

Při posuzování stavu napjatosti betonových prvků a konstrukcí mohou často hrát významnou úlohu účinky objemových změn, tj. vlivy teplot, smršťování a dotvarování. Od nich vznikají v betonu tahová napětí, která mohou přesáhnout pevnost betonu v tahu; beton se pak porušuje trhlinami. Hodnoty, které jsou nutné pro stanovení účinku těchto vlivů a které jsou uváděny v normách, však obvykle nepostačují pro úplný výpočet napjatosti.

Uvedené tři jevy se téměř vždy navzájem ovlivňují. Závisejí totiž na čase a tedy i v ideálním případě, kdy by napjatost od účinků teplot a smršťování nebyla na sobě v čase závislá, měnila by se vlivem dotvarování; dotvarování by působilo příznivě a snižovalo by hodnoty napětí v betonu.

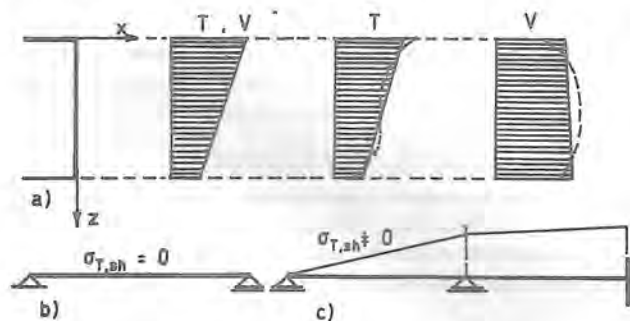
Zde se se zaměřujeme jen na první dva jevy, tj. na vliv teploty a smršťování na napjatost. Předem je však třeba poznamenat, že početním řešením je možno získat výsledky, které se realitě pouze přibližují, neboť není doposud, zejména u smršťování, k dispozici dostatečné množství spolehlivých vstupních údajů; ty jsou fyzikální povahy a mohou se získat jen experimentálním výzkumem.

Obecně $T(x,y,z,t)$ je pole teplot a $V(x,y,z,t)$ pole vlhkosti.

1 Řešení napjatosti

1.1. Velmi snadno lze řešit napjatost v průřezu deskového prvku v čase t v případě, kdy jsou pole teplot T a pole vlhkosti V pouze funkcemi z , tj. mění-li se jen po výšce průřezu, a to *lineárně*, nebo byl-li jejich skutečný průběh *linearizován* (Obr. 1a). Bude-li totiž uložení volné, jak je tomu u staticky určitých nosníků, nebude v konstrukci od účinků teploty a smršťování žádné napětí (Obr. 1b) a u nosníků staticky neurčitých se dají vnitřní síly snadno vypočítat z podmínek přetvoření; působí-li tedy na takový nosník jen lineárně se měnící teplota anebo smršťování, může mít napětí v krajních vláknech nosníku průběh např. podle obr. 1c.

Zde je třeba dodat, že i v jiných případech, zejména u základových konstrukcí, u nichž není v kontaktu nosníku s podložím přetvoření zcela volné, vzniká v nosníku napětí i při lineárním průběhu teploty i smršťování napětí.



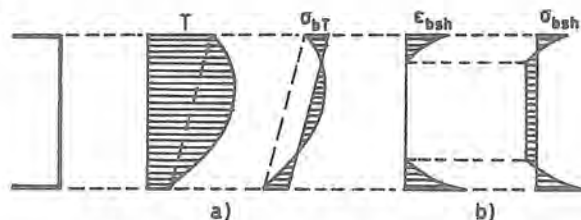
Obr. 1 - a) Lineární a linearizované průběhy teplot T a vlhkosti V (čárkované je vyznačen skutečný průběh), b) nosník, jehož okolí nebrání jeho deformaci, c) nosník, který se nemůže volně přetvářet

