

ÚČINNOST PŘEDPĚTÍ NA DLOUHODOBÉ PRŮHYBY PŘEDPJTÝCH MOSTŮ

EFFICIENCY OF PRESTRESSING ON THE LONG-TERM DEFLECTIONS OF PRESTRESSED BRIDGES

VLADIMÍR KRÍSTEK, JAN L. VÍTEK

1. Úvod

Z hlediska provozuschopnosti, použitelnosti, dlouhodobé spolehlivosti a životnosti trémových mostních konstrukcí větších rozpětí je vysoce aktuální otázka trvalého růstu deformací v čase. Zkušenosti ukazují na větší hodnoty skutečných průhybů oproti výpočtové predikci a na jejich dlouhodobý nárůst v čase – skutečné dlouhodobé průhyby jsou obvykle větší než průhyby stanovené dosavadními výpočty. Pro soudobé mosty je typická postupná výstavba, obvykle při mnohonásobné změně statického systému konstrukce, a významné projevy dotvarování a smršťování betonu a teplotních vlivů.

2. PRAKTICKÉ PŘÍSTUPY

Zkušenosti ukazují, že pro omezení nadměrných průhybů předpjetých mostů je vhodné jít cestou zvýšení účinnosti předpětí. Jedním směrem, který je již navrhován např. švýcarskými autory [1], je doporučení minimálního poměru průhybů od předpětí a od stálého zatížení

$$\beta_d = \gamma_p / \gamma_z \quad (1)$$

kde β_d je poměr pružných průhybů na konstrukci v konečném statickém systému vyvolaných předpětím (průhyb γ_p) a pružných průhybů vyvolaných vnějším svislým zatížením mostu (průhyb γ_z). V [1] jsou doporučeny hodnoty poměrů β_d v rozmezí 0,8-1,1 v závislosti na typu mostu.

Protože průhyb od zatížení nelze měnit (pokud předpokládáme již pevně navržené uspořádání konstrukce), lze poměr β_d zvětšovat buď

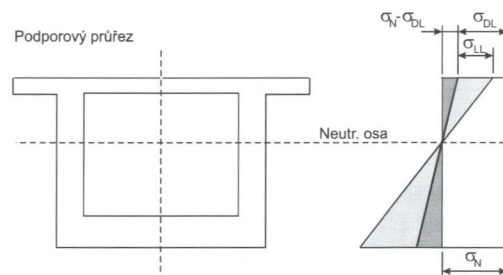
1. přidáním předpětí (zvysováním předpínací síly při dané dráze kabelů), nebo
2. zvýšením účinnosti předpětí (např. podle doporučení uvedeného dále v části 4).

První z uvedených opatření pro omezení nadměrných průhybů, tj. přidávání předpětí (zvysováním předpínací síly při dané dráze kabelů), vede obvykle současně i k vyšší redukci výsledného ohybového namáhání konstrukce, než je nutné, a proto nemusí být vždy ekonomické. Je tedy vhodné zaměřit se spíše na druhé opatření – teoreticky ideální by bylo dosáhnout toho, aby poměr průhybů vyvolaných předpětím a průhybů vyvolaných vnějším zatížením byl větší než poměr ohybových účinků vyvolaných předpětím a ohybových účinků vyvolaných vnějším zatížením, tj. aby uspořádání předpětí bylo takové, aby více redukovalo nárůst průhybů než tendence vzniku tahových napětí.

Nejsou oprávněné primitivní názory, které pro zabránění vysokému nárůstu dlouhodobých průhybů pouze doporučují pokrýt předpětím vysokoú část napěťových účinků vnějšího svislého zatížení, které však neřkají nic o uspořádání předpětí (nevhodně umístěné kabely – jak bude dále ukázáno – se na redukcii průhybů nemusí vůbec projevit), ani nerozlišují kabely zavedené ve stavebních stádiích a na konstrukci v konečném statickém systému.

