VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ
ÚSTAV BETONOVÝCH A ZDĚNÝCH KONSTRUKCÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF CONCRETE AND MASONRY STRUCTURES

MOSTNÍ DESKA Z PREFABRIKÁTŮ
THE BRIDGE SLAB FABRICATED FROM PRECAST BEAMS

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE MONIKA SUROVCOVÁ
AUTHOR

VEDOUCÍ PRÁCE doc. Ing. LADISLAV KLUSÁČEK, CSc.
SUPERVISOR

BRNO 2013

VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ
FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	B3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Bakalářský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3647R013 Konstrukce a dopravní stavby
Pracoviště	Ústav betonových a zděných konstrukcí

ZADÁNÍ BAKALÁŘSKÉ PRÁCE

Student	Monika Surovcová
Název	Mostní deska z prefabrikátů
Vedoucí bakalářské práce	doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Datum zadání bakalářské práce	30. 11. 2012
Datum odevzdání bakalářské práce	24. 5. 2013

V Brně dne 30. 11. 2012

....	....
prof. RNDr. Ing. Petr Štěpánek, CSc. Vedoucí ústavu	prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc. Děkan Fakulty stavební VUT

Podklady a literatura

1) Základní výkresová dokumentace
2) Platné ČSN EN
3) Typové podklady prefabrikátů

Zásady pro vypracování

1) Vytvoření přehledných výkresů
2) Matematický model konstrukce (plošné prvky)
3) Porovnání změřených a vypočtených deformačních veličin
4) Diskuse o míře příčného roznosu
Požadované výstupy:
A) Textová část
A1) Technická zpráva
A2) Průvodní zpráva statickým výpočtem
B) Netextová část (resp. Přílohy textové části)
B1) Použité podklady,
B2) Statický výpočet,
B3) Přehledná grafická dokumentace získaných výsledků
B4) Výkresová dokumentace řešeného mostu v rozsahu dle vedoucího práce

Předepsané přílohy

....

doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.
Vedoucí bakalářské práce

ABSTRAKT

Práce pojednává o problematice deformovatelnosti a zatížitelnosti reálného mostního objektu. Průhyb skutečné konstrukce byl konfrontován s matematickým modelem. Průhybová čára vytvořené ortotropní desky korespondovala se skutečně naměřenými hodnotami. Shody bylo docíleno zohledněním komponentů, které v průřezu figurují. Dále byla stanovena zatížitelnost mostu normovými vozidly.

KLÍČOVÁ SLOVA

průhyb mostu, tuhost průřezu, most z prefabrikátů, ortotropní deska, zatížitelnost mostu

ABSTRACT

The thesis deals with a deformability and a load capacity of an existent bridge. A deflection of the real structure was compared with a mathematical model. According to results, following from the composed model, the flexural axis of the orthotropic plate corresponds with real measured values. The numerical equality was attained on the basis of sectional components. Furthermore, a load capacity was determined according to standard vehicles.

KEYWORDS

bridge deflection, sectional stiffness, bridge from prefabricated components, orthotropic plate, bridge load capacity

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

SUROVCOVÁ, Monika. Mostní deska z prefabrikátů. Brno, 2013. 44 s., 12 s. příl. Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc..

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 22.5.2013 ……………………………… Monika Surovcová

PODĚKOVÁNÍ

Touto cestou by ráda poděkovala svému vedoucímu bakalářské práce doc. Ing. Ladislavu Klusáčkovi, CSc. za volbu poutavého tématu. Dále bych chtěla vyjádřit svůj dík Ing. Dominiku Suzovi, který mi umožnil hlubší náhled do problematiky, podnětné rady a hlavně za přístup a podporu po celou dobu studia, kterou mně i mým kolegům poskytoval. V neposlední řadě je mou milou povinností poděkovat své rodině za morální a materiální podporu a také blízkým, kteří byli do dění vtaženi.

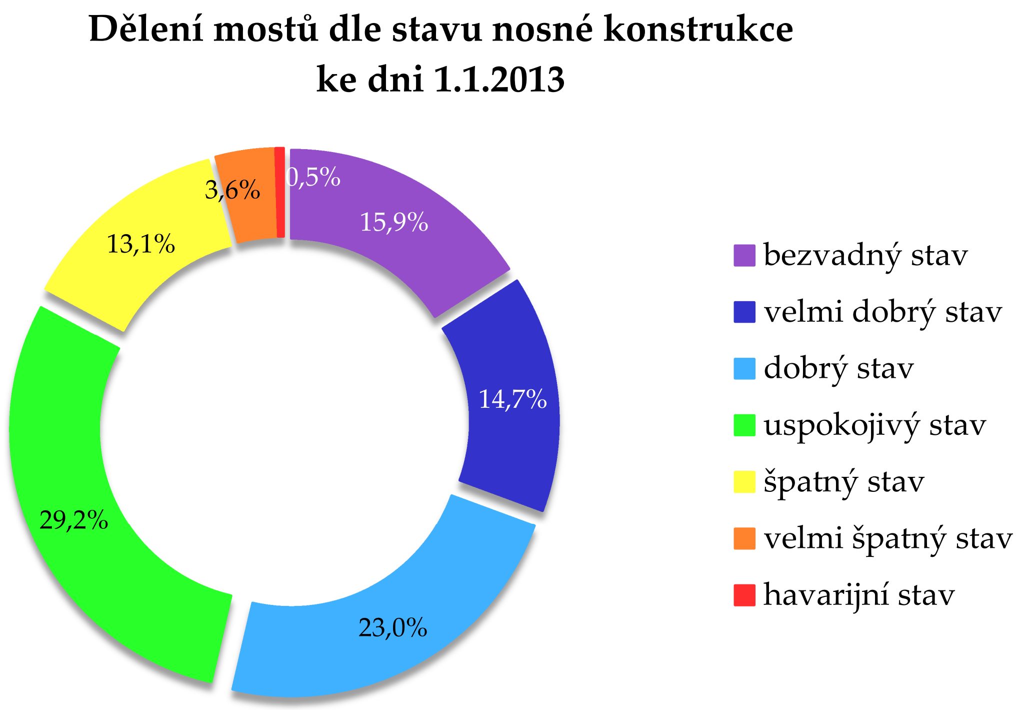
OBSAH

1 ÚVOD ... 7
2 CÍL PRÁCE ... 8
3 POPIS PROHLÍDKY MOSTU EV. Č. 379-027 ... 9
3.1 Poloha objektu ... 9
3.2 Popis objektu ... 9
4 TEORIE DESEK ... 11
4.1 Izotropie ... 11
4.1.1 Geometrické a fyzikální vztahy ... 12
4.1.2 Složky vnitřních sil a napětí vznikající na deskách ... 13
4.2 Ortotropie ... 15
4.2.1 Fyzikální ortotropie ... 15
4.2.2 Vnitřní síly u fyzikálně ortotropních desek – bez vlivu příčného smyku ... 16
4.2.3 Tvarová ortotropie ... 18
4.2.4 Komůrkové průřezy - tlustostěnné komůrkové průřezy – vylehčené desky ... 18
5 SESTAVENÍ VÝPOČTOVÉHO MODELU ... 20
6 ZATÍŽITELNOST MOSTŮ PK ... 22
6.1 Normální zatížitelnost ... 22
6.2 Výhradní zatížitelnost ... 23
6.3 Výjimečná zatížitelnost ... 24
7 STATICKÝ VÝPOČET ... 25
8 ZÁVĚR A SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ ... 43
POUŽITÁ LITERATURA ... 45
SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK ... 46
SEZNAM PŘÍLOH ... 48
PŘÍLOHY ... 49
P.1 Fotokumentace ... 49
P.2 Situační výkres mostu ... 52
P.3 Příčný řez mostu ... 53
P.4 Výkres tvaru a vyztužení nosníku KA-61 ... 54
P.5 Porovnání průhybů ... 55
P.6 Vnitřní síly od stálých složek zatížení ... 58
P.7 Vnitřní síly od jednotkového normového vozidla ... 59

1 ÚVOD

Most je také nazývám jako „mladší bratr cesty“ a je jedním z prostředků pro překonání nejrůznějších překážek. Lidé už od nepaměti měli tendenci se sbližovat, ale často jim bylo bráněno vodními toky. Příroda leckdy sama nabídla řešení a to, když přes říčky nebo potoky napadaly kmeny stromů, které umožnily přechod suchou nohou. Tak vznikly první lávky, kdy člověk využil dřevo jako nosný prvek – trám. Postupem času bylo dřevo nahrazeno jinými materiály jako ocel a beton a byl zaveden nový pojem – mosty. [13]

V současnosti rozeznáváme několik druhů mostů podle převáděné dopravy, podle použitého materiálu, podle doby trvání apod. Ke dni 1.1.2013 vzrostl počet mostů v České republice na 17 445 a podle stavu je lze rozdělit do sedmi tříd.



2 CÍL PRÁCE

Tato bakalářská práce pojednává o problematice deformovatelnosti a zatížitelnosti reálného mostního objektu.

Zkoumaný most ev. č. 379-027 se nachází na silnici II. třídy mezi obcemi Lipůvka a Blansko v Jihomoravském kraji a přemosťuje řeku Svitavu. Jedná se o konstrukci o třech polích, které se ze statického hlediska chová jako tři samostatné prosté nosníky.

Nosná konstrukce mostu je složena z jedenácti podélně předpjatých prefabrikovaných nosníků KA-61 skladebné délky 22,60m. Nosníky jsou v příčném směru vzájemně spojeny tzv. petlicovým spojem. Z hlediska použité technologie je možné konstatovat, že chování mostu v příčném směru odpovídá železobetonové desce.

Hlavním úkolem bakalářské práce bude konfrontace průhybu skutečného mostu s výpočetním modelem. Na této konkrétní konstrukci byl proveden monitoring svislých deformací nosné konstrukce od přejezdu vozidla s nadměrnou hmotností.

S ohledem na řádový rozdíl tuhosti nosné konstrukce v podélném a příčném směru bude zvolen model ortotropní desky, který je schopen tuto skutečnost popsat (v podélném směru konstrukce předpjatá – nevznikají trhliny, v příčném směru konstrukce železobetonová – vznikají trhliny).

Pro výpočet zatížitelnosti mostu bude nutné vyčíslit ztráty pro určení napětí v předpínacích kabelech na konci životnosti. Následně se vypočítají ekvivalentní účinky od vlastní tíhy mostu, ostatního stálého zatížení a účinků předpětí.

Model bude zatížen normovými vozidly jednotkové tíhy dle ČSN 73 6222 včetně dynamických součinitelů. Z analýzy ortotropní desky budou získány potřebné ohybové dimenzační momenty. Hmotnost jednotkového vozidla bude lineárně navýšena tak, aby bylo dosaženo maximální přípustné hladiny zatížení.

3 POPIS PROHLÍDKY MOSTU EV. Č. 379-027

3.1 Poloha objektu

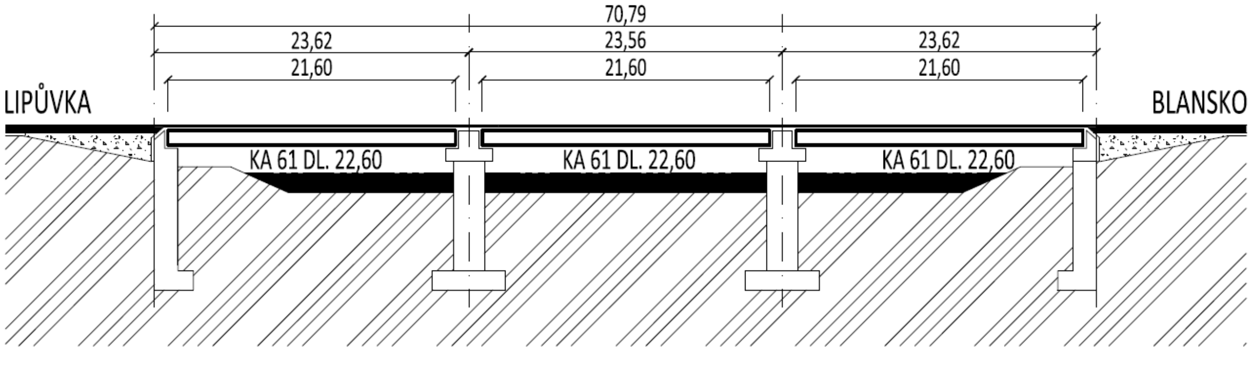
Vybraný mostní objekt se nachází v Jihomoravském kraji a je umístěn na silnici II/379, propojující obci Lipůvka s obcí Blansko, a slouží k přemostění řeky Svitavy. V tomto směru je také vedeno staničení. Opěra ležící na pravém břehu, je nazývána jako lipůvská a druhá opěra (čtvrtá podpěra) je levobřežní, též označována jako blanská.

3.2 Popis objektu

Stavba mostního objektu ev. č. 379-027 je datována rokem 1968. Most přemosťuje silnici S9,5/90. Jedná se o směrově nerozdělenou obousměrnou komunikaci v levém oblouku o poloměru 350m, která má následující šířkové uspořádáni: dva jízdní pruhy o šířce 3,5m, dva vodící proužky 0,25m a k nim přiléhající zpevněná krajnice 0,5m. Vozovka je opatřena asfaltobetonovým krytem bez zjevných poruch.

Most se skládá ze tří polí. Nosná konstrukce je tvořena jedenácti podélně předpjatými prefabrikovanými betonovými nosníky truhlíkového průřezu typu KA-61, který byl ve své době velmi rozšířený. Nosníky jsou v příčném směru vzájemně spojeny tzv. petlicovým spojem.

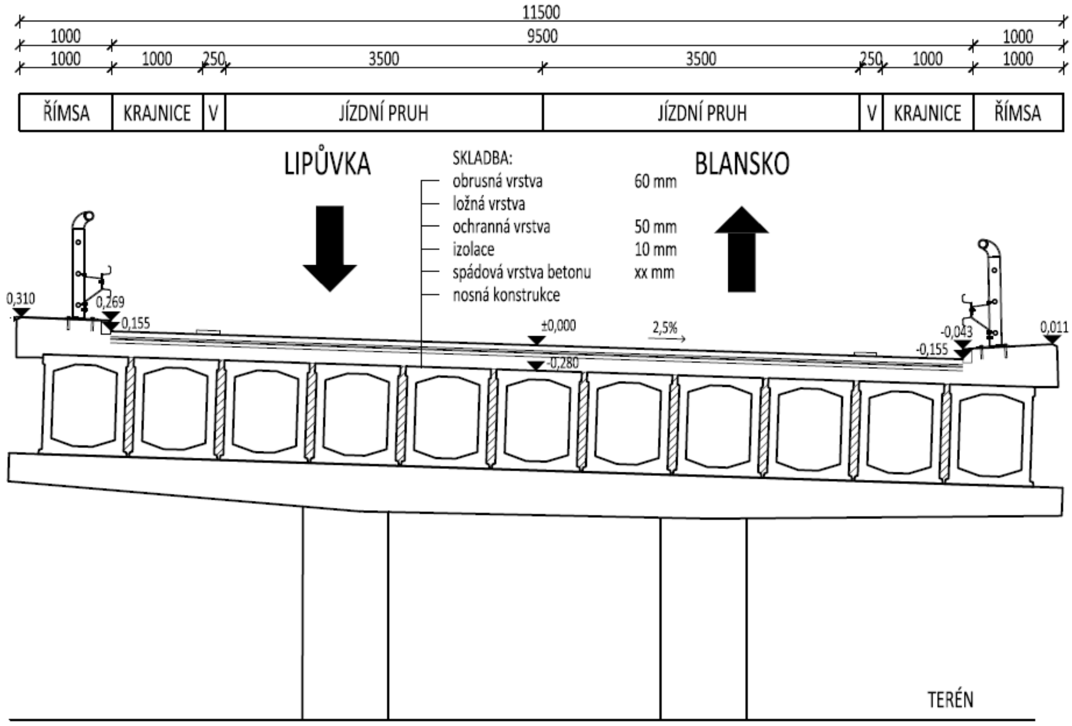
Ze statického hlediska se nosná konstrukce chová jako tři za sebou navazující prostá pole o rozpětí 21,2-21,5m. Vodorovná vzdálenost líců krajních podpěr (opěr) je 67,69m, délka nosné konstrukce měří 68,69m a délka mostu je 70,79m. Osa uložení svírá s osou mostu úhel 85°.



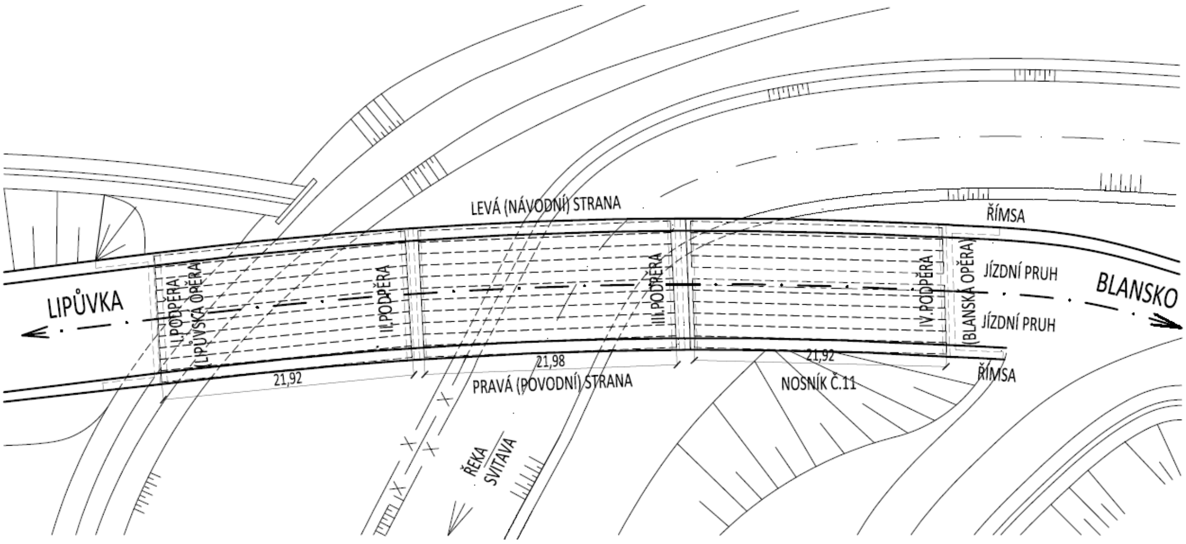
Obr. 3.1 Schéma podélného řezu

Použité nosníky KA-61 jsou předepnuty celkem 165 hladkými patentovými dráty Ø4,5mm se zaručenou mezí pevnosti 1650MPa.

Objekt je již po rekonstrukci, kdy byla nosná konstrukce zvednuta, částečně ubourána a opět položena na nově vybudované úložné prahy a provedená celková sanace.



Obr. 3.2 Příčný řez



Obr. 3.3 Situace

4 TEORIE DESEK

4.1 Izotropie

Desky jsou zvláštním případem plošných objektů, jedná se nosné konstrukce, jejichž tloušťka je vzhledem k ostatním rozměrům poměrně malá. *Střednicová rovina* je rovina spojující těžiště příčných řezů přímého či zakřiveného prvku, vždy kolmá k rovině průřezu. Konstrukce je namáhána pouze příčně působícím zatížením, tzn. vnější složky vyvozují jen kolmé složky ke střednicové rovině a zatěžovací momenty působí v rovinách k ní kolmých.

Při vyšetřování volíme pravoúhlou pravotočivou soustavu souřadnic, kdy je střednicová rovina desky proložena osami ***x*** a ***y*** nejvhodněji tak, aby hrany desky byly rovnoběžné s těmito osami. Směr osy ***z*** je volen svislý a její kladný smysl směřuje dolů (ve směru zatížení). Tloušťka desky ***h*** se stanovuje vždy kolmo ke střednicové rovině, z tohoto důvodu je ve všech řezech půlena a může být konstantní či proměnná.

Zatížení vnějšími silami se uvažuje plošné a nabývají hodnot *síla/m^2*. Pokud toto zatížení ale působí na úzký pás nebo malou plošku, je idealizováno liniovým či bodovým zatížením. Liniové zatížení působí ve směru dané trajektorie a může být silové s rozměrem *F/m*, nebo momentové s rozměrem *moment/délka*. Bodové zatížení působí v daném bodě jako osamělá břemena ***F*** nebo osamělý moment ***M***. Svislé složky objemových sil odpovídají vlastní tíze desky.

Podle skutečných nebo idealizovaných podporových reakcí se podpory dělí na bodové, liniové či plošné. Nejčastěji je okraj desky podepřen liniovou podporou.

Deformovaná střednicovou rovinu se označuje jako *ohybová rovina*, kde svislá složka ***w*** posunu vyjadřuje *průhyb* desky.

