}$	-	m
$M_{c,t}$	0.0	kNm
$M_{c,c}$	0.0	kNm

$F_{cu,celk}$	0.0	kN
e_{cu}	-	m
M_{cu}	0.0	kNm

Beton #2

$\epsilon_{c,max}$	1.58	[$\cdot 10^{-3}$]
$\epsilon_{c,min}$	2.73	[$\cdot 10^{-3}$]
$F_{c,t}$	0.0	kN
$F_{c,c}$	-3237.7	kN
$e_{c,t}$	-	m
$e_{c,c}$	-0.072	m
$M_{c,t}$	0.0	kNm
$M_{c,c}$	234.2	kNm

$F_{cu,celk}$	-3237.7	kN
e_{cu}	-0.072	m
M_{cu}	234.2	kNm

Betonářská výztuž

Řada	e_s [m]	$\epsilon_{s,celk}$ [$\cdot 10^{-3}$]	σ_s [MPa]	F_s [kN]
1	0.832	14.96	444.08	0.0
2	0.762	13.70	443.17	0.0
3	0.232	4.17	436.23	0.0
4	0.162	2.91	435.32	0.0
5	0.072	1.29	258.34	0.0
6	-0.098	-1.77	-353.32	0.0

$F_{su,celk}$	0.0	kN
e_{su}	-	m
M_{su}	0.0	kNm

Kontrola rovnováhy a stanovení momentu únosnosti M_{Rd}

Součet normálových sil v průřezu

ΣF_{out}	=	0.0	kN
$\Sigma F_{in} + \Sigma F_{out}$	=	-1.1	kN

Součet momentů v průřezu

M_u	=	2683.7	kNm
-------	---	--------	-----

Rameno vnitřních sil

z	=	0.829	m
-----	---	-------	---

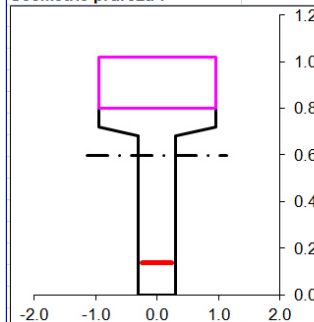
Pozn. : Součet vnitřních a vnějších sil v průřezu musí být vždy roven 0. Pro souhrnné předpětí je nutné zadat odpovídající počáteční napětí v betonu tak, aby platilo $F_{c,in} = -F_{p,in}$!
Pro nesouhrnné předpětí tento postup není možné použít!

Předpínací výztuž

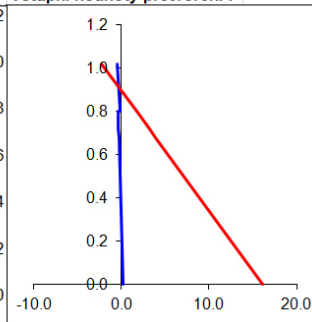
Řada	e_p [m]	$\epsilon_{p,celk}$ [$\cdot 10^{-3}$]	σ_p [MPa]	F_p [kN]
1	0.757	20.00	1513.14	3.2
2	0.087	1.56	304.50	0.0
6	-0.391	-7.04	0.00	0.0

$F_{pu,celk}$	=	3236.6	kN
e_{pu}	=	0.757	m
M_{pu}	=	2449.5	kNm

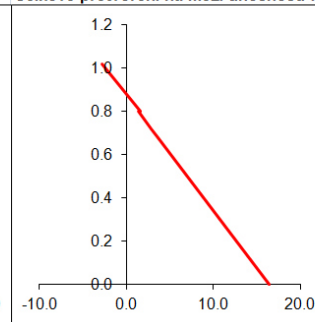
Geometrie průřezu :



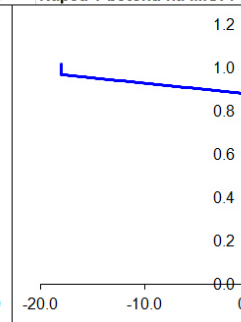
Vstupní hodnoty přetvoření :



Celkové přetvoření na mezi únosnosti :



Napětí v betonu na M.Ú. :



Tab. 30 – Posouzení průřezu ve středu rozpětí pro vyloučení křehkého lomu (čas uvedení do provozu)



9.4 Smyková únosnost průřezu (stojiny)

Smyková únosnost vyztuženého průřezu s ohybovou trhlinou, resp. jeho stojiny, je omezena jednak únosností tlačенého betonu $V_{Rd,max}$ (tlačенé diagonály) a jednak únosností navržené smykové výztuže $V_{Rd,s}$. Vlivem smykového namáhání je dále tažená oblast průřezu (resp. navržená ohybová výztuž) namáhána přídatnou tahovou silou ΔF_t vznikající jako důsledek přenosu posouvajících sil (viz 6.2.3(107) ČSN EN 1992-2) v náhradním příhradovém modelu konstrukce. V důsledku smykového namáhání je proto nutné posoudit navrženou ohybovou výztuž i na kombinaci ohybu a současně působící tahové síly ΔF_t od smykového namáhání, která přímo závisí na volbě sklonu tlačенé diagonály θ .

V prvním kroku se tedy stanoví únosnost tlačенé diagonály $V_{Rd,max}$ průřezu (viz (6.9) a (6.14) ČSN EN 1992-2), která rozhoduje o maximální smykové únosnosti prvku:

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

kde α_{cw} je součinitel, kterým se vyjadřuje stav napjatosti v tlačенém pásu:

$$\begin{aligned} \alpha_{cw} &= 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} && \text{pro } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \\ \alpha_{cw} &= 1,25 && \text{pro } 0,25 < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ \alpha_{cw} &= 2,5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) && \text{pro } 0,5 < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd} \end{aligned}$$

Přitom σ_{cp} je průměrné napětí v tlaku v uvažovaném průřezu, při zahrnutí ekvivalentní plochy betonářské výztuže, vyvolané návrhovou normálovou silou N_{Ed} (tlak uvažován kladně, plochy odpovídají zjednodušeně ploše nosníku bez desky), tj.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c + A_s \cdot \frac{E_s}{E_c}}$$

b_w je nejmenší šířka průřezu mezi tlačенým a taženým pásem,

z je rameno vnitřních sil v posuzovaném průřezu (zjednodušeně lze uvážit $z = 0,9d$),

v_1 je redukční součinitel tlakové pevnosti betonu při porušení smykem. Doporučená hodnota se stanoví ze vztahu:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

θ je úhel sklonu tlakových diagonál od osy nosníku kolmé na posouvající sílu. Hodnota sklonu tlakových diagonál θ se volí v rozsahu $1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$,

α je úhel sklonu smykové výztuže od osy nosníku kolmé na posouvající sílu. Pro prvky se svislou smykovou výztuží (svislé třmínky), kdy $\alpha = 0$, je výraz $\cot \alpha = 0$.