3. VLIV PŘEDPĚTÍ NA NAPĚTÍ V PRŮŘEZU A NA PRŮHYBY

Předpjeté konstrukce se často navrhují podle kritérií vztahených k hodnotám napětí v průřezu. Plné předpětí znamená vyloučení tahového napětí v průřezu i pro nahodilé zatížení. Tento požadavek zdánlivě silného předpětí však nezaručuje, že průhyby nebudou narůstat. Zejména u konstrukcí s velkým rozpětím, kde nahodilé zatížení tvoří jen menší podíl z celkového zatížení, plné předpětí neznamená automaticky zajištění konstrukce proti nárůstu průhybů. Obr. 1 ukazuje průběh napětí v průřezu při plném zatížení (stálé + nahodilé) a při stálém zatížení. σ_{DL} je napětí od stálého zatížení, σ_{LL} je napětí od nahodilého zatížení a σ_N je napětí vyvolané pouze normálovou silou, tj. odpovídá napětí, kdy nedochází k nárůstu křivosti od dlouhodobých účinků. Temně vybarvená část napětí odpovídá ohybovým účinkům, které působí ve směru nárůstu průhybů (tah v horní části průřezu a tlak v dolní části podporového průřezu).



V předpjeté konstrukci působí jednak ohybové účinky vyvolané vnějším svislým zatížením a předpětím a dále axiální síly vyvolané předpětím. Hodnoty napětí a jejich průběh po výšce průřezu (obr. 1) vyplývají ze společného působení obou těchto faktorů. Pro vývoj průhybů jsou však samozřejmě rozhodující ohybové, nikoliv však axiální účinky. Proto, jak je zmíněno v předchozím odstavci, ani vysoké

Obr. 1 Rozdělení napětí v podporovém průřezu

Fig. 1 Stress distribution within the cross section at the support

hodnoty předpětí, pokud mají velkou axiální složku (které postačí pro vyloučení tahového napětí v průřezu), nemusí zajistit vyloučení problémů s nárůstem průhybu mostu.

Účinnost daného uspořádání předpětí pro redukci průhybů je tedy dána jeho ohybovými projevy, které by proto měly být co největší.

Pro předpětí N realizované kabely umístěnými v horní desce komorového průřezu, chceme-li dosáhnout právě nulové hodnoty napětí v horních vláknech, platí vztah

$$\frac{M_L}{J} z - \frac{Ne}{J} z - \frac{N}{A} = 0 \quad (2)$$

kde M_L je ohybový moment od vnějšího svislého zatížení v průřezu, J moment setrvačnosti průřezu, A průřezová plocha, e vzdálenost působíště předpínací síly N od těžiště průřezu a z vzdálenost horních vláken od této osy.

Ohybový moment vyvolaný předpětím

$$M_p = Ne \quad (3)$$

je možno použitím rovnice (2) vyjádřit v závislosti na momentu od vnějšího svislého zatížení M_L vztahem

$$M_p = \frac{M_L}{1 + \frac{J}{ezA}} = \frac{M_L}{1 + \frac{j^2}{ez}} \quad (4)$$

kde j je poloměr setrvačnosti průřezu. Hodnota tohoto momentu M_p naznačuje účinnost předpětí z hlediska jím vyvolaných příznivých projevů na redukci průhybů.

Předpětí vyvolávající moment M_p podle vztahu (4) garantuje nulové hodnoty tahových napětí v krajních vláknech průřezu, nevyjadřuje však podmínku pro zabránění dlouhodobého nárůstu průhybů. Pro definování takové podmínky je třeba vyjít z respektování rozdílného časového charakteru dvou složek ohybového momentu od vnějšího svislého zatížení M_L . Platí

$$M_L = M_{DL} + M_{LL} \quad (5)$$

kde M_{DL} je moment od dlouhodobého stále působícího zatížení a M_{LL} je moment od krátkodobého (nahodilého) zatížení.