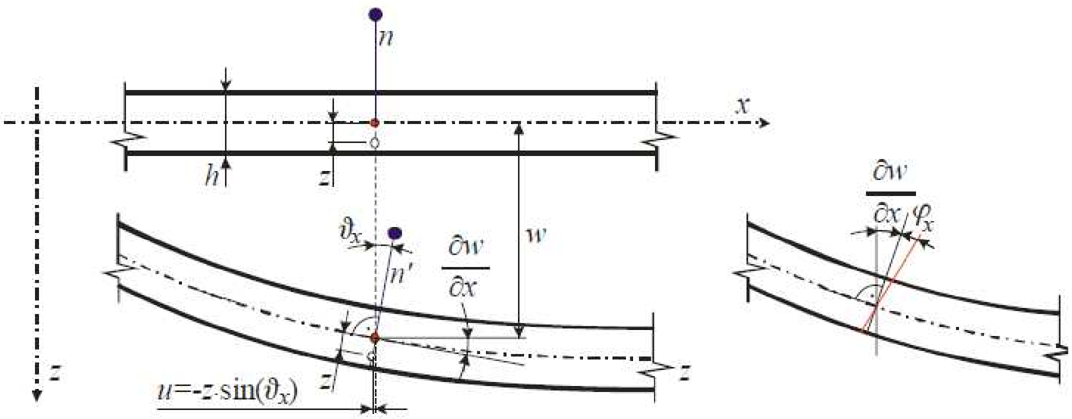
Při řešení desek, jejichž tloušťka je malá vzhledem k ostatním rozměrů a jejichž průhyb je nepatrný vzhledem k tloušťce, lze úlohy převést na dvojrozměrné. Získané veličiny jsou pak funkcemi dvou nezávisle proměnných ***x*** a ***y***.

Odvození vztahů je založeno na těchto předpokladech:

1. Vzhledem k malým průhybům desky se zanedbávají vodorovné složky působící na body střednicové roviny: ***u(x, y, 0)=y(x, y, 0)=0***. Podmínkou platnosti je tvarová i fyzikální symetrie parametrů desky.

2. Vzhledem k výrazně větší hodnotě normálových napětí σ_x a σ_y ve svislých řezech vůči normálovému napětí σ_z ve vodorovných řezech desky při daném způsobu zatížení a malé tloušťky desky se při odvození zanedbává σ_z, tak i ε_z: $\sigma_z = \varepsilon_z = 0$.
3. Vzhledem k malé tloušťce desky se předpokládá, že body tvořící normálu střednicové roviny desky vytvoří i po deformaci přímku, která je normálou ohybové roviny desky. Tento předpoklad je obdobou hypotézy rovinných průřezů prutů, podle které se zanedbávají deformace vyvozené tečnými napětími τ_{zx} a τ_{zy}, tedy $\tau_{zx} = \tau_{zy} = 0$.

4.1.1 Geometrické a fyzikální vztahy



Obr. 4.1 Průhyb desky

$$u = -z \cdot \sin(\vartheta_x) = -z \cdot \vartheta_x = -z \cdot \frac{\partial w}{\partial x} \tag{4.1}$$

V řezu kolmém k ose x obdobně:

$$v = -z \cdot \frac{\partial w}{\partial y} \tag{4.2}$$

Tyto rovnice potvrzují platnost předpokladů, které umožňují popsat všechny tři složky ***u***, ***v***, ***w*** posunů ve všech bodech desky prostřednictvím jediné funkce ***w(x, y)***, která definuje ohybovou rovinu desky.

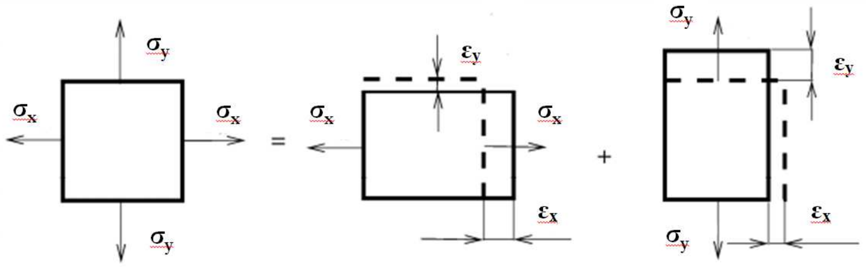
Z *geometrických rovnic* stanovíme neznámé deformace:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = -z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \tag{4.3}$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = -z \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \tag{4.4}$$

Co se týče *fyzikálních rovnic*, jedná se o rovinnou napjatost $\sigma_z = 0$ a vztahy mezi napětími a deformacemi vychází z Hookova zákona $\sigma = E \cdot \varepsilon$ pro lineárně pružný materiál.

Současně nelze pominout existenci příčné kontrakce, jevu vznikajícím při natahování nebo stlačování pružného tělesa, kdy dochází ke změně rozměrů kolmých ke směru namáhání. Tento jev lze snadno vysvětlit jako snahu materiálu odolávat tendenci ke změně jeho objemu. Nejčastěji je zohledňován *součinitelem příčné kontrakce* – tzv. *Poissonova součinitele* μ. [12]



Obr. 4.2 Rovinná napjatost – příčná kontrakce

Uvážíme nejprve tyto rovnice:

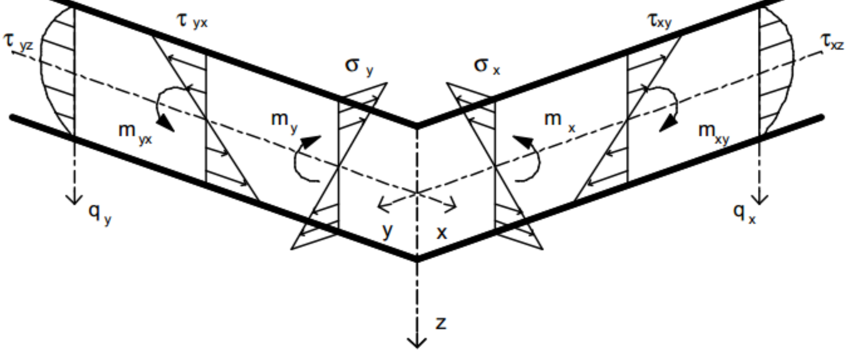
$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_x - \mu \cdot \sigma_y) \; \varepsilon_y = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_y - \mu \cdot \sigma_x) \tag{4.5}$$

Napětí na příslušných osách vychází z kombinací vztahů (4.3), (4.4) a (4.5):

$$\sigma_x = -\frac{E}{1-\mu^2} \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \cdot z$$

$$\sigma_y = -\frac{E}{1-\mu^2} \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \cdot z \tag{4.6}$$

4.1.2 Složky vnitřních sil a napětí vznikající na deskách



Obr. 4.3 Složky vnitřních sil a napětí vznikající na deskách

Momenty $\boldsymbol{m_x}$, $\boldsymbol{m_y}$ a $\boldsymbol{m_{xy}}=\boldsymbol{m_{yx}}$ se vyjádří jako funkce průhybu $\boldsymbol{w}$ (např. dosazením $\boldsymbol{\sigma_x}$ (4.6) za $\boldsymbol{\sigma}$ do vztahu (4.7) se získá $\boldsymbol{m_x}$, průhyb není závislý na $\boldsymbol{z}$, a proto lze provést integraci):

$$m = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma \cdot z \, dz \tag{4.7}$$

$$m_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma_x \cdot z \, dz = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} -\frac{E}{1-\mu^2} \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \cdot z \cdot z \, dz =$$

$$= -\frac{E}{1-\mu^2} \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) \cdot \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} z^2 \, dz = -\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)$$

4.1.2.1 Desková tuhost

Činitel $E \cdot h^3/[12 \cdot (1-\mu^2)]$ odpovídá *ohybové tuhosti desky* $\boldsymbol{D}=\boldsymbol{E}\cdot\boldsymbol{I}$:

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1-\mu^2)}, \tag{4.8}$$

kde $\boldsymbol{E}$ je *modul pružnosti* a $\boldsymbol{I}$ *moment setrvačnosti*.

Pro obecný obdélníkový průřez platí: $I=1/12 \cdot b \cdot h^3$. Po dosazení šířky jeden metr dostáváme: $I=1/12 \cdot h^3$, použitím vzorce (4.8) vyplyne vztah pro tuhost i izotropní desky:

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1-\mu^2)} = \frac{E}{(1-\mu^2)} \cdot \frac{1}{12} \cdot h^3 = E^i \cdot I \tag{4.9}$$

4.2 Ortotropie

Jinými slovy se jedná o pravoúhlou anizotropii, čímž se rozumí nestejnoměrnost vlastností v různých směrech souřadného systému. Při řešení anizotropie předpokládáme homogenitu materiálu, vystihnutého třemi ortogonálními osami anizotropie, ortogonální anizotropii neboli ortotropii materiálu. Rozeznávají se dva druhy ortotropie, ortotropie fyzikální a ortotropie tvarová.

4.2.1 Fyzikální ortotropie

Fyzikální ortotropie je způsobena přímo povahou materiálu ve dvou na sebe kolmých směrech (např. vliv různě silného vyztužení, stěny zesílené různě silnými žebry či lisované překližky). I když moduly pružnosti betonu a oceli $\boldsymbol{E}$ na směru napětí nezávisí, ale ve dvou vzájemně kolmých řezech připadá na jednotku délky řezu odlišné množství ocelové výztuže, a proto vychází různé *„průměrné hodnoty **E**“* a *součinitele příčné kontrakce* $\boldsymbol{\mu}$.

Obecně fyzikální ortotropie se hodí především pro řešení dřevěných desek, kdy se hodnota modulu pružnosti skutečně liší v závislosti směru vláken (např. smrk ve směru vláken E=15GPa a napříč vláken E=0,6GPa), pro železobetonové mosty není příliš vhodný. Poissonův součinitel $\boldsymbol{\mu}$ pro beton je v rozmezí 0,15-0,2 a modul pružnosti $\boldsymbol{E_c}$=20-40GPa, ve srovnání s ocelí, která má $\boldsymbol{\mu}$=0,3 a $\boldsymbol{E_s}$=210GPa.

Primární tvar $\boldsymbol{\varepsilon=D_0^{-1}\cdot\sigma}$ vyjadřuje základní obecné vztahy mezi složkami deformace a složkami napětí:

$$\begin{bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \varepsilon_z\\ \gamma_{yz}\\ \gamma_{zx}\\ \gamma_{xy}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\frac{1}{E_1} & \frac{-\mu_{12}}{E_1} & \frac{-\mu_{13}}{E_1} & 0 & 0 & 0\\ \frac{-\mu_{21}}{E_2} & \frac{1}{E_2} & \frac{-\mu_{23}}{E_2} & 0 & 0 & 0\\ \frac{-\mu_{31}}{E_3} & \frac{-\mu_{32}}{E_3} & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{23}} & 0 & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{31}} & 0\\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{12}}\end{bmatrix}\cdot\begin{bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \sigma_z\\ \tau_{yz}\\ \tau_{zx}\\ \tau_{xy}\end{bmatrix} \tag{4.10}$$

Pomocí těchto vztahů stanovíme šest součinitelů příčné kontrakce (Poissonovy) $\boldsymbol{\mu_{ij}}$:

$$a_{12}=-\mu_{12}/E_1\equiv a_{21}=-\mu_{21}/E_2$$

$$a_{13}=-\mu_{13}/E_1\equiv a_{31}=-\mu_{31}/E_3 \qquad (4.11)$$

$$a_{23}=-\mu_{23}/E_2\equiv a_{32}=-\mu_{32}/E_3$$

Identity ≡ plynou ze symetrie $\boldsymbol{a_{ij}=a_{ji}}$, takže z devíti konstant $\boldsymbol{E}$, $\boldsymbol{\mu}$ je jen šest vzájemně nezávislých a spolu se třemi konstantami $\boldsymbol{G}$ tvoří devět konstant, které jsou nezbytné k popisu fyzikálních vlastností ortoropie.

Matice tuhosti je tvořena třemi normálovými a třemi smykovými složkami. Složka $\boldsymbol{\varepsilon_z}$ se zanedbá, což vyplývá z výše uvedených předpokladů $\boldsymbol{\varepsilon_z}=0$ a $\boldsymbol{\sigma_z}=0$.

$$\begin{bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \tau_{xy}\\ \tau_{xz}\\ \tau_{yz}\end{bmatrix}=\left[\begin{array}{ccc|cc}\frac{E_1}{1-\mu_{12}\,\mu_{21}} & \frac{\mu_{21}\,E_1}{1-\mu_{12}\,\mu_{21}} & 0 & & \\ \frac{\mu_{12}\,E_2}{1-\mu_{12}\,\mu_{21}} & \frac{E_2}{1-\mu_{12}\,\mu_{21}} & 0 & \multicolumn{2}{c}{\mathbf{0}} \\ 0 & 0 & G_{12} & & \\ \hline & & & G_{13} & 0\\ & \mathbf{0} & & 0 & G_{23}\end{array}\right]\cdot\begin{bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \gamma_{xy}\\ \gamma_{xz}\\ \gamma_{yz}\end{bmatrix} \qquad (4.12)$$

4.2.2 Vnitřní síly u fyzikálně ortotropních desek – bez vlivu příčného smyku

Vychází se z klasické Kirchhofovy teorie tenkých desek, založenou na vztazích (4.1) a (4.2) a platnou v mezích:

a) Jeden rozměr (tloušťka) je podstatně (5 a více krát) menší než rozměry zbylé. V opačném případě ve střednicové rovině začnou vznikat podstatná napětí, k deskové napjatosti se přidá stěnová napjatost. V $\lim_{h\to 0}$ se vytváří pouze tahová napětí a deska přechází v taženou membránu.

b) Extrémní průhyb desky by měl být menší než L/100 rozpětí.

Není-li dodrženo, deska se více chová jako tlustá deska. Dochází ke zkosení pravého úhlu mezi hmotnou normálou a střednicovou rovinou vlivem příčného smyku a to, se projevuje na celkové energii, deformaci a napjatosti desky.

Při využitím hypotézy (4.1) a (4.2), geometrických vztahů fyzikálního původu (4.12) a momentových podmínek rovnováhy vyjde vztah:

$$\begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \\ T_x \\ T_y \end{bmatrix} = -\left[\begin{array}{ccc|cccc} D_{11} & D_{12} & 0 & & & & \\ D_{21} & D_{22} & 0 & & \mathbf{0} & & \\ 0 & 0 & D_{33} & & & & \\ \hline & & & D_{11} & D_3 & 0 & 0 \\ & \mathbf{0} & & 0 & 0 & D_{22} & D_3 \end{array}\right] \cdot \begin{bmatrix} w_{xx} \\ w_{yy} \\ 2w_{xy} \\ w_{xxx} \\ w_{yyx} \\ w_{yyy} \\ w_{xxy} \end{bmatrix}, \qquad (4.13)$$

kde $\boldsymbol{M_x}$, $\boldsymbol{M_y}$ jsou *ohybové momenty*; $\boldsymbol{M_{xy}}$ *kroutící momen*; $\boldsymbol{T_x}$, $\boldsymbol{T_y}$ *posouvající síly* a $\boldsymbol{D_{ij}}$ členy matice tuhosti:

Ohybové tuhosti:

$$D_{11} = \frac{E_1 \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu_{12} \cdot \mu_{21})} \qquad (4.14)$$

$$D_{22} = \frac{E_2 \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \mu_{12} \cdot \mu_{21})} \qquad (4.15)$$

Kontrakční tuhost:

$$D_{12} = \mu_{21} \cdot D_{11} \equiv D_{21} = \mu_{12} \cdot D_{22} \qquad (4.16)$$

Torsní tuhost:

$$D_{33} = G_{12} \frac{h^3}{12} \qquad (4.17)$$

Smíšená tuhost:

$$D_3 = 2 \cdot D_{33} + D_{12} \equiv 2 \cdot D_{33} + D_{21} \qquad (4.18)$$

K sestavení matice tuhosti potřebujeme určit pět hodnot: $\boldsymbol{h}$, $\boldsymbol{E_1}$, $\boldsymbol{E_2}$, $\boldsymbol{G_{12}}$ a $\boldsymbol{\mu_{12}}$, druhý součinitel příčné kontrakce je:

$$\mu_{21} = \mu_{12} \frac{E_2}{E_1} = \mu_{12} \frac{D_{22}}{D_{11}} \qquad (4.19)$$

4.2.3 Tvarová ortotropie

Některé mostní, stropní, základové aj. konstrukce se podobají deskám, což plyne z Kirchhofovy teorie, kdy celková tloušťka ***h*** je řádově menší vzhledem k půdorysným rozměrům. Při tom se jedná o tělesa obecnějšího tvaru, např. žebrované desky, žaluziové desky tvořené prefabrikáty, desky vylehčené komůrkami, desky s odlišně měkkou či tuhou výztuží, např. se zabetonovanými I nosníky, vlnovky, příhradové desky apod. Jen vzácně se vyskytují útvary, u nichž je celková ohybová tuhost v podélném a příčném směru stejná. Obvykle se tyto tuhosti liší až řádově, důvodem není rozličnost modulů pružnost E, nýbrž vlivem různého průřezu rovinami x=konstanta.

4.2.4 Komůrkové průřezy - tlustostěnné komůrkové průřezy – vylehčené desky

Deska, vylehčená průběžnými dutinami v jednom směru, může být počítána jako tvarově ortotropní deska s příčnou kontrakcí.

Základním předpokladem jsou značně silné stěny komůrkových průřezů. Jejich *tloušťka* t_i (může být i proměnná) by měla řádově splňovat nerovnost:

$$t_i > \frac{h}{10}, \qquad (4.20)$$

kde ***h*** je celková tloušťka desky. Jsou-li svislé stěny dostatečně tlusté (poměr tloušťky stěn dvou přilehlých nosníků/jejich osové vzdálenosti › 1/10), lze zanedbat vliv posouvajících sil na deformaci desky a použít těchto vzorců k výpočtu matice fyzikálních konstant:

Ohybová tuhost spočítána pro I průřez, v němž je *šířka přírub* ***b*** mezi osovou vzdáleností sousedních komůrek (včetně mezery mezi nosníky):

$$D_{11} = \frac{E \cdot I_{xb}}{b \cdot (1 - \mu^2)} \qquad (4.21)$$

Ohybová tuhost v příčném směru jednotkové šířky, procházející nejslabší částí vodorovných stěn truhlíků:

$$D_{22} = \frac{E \cdot I_y}{(1 - \mu^2)} \qquad (4.22)$$

Kontrakční tuhost:

$$D_{12} = D_{21} = \mu \cdot \sqrt{D_{11} \cdot D_{22}} \qquad (4.23)$$

Torzní tuhost:

$$D_{33} = \frac{1-\mu}{2} \cdot \sqrt{D_{11} \cdot D_{22}} = \frac{1}{8} \cdot \left[\left(G \cdot I_j \right)_x + \left(G \cdot I_j \right)_y \right] \tag{4.24}$$

Smyková tuhost:

$$D_{44} = D_{55} = \frac{1}{\beta} \cdot G \cdot h \tag{4.25}$$

Modul pružnosti ve smyku:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1+\mu)} \tag{4.26}$$

Průřez	**β**
Obdélník (deska bez žeber)	6/5
Plný kruh a přibližně i pro plný n – úhelník (n ≥ 6)	32/27 10/9
Kružnice – tenkostěnné kruhové prstence a přibližně n – úhelníky (n ≥ 6)	2
Ocelové I č. 8 až 45	2,1-2,8
Betonové profily typu I, T apod. s plochou A a plochou stojin A_w	A/A_w

Tab. 4.1 Stanovení součinitele β

5 SESTAVENÍ VÝPOČTOVÉHO MODELU

Hlavní úlohou každého matematického modelu je co nejvěrnější vystižení chování skutečné konstrukce. Zkoumaný mostní objekt se skládá z 11 podélně předpjatých prefabrikovaných nosníku KA-61 skladebné délky 22,60 m. Nosníky jsou vyrobeny z betonu pevnostní třídy B500 (≈C35/45) a předpjaty hladkými patentovými dráty Ø4,5mm o zaručené pevnosti σ_a=1650MPa. Počet a průběh předpínacích kabelů je patrný z výkresu tvaru a vyztužení nosníku KA-61 připojeného v příloze této práce. V příčném směru jsou jednotlivé nosníky spojeny tzv. petlicovým spojem z betonářské výztuže ROXOR 10 513 a spáry mezi nimi zmonolitněny.

Z výše zmíněných informací vyplývá, že se konstrukce chová **ve směru podélném** jako předpjatá (plné předpětí) – celý průřez tlačený – nedochází k vzniku trhlin – ideální průřezové charakteristiky, zatímco **ve směru příčném** jde o železobetonovou konstrukci – u spodních vláken vznikají trhliny – aktivace výztuže, horní vlákna tlačena – beton. Pro výpočet byl tedy zvolen model ortotropní desky, který je schopen tuto skutečnost popsat. [4]

Průřezové charakteristiky (tuhosti D_{11}) v podélném směru se stanoví relativně jednoduše, dosazením momentu setrvačnosti nosníku v podélném směru do vzorce (4.21). Při porovnání výsledků tvar průhybové čáry modelu v příčném směru sice koresponduje se změřenou (skutečnou) průhybovou čarou, ale maximální skutečný průhyb nosníků je poloviční ve srovnání s matematickým modelem. Snahou je aproximovat skutečné chování reálného mostu. Z prvního modelu je zřejmé, že zadaná tuhost mostu v podélném směru je nedostatečná (malá), a proto vznikají výstižnější modely. K momentu setrvačnosti betonového průřezu nosníku KA-61 je zohledněna tuhost betonářské a předpínací výztuže pomocí pracovního součinitele. I po této úpravě je skutečná tuhost mostu vyšší než modelu, což vede k potřebě najít další element (vozovkové souvrství) ovlivňující tuhost desky. Po konzultaci na ústavu pozemních komunikací je zjištěno, že modul pružnosti asfaltového betonu má značný rozptyl závisející na jeho aktuální teplotě a je možné uvažovat v extrémním létě 2GPa, v zimě 20GPa. Následně se spočítají průřezové charakteristiky kompozitního průřezu tvořeného betonovou kostrou, betonářskou a předpínací výztuží, asfaltovým souvrstvím včetně spádové vrstvy betonu. Tento průřez je poté matematicky homogenizován na ideální betonový průřez.