V kroku druhém se ověří únosnost navržené smykové výztuže $V_{Rd,s}$, a to podle vztahů kapitoly 6.2.3 ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2. Rozhodujícím faktorem při návrhu smykové výztuže je přitom úhel sklonu tlačенých diagonál θ , resp. jeho kotangens. Hodnoty $\cot \theta$ musí být shodné s hodnotami použitými pro výpočet únosnosti tlakové diagonály. Pro prvky se svislou smykovou výztuží je hodnota únosnosti průřezu:

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



kde A_{sw}/s je průřezová plocha smykové výztuže v průřezu na jednotku délky nosníku, přitom musí být splněn min. stupeň smykového vyztužení:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{w,\min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

s je osová vzdálenost smykové výztuže,

f_{ywd} je návrhová mez kluzu smykové výztuže,

Volba úhlu tlakových diagonál θ přímo ovlivňuje množství smykové výztuže (s rostoucí hodnotou $\cotg \theta$ roste únosnost výztuže $V_{Rd,s}$ a zároveň klesá únosnost tlaceného betonu $V_{Rd,\max}$) a také velikost přídavné tahové síly ΔF_{td} v horním a dolním pasu náhradního příhradového nosníku. Tato síla přitom přímo ovlivňuje ohybovou únosnost průřezu namáhaného smykovou silou. Celková hodnota přídavné tahové síly ΔF_{td} se stanoví ze vztahu (význam jednotlivých členů viz výše) :

$$\Delta F_{td} = V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) ,$$

Vliv síly ΔF_{td} může být, v závislosti na poloze průřezu a velikosti působící posouvající síly V_{Ed} , pro návrh (ověření únosnosti) průřezu namáhaného kombinací posouvající síly a ohybového momentu rozhodující. S ohledem na tuto skutečnost je vhodné volit úhel sklonu tlakové diagonály θ co největší, a proto je v celé délce nosníku zvolena minimální možná hodnota $\cotg \theta = 1,25$ (minimální hodnota pro předpjaté konstrukce). Na kombinaci tahové síly ΔF_{td} a ohybového momentu je potom nutno posoudit rozhodující průřezy. Z důvodu zjednodušení v rámci tohoto příkladu je tento posudek proveden pouze ve středu rozpětí. V podrobném návrhu konstrukce by se měly posoudit všechny průřezy, zejména v oblasti mezi uložení a čtvrtinou rozpětí, kde je vliv smyku na ohybovou odolnost největší.

Ve výpočtu se pro zjednodušení předpokládá, že v posuzovaných průřezích vzniknou ohybové trhliny. Přesnější by bylo stanovit napětí v krajních vláknech průřezu v mezním stavu únosnosti a podle nich rozhodnout, zda ohybové trhliny vzniknou, či nikoliv. Pokud by ohybové trhliny nevznikaly, provedlo by se posouzení smykové odolnosti podle kapitoly 12 ČSN EN 1992-1 a ČSN EN 1992-2.

9.4.1 Návrhové síly pro posouzení smykové únosnosti

Návrhové síly pro posouzení smykové únosnosti průřezu se stanoví v souladu s 10.1. Vyčíslení maximálních návrhových hodnot podle vztahů (6.10a) a (6.10b) ČSN EN 1990, Přílohy A2 a posouzení průřezu je zjednodušeně provedeno v průřezích u podpory (maximální smykové namáhání) a ve středu rozpětí (maximální momentové namáhání). Z hlediska ověření smykové únosnosti by stačilo smykovou odolnost ověřit v lici uložení (odolnost tlakové diagonály) a ve vzdálenosti cca $0,8d$ od podpory (odolnost smykové výztuže).

Návrhové vnitřní síly v rozhodujících průřezích (posouzení je provedeno pouze pro konec životnosti, kdy je účinek předpětí nejmenší):

Uložení:

$$V_{Ed,\max,a} = -260 + 1,35 \cdot 323 + 1,35 \cdot (0,75 \cdot 364 + 0,4 \cdot 103) = -260 + 436 + 424 = \mathbf{600 \text{ kN}}$$

$$V_{Ed,\max,b} = -260 + 1,35 \cdot 0,85 \cdot 323 + 1,35 \cdot 467 = -260 + 371 + 631 = \mathbf{742 \text{ kN}}$$

$$N_{Ed} = -3014 \text{ kN}$$

Střed rozpětí (pouze kombinace (6.10b), protože rozhoduje dopravní zatížení):

$$V_{Ed,\max,b} = 1,35 \cdot 199 = \mathbf{269 \text{ kN}}$$

$$M_{Ed,\max} = 2136 \text{ kNm (viz Tab. 25)}$$

$$N_{Ed} = -3262 \text{ kN}$$



9.4.2 Podporový průřez

Návrh smykové výztuže a ověření smykové únosnosti průřezu pro návrhové vnitřní síly $V_{Ed,max}$ v čase na konci životnosti je uveden v. Hodnoty normálové síly od předpětí se uváží podle výsledků časově závislého výpočtu (viz výše) a pouze na průřez prefabrikovaného nosníku. Pro posouzení se navíc předpokládá, že u spodního povrchu je provedena betonářská výztuž v množství 2 profily 20 mm.

Protože smyková odolnost průřezu u podpory bez smykové výztuže je nedostatečná (658 kN), jsou v oblasti podpor navrženy dvoujstřížné třmeny profilu 14 mm po vzdálenosti 150 mm. Smyková odolnost průřezu je stanovena v Tab. 31. V podporovém průřezu není stanovena přídatná síla ve výztuži ΔF_{td} , protože zde není prováděn posudek ohybové odolnosti.