1.2 Není-li však průběh teplot anebo smršťování *lineární*, působí v průřezu napětí i v případě, kdy se nosník může přetvářet zcela volně. Bude-li v tomto případě např. probíhat teplota podle křivky T (Obr. 2a) a smršťování ϵ_{sh} oblastí nosníku při povrchu bude intenzivnější než uvnitř (Obr. 2b), vznikne v prutovém nosníku v dostatečně velké vzdálenosti od konců nosníku napětí σ_{bT} , σ_{bsh} ; dá se vypočítat z rovnováhy vnitřních sil a z předpokladu o li-

neárním přetvoření průřezu. Budou-li tato napětí tahová a překročí-li pevnost betonu, vzniknou v betonu trhliny.

Stanovení skutečné napjatosti je velmi složitým a dosud ne zcela vyřešeným problémem; poruchy kontinua trhlinami totiž ovlivňují obě pole, plně zvládnutí tohoto problému leží doposud mimo rámec početního řešení a bude možné až na základě výsledků experimentů.

Další text se zabývá jen napjatostí od účinku nelineární teploty a smršťování; předpokládá se přitom, že případné trhlinky neovlivňují pole teplot a vlhkosti a že obě pole jsou tedy spojitá.



Obr. 2 - Nelineární průběh a) teploty a b) smršťování a napětí na nosníku bez vazby na okolí

2 Nelineární teplota a smršťování betonových konstrukcí.

Dále v textu se za primární se považují přetvoření průřezu, jehož jednotlivé vrstvy by se mohly deformovat nezávisle jedna na druhé.

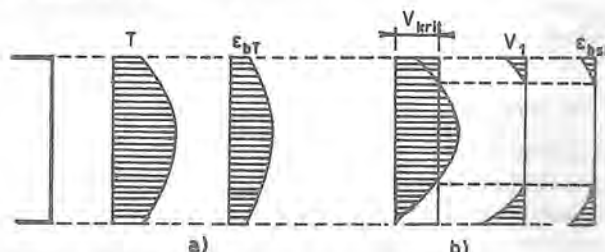
2.1. Vyšetření napjatosti betonových prvků od *nelineárního průběhu teploty* má svůj význam během *provozu* u konstrukcí, v nichž se teplota ve větších rozmezích často mění a nedochází tedy k jejímu ustálení; v těchto případech se musí stanovit hodnoty teplotního pole výpočtem. Také *klimatické* vlivy jsou zdrojem nelineárních polí a některé předpisy již jejich tvar určují (např. ČSN 73 6203 Zatížení mostů).

U masivních konstrukcí je to však zejména napětí od účinku *hydratačního tepla*, které při počátečních malých pevnostech betonu v tahu vede ke vzniku trhlin; ty se vytvářejí při povrchu prvku a oslabují průřez.

Znají-li se v průřezu hodnoty T pole teplot od hydratace (Obr. 3a), postačí je pak již jen přenásobit teplotním součinitelem α , získat tak primární poměrná přetvoření ϵ_{bT} a vypočítat napětí σ_{bT} (Obr. 2a) betonu (podle odst. 1.2).

2.2 *Smršťování ϵ_{bsh}* (obr. 3b) (tj. poměrné přetvoření od smršťování) se stanoví obtížně, neboť jeho velikost nezávisí jen na hodnotách V vlhkostního pole (pro jehož vyřešení ani nejsou doposud zcela známé - a ani jasné - vstupní parametry), ale i na tzv. kritické vlhkosti betonu V_{krit} . Ta se určuje na základě výsledků zkoušek a uvádí se ve tvaru (viz. [1])

Obr. 3 - Nelineární průběh a) teploty a b) smršťování a napětí na nosníku bez vazby na okolí



$$V_{krit} = V + \kappa V'$$

pro nemasivní konstrukce je $V = 0,0125 \text{ kg/kg}$, $V' = 0,01 \text{ kg/kg}$; pro masivní konstrukce je $V = 0,00625 \text{ kg/kg}$, $V' = 0,005 \text{ kg/kg}$.