Stanovení průřezových charakteristik (tuhosti D_{22}) v příčném směru je obtížnější. Mostní konstrukce funguje totiž jako železobetonová deska, je potřeba zvážit přibližný dosah trhlin. Tuhost konstrukce z nosníků KA se po šířce mění,

místem s minimální tuhostí je spára mezi nosníky (jakost betonu připravovaného na stavbě je nižší než u betonu prefabrikovaných nosníků, vliv má také nesnadná betonáž a hutnění úzké a hluboké spáry). Naopak nejvyšší tuhost mostní konstrukce v příčném směru je ve stojině nosníku KA. Určení momentu setrvačnosti pro příčný směr je možné několika způsoby:

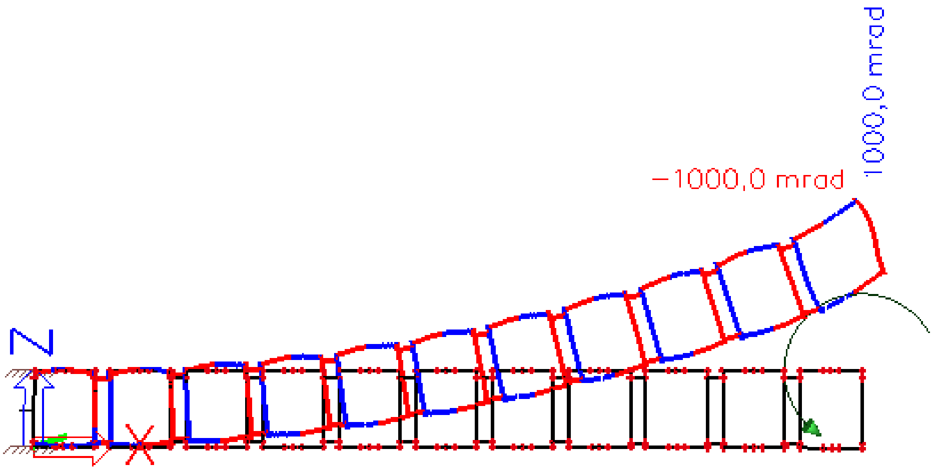
a) Nejsnadnějším a zároveň nejméně příznivým řešení je v celém příčném směru uvažovat nejmenší tuhost vyskytující se v příčném směru – spára mezi nosníky v mezním stavu únosnosti.
b) Korektnější způsob spočívá ve výpočtu momentu setrvačnosti v několika řezech a následné zprůměrování tuhostí.
c) Nejexaktnější metodou se jeví sestavení příslušného příhradového modelu v příčném směru, kdy je jedna strana mostu vetknuta a na straně druhé je zatěžován ohybovým momentem způsobující jednotkové stočení. Průměrná ohybová tuhost se získá vynásobením moment a délky namodelované konstrukce. Vztah mezi ohybovou tuhostí a momentem zatěžujícím délku je přímoúměrný, což vyplývá z:

$$\varphi = \frac{E \cdot I}{M \cdot L}, \text{když } \varphi = 1, \text{pak } E \cdot I = M \cdot L \tag{5.1}$$

Velmi podstatné je každému prvku příhradové konstrukce přisoudit správnou tuhost. V oblast tahu, kde se předpokládá vznik trhlin, se modeluje pouze prut z ocelové desky o rozměrech výztuže, která je přítomná v místě spáry a tvoří tzv. petlicový spoj. [4]

Ohybová tuhost podle prutového modelu – výpočet proveden dle kapitoly 4.2 literatury [5]**:**

$$D_{22} = \frac{E \cdot I_x}{b \cdot (1-\mu^2)} = \frac{M_y \cdot L}{b \cdot (1-\mu^2)} = \frac{17926 \cdot 10^3 \cdot 11{,}8}{1 \cdot (1-0{,}15^2)} = 216 \text{MNm}$$



Obr. 5.1 Stanovení průměrné tuhosti v příčném směru pomocí prutového modelu

6 ZATÍŽITELNOST MOSTŮ PK

Stanovení zatížitelnosti mostu se provádí podle dnes platné normy ČSN 73 6222 – Zatížitelnost mostů pozemních komunikací, která s účinností od 1.4.2010 částečně nahrazuje předešlou normu ČSN 73 6220 – Zatížení a evidence mostů pozemních komunikací ze září 1996.

Zatížitelnost je definována jako největší okamžitá hmotnost vozidla, jemuž je za podmínek dále uvedených dovolena jízda. Určuje ji vždy nejmenší zatížitelnost části či celku mostní konstrukce. Podle těchto podmínek rozeznáváme druhy zatížitelnosti: normální, výhradní a výjimečnou.

Normální zatížitelnost V_n je maximální možná okamžitá celková hmotnost jednoho vozidla. Taková vozidla mohou jezdit po mostě bez dalších dopravních omezení a v libovolném počtu. Nedochází ani k omezení provozu chodců a cyklistů.

Výhradní zatížitelnost V_r je definovaná největší okamžitou celkovou hmotností vozidla, které se pohybuje po mostě jako jediné za současného zamezení jízdy jiných vozidel v obou směrech. Provoz chodců a cyklistů je uskutečňován ve vyhrazených pásech.

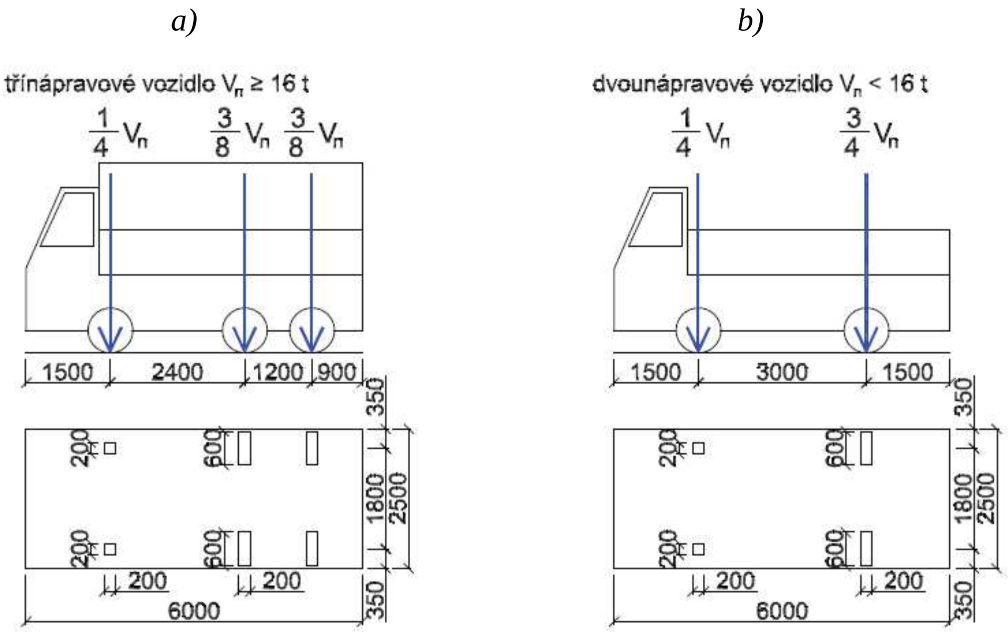
Výjimečná zatížitelnost V_e je maximální okamžitá celková hmotnost vozidla nebo zvláštní soupravy, které se smí přemostit jen za předpokladu vyloučení veškeré ostatní dopravy (včetně chodců a cyklistů) a při dodržení dalších opatření, mezi ně patří dodržení předepsané rychlosti, dodržení stanovené stopy.

6.1 Normální zatížitelnost

Zatěžovací schéma vychází z modelu LM1 formulovaného v ČSN EN 1991-2 - Zatížení mostů dopravou. Dochází k rozdělení šířky vozovky **w** do **n** zatěžovacích pruhů, která je dána vzdáleností mezi obrubníky (o minimální výšce 120mm) nebo mezi vnitřními líci záchytného vybavení pozemní komunikace. Pro **w** < 5,4m je **n**=1, při šířce 5,4m ≤ **w** < 6,0m **n**=2 a při 6,0m ≤ **w** je **n**= **w**/3 zaokrouhleno na celé číslo dolů.

Jednotlivým vozidlem V_n je myšleno vozidlo dvounápravové (obr. 5.1b), jemuž je lze zaměnit jednoduchou zadní nápravu dvounápravou za třínápravovou (obr. 5.1a), pokud tíha dvounápravového vozidla přesáhne hodnotu 160kN.

Další pruhy jsou zatížené jednonápravou a rovnoměrným zatížením (vzniklým obdobně jako u prvního pruhu). Na zbývající plochu pojížděné vozovky je rozneseno rovnoměrné zatížení.

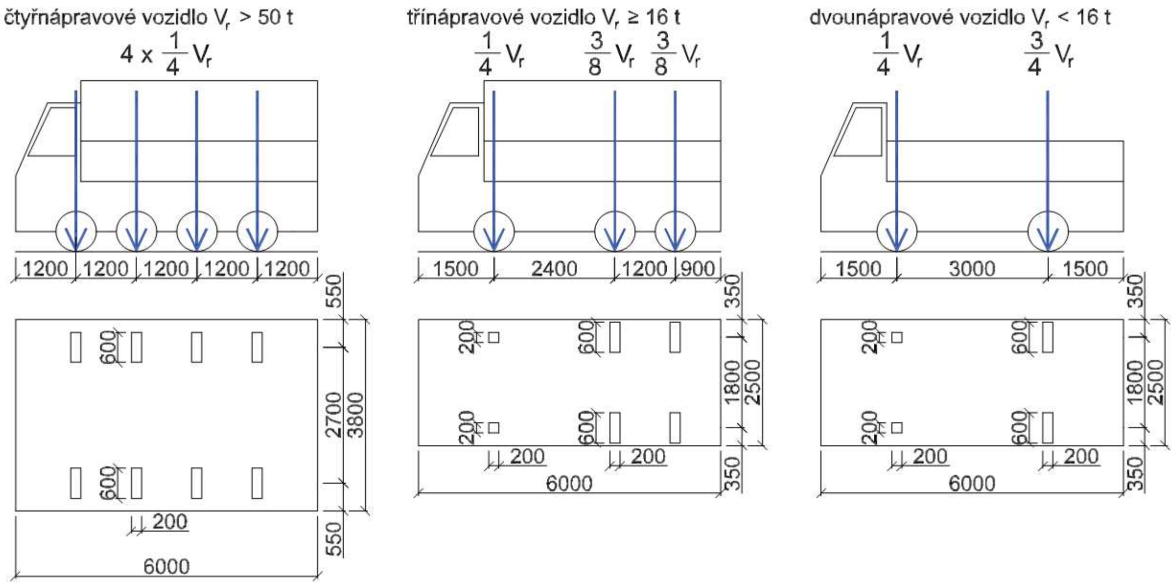


;

Obr. 5.1 Schéma třínápravového a dvounápravového vozidla pro stanovení výjimečné zatížitelnosti

6.2 Výhradní zatížitelnost

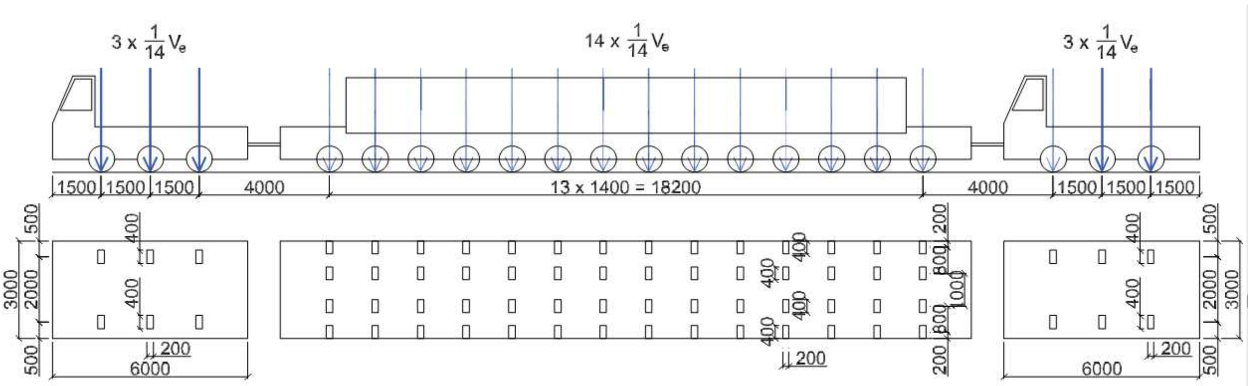
Výhradní zatížitelnost se určí jako největší přípustná hmotnost $\mathbf{V_r}$ jediného čtyřnápravového vozidla za předpokladu, že jeho hmotnost přesahuje 50 tun. V opačném případě se ke stanovení použije třínápravové vozidlo a jestliže je výhradní zatížitelnost nižší než 16 tun, výpočet bude prováděn pomocí modelu dvounápravového vozidla.



Obr. 5.3 Schéma tří druhů vozidel pro stanovení výhradní zatížitelnosti

6.3 Výjimečná zatížitelnost

Schéma výjimečného zatížení tvoří zvláštní souprava složená z jednoho čtrnáctinápravového podvalníku s jedním třínápravovým tahače vpředu a vzadu. Tlaky na jednotlivé nápravy nesmí překročit 1/14 výjimečné zatížitelnosti. Při čemž pohyb této soupravy je v předepsané stopě s maximální odchylkou ±0,3m a při předepsané rychlosti.



Obr. 5.3 Schéma zvláštní soupravy pro stanovení výjimečné zatížitelnosti

7 STATICKÝ VÝPOČET

SILNIČNÍ MOST EV. Č. 379-027

- 3 prostá pole
- 11ks nosníků KA-61 v každém poli, dl. 22,6m
- Most v levém oblouku R=350m
- Dodatečně předepnut
- Rok stavby 1968
- Rozpětí pole: $L_1=L_3=21{,}92m$, $L_2=21{,}98m$
- Celková délka mostu: L=70,79m

MATERIÁLOVÉ CHARAKTERISTIKY

BETON: B-500 ≈ C35/45

$f_{ck}=35MPa$

$$f_{cd}=\frac{\alpha_{cc}\cdot f_{ck}}{\gamma_c}=\frac{0{,}85\cdot 35}{1{,}5}=19{,}83MPa$$

$f_{ctm}=3{,}2MPa$

$$f_{ctd}=\frac{\alpha_{ct}\cdot f_{ctk0{,}05}}{\gamma_c}=\frac{1\cdot 2{,}2}{1{,}5}=1{,}46MPa$$

$E_{cm}=34GPa$ (dle ČSN EN 1992-1-1)

=> dle Kaucký $\mathbf{E_{cm}=38{,}5GPa}$

$\varepsilon_{cu}=-3{,}5‰$

PŘEDPÍNACÍ LANA:

$f_{pk}=1650MPa$

$\sigma_{p,max}=1304MPa$

$E_p=190GPa$

$Ø_p=4{,}5mm$

$A_p=\pi\cdot r^2=15{,}9mm^2$

MĚKKÁ VÝZTUŽ

ROXOR 10 513

$f_{yk}=400MPa$

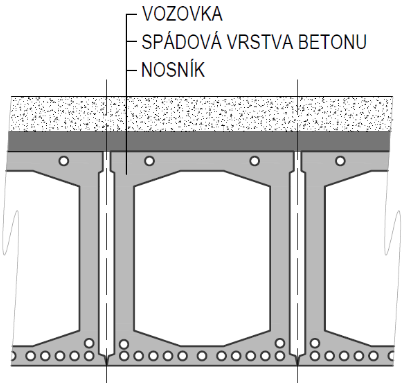
VOZOVKA

$h_v=280$ mm

Modul pružnosti vozovky má velký rozptyl v závislosti na aktuální teplotě, na základě konzultace s odborníky v oboru je možné uvažovat:

$E_{AC,l}=2GPa$ (v létě)

$E_{AC,z}=20GPa$ (v zimě)



ZATÍŽENÍ

VLASTNÍ TÍHA:

Nosník $A_n \cdot \gamma_{pb} = 0,4402 \cdot 26 = 11,45 kN/m'$

Spára $A_s \cdot \gamma_{žb} = 0,102 \cdot 25 = 2,55 kN/m'$

$\mathbf{\Sigma g_{0k} = 14 kN/m'}$

OSTATNÍ STÁLÉ:

Vozovka $g_v = 0,28 \cdot 9,5 \cdot 24 = 63,84 kN/m'$

Římsa $g_ř = 2 \cdot 0,44 \cdot 24 = 21,12 kN/m'$

$\mathbf{\Sigma g_{1k} = 84,96 kN/m'}$

Zatížení připadající na 1 nosník (celkové 11):

$$\frac{\sum g_{1k}}{11} = \frac{84,96}{11} = 7,72 kN/m'$$

Zatížení na 1m´:

$$\frac{7,724}{b} = 7,72 kNm^{-2}$$

Přibližně:

$$M_{g0k} = \frac{1}{8} g_{0k} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 14 \cdot 21,98^2 = 845,17 kNm$$

$$M_{g1k} = \frac{1}{8} g_{1k} \cdot l^2 = \frac{1}{8} \cdot 7,72 \cdot 21,98^2 = 466,45 kNm$$

$$\sum \mathbf{M_{gk}} = \mathbf{M_{g0k} + M_{g1k}} = \mathbf{1311,62 kNm}$$

Ortotropní deska:

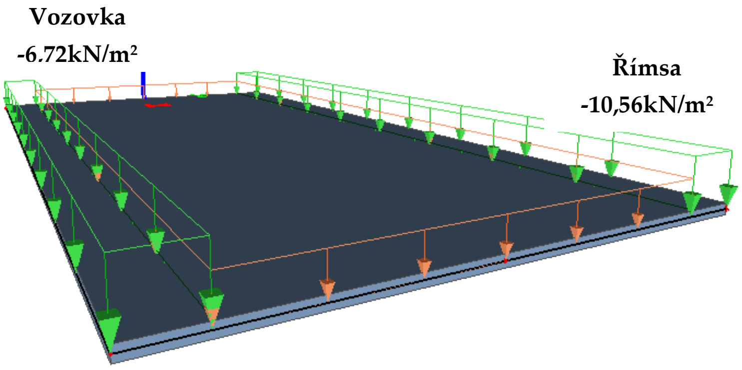
Střední nosník

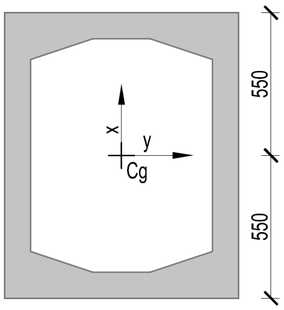
$M_{g1k} = 433 kNm$

Okrajový nosník

$M_{g1k} = 458 kNm$

Schéma zatížení od vozovky a římsy



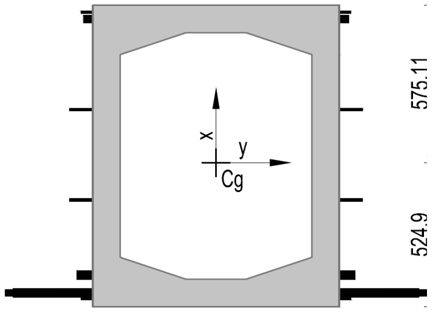


BETONOVÝ PRŮŘEZ

$\mathbf{I_{yc} = 6,419 \cdot 10^{-2} m^2}$

$I_{xc} = 4{,}402 \cdot 10^{-2} m^2$

$A_c = 3{,}984 \cdot 10^{-1} m^2$



IDEÁLNÍ ŽELEZOBETONOVÝ PRŮŘEZ

Přepočet betonářské výztuže na beton: ø10 (Roxor 10 513)

$$A_{s\to c} = A_s \cdot \frac{E_s}{E_c} = \frac{\pi \cdot 10^2}{4} \cdot \frac{210 \cdot 10^9}{38{,}5 \cdot 10^9} = 4283{,}99mm^2$$

$A_{s\to c} = \emptyset \cdot b_s = 4283{,}99mm^2 \Rightarrow b_{s\to c} = 428{,}4mm^2/1prut$