Smyková únosnost průřezu podle ČSN EN 1992-1-1			
Rozměry průřezu :		Smyková výztuž - materiál :	
Výška	h = 1.020 m	Mez kluzu	$f_{yk} = 500$ MPa
Min. šířka	$b_w = 0.600$ m	Souč. materiálu	$\gamma_s = 1.15$ -
		Návrh. mez kluzu	$f_{ywd} = 434.8$ MPa
Ohybová výztuž :		Třmeny :	
Krytí výztuže	c = 0.060 m	Profil	$\phi = 14$ mm
Profil výztuže	$\phi = 20$ mm	Střížnost	2 -
Množství výztuže	n = 2 ks	Vzdálenost	s = 0.150 m
Statická výška	d = 0.950 m		
Rameno vn. sil	z = 0.855 m		
Beton :		Ohyby :	
Char. pevnost	$f_{ck} = 45.0$ MPa	Profil	$\phi = 22$ mm
Souč. materiálu	$\gamma_c = 1.50$ -	Počet	n = 0 ks
Redukční souč. v tlaku	$\alpha_{cc} = 0.90$ -	Vzdálenost	s = 1.000 m
Návrh. pevnost	$f_{cd} = 27.0$ MPa	Sklon	$\alpha = 30.000$ °
Součinitel smyk. pevnosti	$\nu_1 = 0.49$ -	Sklon tlačných diagonál :	
		cotg $\theta = 1.25$ -	
Únosnost ve smyku bez smykové výztuže :			
Součinitel tl. prvku	k = 1.46 -	$V_{Rd,c,1} = 592.6$ kN	
St. vyztužení ohyb. výzt.	$\rho_l = 0.00110$ -	$V_{Rd,c,min} = 658.3$ kN	
Prům. napětí od předpětí	$\sigma_{cp} = 4.94$ MPa	$V_{Rd,c} = 658.3$ kN	
Únosnost tlačné diagonály :			
Průměrné napětí od předpětí	$\sigma_{cp} = 4.94$ MPa	Stránka 1	
Součinitel napětí v tl. pásu	$\alpha_{cw} = 1.18$ -		
$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * \nu_1 * f_{cd} * cotg \theta / (1 + cotg^2 \theta)$			
$V_{Rd,max} = 3932.6$ kN			
Únosnost smykové výztuže :			
Třmeny		Ohyby	
$A_{sw} = 307.9$ mm ²		$A_{sw} = 0.0$ mm ²	
$\rho_{w,s} = 0.00342$ -		$\rho_{w,b} = 0.00000$ -	
$V_{Rd,s} = A_{sw} * z * f_{ywd} * cotg \theta / s$		$V_{Rd,s} = A_{sw} * z * f_{ywd} * (cotg \theta + cotg \alpha) * sin \alpha / s$	
$V_{Rd,s} = 953.7$ kN		$V_{Rd,s} = 0.0$ kN	
Celkem			
$V_{Rd,s} = 953.7$ kN			
$\rho_{w,b} = 0.00342$ -		>	$\rho_{w,min} = 0.00107$ -
		OK	
Celková únosnost prvku na smyk :			
$V_{Rd} = 953.7$ kN		>	$V_{Ed} = 742.0$ kN
		OK	

Tab. 31 – Návrh a ověření smykové únosnosti v podpoře na konci životnosti

Zadání přetvoření průřezu a polohy neutrálné osy

Poloha horních vláken průřezu (souřadnice z)	$z_{\max} = 1.020$ m
Poloha spodních vláken průřezu (souřadnice z)	$z_{\min} = 0.000$ m
Poloha rozhodujících vláken v průřezu (souřadnice z)	$z_{\text{Rozh}} = 1.020$ m
Přírůstek přetvoření v rozhodujících vlákních na mezi únosnosti	$\Delta \varepsilon_{\text{Rozh}} = -3.29 \cdot 10^{-3}$
Poloha neutrálné osy v průřezu (souřadnice z) při působení $\Delta \varepsilon_{\text{Rozh}}$	$z_{\text{li.o.}} = 0.837$ m

Přetvoření průřezu a síly na mezi únosnosti

Beton #1		Beton #2		Betonářská výztuž												
$\varepsilon_{c,\max}$	14.54 [$\cdot 10^{-3}$]	$\varepsilon_{c,\max}$	0.60 [$\cdot 10^{-3}$]	Řada	e_s	$\varepsilon_{s,\text{celk}}$	σ_s	F_s								
$\varepsilon_{c,\min}$	0.51 [$\cdot 10^{-3}$]	$\varepsilon_{c,\min}$	-3.50 [$\cdot 10^{-3}$]		[m]	[$\cdot 10^{-3}$]	[MPa]	[kN]								
$F_{c,t}$	0.0 kN	$F_{c,t}$	0.0 kN	1	0.772	13.86	443.28	0.0								
$F_{c,c}$	0.0 kN	$F_{c,c}$	-4809.4 kN	2	0.702	12.60	442.37	0.0								
$e_{c,t}$	- m	$e_{c,t}$	- m	3	0.172	3.09	435.45	0.0								
$e_{c,c}$	- m	$e_{c,c}$	-0.110 m	4	0.102	1.83	365.64	0.0								
$M_{c,t}$	0.0 kNm	$M_{c,t}$	0.0 kNm	5	0.012	0.21	42.38	0.0								
$M_{c,c}$	0.0 kNm	$M_{c,c}$	530.3 kNm	6	-0.158	-2.84	-435.27	0.0								
$F_{cu,\text{celk}}$	0.0 kN	$F_{cu,\text{celk}}$	-4809.4 kN	Kontrola rovnováhy a stanovení momentu únosnosti M_{Rd}												
e_{cu}	- m	e_{cu}	-0.110 m	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Součet normálových sil v průřezu</td> </tr> <tr> <td>ΣF_{out}</td> <td>= 0.0 kN</td> </tr> <tr> <td>$\Sigma F_{\text{in}} + \Sigma F_{\text{out}}$</td> <td>= -336.4 kN</td> </tr> </table>					Součet normálových sil v průřezu		ΣF_{out}	= 0.0 kN	$\Sigma F_{\text{in}} + \Sigma F_{\text{out}}$	= -336.4 kN		
Součet normálových sil v průřezu																
ΣF_{out}	= 0.0 kN															
$\Sigma F_{\text{in}} + \Sigma F_{\text{out}}$	= -336.4 kN															
M_{cu}	0.0 kNm	M_{cu}	530.3 kNm	<table border="1"> <tr> <td colspan="2">Součet momentů v průřezu</td> <td colspan="2">Rameno vnitřních sil</td> </tr> <tr> <td>M_u</td> <td>= 3647.1 kNm</td> <td>z</td> <td>= 0.758 m</td> </tr> </table>					Součet momentů v průřezu		Rameno vnitřních sil		M_u	= 3647.1 kNm	z	= 0.758 m
Součet momentů v průřezu		Rameno vnitřních sil														
M_u	= 3647.1 kNm	z	= 0.758 m													
Předpínací výztuž				Pozn. : Součet vnitřních a vnějších sil v průřezu musí být vždy roven 0. Pro soudržné předpětí je nutné zadat odpovídající počáteční napětí v betonu tak, aby platilo $F_{c,in} = -F_{p,in}$!												
Řada	e_p	$\varepsilon_{p,\text{celk}}$	σ_p	F_p												
	[m]	[$\cdot 10^{-3}$]	[MPa]	[kN]												
1	0.697	18.11	1491.00	4.5												
2	0.027	0.48	93.85	0.0												
6	-0.451	-8.10	0.00	0.0												
$F_{pu,\text{celk}} = 4473.0$ kN																
$e_{pu} = 0.697$ m																
$M_{pu} = 3116.8$ kNm																

