

O příčinách nadměrných dlouhodobých průhybů mostů z předpjatého betonu. Dotvarování od opakovaného nahodilého zatížení

Vliv zvětšené hodnoty ztrát předpětí. Vliv spolupůsobení mostovky při dlouhodobém stálém zatížení. Vliv dotvarování od opakovaného namáhání vozidly na mostě. Údaje o experimentálních výsledcích. Příklad výpočtu.

Je známou zkušeností, že u řady mostů větších rozpětí z předpjatého betonu, zejména u mostů s kloubem v poli, dochází po několika letech k nadměrným průhybům, značně větším, než jsou vypočtené hodnoty. Nelze je vysvětlit jen větší hodnotou součinitele dotvarování. Ostatně často nesouhlasí ani znaménko, tj. střed pole klesá, i když podle znaménka výsledných ohybových momentů by se měl zvedat. S výjimkou některých případů to nevysvětlí ani větší deformace podloží.

Určitý malý vliv mají deformace smykové v trámu od stálého zatížení při dotvarování. Rozdělovací číslo smyku u mostních průřezů vychází 2,5 a více (výpočet viz Techn. průvodce 3, Novák O. a kol., SNTL).

Hlavní důvod tkví ve třech jevech:

1. Kontrola předpětí je nedokonalá a ztráty předpětí jsou vyšší. Poměrně malá změna předpínací síly má totiž procentuálně značně větší vliv na průhyb, poněvadž moment od vlastní tíhy a stálého zatížení M_g a od předpětí M_{pr} se obvykle zhruba ruší a dávají malý výsledný moment $m = M_g + M_{pr}$, tj. $m/M_g \ll 1$. Je proto správné počítat s určitým nevyhnutelným zmenšením předpínací síly asi o 5 až 10 % a vypočítat průhyb pro tento případ. Je totiž vhodné jistit se spíše pro případ průhybů větších než menších, protože lze připustit vyrovnávací beton nad podporami, ale nikoliv uprostřed pole.

2. Při zkracování horních vláken postupným dotvarováním se část tlakových napětí v horních vláknech σ_c^0 přenáší do mostovky, říms apod., jež částečně spolupůsobí, takže neutrální osa se posouvá nahoru a nosník se zakřivuje jako při záporném momentu. Z toho je zřejmé, že tento jev je nebezpečný pouze u mostů s klouby v poli, zatímco u spojitých nosníků a rámu vzhledem ke znovurozdělení vnitřních sil průhyb příliš neovlivní (a u prostého nosníku způsobí naopak zvedání). Způsob výpočtu tohoto vlivu je známý [1]; přibližně se vypočte jako pružný průhyb od ohybových momentů:

$$\Delta M_d = e \frac{\sigma_c^0}{E} \varphi \frac{E_m F_m}{1 + \varphi_m} \quad (1)$$

e — nosníku s průřezem spolupůsobícími s mostovkou, φ — moduly pružnosti $E/(1 + \varphi)$ resp. $E_m/(1 + \varphi_m)$.

E — je modul pružnosti,

φ — součinitel dotvarování,

F_m — plocha průřezu spolupůsobící části mostovky,

e — její excentricita od těžiště nosného průřezu,

E_m, φ_m — hodnoty pro mostovku.

Tento vliv převažuje nad tím, že spolupůsobení mostovky zvětšuje ohybovou tuhost nosníku.

Pro silniční letmo betonovaný most s kloubem v poli

s rozpětím 102 m (u Dolních Kralovic přes zdrž. na Želivce) bylo pro srovnání vypočteno, že spolupůsobení mostovky zvětší průhyb o 1,9 cm (za předpokladu, že spolupůsobí asi polovina plochy průřezu vyrovnacího betonu, vozovky a říms). Zmenšení předpínacích sil o 10 % způsobí průhyb 4,9 cm ve středu pole (u Nuselského mostu v Praze však jen 1 cm). Pro srovnání průhyb dlouhodobý od posouvajících sil je 0,5 cm (u Nuselského mostu 0,9 cm).