Přepočet předpínací výztuže na beton: ø4,5

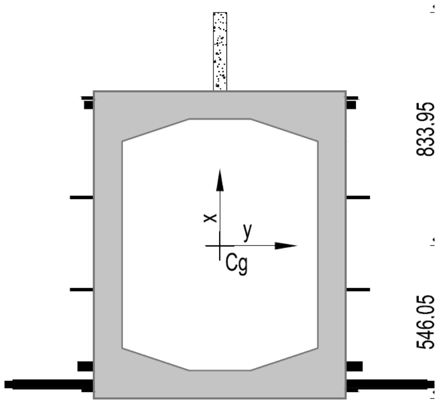
$$A_{p\to c} = A_p \cdot \frac{E_p}{E_c} = \frac{\pi \cdot 4{,}5^2}{4} \cdot \frac{190 \cdot 10^9}{38{,}5 \cdot 10^9} = 156{,}98mm^2$$

$A_{p\to c} = \emptyset \cdot b_p = 156{,}98mm^2 \Rightarrow b_{p\to c} = 34{,}88mm^2/1lano$

$\mathbf{I_{yc+s+p} = 7,072 \cdot 10^{-2} m^2}$

$I_{xc+s+p} = 5{,}412 \cdot 10^{-2} m^2$

$A_{c+s+p} = 4{,}294 \cdot 10^{-1} m^2$



IDEÁLNÍ ŽELEZOBETONOVÝ PRŮŘEZ A VOZOVKOU V LÉTĚ

Přepočet vozovky v extrémním létě: h_v= 280mm $E_{AC,l}$=2GPa

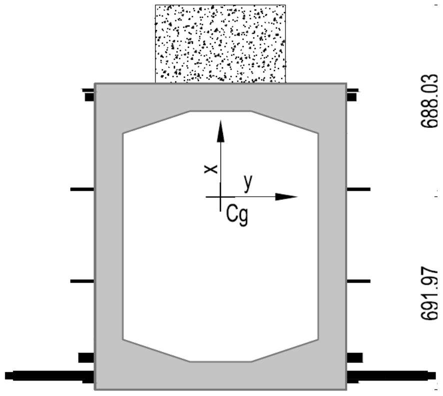
$$A_{AC,l\to c} = A_{AC,l} \cdot \frac{E_{AC,l}}{E_c} = 280 \cdot 900 \cdot \frac{2 \cdot 10^9}{38{,}5 \cdot 10^9} = 13090{,}9mm^2$$

$A_{AC,l\to c} = h \cdot b_{AC,l\to c} = 13090{,}9mm^2 \Rightarrow b_{AC,l\to c} = 46{,}75mm$

$\mathbf{I_{yc+s+p+AC,l} = 7,731 \cdot 10^{-2} m^2}$

$I_{xc+s+p+AC,l} = 5{,}413 \cdot 10^{-2} m^2$

$A_{c+s+p+AC,l} = 4{,}425 \cdot 10^{-1} m^2$



IDEÁLNÍ ŽELEZOBETONOVÝ PRŮŘEZ A VOZOVKOU V ZIMĚ

Přepočet vozovky v zimě na beton: h_v= 280mm $E_{AC,z}$=20GPa

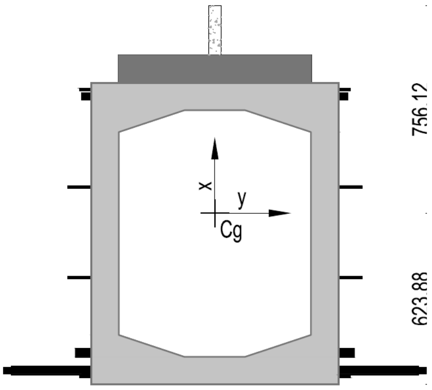
$$A_{AC,z\to c} = A_{AC,z} \cdot \frac{E_{AC,z}}{E_c} = 280 \cdot 900 \cdot \frac{20 \cdot 10^9}{38{,}5 \cdot 10^9} = 130909mm^2$$

$A_{AC,z\to c} = h \cdot b_{AC,z\to c} = 130909mm^2 \Rightarrow b_{AC,z\to c} = 467{,}5mm$

$\mathbf{I_{yc+s+p+AC,z} = 12,288 \cdot 10^{-2} m^2}$

$I_{xc+s+p+AC,z} = 5{,}651 \cdot 10^{-2} m^2$

$A_{c+s+p+AC,z} = 5{,}603 \cdot 10^{-1} m^2$



IDEÁLNÍ ŽELEZOBETONOVÝ PRŮŘEZ A VOZOVKOU V LÉTĚ SE ZOHLEDNĚNÍM SPÁDOVÉ VRSTVY BETONU

Přepočet spádového betonu: h= 100mm $E_{c'}$=30GPa

$$A_{c'\to c} = A_{c'} \cdot \frac{E_{c'}}{E_c} = 100 \cdot 900 \cdot \frac{30 \cdot 10^9}{38{,}5 \cdot 10^9} = 70129{,}87\text{mm}^2$$

$A_{c'\to c} = h \cdot b_{c'\to c} = 70129{,}87\text{mm}^2 \Rightarrow b_{c'\to c} = 701{,}3\text{mm}$

Přepočet vozovky v extrémním létě: h_v= 180mm $E_{AC,l}$=2GPa

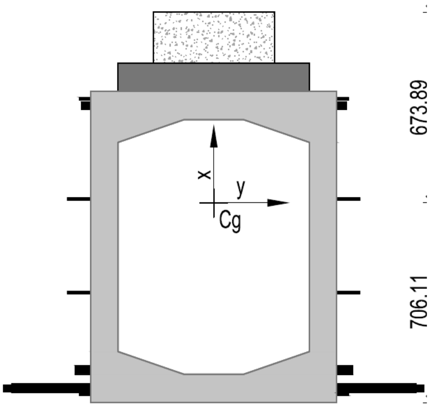
$$A_{AC,l\to c} = A_{AC,l} \cdot \frac{E_{AC,l}}{E_c} = 180 \cdot 900 \cdot \frac{2 \cdot 10^9}{38{,}5 \cdot 10^9} = 8415{,}6\text{mm}^2$$

$A_{AC,l\to c} = h \cdot b_{AC,l\to c} = 8415{,}6\text{mm}^2 \Rightarrow b_{AC,l\to c} = 46{,}75\text{mm}$

$\mathbf{I_{yc+s+p+AC,l+c'} = 9{,}816 \cdot 10^{-2}m^2}$

$I_{xc+s+p+AC,l+c'} = 5{,}700 \cdot 10^{-2}\text{m}^2$

$A_{c+s+p+AC,l+c'} = 5{,}08 \cdot 10^{-1}\text{m}^2$



IDEÁLNÍ ŽELEZOBETONOVÝ PRŮŘEZ A VOZOVKOU V ZIMĚ SE ZOHLEDNĚNÍM SPÁDOVÉ VRSTVY BETONU

PŘEPOČÍTÁNO PO ANALÝZE NOSNÍKU

Přepočet vozovky v skutečném létě: h_v= 180mm $E_{AC,sl}$=19GPa

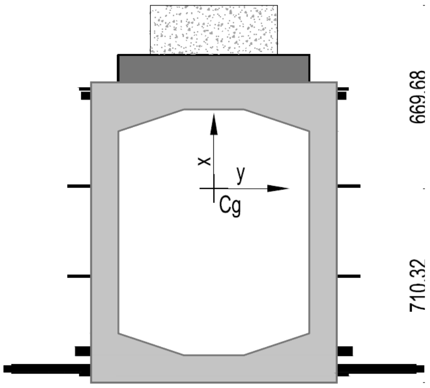
$$A_{AC,sl\to c} = A_{AC,sl} \cdot \frac{E_{AC,sl}}{E_c} = 180 \cdot 900 \cdot \frac{19 \cdot 10^9}{38{,}5 \cdot 10^9} = 79948{,}05\text{mm}^2$$

$A_{AC,sl\to c} = h \cdot b_{AC,sl\to c} = 79948\text{mm}^2 \Rightarrow b_{AC,sl\to c} = 444{,}16\text{mm}$

$\mathbf{I_{yc+s+p+AC,sl+c'} = 12{,}617 \cdot 10^{-2}m^2}$

$I_{xc+s+p+\mathbf{AC,sl}+c'} = 5{,}831 \cdot 10^{-2}\text{m}^2$

$A_{c+s+p+\mathbf{AC,sl}+c'} = 5{,}795 \cdot 10^{-1}\text{m}^2$



IDEÁLNÍ ŽELEZOBETONOVÝ PRŮŘEZ A VOZOVKOU V ZIMĚ SE ZOHLEDNĚNÍM SPÁDOVÉ VRSTVY BETONU

Přepočet vozovky v zimě na beton: h_v= 180mm

$E_{AC,z}$=20GPa

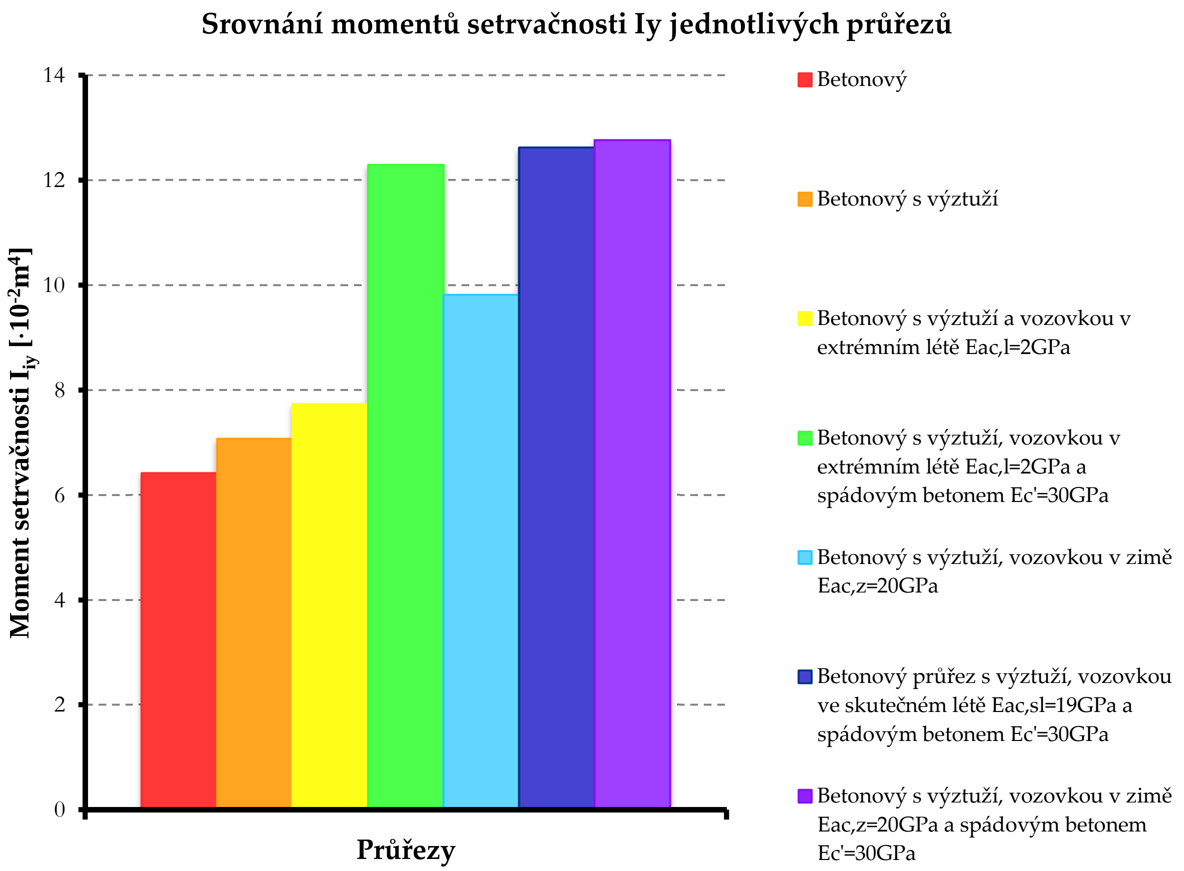
$$A_{AC,z\to c} = A_{AC,z} \cdot \frac{E_{AC,z}}{E_c} = 180 \cdot 900 \cdot \frac{20 \cdot 10^9}{38{,}5 \cdot 10^9} = 84155{,}84\text{mm}^2$$

$A_{AC,z\to c} = h \cdot b_{AC,z\to c} = 84155{,}84\text{mm}^2 \Rightarrow b_{AC,z\to c} = 467{,}53\text{mm}$

$\mathbf{I_{yc+s+p+AC,z+c'} = 12{,}761 \cdot 10^{-2}m^2}$

$I_{xc+s+p+AC,z+c'} = 5{,}853 \cdot 10^{-2}\text{m}^2$

$A_{c+s+p+AC,z+c'} = 5{,}837 \cdot 10^{-1}\text{m}^2$


Srovnání momentů setrvačnosti Iy jednotlivých průřezů
14
12
10
8
6
4
2
0
Moment setrvačnosti I$_{iy}$ [·10^{-2}m^4]
Průřezy
Betonový
Betonový s výztuží
Betonový s výztuží a vozovkou v extrémním létě Eac,l=2GPa
Betonový s výztuží, vozovkou v extrémním létě Eac,l=2GPa a spádovým betonem Ec'=30GPa
Betonový s výztuží, vozovkou v zimě Eac,z=20GPa
Betonový průřez s výztuží, vozovkou ve skutečném létě Eac,sl=19GPa a spádovým betonem Ec'=30GPa
Betonový s výztuží, vozovkou v zimě Eac,z=20GPa a spádovým betonem Ec'=30GPa

PRVKY MATICE TUHOSTI ORTOTROPNÍ DESKY

E_c=38,5GPa

μ=0,15

β=1,989

BETONOVÝ PRŮŘEZ – ukázka výpočtu

$$D_{11} = \frac{E \cdot I_y}{b \cdot (1-\mu^2)} = \frac{38{,}5 \cdot 10^9 \cdot 6{,}419 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot (1-0{,}15^2)} = 2528\mathrm{MNm}$$

$$D_{22} = \frac{E \cdot I_x}{b \cdot (1-\mu^2)} = \frac{M_y \cdot L}{b \cdot (1-\mu^2)} = \frac{17926 \cdot 10^3 \cdot 11{,}8}{1 \cdot (1-0{,}15^2)} = 216\mathrm{MNm}$$

$$D_{12} = D_{21} = \mu \cdot \sqrt{D_{11} \cdot D_{22}} = 0{,}15 \cdot \sqrt{2528 \cdot 216} = 111\mathrm{MNm}$$

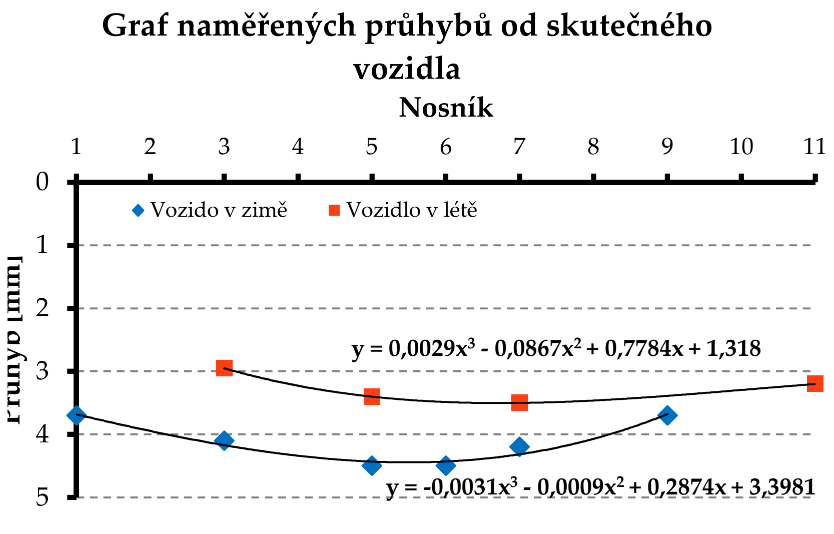
$$D_{33} = \frac{1-\mu}{2} \cdot \sqrt{D_{11} \cdot D_{22}} = \frac{1-0{,}15}{2} \cdot \sqrt{2528 \cdot 216} = 314\mathrm{MNm}$$

$$D_{44} = D_{55} = \frac{1}{\beta} \cdot G \cdot h = \frac{1}{1{,}989} \cdot 16{,}74 \cdot 10^9 \cdot 1{,}1 = 9258\mathrm{MNm}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{38{,}5 \cdot 10^9}{2(1+0{,}15)} = 16{,}74 \cdot 10^9\mathrm{Pa}$$

TABULKA PRVKŮ MATICE TUHOSTI PRŮŘEZŮ

TUHOST / PRŮŘEZ	D_{11} [MNm]	D_{22} [MNm]	$D_{12}=D_{21}$ [MNm]	D_{33} [MNm]	$D_{44}=D_{55}$ [MNm]
BETONOVÝ	2528,4	216,4	110,95	314,37	9257,44
ŽB	2785,5	216,4	116,46	329,96	9257,44
ŽB S VOZOVKOU V EXTRÉMNÍM LÉTĚ	3044,8	216,4	121,76	344,98	11613,9
ŽB S VOZOVKOU V ZIMĚ	4839,9	216,4	153,51	434,94	11613,9
ŽB S VOZOVKOU V EXTRÉMNÍM LÉTĚ A SPÁDOVÝM BETONEM	3866,1	216,4	137,2	388,7	11613,9
ŽB S VOZOVKOU VE SKUTEČNÉM LÉTĚ A SPÁDOVÝM BETONEM	4969,5	216,4	155,55	440,73	11613,9
ŽB S VOZOVKOU V ZIMĚ A SPÁDOVÝM BETONEM	5026	216,4	156,43	443,23	11613,9



Derivace rovnice průhybu=0 => lokální minimum = osa trajektorie vozidla

V LÉTĚ:

$$y' = -0{,}0031 \cdot 3 \cdot x^2 - 0{,}0009 \cdot 2 \cdot x + 0{,}2874$$

$$y'_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} = \{\mathbf{5,56}; -5{,}56\}$$

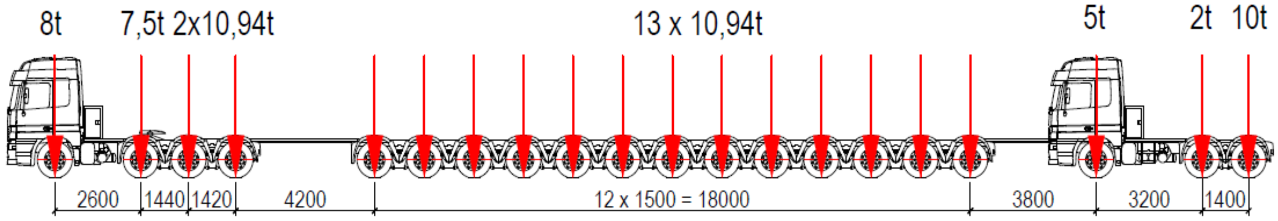
V ZIMĚ:

$$y' = 0{,}0029 \cdot 3 \cdot x^2 - 0{,}0867 \cdot 2 \cdot x + 0{,}7784$$

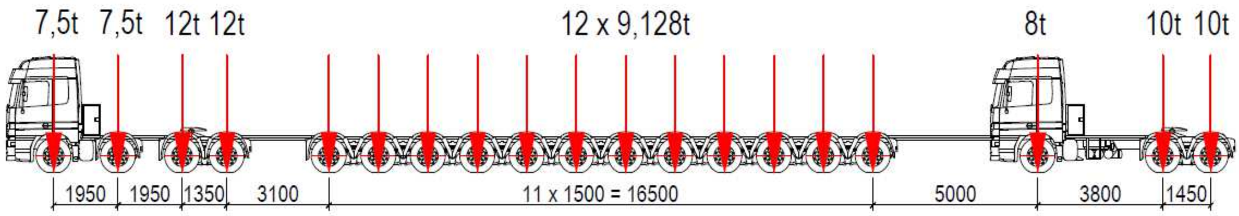
$$y'_{1,2} = \{\mathbf{6,83}; 13{,}1\}$$