Tab. 33 – Ověření ohybové únosnosti průřezu ve středu rozpětí se současně působící silou ΔF_{ld} v čase konce životnosti

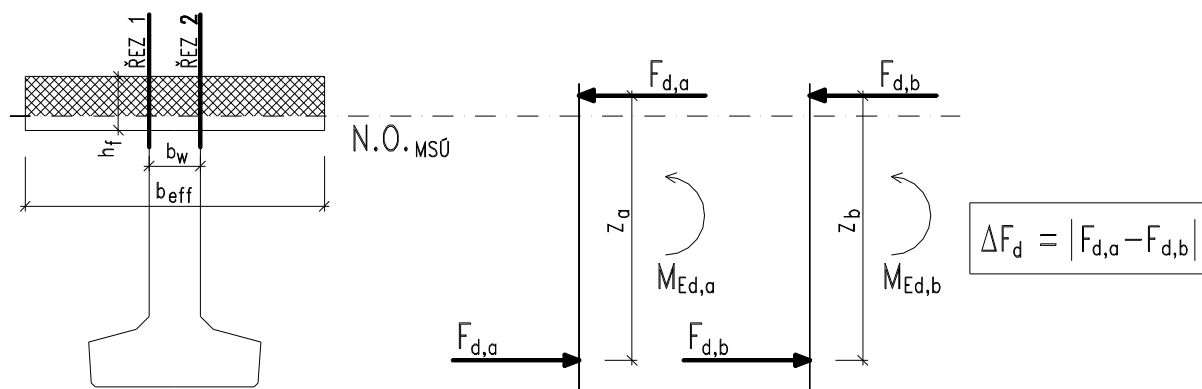
$$\underline{M_{Rd} = 3647 \text{ kNm} > M_{Ed} = 2136 \text{ kNm}}$$

Vyhovuje

9.5 Smyk mezi stěnou a přilehlými deskami T-průřezu

Smyková únosnost mezi stěnou a přilehlými deskami T-průřezu v mezním stavu únosnosti se stanoví podle 6.2.4 ČSN EN 1992-2 ve svislém řezu deskou mostovky vedeném v líci stěny nosníku (viz Obr. 38 vlevo). Zatížení se stanoví jako velikost smykového napětí v_{Ed} v příslušném řezu vyvolaných přírůstkem síly ΔF_d v tlačené části průřezu (desce mostovky), resp. v části oddělené řezem. Celková změna normálové síly ΔF_d se stanoví jako rozdíl normálových sil v tlačené části průřezu (desce mostovky) vyvolaný ohybovými účinky zatížení mezi řezy a a b (viz Obr. 38 vpravo). Celková síla $F_{d,i}$ v i -tém průřezu se stanoví např. z maximálního návrhového momentu v daném řezu $M_{Ed,\max,i}$ (pro stanovení síly $F_{d,i}$ se v příslušné kombinaci zatížení podle vztahů (6.10a) a (6.10b) ČSN EN 1990 uváží pouze ty účinky zatížení které na danou část průřezu působí) v daném průřezu podle vztahu :

$$F_{d,i} = M_{Ed,\max,i} / z_i$$



Obr. 38 – Schéma působení zatížení pro ověření smyk mezi stěnou a přilehlými deskami T-průřezu

Při použití výše uvedeného vztahu je nutno si uvědomit, že pro přírůstek momentu je nutno analyzovat vždy nejnepříznivější průběhy momentu od jednotlivých poloh zatížení. Ve výpočtu jde totiž o stanovení přírůstku podélných sil, který nelze obecně stanovit z obálky momentových účinků zatížení (viz návrhové účinky zatížení uvedené v odstavci 6.1). Jinými slovy jedná se o stanovení maximálního přírůstku/sklonu/derivace průběhu momentů od zatížení, tedy při přepisu výše uvedeného vztahu a jeho úpravou:

$$\Delta F_{d,i} = \frac{\Delta M_{Ed,i}}{z_i \cdot \Delta x_i} = \frac{V_{Ed,i}}{z_i}$$

Hodnota rameno vnitřních sil z v i -tém řezu se uvažuje podle výsledků získaných při stanovení momentu únosnosti M_{Rd} v jednotlivých řezech. Protože rameno vnitřních sil je v tomto příkladu známo pouze ve středu rozpětí (u podpory jsou kabely zvedané a u spodního povrchu je navíc provedena betonářská výztuž), předpokládejme jej zjednodušeně konstantní po celé délce nosníku.

Pro posouzení smykového namáhání je dále třeba stanovit smyková napětí v_{Ed} ve vyšetřovaném řezu. Za tímto účelem se změna síly $\Delta F_{d,i}$ uvažuje jako rovnoměrně rozdělená po celé tlačené oblasti průřezu (spolupůsobící šířce desky mostovky b_{eff}). Změna síly $\Delta F_{d,i}$ působící na „odříznutých“ částech desky T-průřezu se stanoví jako výslednice tlakových napětí na odříznuté části průřezu, resp. jako β -násobek celkové síly $\Delta F_{d,i}$. Za předpokladu, že je tlačena pouze deska (poloha neutrálné osy je v desce T-průřezu) se součinitel β_i pro i -tý průřez stanoví ze vztahu:

$$\beta_i = \Delta F_{d,i} \cdot A_{od} / A_{c,c},$$

kde A_{od} je plocha desky oddělená vyšetřovaným řezem (např. řez 1 na Obr. 38),
 $A_{c,c}$ je celková tlačená plocha průřezu.