3. Podobný vliv přibližně stejné velikosti má nestejně smršťování a různost součinitele dotvarování pro horní a dolní desku komůrkového průřezu. V horní desce je menší vzhledem k větší průměrné tloušťce betonu (viz Leonhardt F., Spannbeton für die Praxis, 2. přepřac. vyd., Springer, Berlin 1961) a také proto, že horní deska je shora izolována proti ztrátě vlhkosti [8], [4]. Podobně jako v předešlém případě se u rámu tento vliv příliš neprojeví, ale u mostu s kloubem v poli může být značný.

4. Při nahodilém zatížení se dosud uvažuje jen pružný průhyb, ve skutečnosti však i pro krátkodobé zatížení vozidly vznikají nepružné trvalé deformace ε_{vibr} , zvané dotvarování, od opakovaného namáhání nebo dotvarování při únavě (vibropolzučest, Schwingkriechen, shakedown, fluage sous charpe répétée). Určité experimentální výsledky a dotvarování při únavě byly již získány dávno (do 1906 Féret [2], 1925 Probst, 1926 Mehmel, Heim, 1933 Ban [3], [5], [11], [2]), avšak teprve při poválečných výzkumech byly získány výsledky [3], [5], částečně [6], [10], [8], [4], [2], které dovolují tyto deformace přibližně vypočítat.

Pro náš problém je významné zjištění, že trvalé deformace ε_{vibr} nevznikají jen při cyklickém zatěžování od $\sigma_{min} = 0$ až do tlakového napětí σ_{max} , blízkého pevnosti v tlaku [13], ale i pro menší hodnoty σ_{max} . Přitom závislost na σ_{max} je lineární asi do 0,5 statické hranolové pevnosti [6], [8], [4] (resp. do 0,4 krychelné pevnosti statické [5]). Důležité je zejména to, že ε_{vibr} vzniká, i když je $\sigma_{min} \gg 0$, přičemž vliv hodnoty σ_{min} na konečnou trvalou deformaci je malý [3] nebo vůbec žádný [5], [8], [4]. Vznikají i při nepatrném rozdílu $\sigma_{max} - \sigma_{min}$ [10]. Konečné nepružné deformace jsou zhruba stejně velké při rychlých cyklech (trvání 0,1 s až 1 h [6]) jako při pomalých cyklech (trvání 10 dní [9]), kdy přecházejí v obvyklé dlouhodobé dotvarování. Nejvyšší možná hodnota je asi $\varepsilon_{vibr} = 0,004$ [3], resp. asi čtyřnásobek pružné deformace. Podle [6], [8], [5], [4], [2] po velkém počtu cyklů ($> 10^6$) se tyto deformace rovnají konečné hodnotě dotvarování při napětí σ_{max} pro stejné počáteční stáří betonu, a to bez ohledu na velikost σ_{min} . S růstem frekvence kmitů (a rozdílu $\sigma_{max} - \sigma_{min}$) se však jejich průběh v čase značně urychluje (avšak v závislosti na počtu cyklů

poněkud zpomaluje [2]). Při vysoké frekvenci 500 cyklů/min odpovídá 1 den, 5 dní a 14 dní dotvarování za 1 měsíc, 6 měsíců a 20 měsíců [6]. Jestliže se však beton nejdříve staticky dotvaroval 33 měsíců, neměl již při následujících $3 \cdot 10^8$ cyklech [8] téměř žádná deformace (do 6 %), takže dotvarování při stálém zatížení a při únavě se nesčítají; beton je schopen určité nepružné deformace bez ohledu na to, zda vznikla zatížením opakovaným nebo stálým [2]. Superponují-li se napětí stálá a střídavá, lze příslušné konečné deformace v oboru linearitě též sčítat. S vyšším σ_{\max} a též $(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})$ se časový průběh poněkud urychluje i v oboru linearitě (pro $\sigma_{\min} = 0,22$ resp. 0,33 pevnosti vznikne stejná deformace pro 806 resp. 310 000 cyklů). Nad mezí únavy (asi 60 % pevnosti statické v tlaku, 35 % ve smyku pro $\sigma_{\min} = 0$) se vzrůst deformace neustaluje, ale po určité době se začne urychlovat. Sečnový modul cyklů E_s postupně klesá, a to tím více, čím vyšší je napětí, a křivost pracovního diagramu se obrací [2], [13], [3].