Podmínka pro omezení nárůstu dlouhodobých průhybů vyvolaných ohybovými účinky může být definována tak, aby od dlouhodobého stále působícího zatížení byl průřez namáhán pouze tlakem a smykovými účinky, avšak ne ohybem, tj. aby platilo:

$$M_{DL} = Ne = M_p \quad (6)$$

Je třeba připomenout, že splnění této podmínky vede pouze k omezení nárůstu dlouhodobých průhybů, nikoliv však k jeho úplnému zabránění, neboť smykové účinky – rozdílné pro vlivy předpětí a vnějšího svislého zatížení – se v konstrukci, bez ohledu na splnění podmínky (6), i nadále projevují.

Spojením vztahů (4), (5) a (6) můžeme definovat rozmezí, které je udáno kritickým poměrem α_{krit} ohybového momentu M_{LL} od krátkodobého zatížení a momentu M_{DL} od dlouhodobého stále působícího zatížení

$$\alpha_{krit} = \frac{M_{LL}}{M_{DL}} = \frac{i^2}{ez} \quad (7)$$

Toto rozmezí α_{krit} , stanovené pro konkrétní průřez na základě jeho průřezových charakteristik i , e a z určuje, kdy je pro stanovení nutné předpínací síly N rozhodující podmínka zamezení tahu v průřezu (4), nebo naopak podmínka omezení nárůstu dlouhodobých průhybů podle vzorce (6).

Poměr momentů	Pro stanovení nutné předpínací síly N rozhoduje podmínka
$M_{LL} / M_{DL} > i^2 / ez$	(4)
$M_{LL} / M_{DL} < i^2 / ez$	(6)

Je tedy zřejmé, že záleží na poměru velikosti účinků krátkodobého a dlouhodobého zatížení. V případě menších konstrukcí bude podmínka (6) mírnější (tj. bude vyžadovat menší předpětí) než podmínka (4), a proto zde podmínka (4) bude rozhodující. Naopak u velkých konstrukcí, kde nahodilé zatížení je relativně malé ve srovnání se stálým zatížením, může splnění podmínky (6) vyžadovat větší předpětí než splnění podmínky (4). To by do jisté míry vysvětlovalo, proč u velkých konstrukcí, jejichž návrh mohl být založen na splnění podmínky (4), dochází k nárůstu průhybů spíše než u malých. Splnění podmínky (4) totiž samozřejmě negarantuje zároveň splnění podmínky (6).

4. OPTIMALIZACE PŘEDPĚTÍ S CÍLEM ZVÝŠENÍ JEHO ÚČINNOSTI PRO OMEZENÍ NÁRŮSTU PRŮHYBŮ

Zatížení mostů lze v zásadě rozdělit do dvou kategorií, na vlivy vnějšího svislého zatížení a předpětí. Tyto složky působí proti sobě – značná část účinků (a tedy i průhybů) od svislého zatížení je eliminována vlivy předpětí. Výsledek je rozdílem velkých čísel, je velmi citlivý na obě hodnoty a relativně malá odchylka některé z nich může mít na výsledek podstatný vliv.

Zatížení předpětím lze idealizovat soustavou vnějších zatěžovacích faktorů, jejichž rozložení je rozdílné od charakteru a rozložení vnějšího svislého zatížení. Tato rozdílnost se může – v případě změn statického systému konstrukce – projevit rozdílným vlivem na velikosti a rozložení vnitřních sil v konstrukci a průhyby v konečném statickém systému. Znamená to např., že nízké hodnoty průhybů konstrukce ve stavebních stavech dosažené aplikací zvoleného charakteru předpětí, nemusí zdaleka znamenat též nízké dlouhodobé průhyby konstrukce v definitivním statickém systému. Upozornění na tento jev, jeho analýza a objasnění je námětem této úvahy.