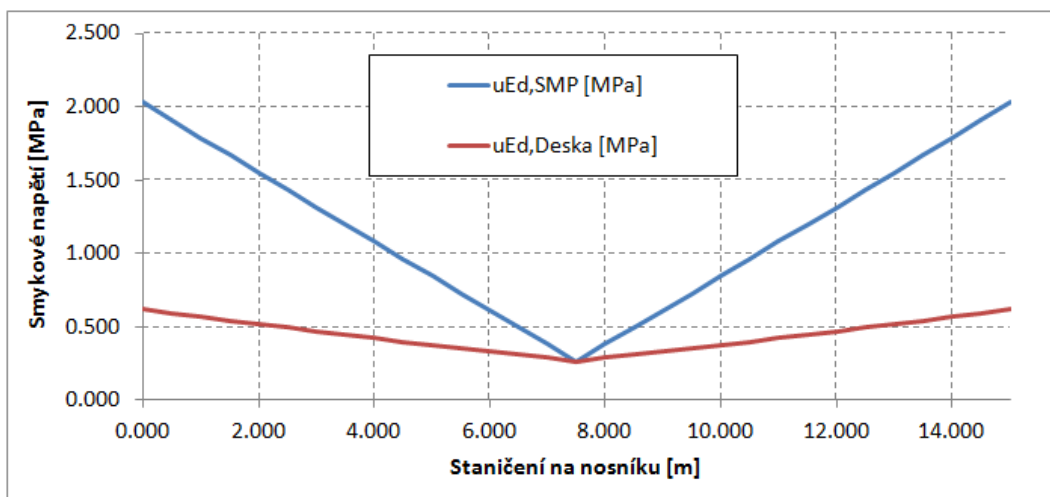
Smykové napětí v_{Ed} ve svislém řezu (např. řez 1 na Obr. 38) se potom stanoví ze vztahu:

$$v_{Ed,i} = \frac{\Delta F_{d,i} \cdot \beta}{h_f} = \frac{V_{Ed,i} \cdot \beta}{z_i \cdot h_f},$$

kde h_f je celková šířka spáry - v tomto případě výška posuzovaného řezu (viz Obr. 38).

Pro návrh konstrukce se předpokládá, že nosník a příčná výztuž v horní přírubě musí přenést účinky vlastní tíhy nosníku, betonu spřažené desky a ostatních zatížení na spřaženém průřezu, výztuž v desce mostovky potom musí přenést pouze napětí vyplývající ze zatížení po spřažení. Pro samotný nosník se předpokládá rameno vnitřních sil zjednodušeně (není stanoveno výpočtem na mezi únosnosti) hodnotou $0,9d$, když $d = 0,80 - (0,050 + 0,014 + 0,010) = 0,726$ m (výška nosníku - krytí ohybové výztuže průměru 20 mm).

Výsledky výpočtu napětí $v_{Ed,i}$ jsou uvedeny na Obr. 39.



Obr. 39 – Vypočtený průběh smykových napětí $v_{Ed,i}$ po délce nosníku

Návrhová hodnota smykového napětí na mezi únosnosti je (viz 6.2.4(5) ČSN EN 1992-1-1) - únosnost tlačené diagonály:

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

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

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

θ_f je úhel sklonu tlačené diagonály podle Poznámky k 6.2.4(4) ČSN EN 1992-1-1 uvažovaný hodnotou 45° .

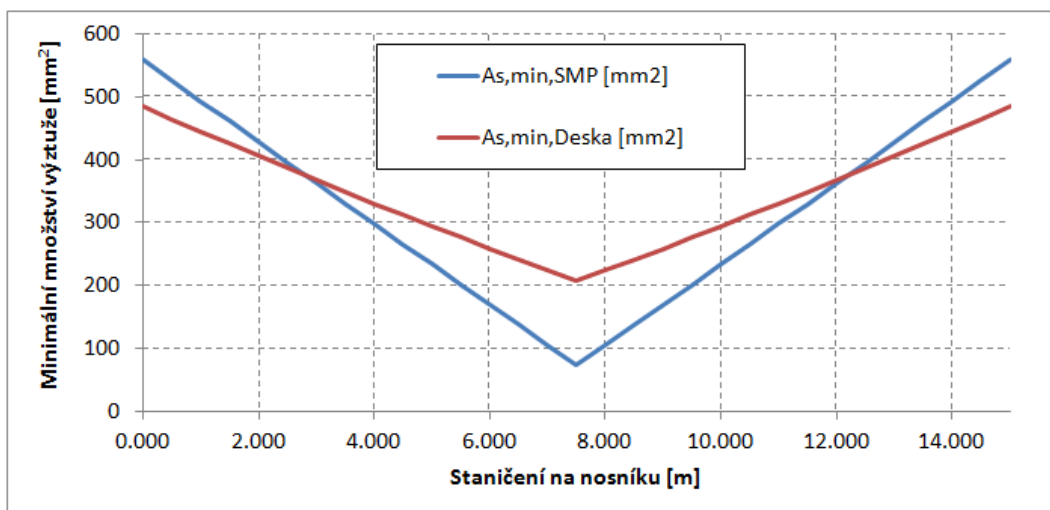
Deska: $v_{Rd} = 0,528 \cdot 18,0 \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ = \underline{\underline{4,75 \text{ MPa} > 0,619 \text{ MPa}}}$

Nosník: $v_{Rd} = 0,528 \cdot 27,0 \cdot \sin 45^\circ \cdot \cos 45^\circ = \underline{\underline{6,64 \text{ MPa} > 2,028 \text{ MPa}}}$

Množství výztuže na jednotku délky připojení desky k žeburu se stanoví podle vztahu (viz (6.21) ČSN EN 1992-1-1) :

$$A_{s_f, \min} = \frac{v_{Ed} \cdot h_f \cdot s_f}{\cot \theta_f \cdot f_{yd}}$$

kde s_f je podélná vzdálenost výztužných prutů.