Za nemasivní se přitom považují konstrukce, u nichž je poměr m části μ_σ obvodu, který je vystaven účinkům prostředí, k průřezové ploše A_b větší nebo se rovná 15; konstrukce s poměrem $m \leq 2,0$ jsou masivní.

Součinitel κ závisí na druhu betonu a pohybuje se pro betony <B7,5; B60> v mezích <1,6; 1,0>. Vyjde-li tedy např. $\kappa = 1,35$, bude u nemasivního prvku $V_{krit} = 0,0260 \text{ kg/kg}$ a u masivního $V_{krit} = 0,0130 \text{ kg/kg}$.

Kritická vlhkost je zvláště u masivních konstrukcí citlivá na součinitel κ , což ovšem má velký vliv na velikost smršťování.

O smršťování rozhoduje vlhkost (obr. 3b)

$$V_l = V - V_{krit}$$

je-li $V \geq V_{krit}$, beton se nesmršťuje. Smršťování se pak vypočte z výrazu $\varepsilon_{bsh} = \beta V_l$ [1], kde součinitel $\beta (= 3 \cdot 10^{-2})$ má obdobnou funkci jako součinitel α u teploty. Tím lze získat průběh primárního smršťování ε_{bsh} po průřezu, což umožňuje vypočítat napětí σ_{bsh} (obr. 2b) od nelineárního smršťování. Tuto možnost nedávají hodnoty smršťování, které se uvádějí v normách; jsou to totiž hodnoty průměrné a tedy konstantní v celém průřezu.

3 Výpočet pole hydratačních teplot a pole vlhkosti

Při zjednodušeném výpočtu, kdy jde o neomezeně rozlehlou desku, lze vyjít z rovnic [2] pro teplotní pole

$$\frac{\partial^2 T(z,t)}{\partial z^2} - \frac{c \rho}{\lambda} \frac{\partial T(z,t)}{\partial t} + \frac{q(z,t)}{\lambda} = 0$$

pro pole vlhkosti

$$\frac{\partial^2 V(z,t)}{\partial z^2} - \frac{1}{a_v} \frac{\partial V(z,t)}{\partial t} - \frac{K_c}{a_v \rho} q(z,t) = 0$$

Parametry ve výrazech značí:

$T(z,t)$, $V(z,t)$ - pořadnice teplotního (K), popř. vlhkostního pole (kg/kg)

$q(z,t)$ - vývin tepla (W/m^3)

c - měrné teplo (J/kgK)

ρ - objemová hmotnost betonu (kg/m^3)

λ - tepelná vodivost (W/mK)

a_v - součinitel difuze vlhkosti (m^2/s)

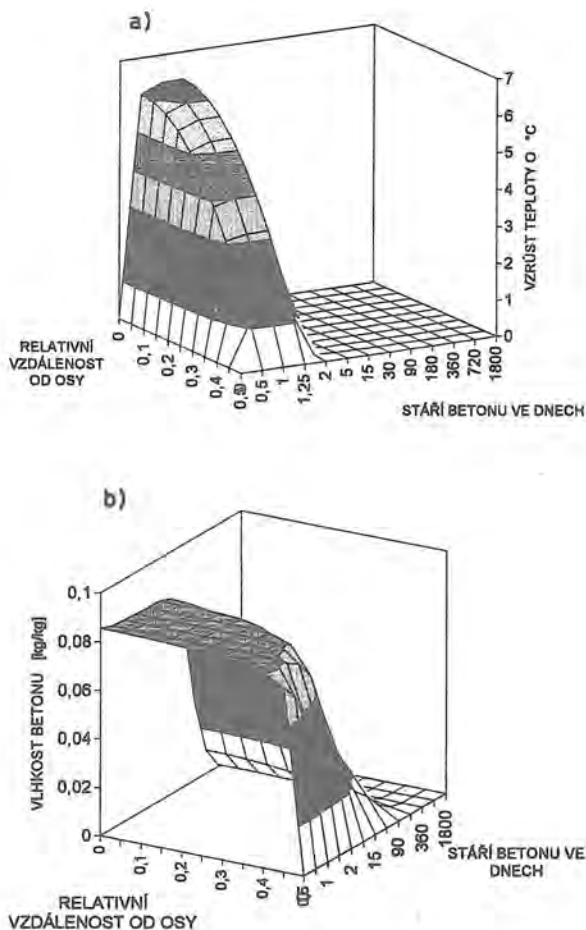
K_c - součinitel druhu cementu (J/kg)