Budeme se zajímat o nárůst průhybů na konstrukci v **definitivním statickém systému** vyvolané zatěžovacími účinky, které byly na konstrukci zavedeny **před změnou statického systému**. Pro řešení vlivu změny statického systému na vývoj vnitřních sil a deformací lze použít – jako jednu z možných – metodu relaxační [2]. Tato metoda dělí výpočet do dvou na sebe navazujících kroků a pro řešení ve druhém kroku zužitkovává výsledky řešení konstrukce lineárně pružné. Metoda je velmi jednoduchá, je libovolně přesná (konverguje k přesnému řešení) a je použitelná vždy, je-li k dispozici metoda řešení dané konstrukce jako lineárně pružné. Umožňuje názorné vysvětlení účinnosti předpětí na konstrukci měnící statický systém.

Uvažujme betonovou staticky neurčitou konstrukci zatíženou vnějším svislým zatížením a vlivy předpětí. V čase t_0 nechť známe napjatost a deformace této konstrukce. Vnitřní síly na takto zatížené základní soustavě označíme $\{S\}$. Úkolem je nalézt napjatost a deformace konstrukce v čase $t > t_0$.

V prvním kroku řešení, v okamžiku t_0 , kdy je konstrukce namáhána zmíněnými vnitřními silami $\{S\}$, nechť je konstrukce v celém svém rozsahu upnuta tak, aby se její deformace dále (pro $t > t_0$) neměnila, tj. aby zůstala stejná jako v čase t_0 .

Při zachování konstantní deformace celé konstrukce musí být deformace každého jejího prvku též konstantní. Při tomto relaxačním procesu se původní vnitřní síly v konstrukci vlivem dotvarování betonu zmenšují z původní hodnoty $\{S\}$ na $\{S_1\}$ označující v čase proměnné vnitřní síly působící na uvažovaný prvek tak, aby jeho deformace zůstávala v čase konstantní.

V prvním kroku řešení, v němž je zachovávalo přetvoření a nastává tudíž relaxace, poklesnou vnitřní síly na r -násobek jejich původní hodnoty $\{S_1\} = r \{S\}$.

Při použití efektivních modulů závislých na stáří platí

$$r(t) = 1 - \{[\varphi(t, t_0) - \varphi(t_r, t_0)] / [1 + \chi(t, t_r) \varphi(t, t_r)]\} \quad (8)$$

kde t_0 je stáří betonu při zatížení a t_r je stáří betonu při změně statického systému.

V myšleném upnutí, které spojitě přiléhá na konstrukci v celém jejím rozsahu, vznikají reakce, které působí na konstrukci zatížením $\{q_2\}$. Výsledkem řešení v prvním kroku výpočtu tedy je jednak získání vnitřních sil $\{S_1\}$, které vznikají při zachování stálé deformace konstrukce v závislosti na stáří betonu, a dále určení zatížení $\{q_2\}$.

Upnutí konstrukce, které bylo v předchozí úvaze předpokládáno, ve skutečnosti neexistuje, a proto nyní zatížíme konstrukci v novém statickém systému v čase $t > t_0$ obrácenými reakcemi upnutí $\{q_2\}$ jako vnějším zatížením. Řešením takto zatížené konstrukce (druhý krok řešení) dostaneme vnitřní síly $\{S_2\}$. Výsledné namáhání konstrukce v čase t je charakterizováno vnitřními silami $\{S\}$, které dostaneme jako součet vnitřních sil v obou krocích výpočtu

$$\{S\} = \{S_1\} + \{S_2\} \quad (9)$$

Druhý krok řešení je tedy možno provést řešením konstrukce uvažované jako pružné, což je mnohem snazší než jiné postupy, neboť programy pro řešení staticky neurčitých rámových konstrukcí na počítači jsou běžně k dispozici. Je možno též využít příčinkových čar, které byly vytvořeny pro řešení vlivu nahodilého zatížení, popř. je možno takto řešený vliv dotvarování betonu zařadit mezi ostatní zatěžovací stavy a celý výpočet všech zatěžovacích stavů provést najednou.