Obr. 40 – Vypočtené minimální plochy příčné výztuže po délce nosníku

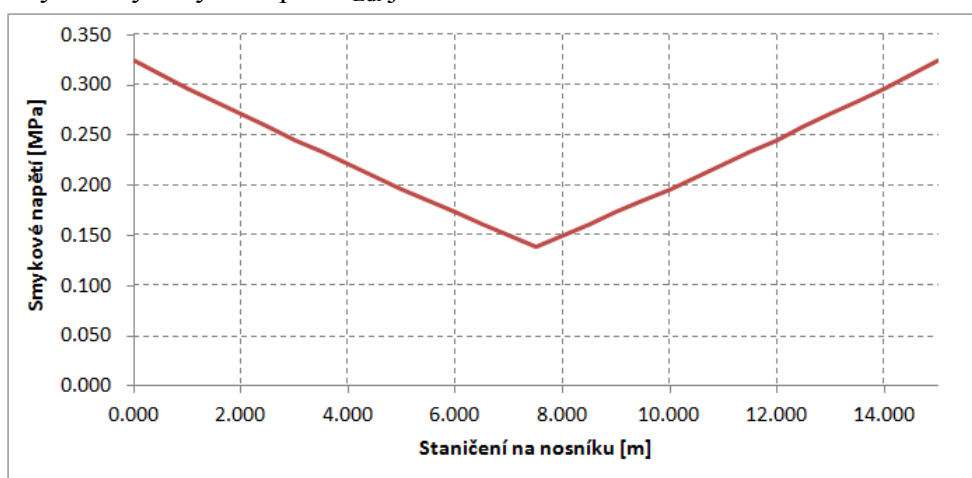
Minimální množství příčné výztuže kvality B500B v nosníku a desce mostovky jsou uvedena na Obr. 40. Vyhodnocením minimálních množství výztuže a při uvažování příčné výztuže průměru 12 mm byly stanovena minimální množství prutů na běžný metr konstrukce následovně:

Nosník: 5 ks/m (v horní přírubě)
Deska: 5 ks/m (celkem u obou povrchů)

9.6 Smyk mezi betony různého stáří

Smyk mezi betony různého stáří je nutno ověřit v místě styku prefabrikovaného nosníku a monolitické desky mostovky. Při výpočtu se postupuje shodně jako v 9.5. Pro stanovení součinitele β se předpokládá, že neutrálná osa je v dobetonávce desky mostovky (viz Tab. 27). Šířka spáry (h_f) je rovna šířce nosníku. Smyková napětí jsou stanovena pouze pro desku mostovky a zatížení realizovaná po spřažení desky s nosníkem.

Průběh návrhových smykových napětí v_{Edi} je uveden na



Obr. 41 – Návrhové hodnoty smykového napětí ve styčné spáře nosníku a desky

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

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

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 $c = 0,45$,

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

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

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

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

Po dosazení do vztahu a při uvážení smykové výztuže spáry v množství podle návrhu smykové únosnosti stěny nosníku (průměrně dvoustřížné třmeny $\varnothing 10$ po 150mm) :

$$\underline{v_{Rdi} = 0,768 \text{ MPa} < 4,752 \text{ MPa}}$$

$$\underline{v_{Rdi} = 0,768 \text{ MPa} > v_{Edi,Max} = 0,324 \text{ MPa}}$$

Vyhovuje



10 ÚNAVA

Ověření únavy se má provést, pokud je konstrukce vystavena pravidelným zatěžovacím cyklům. Posouzení se provede zvlášť pro beton a zvlášť pro výztuž. Vnitřní síly a napětí pro ověření únavy se stanoví za předpokladu průřezů porušených trhlinami se zanedbáním tahové pevnosti betonu, avšak při zachování kompatibility poměrných přetvoření. V tomto případě (v konstrukci není v provozním stavu dosaženo tahových napětí větších než f_{ctm}) se předpokládá, že průřezy jsou neporušené trhlinami.

10.1 Návrhové hodnoty zatížení (kombinace zatížení)

Návrhové hodnoty (kombinace) zatížení pro stanovení rozkmitu napětí se stanoví podle 6.8.3 ČSN EN 1992-1-1. Zatížení se podle ustanovení uvedeného článku dělí na zatížení necyklická a zatížení cyklická, která vyvolávají únavu. Základní kombinace necyklického zatížení je vyjádřena vztahem :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i},$$

kde G_k jsou stálá zatížení,
 Q_k jsou necyklická a „ne-stálá“ zatížení,
 P je vliv předpětí,
 ψ jsou součinitele kombinace podle [1],
“+“ znamená „kombinovaný s“.

Cyklické zatížení (v tomto případě zatížení dopravou dle ČSN EN 1991-2) musí být kombinované s nejnepříznivější hodnotou základní kombinace, tedy (viz (6.69) ČSN EN 1992-1-1) :

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) + Q_{fat},$$

kde Q_{fat} je příslušné únavové zatížení.

10.2 Ověření tlačeného betonu na únavu

Pro ověření únavové únosnosti betonu v tlaku je možné využít dvou základních metod posouzení. Základní metody, definované v 6.8.7(2) ČSN EN 1992-1-1, a metody přesnější, definované v 6.8.7(101) ČSN EN 1992-2. Pro tento příklad byla zvolena metoda jednodušší, prvně uvedená.

Metoda ověření na únavu je založena na vyčíslení rozkmitu napětí v tlačeném betonu od časté kombinace zatížení. Vzhledem k tomu, že v ČSN EN 1991-2 je definován model zatížení na únavu 1 jako model s „častými hodnotami zatížení“ (viz Poznámka k 4.6.2 (1) tohoto předpisu), je pro ověření únavy místo kombinace časté (s využitím modelu zatížení LM1) použita kombinace charakteristická s využitím uvedeného zatížení na únavu (FLM1).

Při ověření únavové životnosti musí být splněna podmínka (viz (6.77) ČSN EN 1992-1-1):

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

kde $\sigma_{c,max}$ je největší tlakové napětí v betonu od příslušné kombinace zatížení (tlak se uvažuje s kladným znaménkem),
 $\sigma_{c,min}$ je nejmenší tlakové napětí ve stejném vláknu, kde se vyskytuje $\sigma_{c,max}$. Pokud je toto napětí tahové uvažuje se $\sigma_{c,min}$ rovné 0,
 $f_{cd,fat}$ je návrhová hodnota únavové pevnosti betonu v tlaku stanovená z výrazu:

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



k_1 je redukční součinitel podle ČSN EN 1992-2 uvažovaný hodnotou 0,85 ,

$\beta_{cc}(t_0)$ je součinitel pro pevnost betonu v okamžiku prvního cyklického zatížení (viz vztah (3.2) v ČSN EN 1992-1-1) – konzervativně se použije 1,0 (zatížení ve stáří 28 dnů).