Gaede [3] udává vzorec

$$\epsilon_{\text{vibr}} = \frac{cN_0}{R} \frac{\sigma_{\max}}{E_{\text{sec}}} \left(\frac{N}{N_0} \right)^r \quad (2)$$

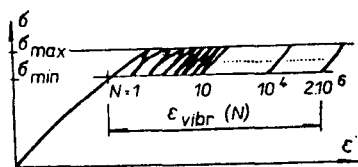
kde $N_0 = 10^5$, R je hranolová pevnost; dále podle $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ se určí c , r :

$\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$	c	r
0,14	$0,98 \cdot 10^{-3}$ cm/kp	0,333
0,75	$1,82 \cdot 10^{-3}$ cm/kp	0,202

E_{sec} je sečnový modul pro cykly od $\sigma_{\min} = 0$, který pro různé krychelné pevnosti betonu je:

$\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$	B 120	B 225	B 450
0,14	95 000	195 000	215 000 kp/cm ²
0,75	103 000	187 000	273 000 kp/cm ²

Největší přírůstky trvalých deformací jsou při prvních cyklech. Asi pro 10 cyklů při střídání od 7 do 73 % hranolové pevnosti obdržel Gaede [3] poměrný vzrůst deformace pro horní hranici cyklu, tj. pro σ_{\max} vůči prvému cyklu o $s = 33$ %, 15 % resp. 11 % při hranolových pevnostech 130, 280, 365 kp/cm². Při střídání od 50 do 67 % hranolové pevnosti obdržel vzrůst o $s = 31$ % resp. o 26 %, při hranolových pevnostech 122 resp. 252 kp/cm². Pro první zatížení a odlehčení (jeden cyklus) činí [6] trvalá (plastická) deformace vzhledem k pružné deformaci 0, 10, 18, 22 a 26 % pro napětí rovné 5, 10, 20, 30 a 50 % pevnosti vzorků.



Obr. 1

Pro náš problém je vhodné rozdělit napětí σ na trvale působící napětí σ_{\min} a na pulzující složku $\sigma - \sigma_{\min}$, proměnnou od 0 do $\sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ (obr. 1). Vzorec (2) vyjadřuje celkové nepružné deformace a zahrnuje tedy i dotvarování pro napětí σ_{\min} . Toto dotvarování je výstižněji počítáno vždy odděleně a je tedy vhodné ve vzorci (2) jej odečíst. Pulzující složce napětí $\sigma - \sigma_{\min}$ pak přísluší trvalá deformace

$$\Delta \epsilon_{\text{vibr}} = \frac{cN_0}{R} \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{E_{\text{sec}}} \left(\frac{N}{N_0} \right)^r \quad (3)$$

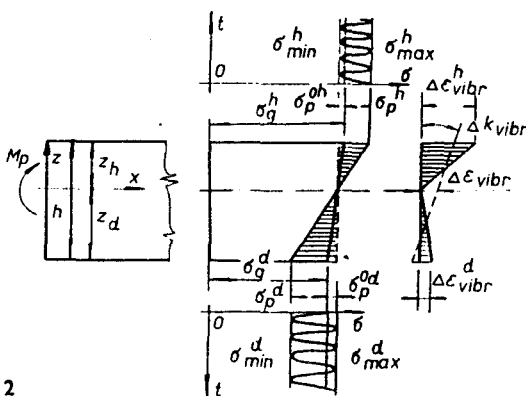
V poměru k pružné deformaci $\Delta \epsilon_p = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min})/E$, s modulem E bez ohledu na únavu, máme:

$$\psi(N) = \frac{\Delta \epsilon_{\text{vibr}}}{\Delta \epsilon_p} = \frac{E}{E_{\text{sec}}} \frac{cN_0}{R} \left(\frac{N}{N_0} \right)^r \quad (4)$$