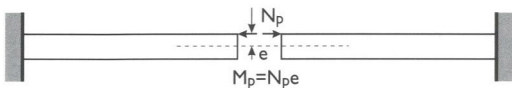
Sledujme použitím této metody odděleně projevy obou typických druhů zatížení předjatých mostů, zatížení vnějšího svislého a účinků předpětí, na dlouhodobé průhyby konstrukce v období po změně statického systému. První krok relaxační metody znamená „zmrazení“ deformací – tedy jejich nulový nárůst po uvedení konstrukce do nového statického systému. Průhyby tedy vytváří pouze druhý krok metody, tj. řešení konstrukce v novém statickém systému. Tato úvaha umožní formulovat poznatek, **že míra účinnosti toho kterého zatěžovacího systému na časový vývoj průhybů po přechodu konstrukce do nového statického systému odpovídá jeho účinnosti při působení na tuto konstrukci, která by byla od počátku vytvořena v definitivním statickém systému**. Znamená to též, že projevy nějakého zatěžovacího systému na průhyby ve stavebních stavech v zásadě vůbec nic neříkají o jeho projevech na průhyby konstrukce a jejich časový vývoj v definitivním statickém systému.

Průhyby, jak plyne z definice prvního kroku, se v tomto prvním kroku nemění. To znamená, že **veškerý nárůst průhybů po přechodu do nového statického systému probíhá ve druhém kroku řešení**.

Ve druhém kroku řešení působí konstrukce **v novém statickém systému**. Časový přírůstek průhybu vyvolaný daným zatížením je dán obecným vztahem

$$\Delta y = (1 - r) (1 + \chi \varphi) y \quad (10)$$

kde y je „pružný“ průhyb na konstrukci v konečném statickém systému vyvolaný tímto zatížením. Tento jev je možno demonstrovat na jednoduchém příkladu. Je uvažován stavební stav tvořený dvěma vstřícnými konzolami, zatíženými na koncích excentricky působícími předpínacími kabely vyvolávajícími zde ohybové momenty $M_p = N_p e$, (obr. 2). Šipky na obr. 2 znázorňují zatížení předpětím od horních kabelů ve stádiu před uzavřením spáry ve středu pole mostu.



Obr. 2

V další etapě výstavby jsou tyto konzoly spojeny tak, že **v novém statickém systému** tvoří jedno pole spojitého nosníku o velkém počtu polí, z nichž jedno typické je možno pokládat za vetknutý nosník. Pro určení hodnoty pružného průhybu od předpětí y_p zatížíme tuto konstrukci ve středu rozpětí dvěma protisměrnými vnějšími ohybovými momenty o velikosti M_p působícími **v témže průřezu**; jejich účinek se však vzájemně vyruší a spojitý nosník proto není vůbec zatížen a hodnota průhybu od předpětí y_p je tedy nulová. Použitím vztahu (10) vychází, že nárůst průhybu **v novém statickém systému** vyvolaný tímto předpětím proto v tomto případě je

$$\Delta y = 0 \quad (11)$$

To znamená, že přestože toto předpětí zřejmě zajistilo významnou **redukcí průhybu konců konzol ve stádiu výstavby** mostu (obr. 2), **se vůbec neprojevívá na dalším vývoji průhybů** po změně statického systému. Konstrukce po změně statického systému se prohýbá, jako by tam toto předpětí vůbec nebylo.