Po vyčíslení je návrhová hodnota únavové pevnosti betonu v tlaku $f_{cd,fat}$ (zatížení konstrukce cyklickým zatížením se uvažuje v čase 120 dní pro předpjaté nosníky a 60 dní pro spřaženou desku mostovky, použitý cement je předpokládán třídy N, pro stanovení návrhové pevnosti betonu na únavu se uvažuje $\alpha_{cc} = 1,0$):

$$f_{cd,fat,SMP-T} = 0,85 \cdot 1,0 \cdot 30,0 \cdot \left(1 - \frac{45}{250}\right) = \underline{20,9 \text{ MPa}}$$

$$f_{cd,fat,Deska} = 0,85 \cdot 1,00 \cdot 20,0 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = \underline{15,0 \text{ MPa}}$$

Normálová napětí v betonu $\sigma_{c,max}$ a $\sigma_{c,min}$ se v jednotlivých vláknech průřezů pro příslušná zatížení stanoví podle zásad klasické teorie pružnosti (viz výše). Při ověření globálního i lokálního únavového namáhání tlačného betonu se použije zatížení modelem zatížení na únavu 1 (FLM1). Pro ověření napětí je podmínka spolehlivosti upravena na tvar:

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

Prakticky se hodnoty normálových napětí v betonu $\sigma_{c,max}$ a $\sigma_{c,min}$ stanoví na základě časové závislého výpočtu tak, jak bylo ukázáno při výpočtu napětí v MSP (viz 9.1). Hodnoty napětí „minimálních“ jsou dány napětími od stálých zatížení a předpětí (středních hodnot předpínací síly), hodnoty „maxim“ jsou potom dány součtem hodnot „minimálních“ s napětími od cyklického napětí dopravou (FLM1), stanovenými na plném spřaženém průřezu. Vyhodnocení účinků zatížení na únavu betonu v průřezu ve středu rozpětí a vyhodnocení získaných namáhání je provedeno v Tab. 34.

Vlastní tíha + předpětí								
Průřez	Etapa	$\sigma_{D,horní,G+P}$	$\sigma_{D,dolní,G+P}$	$\sigma_{SMP,horní,G+P}$	$\sigma_{SMP,dolní,G+P}$			
Střed rozpětí	Uvedení do provozu	-1.58	-0.62	-2.33	-9.75			
	Konec životnosti	-2.12	-0.58	-2.29	-7.57			
Vlastní tíha + předpětí + zatížení na únavu (FLM1)								
Průřez	Etapa	$\sigma_{D,horní,G+P+Q}$	$\sigma_{D,dolní,G+P+Q}$	$\sigma_{SMP,horní,G+P+Q}$	$\sigma_{SMP,dolní,G+P+Q}$			
Střed rozpětí	Uvedení do provozu	-5.07	-2.04	-3.75	-3.58			
	Konec životnosti	-5.62	-1.99	-3.70	-1.39			
		$\sigma_{D,horní,G+P}$	$\sigma_{D,dolní,G+P}$	$\sigma_{SMP,horní,G+P}$	$\sigma_{SMP,dolní,G+P}$			
$f_{cd,fat}$	[MPa]	15.00	15.00	20.90	20.90			
Vyhodnocení únavy		$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} - 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}$				max	Posouzení	
Střed rozpětí	Uvedení do provozu	0.291	0.117	0.129	0.390	0.390	< 0.5	OK
	Konec životnosti	0.311	0.115	0.128	0.332	0.332	< 0.5	OK

Tab. 34 – Ověření únavové únosnosti betonu v tlaku (stanovení napětí a ověření únosnosti)

10.3 Ověření betonářské a předpínací výztuže na únavu

Pro ověření únavové únosnosti výztuže se využije zjednodušená metoda poškozujícího ekvivalentního napětí (viz příloha NN ČSN EN 1992-2). Základní pravidla pro posouzení a povolené rozkmity napětí $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ pro jednotlivé materiály jsou uvedeny v 6.8.4 ČSN EN 1992-1-1 a v Tab. 35. Vzhledem ke geometrii příčného řezu (poloze neutrálné osy) je posouzena pouze výztuž u spodních vláken



předpjatých nosníků. Ta je vzhledem k větší vzdálenosti od neutrálné osy vystavena většímu rozkmitu napětí $\Delta\sigma_{S, \text{equ}}(N^*)$.

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

Tab. 35 – Návrhové charakteristiky výztuže pro ověření únavy

Protože jediné proměnné zatížení uvažované při návrhu konstrukce je zatížení dopravou, stanoví se rozkmit napětí v předpínací výztuži pružným výpočtem s uvážením extrémních účinků (maxim a minim) zatížení modelem na únavu 3 (FLM3), a to podle Přílohy NN ČSN EN 1992-2. Postup výpočtu napětí je shodný s ověřením konstrukce v mezních stavech použitelnosti, resp. v mezním stavu omezení napětí. Pro ověření betonářské výztuže se užije stejného postupu ale s tím rozdílem, že napětí v betonářské výztuži se zvětší s ohledem na rozdílné chování betonářské a předpínací výztuže. Koeficient η , vyjadřující účinek rozdílného chování jednotlivých typů výztuže v soudržnosti, se stanoví podle vztahu (viz vztah (6.64) ČSN EN 1992-1-1) - součinitelem se zvětší napětí od únavy vypočtené v betonářské výztuži:

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

kde A_s je plocha betonářské výztuže v tažené oblasti,
 A_p je plocha předpínací výztuže,
 ϕ_s je největší průměr použité betonářské výztuže,
 ϕ_p je průměr nebo odpovídající průměr předpínací výztuže stanovený pro 7-mi drátová lana ze vztahu:

$$\phi_p = 1,75 \phi_{\text{wire}},$$

kde ϕ_{wire} je průměr drátu.

Pro 7-mi drátová lana o průřezové ploše 151 mm je ϕ_p rovno cca 5,2 mm.

ξ je poměr pevnosti v soudržnosti mezi soudržnou předpínací výztuží a žebírkovou (betonářskou) výztuží. Pro dodatečně napínanou výztuž je $\xi = 0,5$ (viz Tabulka 6.2 ČSN EN 1992-1-1).

Protože v průřezu ve středu rozpětí není výpočtem navržena žádná betonářská výztuž (viz 9.2 a 9.3) vyčíslení součinitele η se neprovádí.

Ověření únavy betonářské a předpínací výztuže pomocí ekvivalentního rozkmitu napětí sestává z nahrazení skutečných provozních účinků zatížení N^* cykly jednoho (ekvivalentního) rozkmitu napětí $\Delta\sigma_{S, \text{equ}}(N^*)$. Modely zatížení pro výpočet ekvivalentního rozkmitu napětí $\Delta\sigma_{S, \text{equ}}$ pro horní stavby mostních konstrukcí udává ČSN EN 1991-2.