z značí souřadnice bodu v průřezu, t - čas.

Na okrajích prvku je třeba respektovat vliv prostředí na prvek, a to teplotu T_p ($^\circ\text{K}$) a odpovídající vlhkost betonu $V_p = (20 + 1,5 \varphi) 10$ (kg/kg); zde φ je relativní vlhkost vzduchu.

4 Masivní a nemasivní betonové konstrukce s volným přetvářením.

Pro srovnání polí teplot T od hydratačního tepla (s nárůstem 50°C po 36h) a polí vlhkosti V (s počáteční vlhkostí $V_0 = 0,085 \text{ kg/kg}$) byly vypočteny jejich hodnoty pro průřez o tloušťce 0,30m ($m = 13$) a 2,00m ($m = 2,0$) ve dvaceti letech výšky průřezu. Při výpočtu



Obr.4 - a) Teplotní a b) vlhkostní pole v nosníku o tloušťce 0,30 m

napětí se předpokládalo, že se prvky mohou zcela volně deformovat. Z povrchu prvků se uvažoval plný únik tepla na původní teplotu prostředí a únik vlhkosti na hypotetickou nulovou vlhkost betonu. Vypočtená napětí, vyvozená účinky smršťování, jsou tedy nereálně vysoká a pokud jsou dále uváděny i jejich velikosti, mají charakter jen kvalitativní.

4.1 Tvary polí T a V

Tvar polí hydratačních teplot a polí vlhkosti v prvcích s tloušťkou 0,30m a 2,00m v konstrukcích je nakreslen v obr. 4 a 5 a v grafech na obr. 6 a 7; v grafech značí čísla u křivek čas (ve dnech), který uplynul od vybetonování prvku. Z porovnání výsledků plyne:

- Zatímco v případě tenkého prvku přesáhl nárůst teploty uvnitř prvku jen o málo hodnotu 6°C , u masivního prvku dostoupil téměř 50°C . V nemasivním prvku vznikají tedy také menší tahová napětí a prvek není tak citlivý na vznik povrchových trhlin. V povrchových vrstvách masivních prvků se naproti tomu objeví trhliny.

- Teploty v tenkém prvku se sniží po dvou dnech na téměř původní hodnotu; u prvku masivního dojde k úplnému snížení snížení teploty až po 30 dnech. Nebude-li na povrchu prvku nic bránit deformaci, napětí po uplynutí této doby vymizí.

- Prvek nemasivní se téměř zcela zbaví vlhkosti po 180 dnech, prvek masivní si však podrží uvnitř vysokou vlhkost i po 1800 dnech. K plnému smrštění tenkého prvku ($V_{krit} = 0,0260$) dojde tedy rychleji a bude efektivnější než u masivního, kde lze očekávat smršťování později ($V_{krit} = 0,0130$), a to jen v povrchových vrstvách. Proto je třeba, aby se tenčí prvky dobře ošetřova-

ly po dobu alespoň předepsaných 30 dní (čára s prázdnými kroužky v obr. 6b).