Podle [6], [8], [5], [4] však můžeme jednoduše psát pro trvalou deformaci:

$$\psi(N) = \frac{\Delta \epsilon_{\text{vibr}}}{\Delta \epsilon_p} \approx \varphi(t), \quad \psi(\infty) \approx \varphi(\infty) \quad (5)$$

kde ψ je součinitel dotvarování při opakovaném namáhání, který je funkcí počtu cyklů N (a při pomalých cyklech též funkcí času t_N), a $\varphi(t)$ je součinitel dotvarování při stálém napětí od času t_0 do času t ; tento čas t jednoznačně odpovídá počtu cyklů N a představuje dobu, za kterou vznikne při stálém napětí ekvivalentní dotvarování.



Obr. 2

Výsledná normální napětí od vlastní tlhy, stálého zatížení a předpětí necht jsou σ_p^h v krajních (horních) vláknách nosníku, σ_p^d v neutrální ose pulzujících napětí $\sigma - \sigma_{\min}$, průřezu a σ_p^d v druhých krajních (dolních) vláknách. Normální napětí v nosníku necht pulzují mezi hodnotami (obr. 2):

v horních vláknách: od $\sigma_{\min}^h = \sigma_p^h + \sigma_p^h \approx \sigma_p^h$ do

$$\sigma_{\max}^h = \sigma_p^h + \sigma_p^h,$$

v neutrální ose napětí $\sigma - \sigma_p$ je $\sigma^s = \text{const} \approx \sigma_p^s$,

v dolních vláknách: od $\sigma_{\max}^d = \sigma_p^d + \sigma_p^d \approx \sigma_p^d$ do $\sigma_{\min}^d = \sigma_p^d + \sigma_p^d$

kde σ_p^h , σ_p^d , resp. σ_p^h , σ_p^d jsou maximální (v absolutní hodnotě) resp. minimální hodnoty napětí od nahodilého zatížení.

Uvažujme nyní průřezy nosníků uprostřed pole, kde je kladný moment od nahodilého zatížení. V dolních vláknách dochází zřejmě k poklesům tlakového napětí vůči napětí σ_p^d , takže oproti dotvarování při stálém napětí $\sigma_p^d \approx \sigma_{\max}$ nevzniká navíc žádné konečné zmenšení deformace $\Delta \epsilon_{\text{vibr}}^d = 0$. V neutrální ose pulzujících napětí $\sigma - \sigma_p$ je rovněž $\Delta \epsilon_{\text{vibr}}^s = 0$. V horních vláknách se tlakové napětí vůči σ_p^h zvyšuje a vzniká tedy navíc trvalá deformace $\Delta \epsilon_{\text{vibr}}^h$. Je tedy:

$$\begin{aligned} \Delta \epsilon_{\text{vibr}}(z) &= \Delta \epsilon_{\text{vibr}}^h z / z_h & \text{pro } z^h \geq z \geq 0 \\ \Delta \epsilon_{\text{vibr}}(z) &= 0 & \text{pro } z^d \leq z \leq 0 \end{aligned} \quad (6)$$

kde z je vzdálenost od neutrální osy pulzujících napětí $\sigma - \sigma_{\min}$, z^h , z^d vzdálenosti krajních vláken horních a dolních od této neutrální osy.

toho rozdělení $\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}$ by však porušilo rovinnost průřezu (úloha je podobná jako při nestejném dotvarování ve spřaženém ocelobetonovém průřezu). Proto dochází k znovurozdělení napětí a deformace, které lze přibližně vypočíst, jako kdyby $\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}(z)$ bylo smrštění na průřezu s efektivními moduly E_{ef} , plynoucími z podmínky $\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}} = E_{\text{ef}}(\Delta \varepsilon_p + \Delta \varepsilon_{\text{vibr}})$, tj.

$$\begin{aligned} E_{\text{ef}} &\approx E/(1 + \psi) && \text{pro } z \geq 0 \\ &= E && \text{pro } z \leq 0 \end{aligned} \quad (7)$$