Skutečná výjimečná vozidla

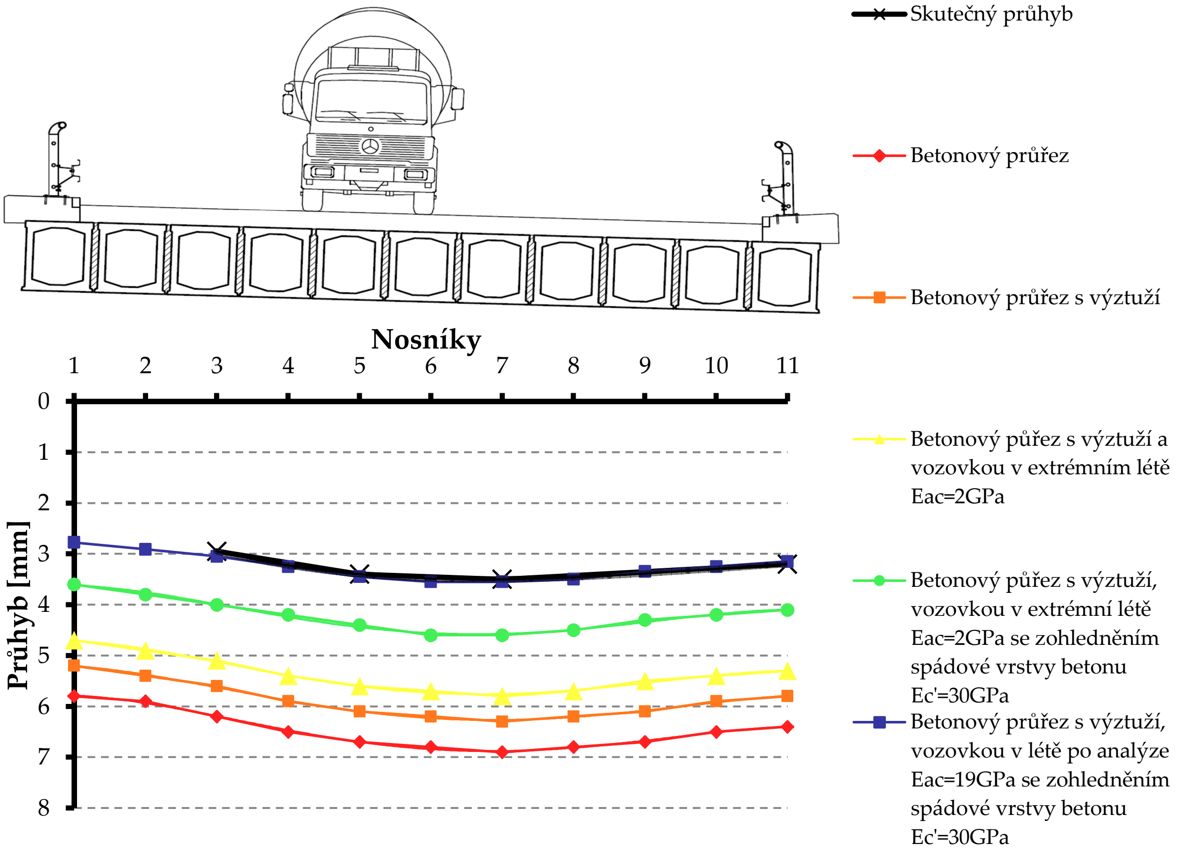
V létě (t=22°C): hmotnost celkem 148,9t (176t včetně postrku)



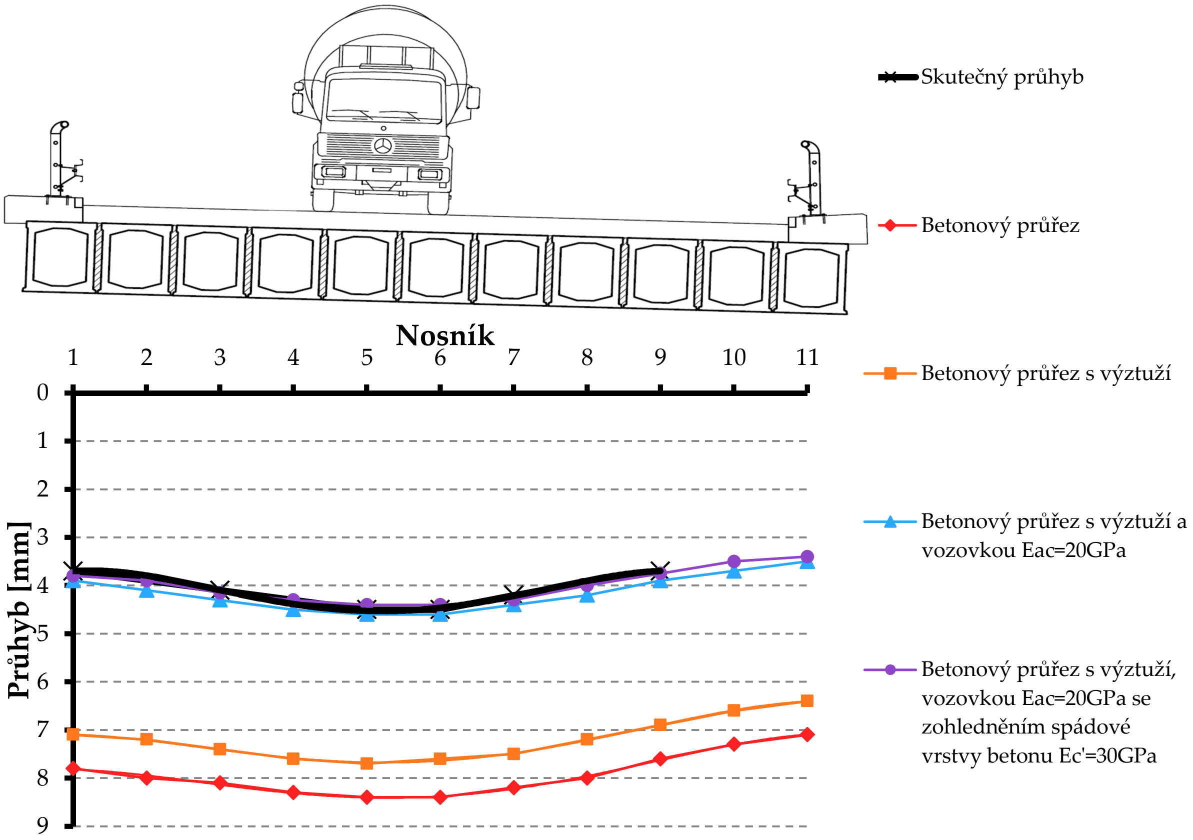
V zimě (t=-1,5°C): hmotnost celkem 179,7t (204t včetně postrku)



Graf průhybů na různých průřezech v létě



Graf průhybů na jednotlivých průřezech v zimě



VÝPOČET ZTRÁT TŘENÍ A POKLUZU

$\sigma_{pm} = 1304\text{MPa}$

$\mu_{tření} = 0{,}35$

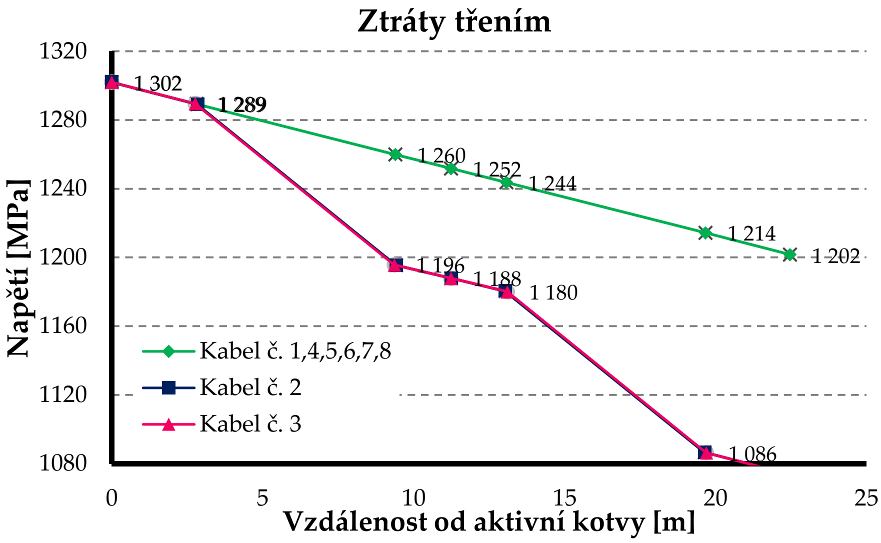
$k = 0{,}01$

$Ep = 190\text{GPa}$

$\text{Pokluz} = 5\text{mm}$

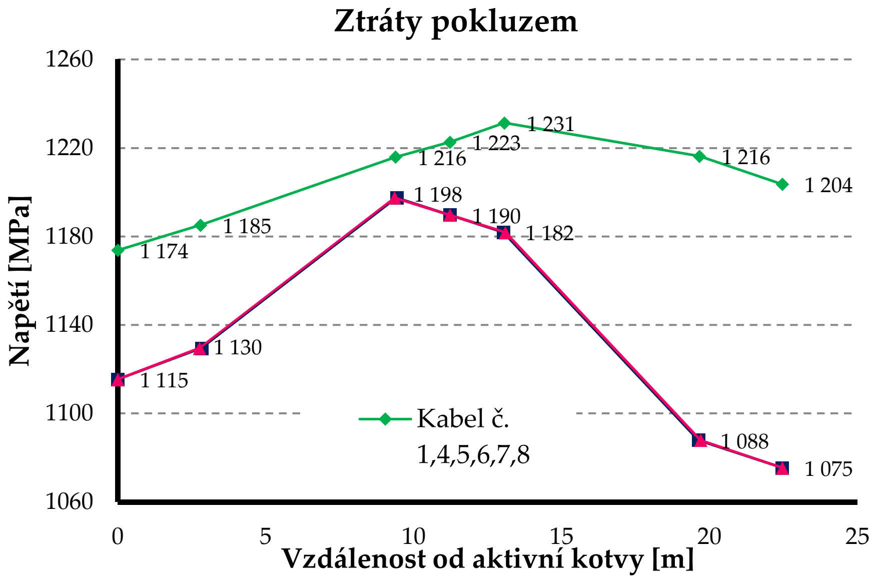
VÝPOČET ZTRÁTY TŘENÍM: $\Delta\sigma_{p\mu} = \sigma_{pm}\left(1 - e^{-\mu(\alpha+kl)}\right)$

Kabel č.	Délka [mm]	ω [°]	R [mm]	Ztrát třením Δσpμ[MPa]
1,4,5,6,7,8	2,800	0	0	-12,70
1,4,5,6,7,8	9,390	0	0	-42,09
1,4,5,6,7,8	11,230	0	0	-50,18
1,4,5,6,7,8	13,070	0	0	-58,27
1,4,5,6,7,8	19,660	0	0	-87,67
1,4,5,6,7,8	22,460	0	0	-100,36
2	2,835	8°35'	44000	-12,87
2	9,426	8°35'	44000	-106,76
2	11,230	8°35'	44000	-114,30
2	13,034	8°35'	44000	-121,84
2	19,625	8°35'	44000	-215,73
2	22,460	8°35'	44000	-228,60
3	2,765	8°35'	44000	-12,56
3	9,356	8°35'	44000	0,00
3	11,230	8°35'	44000	0,00
3	13,104	8°35'	44000	0,00
3	19,695	8°35'	44000	0,00
3	22,460	8°35'	44000	0,00



VÝPOČET ZTRÁTY POKLUZEM: $\Delta\sigma_{pw} = \frac{\Delta L \cdot E}{L}$

Kabel č.	Délka [mm]	Ztráty pokluzem $\Delta\sigma_{p\mu}$[MPa]
1,4,5,6,7,8	0,000	1173,82
1,4,5,6,7,8	2,800	1185,17
1,4,5,6,7,8	9,390	1215,91
1,4,5,6,7,8	11,230	1222,65
1,4,5,6,7,8	13,070	1231,33
1,4,5,6,7,8	19,660	1216,33
1,4,5,6,7,9	22,460	1203,64
2	0,000	1115,36
2	2,835	1129,55
2	9,426	1197,53
2	11,230	1189,70
2	13,034	1181,87
2	19,625	1087,96
2	22,460	1075,40
3	0,000	1115,36
3	2,765	1129,55
3	9,356	1197,53
3	11,230	1189,70
3	13,104	1181,87
3	19,695	1087,96
3	22,460	1075,40



VÝPOČET ZTRÁT OD POSTUPNÉHO NAPÍNÁNÍ

$A_p = 2{,}62421 \cdot 10^{-3} m^2$

$A_c = 0{,}3984 m^2$

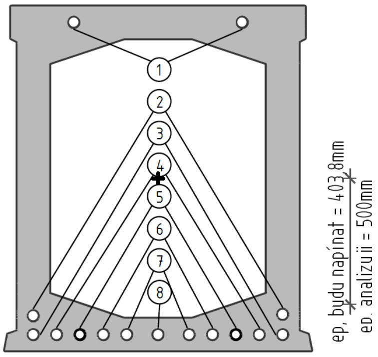
$E_p = 190 GPa$

$E_c = 38{,}5 GPa$

$F_{p(1\ lano)} = 19{,}79 kN$

$I_y = 6{,}419 \cdot 10^{-2}\ m^4$

Počet drátů=165ks



Příklad napínání kabelu č. 5

$n_{(napínán)}=(165-24)=141$

$e_{p,budu\ napínat}=0{,}4038m$

$e_{p,analizuji}=0{,}5m$

$$\Delta\sigma_{cp5} = \frac{F_p \cdot n}{A_C} + \frac{F_p \cdot n \cdot e_{p,budu\ napínat}}{I_y} \cdot e_{p,analizuji} =$$

$$= \frac{19{,}79 \cdot 10^3 \cdot 141}{0{,}3984} + \frac{19{,}79 \cdot 10^3 \cdot 141 \cdot 0{,}4038}{6{,}419 \cdot 10^{-2}} \cdot 0{,}5 = -17{,}4 MPa$$

$$\Delta\sigma_{pel5} = \frac{\Delta\sigma_{cp5} \cdot E_p}{E_{cm}} = \frac{-17{,}4 \cdot 10^6 \cdot 190 \cdot 10^9}{38{,}5 \cdot 10^9} = -42{,}94 MPa$$

Kabel č.	n	$e_{p,\ budu\ napínat}$ [m]	$e_{p,\ analizuji}$ [m]	$\Delta\sigma_{cpi}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{peli}$ [MPa]
5	141	0,4038	0,5	-17,40	-42,94
1	129	0,4879	-0,5	3,12	-7,69
4	105	0,4851	0,5	-12,73	-31,40
3	81	0,4807	0,5	-9,76	-24,09
2	57	0,5	0,435	-6,00	-12,88
6	33	0,5	0,5	-4,07	-10,05
7	9	0,5	0,5	-1,11	-2,74
8	0	-	-	-	-

VÝSLEDNÁ NAPĚTÍ KRÁTKODOBÝCH ZTRÁT

Kabel č.	Napětí [MPa]
1	1179,71
2	1182,01
3	1165,61
4	1191,25
5	1179,71
6	1212,60
7	1219,91
8	1222,65
ø	**1194,18**

Výchozí napětí=1304MPa

Krátkodobé ztráty 7,5% (L/2)

$\sigma_{p,m0}$=1194,18MPa

$P_{m0}=\sigma_{p,m0} \cdot A_p$=1194,18 · 2624,21

P_{m0}=3133,78kN

VÝPOČET ZTRÁT SMRŠŤOVÁNÍM BETONU

$A_p = 2{,}62421 \cdot 10^{-3} m^2$
$P_{m0} = 3165{,}74 kN$
$E_p = 190 GPa$
$f_{pk} = 1650 GPa$
$e_p = 417{,}82 mm$
Třída relaxace=1

$A_c = 0{,}3984 m^2$
$E_{cm} = 38{,}5 GPa$
$f_{ck} = 35 MPa$
$f_{cm} = 43 MPa$
u=3,832m
RH=70%

$t_s = 2$ dny (doba ošetřování betonu)
$t_0 = 28$ dní (stáří betonu v době předpínání)
$t_{g1} = 90$ dní (stáří betonu zatíženého svrškem)
$t_\infty = 36500$ dní (doba životnosti)

SMRŠTĚNÍ VYSYCHÁNÍM

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ [MPa]	**Relativní vlhkost** [%]	
	60	80
20/25	0,49	0,3
40/50	0,38	0,24

$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}331‰$

$$\beta_{ds}(t;t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0^3}}$$

$h_0 = \frac{2A_c}{u}$ =207,933mm

h_0 [mm]	k_h
200	0,85
300	0,75

$k_h = 0{,}842$

$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t;t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$

$\boldsymbol{\beta_{ds}(t_\infty;t_s) = 0{,}9967}$
$\boldsymbol{\beta_{ds}(t_0;t_s) = 0{,}178}$
$\boldsymbol{\varepsilon_{cd}(t_\infty;t_s) = 0{,}278‰}$
$\boldsymbol{\varepsilon_{cd}(t_0;t_s) = 0{,}05‰}$
$\boldsymbol{\varepsilon_{cd}(t_\infty;t_0)} = \varepsilon_{cd}(t_\infty;t_s) - \varepsilon_{cd}(t_0;t_s) = \boldsymbol{0{,}228‰}$

AUTOGENNÍ SMRŠTĚNÍ

$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$

$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 0{,}0625‰$

$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0{,}2t^{0{,}5})$

$\boldsymbol{\beta_{as}(t_0) = 0,653}$

$\boldsymbol{\beta_{as}(t_\infty) = 1}$

$\boldsymbol{\varepsilon_{ca}(t_0) = 0,041}‰$

$\boldsymbol{\varepsilon_{ca} = 0,0625}‰$

$\boldsymbol{\varepsilon_{ca}(t_\infty; t_0)} = \varepsilon_{ca}(t_\infty) - \varepsilon_{ca}(t_0) = \boldsymbol{0,0215}‰$

CELKOVÉ POMĚRNÉ SMRŠTĚNÍ

$\boldsymbol{\varepsilon_{cs}} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = \boldsymbol{0,25}‰$

RELAXACE PŘEDPÍNACÍ VÝZTUŽE

Třída relaxačního chování 1

ρ_{1000}=8%

t=500000 hodin (tj. přibližně 57 let)

dle ČSN EN 1992-1-1 kapitola 3.3 Předpínací výztuž

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 5{,}39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6{,}7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{AI}}{f_{pk}} = \frac{1206{,}36}{1650} = 0{,}731$$

$\boldsymbol{\Delta\sigma_{pr} = 244,33MPa}$

DOTVAROVÁNÍ BETONU

Součinitel dotvarování

$\varphi(t; t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t; t_0)$

Základní součinitel dotvarování

$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$=1,275

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 = 1{,}02$$

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}7} = 0{,}866;\ \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}2} = 0{,}96;\ \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0{,}5} = 0{,}902$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2{,}56$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1 + t_0^{0{,}20}} = 0{,}488$$

$$\beta_c(t;t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H + t - t_0)}\right]^{0,3}$$
$$\beta_H = 1,5 \cdot [1 + (0,012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3$$
$$\beta_H = 550,92$$
$$\boldsymbol{\beta_c(t_\infty;t_0) = 0,9955}$$
$$\boldsymbol{\varphi(t_\infty;t_0) = 1,2693}$$

ZJEDNODUŠENÝ ZPŮSOB VYČÍSLENÍ DLOUHODOBÝCH ZTRÁT

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t_\infty;t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t_\infty;t_0)]}$$

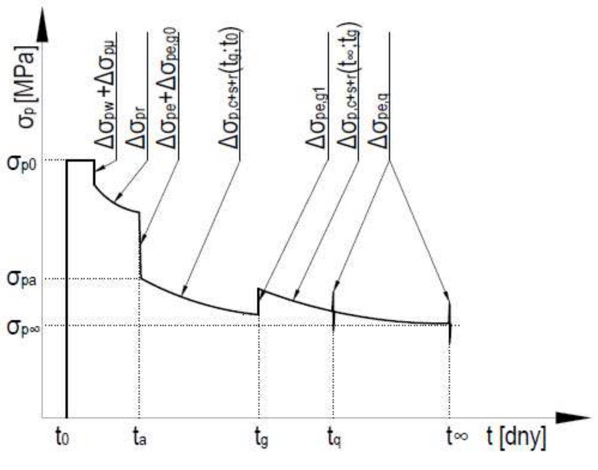
$$\boldsymbol{\sigma_{c,QP}} = -\frac{P_0}{A_c} - \frac{P_0 \cdot e_p^2}{I_y} + \frac{\left(M_g + M_q \cdot \psi_2\right) \cdot e_p}{I_y} = \boldsymbol{-6,76MPa}$$
$$\boldsymbol{\Delta\sigma_{p,c+s+r} = 251MPa}$$

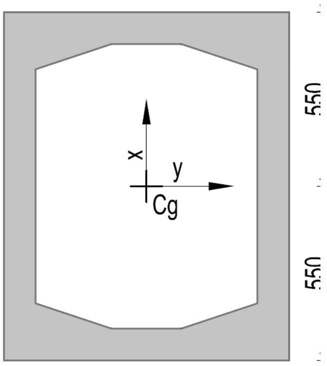
Dlouhodobé ztráty 21% (L/2)

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ =251,03MPa

$\Delta P_{c+s+r}=\Delta\sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p$=-658,76kN

$\sigma_{p,max}$=1304MPa	P_{max}=3422kN
$\sigma_{p,m0}$=1194,18MPa	P_{m0}=3133,78kN
$\sigma_{p,m\infty}$=957,50MPa	**$P_{m\infty}$=2512,68kN**
$\sigma_{p,m'\infty}$=970,50MPa	$P_{m'\infty}$=2546,80kN
$\sigma_{p,m'\infty,\psi2}$=965,30MPa	$P_{m'\infty,\psi2}$=2533,15kN





1) PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY BETONOVÉHO PRŮŘEZU NOSNÍKU KA61