Zabýváme se dále časovým nárůstem průhybu **v novém statickém systému** Δy_z vyvolaným **svislým vnějším zatížením** – analogicky platí

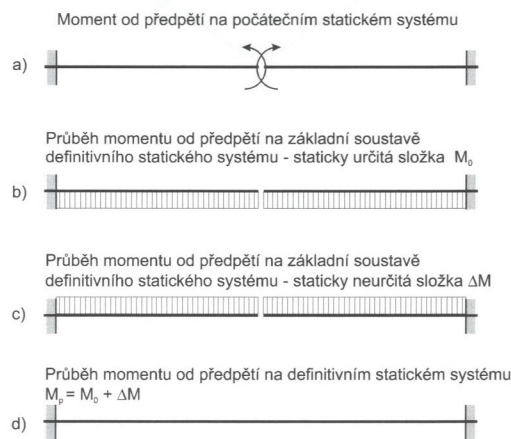
$$\begin{aligned} \Delta y_z &= (1 - r) (1 + \chi \varphi) y_z = \\ &= \{[\varphi(t, t_0) - \varphi(t_n, t_0)] [1 + \chi(t, t) \varphi(t, t)]\} (1 + \chi \varphi) y_z = \\ &= [\varphi(t, t_0) - \varphi(t_n, t_0)] y_z \quad (12) \end{aligned}$$

kde y_z je v tomto případě průhyb na konstrukci v konečném statickém systému vyvolaný svislým vnějším zatížením.

Je zřejmé že vztah (12) je velmi jednoduchý – nárůst průhybu lze určit pouze jako součin „pružného“ průhybu a rozdílu funkčních hodnot součinitele dotvarování.

Např. pro svislé zatížení g a vnitřní pole dlouhého spojitého nosníku konstantního průřezu s ohybovou tuhostí EJ a s rozpětím L , zanedbáme-li zde vliv smykových účinků*, přibližně platí $y_z = gL^4 / 384 EJ$; potom podle vztahu (12) nárůst průhybu v konečném statickém systému je

$$\Delta y_z = [\varphi(t, t_0) - \varphi(t_n, t_0)] g L^4 / 384 EJ \quad (13)$$



Obr. 3

Vnější svislé zatížení tedy podle očekávání vyvolává nárůst průhybů, předpětí uspořádané podle obr. 2 však ne, a proto je takové předpětí zcela neúčinné pro omezení nárůstu průhybů.

Podobně lze vysvětlit specifiku účinnosti předpětí na nárůst průhybů pomocí obr. 3. Předpětí přímými kabely na dvou protilehlých konzolách (obr. 3a) vyvolá ohybové momenty působící jejich průhyb. Předepne-li se však stejným způsobem **vetknutý nosník** (předpokládá se možnost jeho zkrácení), když konzoly se spojí uprostřed, vznikne soustava předepnutá přímým kabelem, kde ohybové účinky vyvolané staticky neurčitým podepřením (obr. 3b,c) zcela

* Je třeba připomenout vlivy smykových účinků (smykové deformace stěn a ochabnutí smykem), které jsou závažné pro průhyby vyvolané vnějším svislým zatížením, avšak nikoliv pro předpětí přímými kabely.

Obr. 2 Vetknutý nosník předepnutý přímými konzolovými kabely

Fig. 2 Fixed-end beam prestressed by cantilever straight tendons

Obr. 3 Příklad ohybových účinků předpětí na vetknutém nosníku

Fig. 3 Example of the bending effects of prestressing on the fixed-end beam

eliminují přínos excentrické pozice kabelů. Vetknutý nosník pak působí jako centricky předpjatá konstrukce bez vlivu předpětí na průhyby; průřezy jsou pouze stlačovány (obr. 3d).

Na základě těchto úvah je možno se pokusit uspořádat předpětí optimalizovat – vybrat z možných způsobů předpětí takový, který (při zjištění požadovaných účinků ve stavebních stádiích) bude vyvozovat co **největší (vzhůru směřující) průhyby na konstrukci v definitivním statickém systému**. Při tomto rozhodování mohou napomoci např. příčinkové čáry průhybu; příklad příčinkové čáry průhybu středu druhého pole pro třípolový spojitý nosník je uveden na obr. 4.



Obr. 4
Příčinková čára
průhybu středu
vnitřního pole.