Přibližně lze uvažovat v celém průřezu $E_{\text{ef}} \approx E$ (ovšem pokud provedeme totéž v rovnici (9)). Tyto deformace jsou ekvivalentní působení ohybového momentu ΔM_v a normální síly ΔN_v (k původní neutrální ose):

$$\Delta M_v = \int_0^{z_h} E_{\text{ef}}(z) \cdot \Delta \varepsilon_{\text{vibr}}(z) z dF \approx E \frac{\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}}{z^h} \int_0^{z_h} z^2 dF \quad (8a)$$

$$\Delta N_v = - \int_0^{z_h} E_{\text{ef}}(z) \Delta \varepsilon_{\text{vibr}}(z) dF \approx -E \frac{\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}}{z^h} \int_0^{z_h} z dF \quad (8b)$$

kde dF je element plochy průřezu. Integrály v těchto výrazech jsou moment setrvačnosti a statický moment části průřezu nad neutrální osou pulzujícího napětí. Vznikne tedy zakřivení osy Δk_{vibr} a zkrácení těžiškové osy $\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}$:

$$\Delta k_{\text{vibr}} = \frac{\Delta M_v}{(EI)_{\text{ef}}} \approx \frac{\Delta M_v}{EI}, \quad \Delta \varepsilon_{\text{vibr}} = \frac{\Delta N_v}{(EF)_{\text{ef}}} \approx \frac{\Delta N_v}{EF} \quad (9)$$

kde I je moment setrvačnosti průřezu.

Poněvadž poměr $\Delta k_{\text{vibr}}/\sigma_p$ je v různých průřezích různý, je nutno určit trvalé změny $\Delta X_{i,v}$ staticky neurčitých veličin X_i vlivem opakovaného namáhání, pro něž platí:

$$\sum_{j=1}^n \delta_{ij} \cdot \Delta X_{j,v} + \delta_{ivibr} = 0 \quad (10)$$

Zde δ_{ij} jsou koeficienty pružnosti konstrukce pro moduly E_{ef} (přibližně $\delta_{ij, \text{ef}} \approx \delta_{ij}$ pro moduly E) a

$$\delta_{i, \text{ef}} = \int_{(x)} \Delta k_{\text{vibr}} \bar{M}^{(i)} dx + \int_{(x)} \Delta \varepsilon_{\text{vibr}} \bar{N}^{(i)} dx \quad (11)$$

jsou deformace ve smyslu X_i , kde $\bar{M}^{(i)}$ a $\bar{N}^{(i)}$ jsou vnitřní síly od virtuálního zatížení $X_i = 1$ při $X_j \equiv 0$, $j \neq i$. Průhyb ve smyslu statické veličiny X pak je:

$$\begin{aligned} \Delta w_{\text{vibr}} &= \int_{(x)} \bar{M} (\Delta M_v + \sum_{i=1}^n \Delta X_{i,v} \bar{M}^{(i)}) \frac{dx}{(EI)_{\text{ef}}} + \\ &+ \int_{(x)} \bar{N} (-\Delta N_v + \sum_{i=1}^n \Delta X_{i,v} \bar{N}^{(i)}) \frac{dx}{(EF)_{\text{ef}}} \end{aligned} \quad (12)$$

kde \bar{M} , \bar{N} jsou virtuální vnitřní síly od $X = 1$ na základní statické soustavě, tj. pro $X_i \equiv 0$.

Na rozdíl od úloh dotvarování $\Delta X_{i,v}$ zde neovlivňuje hodnoty $\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}$, neboť jeho hodnota v oboru linearitě zůstává stejná, když $\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}$ je stále, tj. když σ_{max} i σ_{min} se změni o tutéž hodnotu. To však platí jen při nulové normální síle. Jinak vlivem $\Delta X_{i,v}$ se posouvá neutrální osa a Δk_{vibr} se mění. Přesněji by bylo možno uvažovat změny rozdílu $\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}$, tj. rozdílu účinků nahodilého zatížení způsobené nestejným pletsem modulu E_{sec} v cyklu. Obecně by tedy přesná

formulace vedla ke zjednodušení rovnice v case, podobně jako při dotvarování.