– Velký význam má druh betonu, tj. součinitel κ . Kdyby byl např. masivní prvek tloušťky 2,0 m uložen v prostředí s $RV = 70\%$, byla by v betonu těsně pod povrchem vlhkost $V = V_p = (20 + 1,5 \cdot 70) \cdot 10^{-4} = 0,0125 \text{ kg/kg}$. Pokud by nikdy pod tuto hodnotu neklesla, byla by vlhkost V_I při $V_{krit} = 0,0130 \text{ kg/kg}$ rovna $-5,0 \cdot 10^{-5} \text{ kg/kg}$ a smršťování ϵ_{bsh} prvku by dosáhlo nejvyšší hodnoty $-1,5 \cdot 10^{-5}$. (Podle předpisů DIN 4427 i EC 2 by pro tento případ vyšla hodnota přibližně $-1,0 \cdot 10^{-5}$.) Pokud by však měl součinitel κ hodnotu 1,3 místo uvažované 1,35, snížila by se vlhkost na 0,0128 kg/kg a smršťování by bylo jen $-0,75 \cdot 10^{-5}$.

– Změny pole hydratačního tepla a smršťování betonu do sebe časově téměř nezasahují, a to ani u nemasivního ani u masivního prvku. V technických výpočtech napjatosti by bylo tedy možno řešit účinky obou jevů odděleně.

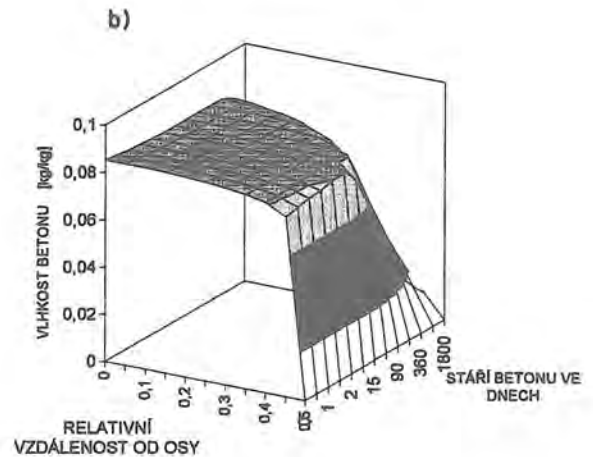
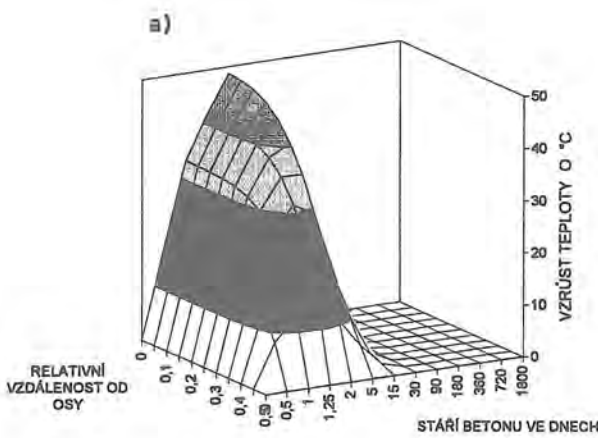
4.2 Napětí σ_b

Pole napětí σ_{bT} od účinku *hydratačního tepla* v masivní konstrukci 8,0m dlouhé a 2,0m tlusté, po obvodu volné, je na obr. 8. Napětí je souměrné k podélné střednicové rovině a je zřejmé, že v místech, která jsou dosti vzdálená od konců nosníku, je možné jednoduše vypočíst jeho hodnoty (z podmínek rovnováhy a z lineárního přetvoření průřezu - odst. 1.2); ve svíslé rovině symetrie má napětí σ_{bT} hodnoty kladné (3,58MPa) a záporné (-1,59MPa) hodnoty. Z průběhu izolinií napětí je vidět, že v místech, ležících poblíž volného konce (tj. v oblasti rovné cca výšce nosníku) není podobné zjednodušení možné.