I_y=6,419·10^{-2}m^2
A_c =3,984·10^{-1}m^4
z_h=0,550m
z_d=0,550m
$f_{cd} = 0{,}6 \cdot f_{ck} = 21\text{MPa}$

VLASTNÍ TÍHA
M_{g0}=845,17kNm

$$\boldsymbol{\sigma_{h,g0}} = \frac{M_{g0k}}{I_y} \cdot -z_h = \mathbf{-7,24MPa}$$
$$\boldsymbol{\sigma_{d,g0}} = \frac{M_{g0k}}{I_y} \cdot z_d = \mathbf{7,24MPa}$$

OSTATNÍ STÁLÉ
M_{g1}=466,43kNm

$$\boldsymbol{\sigma_{h,g1}} = \frac{M_{g1k}}{I_y} \cdot -z_h = \mathbf{-4,00MPa}$$
$$\boldsymbol{\sigma_{d,g1}} = \frac{M_{g1k}}{I_y} \cdot z_d = \mathbf{4,00MPa}$$

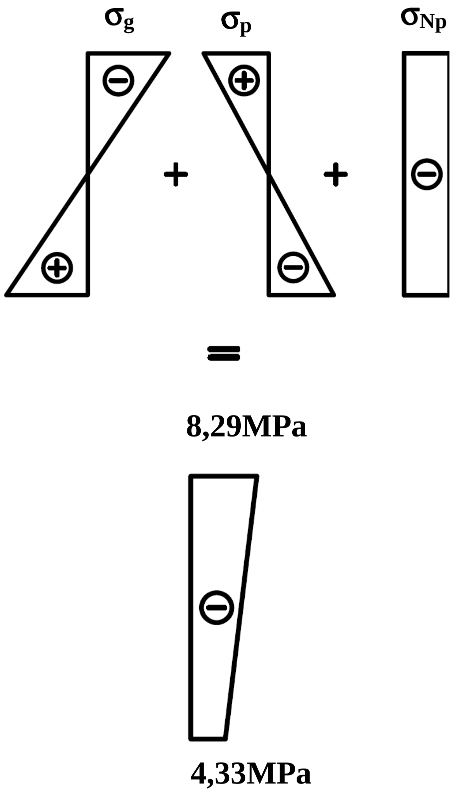
PŘEDPĚTÍ
N_p=-2512,68kN

$$\boldsymbol{\sigma_{h,N}} = \frac{N_p}{A_c} = \mathbf{-6,31MPa}$$
$$\boldsymbol{\sigma_{d,N}} = \frac{N_p}{A_c} = \mathbf{-6,31MPa}$$

M_p=-1049,85kNm

$$\boldsymbol{\sigma_{h,p}} = \frac{M_{pk}}{I_y} \cdot -z_d = \mathbf{9,00MPa}$$
$$\boldsymbol{\sigma_{d,p}} = \frac{M_{pk}}{I_y} \cdot z_d = \mathbf{-9,00MPa}$$

CELKEM
$$\boldsymbol{\sigma_{h,g} = \sigma_{h,g0} + \sigma_{h,g1} + \sigma_{h,N} + \sigma_{h,p} = -8,29MPa}$$
$$\boldsymbol{\sigma_{d,g} = \sigma_{d,g0} + \sigma_{d,g1} + \sigma_{d,N} + \sigma_{d,p} = -4,33MPa}$$



DYNAMICKÝ SOUČINITEL δ

Stanovení dle ČSN 73 6222 kapitola 8 – Dynamické učinky zatížení dopravou při stanovení zatížitelnosti

VLASTNÍ FREKVENCE MOSTU:

$f = 90{,}6 \cdot L_d^{-0{,}923} = 5{,}23\text{Hz}$

$L_d = 21{,}98\text{m}$ pro prosté nosníky

Normální zatížitelnost $\delta = \delta_3 = 1{,}176$

Výhradní zatížitelnost $\delta = \delta_1 = 1{,}327$

Výjimečná zatížitelnost $\delta = 1{,}05$

VÝSLEDNÉ NAPĚTÍ

12,64MPa

0MPa

NORMÁLNÍ ZATÍŽITELNOST

ČTYŘ NÁPRAVA

Moment od jednotkového zatížení M_{q1}=240,36kNm/m

$$\boldsymbol{\sigma_{h,q1}} = \frac{M_{q1}}{I_y} \cdot -z_h \cdot \delta_3 = \mathbf{-2{,}43MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{d,q1}} = \frac{M_{q1}}{I_y} \cdot z_h \cdot \delta_3 = \mathbf{2{,}43MPa}$$

Horní vlákna

$\sigma_h = \sigma_{h,g} + k \cdot \sigma_{h,q1} = 21\text{MPa}$ dovolené namáhání v tlaku

$-21 = -8{,}29 - k \cdot 2{,}43 \Rightarrow k = 5{,}23$

Dolní vlákna

$\sigma_d = \sigma_{d,g} + k \cdot \sigma_{d,q1} = 0\text{MPa}$ plné předpětí

$0 = -4{,}33 + k \cdot 2{,}43 \Rightarrow \mathbf{k = 1{,}78}$

v_n=1kN/m² jednotkové zatížení

$V_a = 100 \cdot v_n = 100\text{kN}$

$V_{nw} = \frac{4}{3} V_a = 133{,}33\text{kN}$

$$\mathbf{V_n} = \frac{k \cdot V_{nw}}{10} = \frac{1{,}78 \cdot 133{,}33}{10} = \mathbf{23{,}73tun}$$

VÝSLEDNÉ NAPĚTÍ

12,64MPa

0MPa

VÝHRADNÍ ZATÍŽITELNOST

Moment od jednotkového zatížení $M_{q,1}$=70,89kNm/m

$$\boldsymbol{\sigma_{h,q1}} = \frac{M_{q,1}}{I_y} \cdot -z_h \cdot \delta_1 = \mathbf{-0{,}81MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{d,q1}} = \frac{M_{q,1}}{I_y} \cdot z_h \cdot \delta_1 = \mathbf{0{,}81MPa}$$

Horní vlákna

$\sigma_h = \sigma_{h,g} + k \cdot \sigma_{h,q1} = 21\text{MPa}$ dovolené namáhání v tlaku

$-21 = -8{,}29 - k \cdot 0{,}81 \Rightarrow k = 15{,}77$

Dolní vlákna

$\sigma_d = \sigma_{d,g} + k \cdot \sigma_{d,q1} = 0\text{MPa}$ plné předpětí

$0 = -4{,}33 + k \cdot 0{,}81 \Rightarrow \mathbf{k = 5,37}$

$V_{r,1}$=100kN (10tun) jednotkové zatížení

$V_{rw} = k \cdot V_{r,1} = 5{,}37 \cdot 100 = 537\text{kN}$

$$\mathbf{V_n} = \frac{V_{rw}}{10} = \frac{537}{10} = \mathbf{53,7tun}$$

VÝSLEDNÉ NAPĚTÍ

12,64MPa

0MPa

VÝJIMEČNÁ ZATÍŽITELNOST

Moment od jednotkového zatížení $M_{q,1}$=301,06kNm/m

$$\boldsymbol{\sigma_{h,q1}} = \frac{M_{q,1}}{I_y} \cdot -z_h \cdot \delta = \mathbf{-2,71MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{d,q1}} = \frac{M_{q,1}}{I_y} \cdot z_h \cdot \delta = \mathbf{2,71MPa}$$

Horní vlákna

$\sigma_h = \sigma_{h,g} + k \cdot \sigma_{h,q1} = 21\text{MPa}$ dovolené namáhání v tlaku

$-21 = -8{,}29 - k \cdot 2{,}71 \Rightarrow k = 4{,}67$

Dolní vlákna

$\sigma_d = \sigma_{d,g} + k \cdot \sigma_{d,q1} = 0\text{MPa}$ plné předpětí

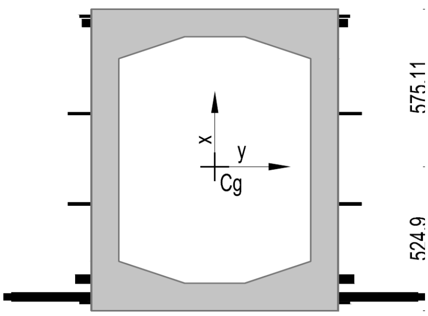
$0 = -4{,}33 + k \cdot 2{,}71 \Rightarrow \mathbf{k = 1,6}$

$V_{ew,1}$=1000kN (100tun) jednotkové zatížení

$V_{ew} = k \cdot V_{r,1} = 1{,}6 \cdot 1000 = 1600\text{kN}$

$$\mathbf{V_e} = \frac{V_{ew}}{10} = \frac{1600}{10} = \mathbf{160tun}$$

Při výpočtu zatížitelsnosti bylo postupováno dle ČSN 73 6222 kapitovala 7.1 Klasifikace zatížení a jejich schéma při stanovení zatížitelnosti



2) PRŮŘEZOVÉ CHARAKTERISTIKY IDEÁLNÍHO ŽELEZOBETONOVÉHO PRŮŘEZU NOSNÍKU KA61

$I_{yc+s+p} = 7,072 \cdot 10^{-2} \mathrm{m}^2$

$A_{c+s+p} = 4,294 \cdot 10^{-1} \mathrm{m}^2$

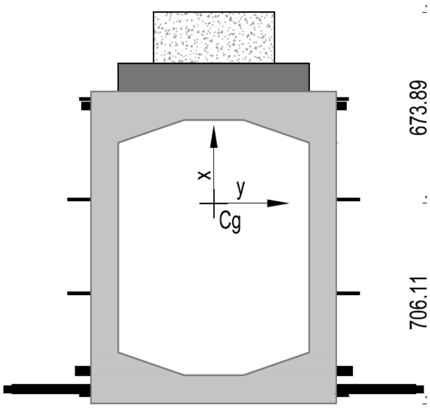
STÁLÉ ZATÍŽENÍ

$$\sigma_h = \frac{M_{g0k} + M_{g1k}}{I_{yc+s+p}} \cdot -z_h + \frac{N_p}{A_{c+s+p}} + \frac{M_{pk}}{I_{yc+s+p}} \cdot -z_d = \\ = \frac{845 + 466}{7,072 \cdot 10^{-2}} \cdot -0,575 + \frac{-2513}{0,4294} + \frac{-1050}{7,072 \cdot 10^{-2}} \cdot -0,575$$

$\boldsymbol{\sigma_h = -7,98\mathrm{MPa}}$

$$\sigma_d = \frac{M_{g0k} + M_{g1k}}{I_{yc+s+p}} \cdot -z_h + \frac{N_p}{A_{c+s+p}} + \frac{M_{pk}}{I_{yc+s+p}} \cdot -z_d = \\ = \frac{845 + 466}{7,072 \cdot 10^{-2}} \cdot 0,525 + \frac{-2513}{0,4294} + \frac{-1050}{7,072 \cdot 10^{-2}} \cdot 0,525$$

$\boldsymbol{\sigma_d = -3,91\mathrm{MPa}}$



3) IDEÁLNÍ ŽELEZOBETONOVÝ PRŮŘEZ A VOZOVKOU V LÉTĚ A V ZIMĚ SE ZOHLEDNĚNÍM SPÁDOVÉHO VRSTVY BETONU

$I_{yc+s+p+ac,ls+c'} = 12,617 \cdot 10^{-2} \mathrm{m}^2$

VÝJIMEČNÁ ZATÍŽITELNOST

Moment od jednotkového zatížení M_{q1}=301,54kNm/m

$$\boldsymbol{\sigma_{h,q1}} = \frac{M_{q1}}{I_y} \cdot -z_h \cdot \delta = \boldsymbol{-1,69\mathrm{MPa}}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{d,q1}} = \frac{M_{q1}}{I_y} \cdot z_d \cdot \delta = \boldsymbol{1,77\mathrm{MPa}}$$

Horní vlákna

$\sigma_h = \sigma_{h,g} + k \cdot \sigma_{h,q1} = 21\mathrm{MPa}$ dovolené namáhání v tlaku

$-21 = -7,98 - k \cdot 1,69 => k = 7,70$

Dolní vlákna

$\sigma_d = \sigma_{d,g} + k \cdot \sigma_{d,q1} = 0\mathrm{MPa}$ pln0 předpětí

$0 = -3,91 + k \cdot 1,77 => \boldsymbol{k = 2,21}$

$V_{ew,1}$=1000kN (100tun) jednotkové zatížení

$V_{ew} = k \cdot V_{r,1} = 2,21 \cdot 1000 = 2210\mathrm{kN}$

$$\boldsymbol{V_e} = \frac{V_{ew}}{10} = \frac{2210}{10} = \boldsymbol{221\mathrm{tun}}$$

VÝSLEDNÉ NAPĚTÍ

8 ZÁVĚR A SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ

Hlavním úkolem bakalářské práce bylo zjištění chování skutečného mostu. Analyzovaný objekt se nachází na silnici II. třídy mezi obcemi Lipůvkou a Blanskem v Jihomoravském kraji a přemosťuje řeku Svitavu. Jedná se o konstrukci o třech polích, které se ze statického hlediska chovají jako samostatné prosté nosníky.

Nosná konstrukce mostu je složena z 11 podélně předpjatých prefabrikovaných nosníků KA-61. Nosníky jsou v příčném směru vzájemně spojeny tzv. petlicovým spojem. Z hlediska použité technologie je možné konstatovat, že chování mostu v příčném směru odpovídá železobetonové desce.

S ohledem na řádový rozdíl tuhosti nosné konstrukce v podélném a příčném směru byl zvolen model ortotropní desky, který je schopen tuto skutečnost popsat (v podélném směru konstrukce předpjatá – nevznikají trhliny, v příčném směru konstrukce železobetonová – vznikají trhliny). Model ortotropní desky byl sestaven v programu Scia Engineer 2012.0. Matice tuhosti ortotropní desky byla vypočítána dle literatury [2], kde do ohybové tuhosti desky v podélném směru D_{11} byl započítán pouze moment setrvačnosti betonového průřezu nosníků KA-61. Deska byla zatížena proměnným zatížením o intenzitě odpovídající skutečnému vozidlu, které v minulosti po konstrukci skutečně přejelo.

Na této konkrétní konstrukci byl proveden monitoring svislých deformací nosné konstrukce od přejezdu vozidla s nadměrnou hmotností. Hmotnost nadměru, který přejel přes mostní objekt v letním období, byla 176t, zatímco vozidlo projíždějící v zimě mělo 204t. Výsledky z měření byly použity pro srovnání deformací výpočtového modelu se skutečností.

Tvar průhybové čáry modelu v příčném směru korespondoval se změřenou (skutečnou) průhybovou čarou. Nicméně maximální skutečný průhyb nosníků byl poloviční ve srovnání s matematickým modelem.

Snahou bylo aproximovat skutečné chování reálného mostu. Z prvního modelu bylo zřejmé, že zadaná tuhost mostu v podélném směru je nedostatečná (malá), a proto byly vytvořeny výstižnější modely. K momentu setrvačnosti betonového průřezu nosníku KA-61 byla zohledněna tuhost betonářské a předpínací výztuže pomocí pracovního součinitele. I po této úpravě byla skutečná tuhost mostu vyšší než modelu, což vedlo k potřebě najít další element (vozovkové souvrství) ovlivňující tuhost desky. Po konzultaci na ústavu pozemních komunikací bylo zjištěno, že modul pružnosti asfaltového betonu má značný rozptyl závisející na jeho aktuální teplotě a je možné uvažovat v extrémním létě 2GPa, v zimě 20GPa. Následně byly spočítány průřezové charakteristiky kompozitního průřezu tvořeného betonovou kostrou, betonářskou

a předpínací výztuží, asfaltovým souvrstvím včetně spádové vrstvy betonu. Tento průřez byl poté matematicky homogenizován na ideální betonový průřez.

Po zohlednění všech komponentů, které v průřezu figurují, byla zjištěna následující fakta:

- Teoretické průhyby ortotropní desky s tuhostními parametry modulu pružnosti vozovky v zimě se shodovaly s průhyby naměřenými in-situ v zimě (t=-1,5°C).
- Výpočtový model, ve kterém figuruje moment setrvačnosti průřezu s modulem pružnosti asfaltového souvrství v létě, byl výrazně měkčí než naměřené průhyby v létě (t=22°C). Ke shodě průhybů došlo až při E_{AC}=19GPa, tudíž na konkrétní konstrukci nebyla patrná změna tuhosti vlivem změny teploty.

Pro výpočet zatížitelnosti mostu bylo nutné vyčíslit ztráty pro určení napětí v předpínacích kabelech na konci životnosti, krátkodobé ztráty se rovnaly 7,5% a dlouhodobé až 21% (zvláště kvůli vysoké relaxaci, způsobené relaxační třídou chování 1 pro dráty a lana s normální relaxací dle ČSN EN 1992-1-1).

Následoval výpočet ekvivalentních účinků od vlastní tíhy mostu, ostatního stálého zatížení, tím byly myšleny vozovka, římsy a zábradlí, a účinky předpětí.

Model byl zatížen normovými vozidly jednotkové tíhy dle ČSN 73 6222 včetně dynamických součinitelů. Z analýzy ortotropní desky byly získány potřebné ohybové dimenzační momenty. Hmotnost jednotkového vozidla byla lineárně navýšena tak, aby bylo dosaženo nulového napětí ve spodních vláknech průřezu. Dle TP nosníků KA-61 nesmí v tomto průřezu docházet ke vzniku trhlin (tahu), musí být zajištěno plné předpětí.

Normální zatížitelnost V_n=23,73t

Výhradní zatížitelnost V_r=53,7t

Výjimečná zatížitelnost V_e=160t pro stav dekomprese v dolních vláknech σ_d=0MPa

Teoretická „výjimečná zatížitelnost" V_e=221t s využitím skutečné tuhosti nosníku dle zjištěného spolupůsobení kompozitního průřezu při stanovení reálného průhybu.

Pro účely bakalářské práce se uvažovalo pro výpočet zatížitelnosti jediné kritérium, dosažení stavu dekomprese ve spodních vláknech.

Snahou této bakalářské práce není inovace dosavadních postupů na výpočet zatížitelnosti, ale poukazuje na fakt, že ve výpočtech je další bezpečnostní rezerva vlivem skutečného spolupůsobení asfaltového souvrství na přenesení krátkodobých proměnných zatížení, které se běžně ve výpočtech nezohledňují.

POUŽITÁ LITERATURA

[1] SERVÍT, Radim, DRAHOŇOVSKÝ Zbyněk, ŠEJNOHA Jiří a KUFNER Václav. *Teorie pružnosti a plasticity II*. 1. vyd. Praha: SNTL, 1984, 421 s.

[2] KOLÁŘ, Vladimír. *Fyzikálně a tvarově ortotropní desky: Pokyny k sestavování vstupních fyzikálních dat u mostních, stropních a základových desek s různými průřezy ve dvou vzájemně kolmých směrech*. 1993. 35 s.

[3] NAVRÁTIL, Jaroslav. *Předpjaté betonové konstrukce*. 2. vyd. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2008, 186 s. ISBN 978-80-7204-561-7.

[4] SUZA, Dominik. *Rekonstrukce mostu z tyčových prefabrikátů: diplomová práce*. Brno, 2011, 125 s., 28 s. příl. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí diplomové práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

[5] SUZA, Dominik. *Stanovení únosnosti deskového mostu: bakalářská práce*. Brno, 2009, 56 s., 17 s. příl. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav betonových a zděných konstrukcí. Vedoucí diplomové práce doc. Ing. Ladislav Klusáček, CSc.

[6] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 1: Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby*. Praha: Český normalizační institut, 2006. 213 s.

[7] ČSN 73 6222. *Zatížitelnost mostů pozemních komunikací*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2009. 28 s.

[8] TP. *Prefabrikované cestné mosty svetlosti 9-12-15-18-21 montované z predpätých nosníkov KA-61*. Bratislava: Štátny ústav dopravného projektovania - Dopravoprojekt, 1961. 27 s.

[9] ČSN EN 1991-2. *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou*. Praha: Český normalizační institut, 2005. 28 s.

[10] TP 200. *Stanovení zatížitelnosti mostů PK navržených podle norem a předpisů platných před účinností EN*. Praha: ČVUT v Praze, fakulta stavební, 2008. 76 s.

[11] KOLÁŘ, Vladimír. *Vybrané stati z teorie stavebních konstrukcí*. 1. vyd. Praha: SNTL, 1969, 344 s.

[12] FRISS, E. A., LAKES, R. S. and PARK, J. B. *Negative Poisson's ratio polymeric and metallic materials*. Journal of Materials Science, 23, 4406 - 4414: 1998.