Provedme nyní přibližný rozbor. Uvažujme prostý nebo spojitý nosník, kdy neutrální osa pulzujícího napětí $\sigma - \sigma_{\text{min}}$ je totožná s těžišтовую osou průřezu.

Pro přibližný odhad můžeme uvažovat, že průřez nosníku je svisle symetrický. Potom $\Delta M_v = \Delta \varepsilon_{\text{vibr}} \frac{E}{h/2} \frac{I}{2}$, kde h je výška průřezu, takže máme:

$$\Delta k_{\text{vibr}} \approx \frac{\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}}{h} \quad (13a)$$

namísto zakřivení $\frac{\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}}{h/2}$, jaké by podle (6) odpovídalo $\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}(z)$ nad těžišтовую osou.

Dále uvažujme, že veškerá hmota průřezu je soustředěna do horní a dolní desky a poměr jejich průřezových ploch necht' je $n : 1$. Průřez svislých stěn zanedbáme. Pro Δk_{vibr} obdržíme potom opět rovnici (9a) nezávisle na n a pro zkrácení osy dostaneme:

$$\Delta \varepsilon_{\text{vibr}} = - \frac{n}{n+1} \Delta \varepsilon_{\text{vibr}} \quad (13b)$$

Jestliže máme průřez T s horní deskou stejné plochy jako stojina, je:

$$\Delta k_{\text{vibr}} = 1,300 \Delta \varepsilon_{\text{vibr}}/h, \quad \Delta \varepsilon_{\text{vibr}} = -0,563 \Delta \varepsilon_{\text{vibr}} \quad (13c)$$

Jestliže máme průřez I s poměrem ploch stojiny, dolní desky a horní desky $1 : 1 : 2$, je:

$$\Delta k_{\text{vibr}} = 1,033 \Delta \varepsilon_{\text{vibr}}/h, \quad \Delta \varepsilon_{\text{vibr}} = -0,504 \Delta \varepsilon_{\text{vibr}} \quad (13d)$$

Nad podporou se role dolních a horních vláken vymění a výsledek je stejný. Uvažujeme-li přibližně poměr $\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}/\sigma_p$ stejný ve všech průřezích, nedbáme-li vlivu zkrácení nosníku na průhyb (což u některých rámu není možné) a odhadneme-li podle rov. (13a), (13b), (13c), že v typickém komůrkovém mostním průřezu je $\Delta k_{\text{vibr}} = 1,10 \Delta \varepsilon_{\text{vibr}}/h$, obdržíme trvalý průhyb od opakovaného nahodilého namáhání přibližně jako

$$\Delta w_{\text{vibr}} = 0,55 \psi \Delta w_p \quad (14)$$

kde Δw_p je pružný průhyb od nahodilého zatížení, daný křivostmi $\Delta k_p = \frac{\Delta \varepsilon_p}{h/2}$, kde $\Delta \varepsilon_p = (\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}})/E$.

Podle vztahu (5) můžeme jednoduše přímo též psát:

$$\Delta w_{\text{vibr}}(\infty) \approx 0,55 \varphi(\infty) \Delta w_p \quad (15)$$

U rámu se neutrální osa pulzujícího napětí posouvá ke kraji průřezu, takže v rov. (13a, b, c, d) by byly koeficienty pro Δk_{vibr} vyšší. Avšak na druhé straně, zvláště ve stojkách, může být pulzování napětí stejně velké v obou směrech, takže nepružné zakřivení osy se nemusí vůbec objevit. Zkrácení trámu způsobuje u rámu další průhyb.

Zmenšující vliv výztuže na tyto deformace je podobný jako při stálém zatížení a přibližně jsme jej zanedbali. Přesuny napětí v průřezu ani ztrátami předpětí od $\Delta \varepsilon_{\text{vibr}}$ se zde nebudeme zabývat. Při ohybu železobetonových nosníků je součinitel ψ značně redukován existencí trhlin, podobně jako při dotvarování. U rámových mostů, zejména u oblouků, vznikají nepružné deformace též vlivem krátkodobých cyklů teploty a vlhkosti a způsobí rychlejší adaptaci konstrukce. Je pravděpodobné, že dotvarování při únavě téměř stejně

poměrné velikosti vzniká i od smykových napětí a posouvajících sil, avšak experimenty dosud chybí.