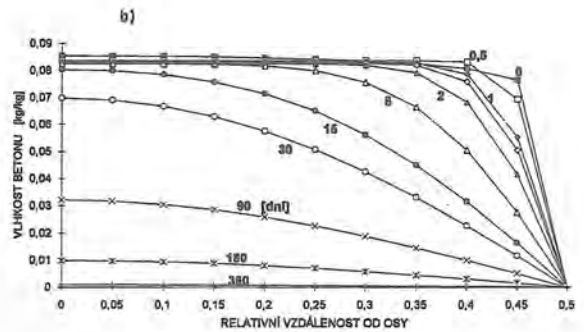
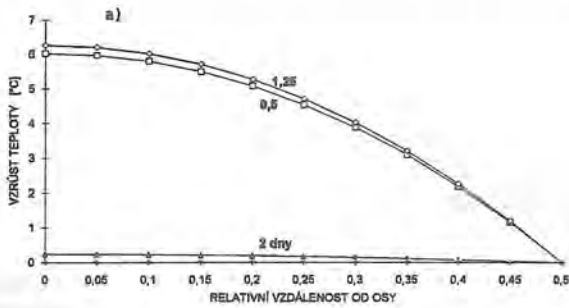
Stejně je tomu také u napětí od účinku *smršťování*.

Poznámka

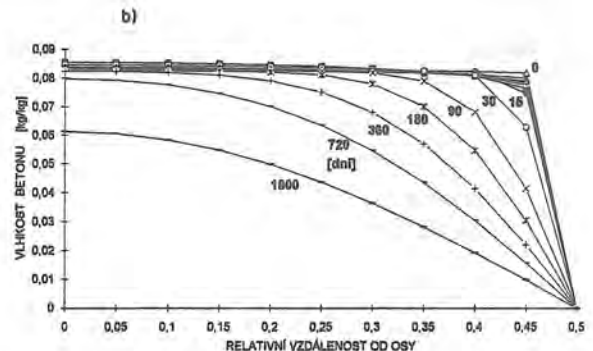
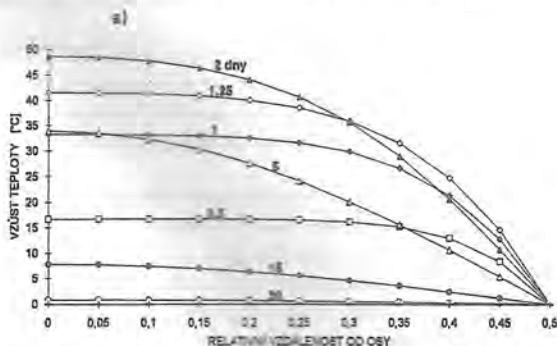
V obrázcích jsou znázorněna napětí σ_x uvnitř prvků, na které se konstrukce pro výpočet rozdělila.



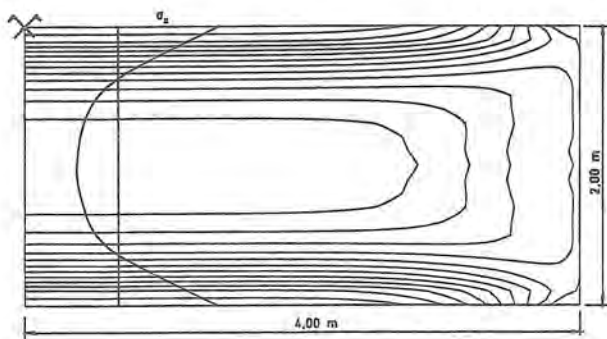
Obr. 5 - a) Teplotní a b) vlhkostní pole v nosníku o tloušťce 2,00 m