[13] JOSEF, Dušan. *Encyklopedie mostů v Čechách, na Moravě a ve Slezsku* [online]. [cit. 2013-05-19]. Dostupné z: http://www.libri.cz/ mosty/uvod.php databaze/

SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK

VELKÁ PÍSMENA LATINSKÉ ABECEDY

A_c	průřezová plocha betonu
A_p	průřezová plocha předpínací vložky
As	průřezová plocha betonářské výztuže
$A_{spára}$	průřezová plocha spáry mezi nosníky
D	tuhost
$E_{AC,l}$	návrhová hodnota modulu pružnosti vozovky v létě
$E_{AC,z}$	návrhová hodnota modulu pružnosti vozovky v zimě
E_{cm}	sečnový modul pružnosti betonu
E_p	návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací oceli
E_s	návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské výztuže
$F_{p(1\ lano)}$	síla jednoho předpínacího lana
G	hodnota modulu pružnosti ve smyku
I	moment setrvačnosti betonového průřezu ve směru osy y
L	délka
L_d	náhradní délka
N_p	Předpínací síla
M_{gk}	ohybový moment vyvolaný stálým zatížením
M_{g0k}	ohybový moment vyvolaný vlastní tíhou nosné konstrukce
M_{g1k}	ohybový moment vyvolaný ostatním stálým zatížením
M_p	ohybový moment vyvolaný předpětím
P_{m0}	střední hodnota předpínací síly v čase t_0
R	poloměr
RH	relativní vlhkost okolního prostředí (%)
V_n	zatížitelnost normální v tunách
V_r	zatížitelnost výhradní v tunách
V_e	zatížitelnost výjimečná v tunách
V_{nw}	tíha vozidla normální zatížitelnosti v kN
V_{rw}	tíha vozidla výhradní zatížitelnosti v kN
V_{ew}	tíha vozidla výjimečnézatížitelnosti v kN

MALÁ PÍSMENA LATINSKÉ ABECEDY

b	šířka nosníku
e	Eulerovo číslo, přibližně 2,72
f	vlastní frekvence nosné konstrukce mostu
f_{cd}	návrhová pevnost betonu v tlaku
f_{ck}	charakteristická válcová pevnost betonu v tlaku po 28 dnech
f_{cm}	průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku
f_{ctm}	průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu
f_{pk}	charakteristická pevnost předpínací oceli v tahu
f_{yk}	charakteristická mez kluzu betonářské výztuže
g_{0k}	zatížení vlastní tíhou nosné konstrukce
g_{1k}	zatížení ostatním stálým zatížením
h_0	náhradní rozměr prvku v mm,
h_v	výška vozovky
k	charakteristika vlivu výrobních nepřesností předpínací na zakřivení původně přímé části dráhy vložky na jednotku délky
k_h	součinitel závisící na náhradní tloušťce $h0$
u	obvod ofukovaného průřezu
v_n	rovnoměrné zatížení pro stanovení normální zatížitelnosti
w	šířka zatěžovacího pruhu

MALÁ PÍSMENA ŘECKÉ ABECEDY

α	úhel
β	součinitel
δ	dynamický součinitel
π	matematická konstanta, přibližně 3,14
γ_{pb}	objemová hmotnost betonu s předpětím
$\gamma_{žb}$	objemová hmotnost železobetonu
ε_{ca}	poměrné přetvoření od autogenního smršťování
$\varepsilon_{cd,0}$	základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním
ε_{cd}	poměrné přetvoření od smršťování vysycháním
ε_{cs}	celkové poměrné přetvoření od smršťování
ε_{cu}	mezní poměrné stlačení betonu
μ	součinitel příčné kontrakce, tzv. Poissonův součinitel
$\mu_{tření}$	součinitel tření předpínací vložky o stěny kanálků (trubek)
ρ_{1000}	hodnota ztráty relaxací (v %) 1000 hodin po napnutí při teplotě 20°C

ΔL	změna délky
$\Delta\sigma_{peli}$	ztráta předpětí postupným předpínáním
$\Delta\sigma_{p\mu}$	ztráta napětí třením
$\Delta\sigma_{pr}$	ztráta napětí relaxací
$\Delta\sigma_{pw}$	ztráta napětí pokluzem
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	dlouhodobá ztráta napětí
σ_h	napětí v horních vláknech
σ_d	napětí v dolních vláknech
σ_{pm}	průměrná hodnota napětí od předpětí
$\sigma_{p,m0}$	střední hodnota napětí od předpětí v čase t_0
$\sigma_{p,max}$	maximální napětí při předpínání
φ_p	průměr hladkého patentového drátu předpínací výztuže
$\phi(t, t_0)$	součinitel dotvarování, kterým se definuje dotvarování mezi okamžiky t a t_0, vztažený k pružné deformaci betonu ve stáří 28 dní
$\phi(\infty, t_0)$	konečná hodnota součinitele dotvarování
ω	úhel zakřivení předpínací výztuže

SEZNAM PŘÍLOH

P.1 Fotokumentace

P.2 Situační výkres mostu

P.3 Příčný řez mostu ev. č. 379-027

P.4 Výkres tvaru a vyztužení nosníku KA-61

P.5 Porovnání průhybů

P.6 Vnitřní síly od jednotkového normového vozidla

PŘÍLOHY

P.1 Fotokumentace

Situační mapa s vyznačenou polohou diagnostikovaného mostu.

Obr. 280612/8226

Pohled na most silnice II/379 ve směru staničení, od Lipůvky k Blansku.

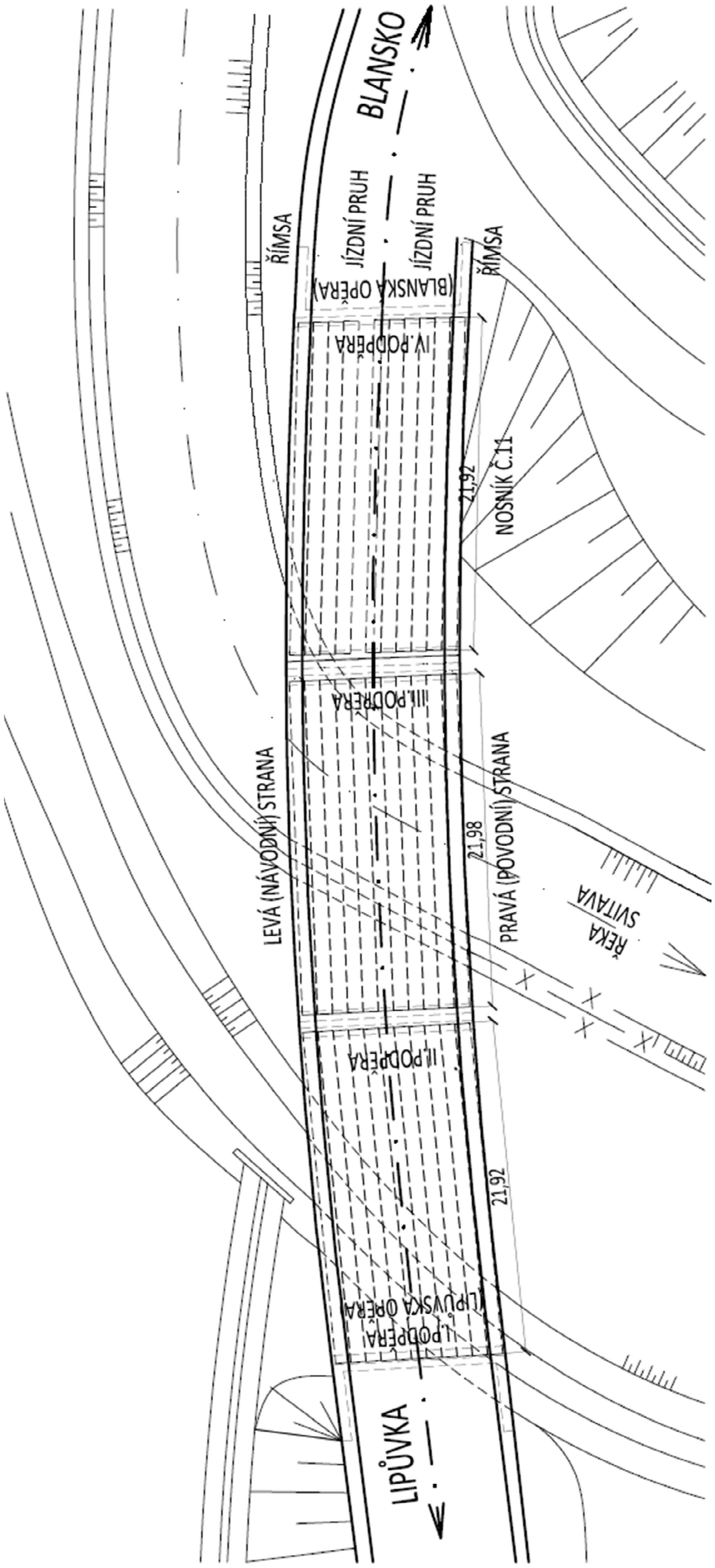
Obr. 041012/8291
Geodetické zaměření mostu.

Obr. 280612/8255
Pohled ve směru staničení na spodní stavbu (mezilehlou podpěru) a spodní líc nosné konstrukce přes řeku Svitavu.

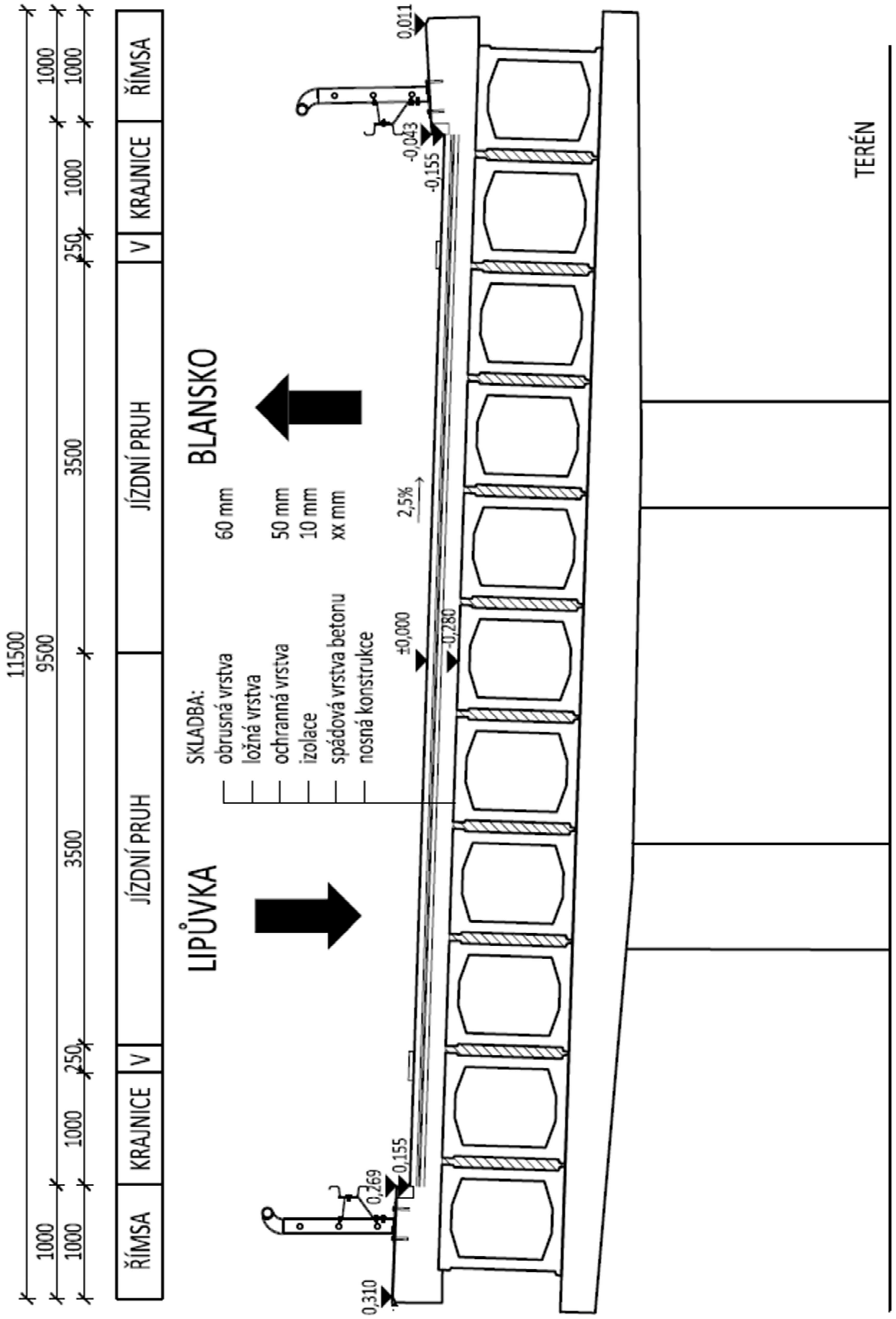
Obr. 041012/7092
Obnažená kotevní oblast na povodním (fasádním) nosníku na II. mezilehlé podpěře, předpínací dráty a kotevní deska jsou zasažené korozí a obnažené – krycí betonová vrstva odpadla.

Obr. 280612/8248
Odvodňovací trubka – odvodnění dutiny komorového nosníku a umožnění cirkulace vzduchu v dutině.

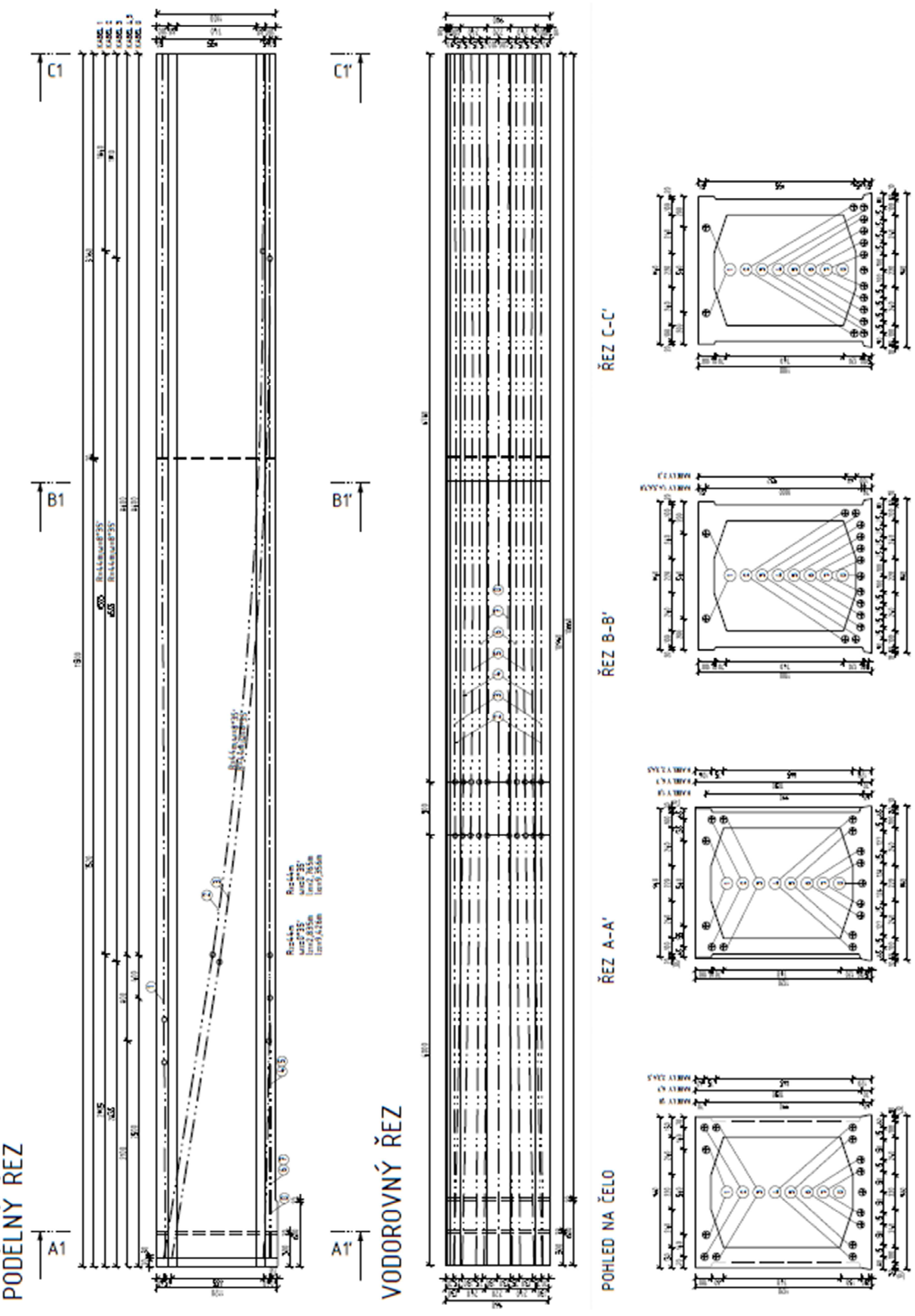
P.2 Situační výkres mostu



P.3 Příčný řez mostu



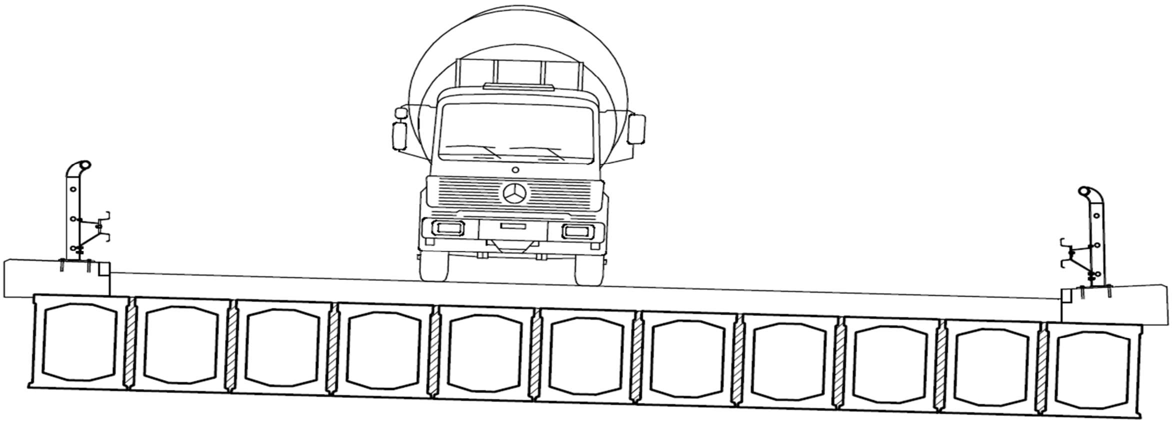
P.4 Výkres tvaru a vyztužení nosníku KA-61

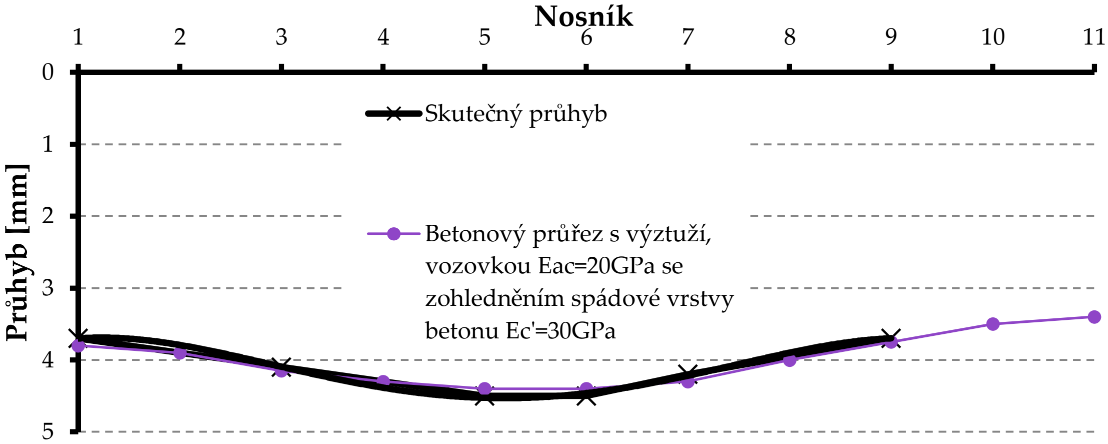


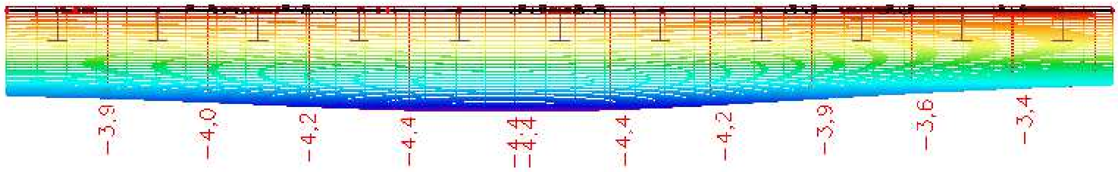
P.5 Porovnání průhybů

Průběh průhybové čáry stanovený modelem ortotropní desky ve srovnání se skutečně naměřenými hodnotami