Sporným bodem, o němž dosud nemáme statistické poklady, je velikost střídavého nahodilého zatížení. Předpokládáme, že za dobu trvání konstrukce proběhne $2 \cdot 10^6$ cyklů v rozsahu do $1/3$ normového nahodilého zatížení a jeden cyklus do plného normového zatížení v rozsahu do $1/3$ normového nahodilého zatížení, dále asi 10 cyklů v rozsahu do $2/3$ normového zatížení a jeden cyklus do plného normového zatížení (zatěžkávací zkouška).

Příklad. U letmo betonovaného mostu s klouby s rozpětím 102 m byl vypočten průhyb od nahodilého zatížení $\Delta w_p = 14,0$ cm ve středu pole. Dále je průměrné $\sigma_g = -80$ kp/cm², od $1/3$ normového zatížení je průměrné $\Delta \sigma_p = -20$ kp/cm², tj. $\sigma_{\min}/\sigma_{\max} = 0,8$. Beton má hranolovou pevnost 300 kp/cm², $E = 360\,000$ kp/cm².

Postupujeme-li podle Gaedeho, určíme podle uvedených údajů $c = 1,85 \cdot 10^{-3}$ cm²/kp, $r = 0,200$, $E_{\text{sec}} = 280\,000$ kp/cm². Podle rov. (4) $\gamma = 1,4$ pro $N = 2$ a podle rov. (14) přibližně trvalý průhyb bude: $0,55 \frac{1}{3} 14,0 \text{ cm} \times 1,4 = 3,6$ cm.

Podle [5], [11] je můžeme jednodušeji vypočítat též jako průhyb od dotvarování, který při součiniteli dotvarování $\varphi = 1,8$ je: $0,55 \frac{1}{3} 14,0 \text{ cm} \times 1,8 = 4,6$ cm.

Další zvětšení trvalého průhybu způsobí 10 cyklů zatížení až do $2/3$ normového nahodilého zatížení. Podle údajů Gaedeho je nejvýše $s = 0,25$ a tedy zvětšení průhybu je $0,55 \left(\frac{2}{3} - \frac{1}{3} \right) 14,0 \text{ cm} \times 0,25 = 0,6$ cm. Od zatěžkáci zkoušky průhyb navíc je asi $0,55 \left(1 - \frac{2}{3} \right) 14,0 \text{ cm} \times 0,2 = 0,5$ cm.

Celkem je tedy trvalý průhyb od nahodilého zatížení (uvážujeme-li nepříznivější výsledek): $4,6 + 0,6 + 0,5 = 5,7$ cm.

Přidáme-li k tomu vlivy podle bodů 1 a 2 a od posouvajících sil, může celková odchylka průhybu oproti běžnému způsobu výpočtu činit $5,7 + 1,9 + 4,9 + 0,5 = +13,0$ cm, kde 5,7 cm je průhyb od opakovaného nahodilého zatížení, 1,9 cm od spolupůsobení mostovky při dotvarování, 4,9 cm od zmenšení předpínacích sil a 0,5 cm od posouvajících sil. Tím se tedy vysvětlují pozorované velké nadměrné průhyby.

U tužších typů konstrukce jsou ovšem tyto vlivy malé. Například pro Nuselský most v Praze byl pro opakované namáhání vypočten průhyb jen 1,7 cm.

I když výpočet vlivu opakovaného namáhání je dosud jen hrubě přibližný a v budoucnu musíme hledat další upřesnění svých znalostí, přesto považujeme za nutné provádět tyto výpočty v projektech větších mostů a dát do normy požadavek na vyčíslení trvalých průhybů (tj. dotvarování) pro opakované nahodilé zatížení.