Fig. 4
Influence line of
the midspan
deflection of the
internal span

Z praktického hlediska může být proto velmi závažná otázka, kam umístit ukotvení předpínacího kabelu tak, aby se co nejvíce uplatnil při redukci nárůstu průhybů na konstrukci v konečném statickém systému. Je zřejmé, že předpětí může působit na konstrukci dvěma způsoby:

- příčnými silami vyvolanými zakřivením kabelů,
- ohybovými momenty vyvolanými excentrickým ukotvením kabelů.

Předpětí je pro ovlivnění nárůstu průhybů neúčinnější, pokud jsou příčné síly a zatížení vyvolané zakřivením kabelů umístěny v místech největších pořadnic příčinkových čar průhybu, a pokud excentrická ukotvení kabelů jsou umístěna v místech největších sklonů těchto příčinkových čar.

V této souvislosti stojí za připomenutí, že příčinkové čáry průhybu a příčinkové čáry ohybových momentů mají rozdílné průběhy, a proto zatěžující faktor vyvozující velké ohybové účinky nemusí vyvozovat velké průhyby a naopak. Tak např. krátký přímý kabel nad podporou spojitého nosníku, který působí zejména svými koncovými momenty, je velmi účinný pro pokrytí velkých ohybových momentů zde vznikajících, avšak je málo účinný pro zabránění nárůstu průhybu uprostřed rozpětí mostního pole. Je tomu proto, že sklony příčinkové čáry průhybu v místech kotev jsou téměř stejné, zatímco znaménka zatěžujících momentů vyvolaných ukotvením jsou opačná; jejich vlivy se proto vzájemně téměř eliminují. Naopak kabely při dolním povrchu kotvené v místech velkých sklonů příčinkové čáry (oblasti kolem čtvrtin rozpětí – obr. 4) jsou již účinnější.

Je tedy zřejmé, že vhodným umístěním ukotvení předpínacích kabelů lze dosáhnout toho, že optimali-

zované předpětí může být pro redukci pozdějších průhybu dokonce účinnější než předpětí, které by právě jen afinně kopírovalo účinky vnějšího zatížení konstrukce.

ZÁVĚR

Projektant při rozhodování o rozmístění a ukotvení předpínacích kabelů by měl mít na paměti nejen co nejefektivnější řešení napětových relací, ale i účinnost takto uspořádaných kabelů pro minimalizaci nárůstu průhybů mostu v pozdějších obdobích jeho funkce. U velkých rozpětí, kde je dominantní stálé zatížení, je vhodné navrhnout silnější předpětí než je nutné z důvodu eliminace tahových napětí. Z hlediska vedení kabelů je žádoucí posoudit několik variant a vybrat tu, která bude nejvíce účinná i pro redukci dlouhodobého nárůstu průhybů.

Uvedené výsledky byly získány v rámci řešení grantových projektů 103/99/0735, 103/00/0603 a 103/00/0604 udělených Grantovou agenturou České republiky a výzkumného záměru 21000003 Stavební fakulty ČVUT.

Prof. Ing. Vladimír Křístek, DrSc.
stavební fakulta ČVUT, Thákurova 7, 166 29 Praha 6
tel.: 02 2435 3875, fax: 02 311 7362
e-mail: kristek@beton.fsv.cvut.cz
Doc. Ing. Jan L. Vítek, CSc.
Metrostav, a.s., Koželužská 5, 180 00 Praha 8
tel.: 02 6670 9317, fax: 02 6670 9193
e-mail: vitek@metrostav.cz
a Stavební fakulta ČVUT Praha

Literatura:

- [1] Favre, R., Burdet, O.: Amount of Prestressing Based on Serviceability Requirements, IABSE Symposium Structures for the Future The Search for Quality, Rio de Janeiro, August 25-27, 1999 pp. 594-601
- [2] Šmerda, Z., Křístek, V.: Dotvarování a smršťování betonových prvků a konstrukcí, SNTL Praha 1978