Pro betonářskou a předpínací výztuže může být předpokládána dostatečná únavová pevnost, pokud platí vztah (viz 6.8.5 ČSN EN 1992-1-1) :

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

kde $\gamma_{F, \text{fat}}$ je součinitel únavového zatížení $\gamma_{F, \text{fat}} = 1,0$ (viz 2.4.2.3 ČSN EN 1992-1-1),
 $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ je rozkmit napětí při N^* cyklech z příslušné S-N křivky uvedené na Obrázku 6.30 ČSN EN 1992-1-1 (viz Tab. 35),



$\Delta\sigma_{S,Equ}(N^*)$ je poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro různé druhy výztuže a pro uvažovaný počet zatěžovacích cyklů N^* . Pro mostní konstrukce se $\Delta\sigma_{S,Equ}(N^*)$ stanoví podle NN.2 [10] (viz dále),

$\gamma_{s,fat}$ je součinitel materiálu pro posouzení únavy betonářské a přepínací výztuže uvažovaný hodnotou $\gamma_{s,fat} = 1,15$ (viz 2.4.2.4 ČSN EN 1992-1-1).

Stanovení $\Delta\sigma_{S,Equ}(N^*)$ se pro mosty pozemních komunikací provede podle Přílohy N, resp. NN.2 ČSN EN 1992-2. Pro stanovení ekvivalentního poškozujícího rozkmitu napětí se použije modifikovaný model na únavu 3 (FLM3). Pro výpočet napětí při ověření únavové únosnosti oceli se nápravové síly modelu na únavu 3 (FLM3) násobí (modifikují) hodnotami:

1,75 pro posouzení u mezilehlých podpor spojitých mostů

1,40 pro posouzení v jiných oblastech (tj. i v tomto příkladu)

Poškozující ekvivalentní rozkmit napětí pro ověření oceli se stanoví ze vztahu :

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

kde $\Delta\sigma_{S,Ec}$ je rozkmit napětí vyvolaný modelem zatížení FLM3 se zvětšenými nápravovými silami (viz výše) pro kombinaci zatížení na únavu (viz 10.1),

λ_s je součinitel ekvivalentního poškození únavou zahrnující místní podmínky stavby,

φ_{fat} je dynamický součinitel podle Přílohy B ČSN EN 1991-2 závislý na drsnosti vozovky uvažovaný pro povrchy s dobrou kvalitou hodnotou $\varphi_{fat} = 1,2$,

$\lambda_{s,1}$ je součinitel druhu konstrukčního prvku a rozhodující délky příčinkové čáry podle Obrázků NN.1 a NN.2 v ČSN EN 1992-2. Pro prosté nosníky je součinitel $\lambda_{s,1}$ téměř konstantní a má hodnotu cca 1,18,

$\lambda_{s,2}$ je součinitel intenzity dopravy podle vztahu (NN.103) ČSN EN 1992-2 :

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

kde \bar{Q} je součinitel typu dopravy podle Tabulky NN.1 ČSN EN 1992-2, pro dálkovou dopravu (předpokládá se, že navrhovaný most převádí silnici I. třídy) je $\bar{Q}=1,0$,

k_2 je sklon odpovídající S-N křivky podle Tabulek 6.3N a 6.4N ČSN EN 1992-1-1. Pro předem napínané přepínací vložky a přímou a ohýbanou betonářskou výztuž jsou hodnoty k_2 shodné a jsou rovny $k_2 = 9$,

N_{Obs} je počet nákladních vozidel za rok podle Tabulky 4.5 ČSN EN 1992-2, hodnoty pro tento příklad jsou uvedeny v Tab. 36, pro analyzovaný dálniční most je hodnota $N_{Obs} = 2 \cdot 10^6$.

Kategorie dopravy	N_{Obs} za rok v pravém jízdním pruhu
Silnice a dálnice se 2-ma a více pruhy v každém směru, silnice s vysokým podílem nákladní dopravy	$2,0 \cdot 10^6$
Silnice a dálnice se středním podílem nákladní dopravy	$0,5 \cdot 10^6$

Tab. 36 – Informativní počet nákladních vozidel v pravém jízdním pruhu za rok

$\lambda_{s,3}$ je součinitel návrhové životnosti podle vztahu (NN.104) ČSN EN 1992-2 :



$$\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{Years}}{100}},$$

kde N_{Years} je návrhová životnost mostu (viz 2.3 [1]),

$\lambda_{s,4}$ je součinitel vyjadřující vliv současného zatížení ve více pružích podle vztahu (NN.105) ČSN EN 1992-2 :

$$\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{Obs,i}}{N_{Obs,1}}},$$

kde $N_{Obs,i}$ je počet nákladních vozidel očekávaných v zatěžovacím pruhu i za rok,
 $N_{Obs,1}$ je počet nákladních vozidel v pomalém pruhu za rok.

Součinitel $\lambda_{s,4}$ se obvykle uvažuje rovný jedné.

Hodnoty rozkmitu napětí od nahodilého zatížení jsou (s ohledem na jediné proměnné zatížení – dopravní) dány účinky modelu zatížení FLM3. Hodnoty napětí od zatížení se stanoví pružně na celém (spřaženém) průřezu. Při výpočtu napětí v ohybové výztuži (betonářské i předpjaté) je třeba zohlednit rozdílné moduly pružnosti obou materiálů (beton / výztuž). Výpočet a posouzení ekvivalentních rozkmitů napětí je provedeno v Tab. 37.

Rozkmit napětí v předpínací výztuži (E = 195 MPa)									
Průřez	$\Delta\sigma_{p,FLM3}$ [MPa]	k	$\Delta\sigma_{s,EC}$ [MPa]	$\lambda_{s,1}$ [-]	$\lambda_{s,2}$ [-]	$\lambda_{s,3}$ [-]	$\lambda_{s,4}$ [-]	φ_{fat} [-]	$\Delta\sigma_{s,equ}$ [MPa]
Podporový	0.0	1.40	0.0	1.18	1.00	1.00	1.00	1.20	0.0
Střed rozpětí	13.6	1.40	19.0	1.18	1.00	1.00	1.00	1.20	26.9

$$\Delta\sigma_{Rsk, max,p} = \frac{185,0}{1,15} = \underline{\underline{160,9 \text{ MPa}}} > \underline{\underline{26,9 \text{ MPa}}} \quad \text{Vyhovuje}$$

Tab. 37 – Výpočet ekvivalentních rozkmitů napětí a ověření únavy v rozhodujících průřezech

Únava smykové výztuže se v rámci předpjátého nosníku neposuzuje, protože konstrukce je navržena tak, aby v charakteristické kombinaci zatížení nevznikaly smykové trhliny (viz ověření hlavních napětí v betonu - 8.2). Ověření únavy smykové výztuže tak v tomto případě postrádá smysl.