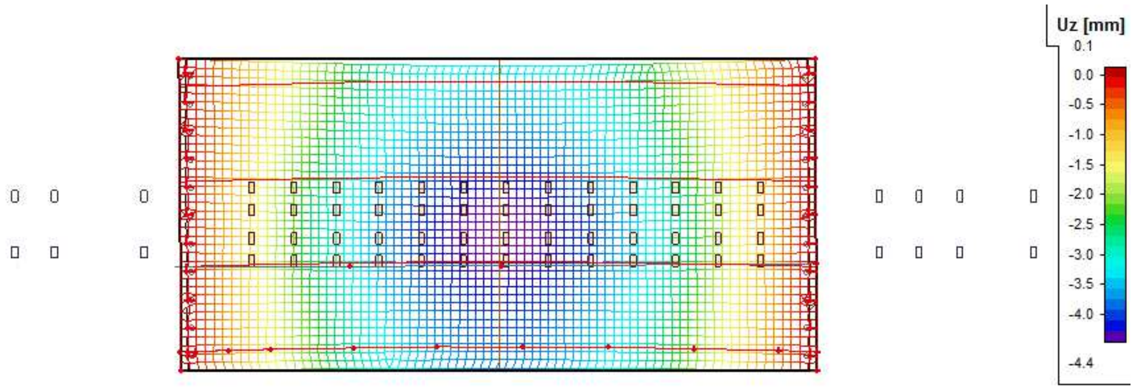
Graf průhybů v zimě

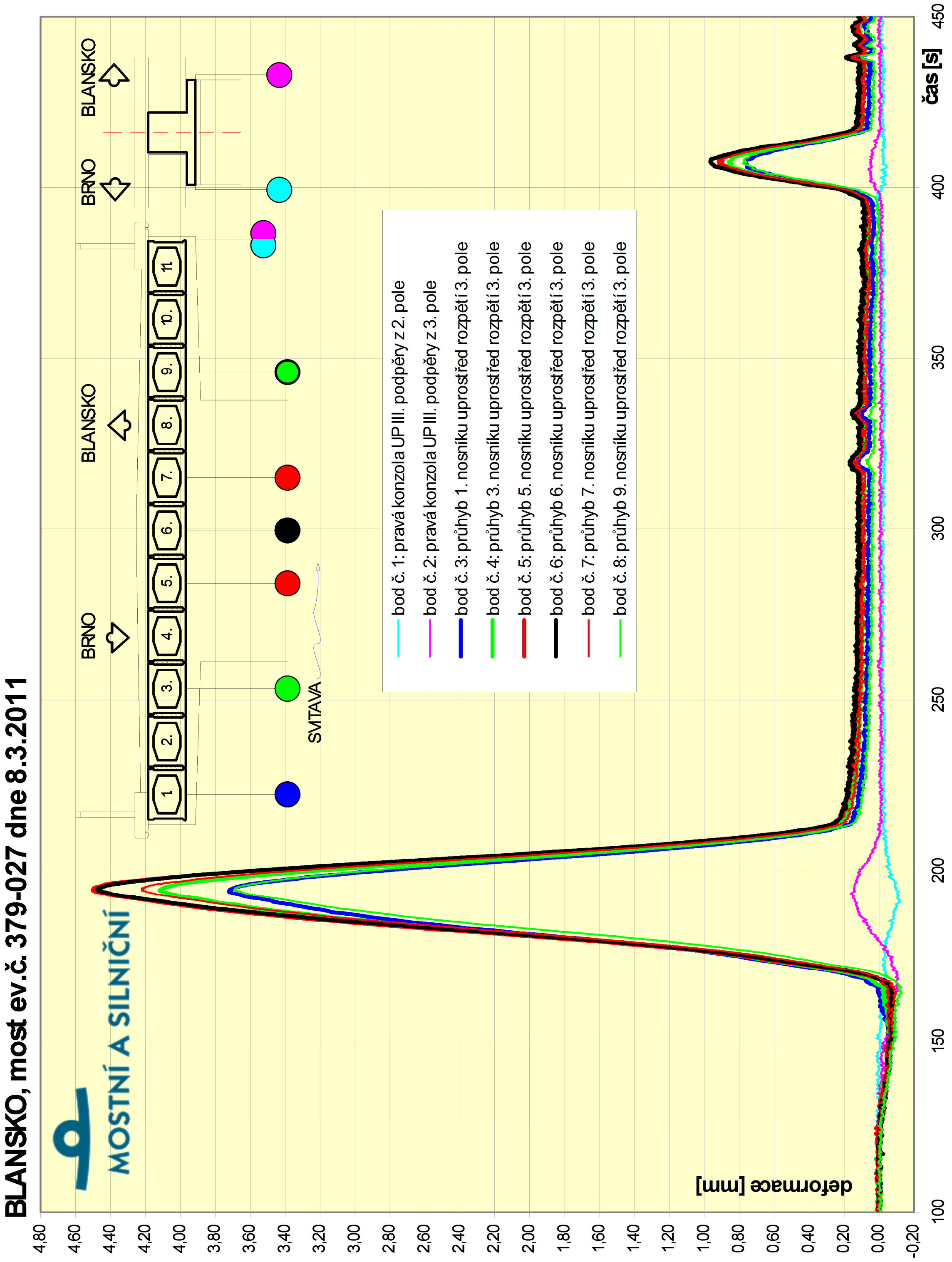


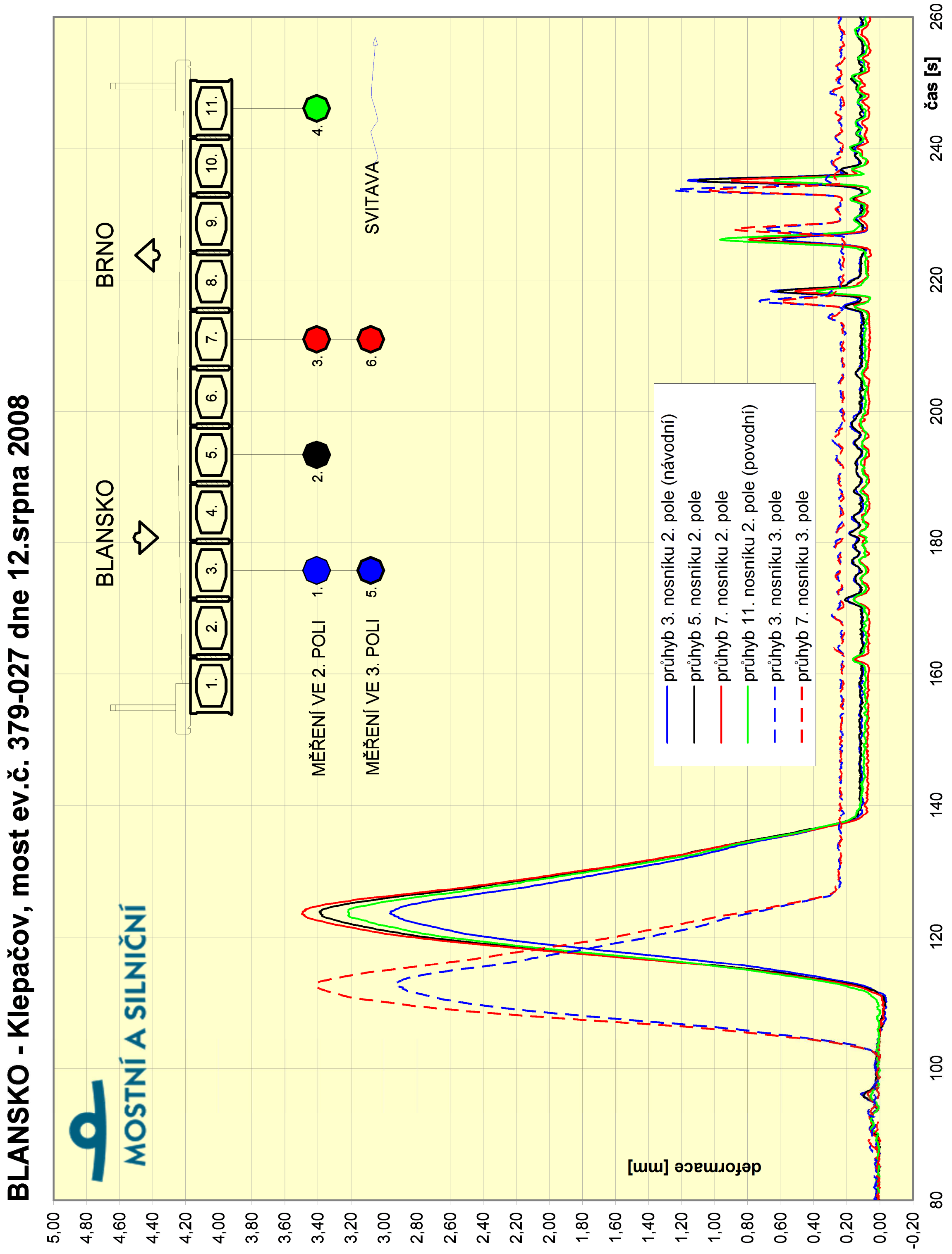




Půdorys



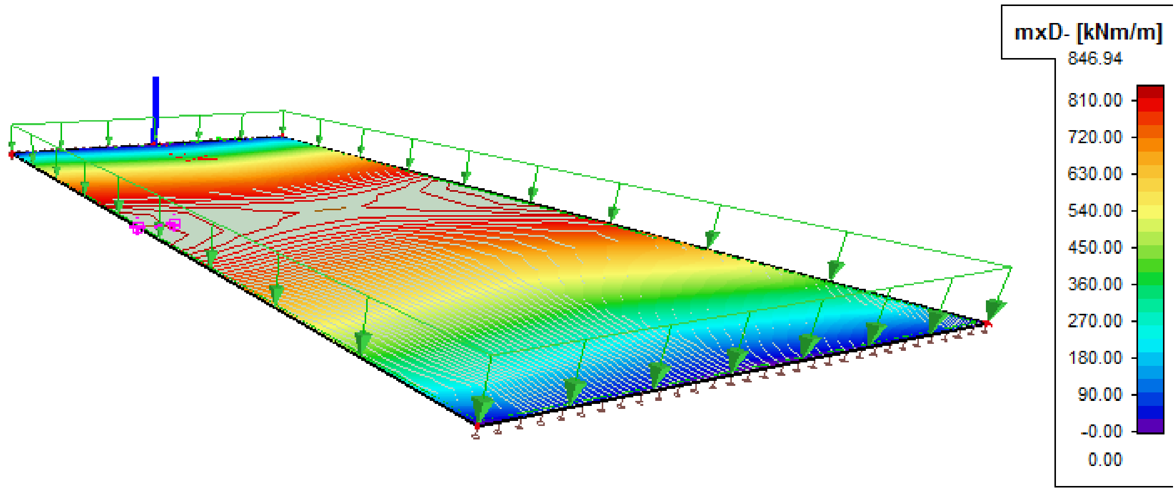

BLANSKO, most ev.č. 379-027 dne 8.3.2011
MOSTNÍ A SILNIČNÍ
deformace [mm]
čas [s]
BRNO
BLANSKO
SVITAVA
bod č. 1: pravá konzola UP III. podpěry z 2. pole
bod č. 2: pravá konzola UP III. podpěry z 3. pole
bod č. 3: průhyb 1. nosníku uprostřed rozpětí 3. pole
bod č. 4: průhyb 3. nosníku uprostřed rozpětí 3. pole
bod č. 5: průhyb 5. nosníku uprostřed rozpětí 3. pole
bod č. 6: průhyb 6. nosníku uprostřed rozpětí 3. pole
bod č. 7: průhyb 7. nosníku uprostřed rozpětí 3. pole
bod č. 8: průhyb 9. nosníku uprostřed rozpětí 3. pole


BLANSKO - Klepačov, most ev.č. 379-027 dne 12.srpna 2008
MOSTNÍ A SILNIČNÍ
BLANSKO
BRNO
SVITAVA
1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11.
MĚŘENÍ VE 2. POLI
MĚŘENÍ VE 3. POLI
1. 2. 3. 4. 5. 6.
průhyb 3. nosníku 2. pole (návodní)
průhyb 5. nosníku 2. pole
průhyb 7. nosníku 2. pole
průhyb 11. nosníku 2. pole (povodní)
průhyb 3. nosníku 3. pole
průhyb 7. nosníku 3. pole
deformace [mm]
čas [s]
5,00 4,80 4,60 4,40 4,20 4,00 3,80 3,60 3,40 3,20 3,00 2,80 2,60 2,40 2,20 2,00 1,80 1,60 1,40 1,20 1,00 0,80 0,60 0,40 0,20 0,00 -0,20
80 100 120 140 160 180 200 220 240 260

P.6 Vnitřní síly od stálých složek zatížení

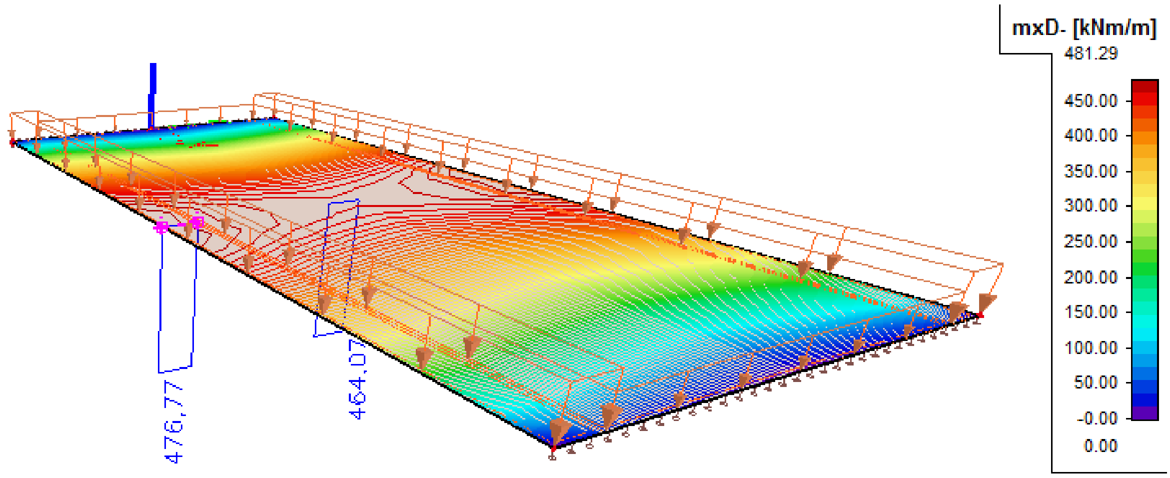
Vlastní tíha

Deska tvořená 11 nosníky KA-61 nahrazená rovnoměrným spojitým zatížením $\mathbf{g_{0k}=14kN/m^2}$ (M_{qgok}=846,94kNm)



Ostatní stálé zatížení

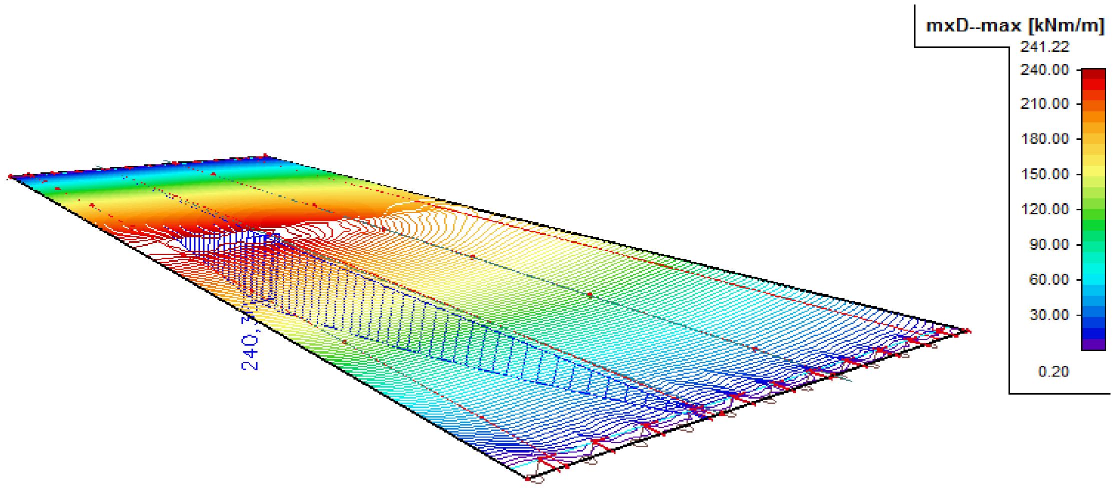
Zatížení desky **vozovkou** o intenzitě zatížení $\mathbf{g_{01k}=6{,}72kN/m^2}$ a **římsou** $\mathbf{g_{01k}=10{,}56kN/m^2}$ (M_{g01K}=464,07kNm/prostřední nosník, M_{g01K}=464,07kNm/krajní nosník)



P.7 Vnitřní síly od jednotkového normového vozidla

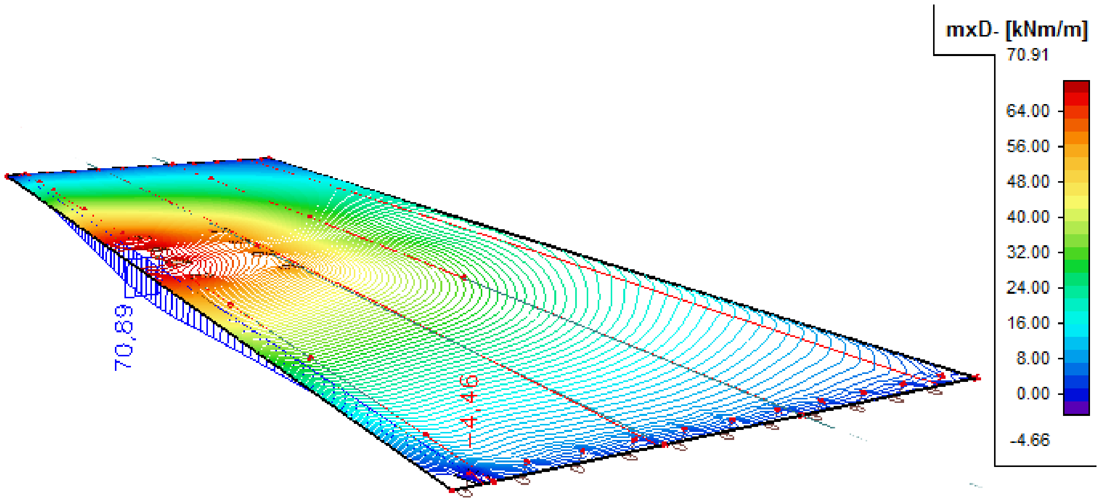
Normální zatížitelnost

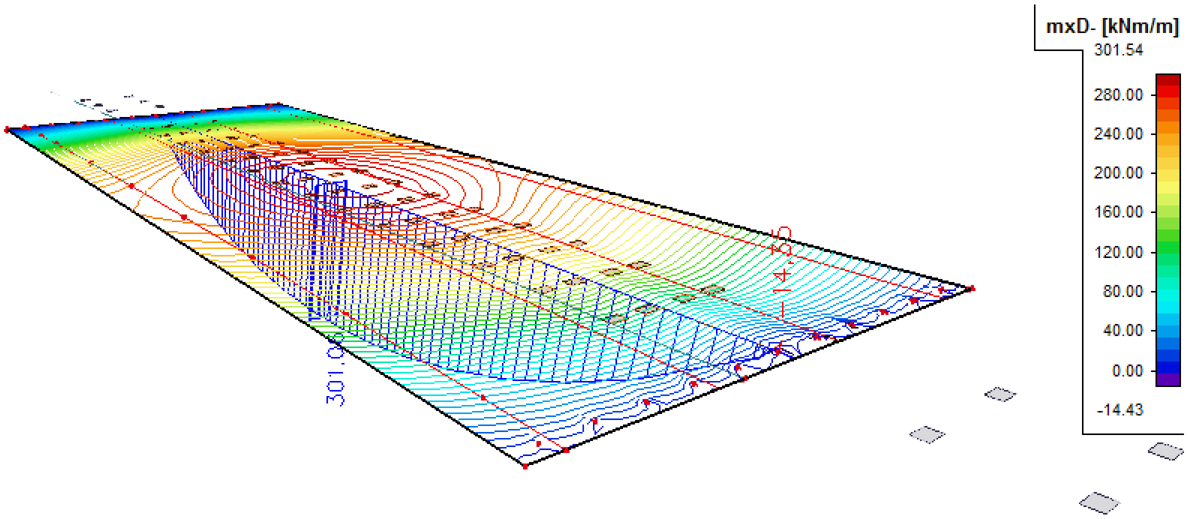
Jednotkové zatížení $\mathbf{v_n}$**=1kN/m²** a jednotkové vozidlo $\mathbf{V_{n,1}}$**=10t (**$\mathbf{V_{nw}}$**=4/3·**$\mathbf{V_{n,1}}$**)** ($M_{q,1}$=240,36kNm/1 nosník)



Výhradní zatížitelnost

Jednotkové vozidlo o hmotnosti 10t - $\mathbf{V_{r,1}}$**=10t** ($M_{q,1}$=70,89kNm/1 nosník)



Výjimečná zatížitelnost

Jednotkové vozidlo o hmotnosti 100t – **$V_{ew,1}$=100t** ($M_{q,1}$=301,06kNm/1 nosník)