LITERATURA

- [1] Bažant, Z. P.: Dotvarování betonu při výpočtu konstrukcí, SNTL, Praha 1966
- [2] Běchyně, S.: Betonové stavitelství I, Technologie betonu, sv. 4, Pružnost betonu, str. 122—130, SNTL, Praha 1969
- [3] Gaede, K.: Versuche über die Festigkeit und die Verformungen von Beton bei Druck-Schwellbeanspruchung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, H. 144, W. Ernst, Berlin 1962
- [4] Gvozďev, A. A.: Polzučest betona, Trudy Vsesojuznogo sjezda po teoret. i prikl. mehanike, Mochanika tverdogo tela, 137—152, A. N. SSSR, Nauka, Moskva 1966
- [5] Kern, E. — Mehmel, A.: Elastische und plastische Stauchungen von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 153, W. Ernst, Berlin 1962
- [6] Le Camus, B.: Recherches expérimentales sur la déformation du béton et du béton armé, C. R. des Recherches des Lab. Bât. et Tr. Publ., 1945—46, Paris (Circ. ITB, ř. F, č. 27, 1946)
- [7] L'Hermite, R.: Que savons nous de la déformation plastique et du fluage du béton?, Annales I. T. B. T. P. IX, no. 117, Paris 1957
- [8] L'Hermite, R.: Les déformations du béton, Cahiers de la Recherche no. 12, I. T. B. T. P. et A. F. R. E. M. C., Eyrolles, Paris 1961 (Fig. 15, p. 65—67)
- [9] Malmejster, A. K.: Uprugost i neuprugost betona, Izd. A. N. Latv. SSR, Riga 1967
- [10] Malmejster, A. K. — Škerbelis, K. K.: Deformativnost betona pri složnom nagraženii, Sborník „Issledovanija po betonu i železobetonu“, no. 2, Izd. A. N. SSSR, Riga 1967
- [11] Müllerová, D.: Chování prostého betonu při opakovaném zatížení, aspirantská práce ve Stavebním ústavu ČVUT, Praha 1966
- [12] Murdock, J. W.: A critical review of research on fatigue of plain concrete, University of Illinois Bulletin 475, no. 62, Engng. Experiment Station, Feb. 1965
- [13] Nordby, G. M.: Fatigue of concrete — a review of research, Journ. Amer. Concrete Inst. 30, 1967, no. 2, 191—219
- [14] Sinha, B. P. — Gerstle, K. H. — Tulin, L. G.: Stress-strain relations for concrete under cyclic loading, Journ. Amer. Concrete Inst., 1964, no. 2, 195—219
- [15] Vasiljev, P. I.: K voprosu vybora fenomenologičeskoj teoriji polzučesti betona, Sborník „Polzučest strojitel'nych materijalov i konstrukcij“, red. A. Ržaniceyn, 106—114, Strojizdat, Moskva 1964

Mezinárodní sdružení stavebních informačních středisek

(Union Internationale des Centres du Bâtiment — U.I.C.B.) je mezinárodní organizace, která sdružuje stavební informační střediska celostátního i regionálního charakteru, zejména v západoevropských státech. Je to sdružení zájmové, které má koordinovat mezinárodní spolupráci na poli stavebních informací, posilovat profesionální a kulturní vztahy mezi jednotlivými členskými středisky a podporovat výměnu informací o vývoji v oblasti stavitelství.

V tomto smyslu sdružení spolupracuje s velkými mezinárodními organizacemi, podporuje rozvoj mezinárodní sítě informačních středisek, výměnu zkušeností a metod z oblasti třídění a rozšiřování informací, pečuje o vzájem-

nou výměnu dokumentace a informací mezi členskými středisky a zavazuje je ke vzájemné úzké spolupráci.

Provoz sdružení řídí stálý sekretariát, zřízený při francouzském informačním středisku Centre d'Information et de Documentation du Bâtiment v Paříži. Členství ve sdružení je podmíněno celou řadou náročných podmínek. V roce 1968 je členem sdružení celkem 46 informačních středisek z celého světa. Z tábora socialismu byli až dosud členové dva, a to ústřední orgán pro stavební informace PLR — a jugoslávské středisko. Letos k nim přistoupilo i Odvětvové středisko stavebních informací, které bylo na aténském kongresu konaném v říjnu 1967 přijato za členu s platností od 1. 1. 1968.

S. Kadečka