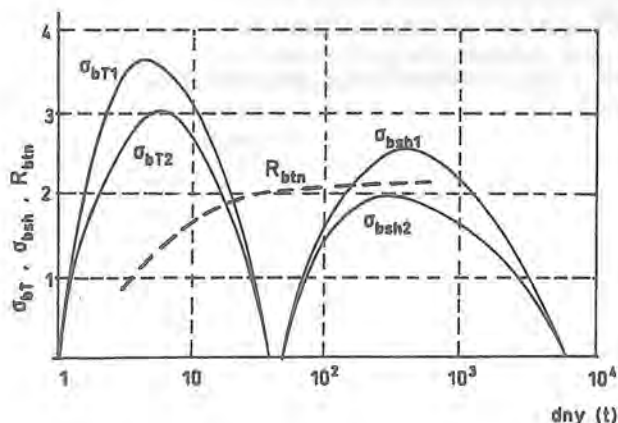
Obr. 6 - a) Teplota a b) vlhkost v nosníku s tloušťkou 0,30 m



Obr. 7 - a) Teplota a b) vlhkost v nosníku s tloušťkou 2,00 m



Obr.8 - Izolinie a napětí na nosníku, který nemá vazby na okolí



Obr.9 - Napětí od teploty a smršťování v betonové příčli mostu

Na obr. 9 je znázorněn průběh napětí σ_{bT} od hydratačního tepla a od smršťování (σ_{bsh}) těsně pod povrchem (σ_{b1}) a v hloubce přibližně 0,08 m (σ_{b2}) v masivním prahu mostu pod Barrandovem. Je v něm také vyznačen průběh nárůstu pevnosti betonu v tahu R_{bTn} podle CEB-FIP s ohledem na normové hodnoty podle ČSN 73 1201. Tam, kde je napětí σ_b vyšší než R_{bTn} , se očekávaly povrchové trhliny.

5 Masivní základové konstrukce

Jsou-li masivní prvky použity jako základové konstrukce, leží na podloží tak, že se nemohou zcela volně posouvat a napětí vyvozená hydratačním teplem a smršťováním tím budou ovlivněna.

To je třeba při výpočtech respektovat, avšak i zde je možno napětí vypočítat jednoduchým způsobem (odst. 1.2) v těch částech nosníku, které jsou dosti vzdáleny od jeho konců. Je však třeba znát pole přetvoření od hydratační teploty a od smršťování (odst. 2 a 3).

Literatura

- [1] Alexandrovskij S. V.: *Rasčet betonnych i železobetonnych konstrukcij na temperaturnyje i vlažnostnyje vozdežstvija*, Stroizdat, Moskva, 1966
- [2] Slovák J., Šmerda Z., Vajner J.: Vplyv hydratačního tepla a vlhkosti na napatost masivnej betónovej mostnej dosky, *Inženýrské stavby* č. 5, 1986, str. 285-289
- [3] Mejzlík L., Medek I.: Teplotní napětí v masivních betonových deskách, *Inženýrské stavby* č. 1, 1987, str. 1-14

Prof. Ing. Dr Zdeněk Šmerda, CSc.

Ing. Jan Šmerda

VIAPONT, Mendlovo nám. 1a,

603 00 Brno

Konstrukce s nesoudržnými a vnějšími kabely

Jaroslav Procházka

V červnu 1993 bylo subkomisí CEN (TC 250/SC2) schváleno anglické znění části 1-5 Eurokódu 2, týkající se konstrukcí s nesoudržnými a vnějšími kabely. V druhé polovině roku 1993 byla tato část přeložena do němčiny a francouzštiny. Na začátku roku 1994 se sjednocují jazykové mutace a pravděpodobně v březnu má být tato část předložena k oficiálnímu schválení komisí.

CEN/TC 250. Po konečném schválení bude tato část rozeslána jednotlivým národním normalizačním institutům jako přednorma ENV 1992-1-5 k zavedení do soustavy národních norem. Doba platnosti této přednormy je stanovena na tři roky. Po dvou letech budou shromážděny připomínky k této ENV a bude rozhodnuto zda bude prodloužena doba platnosti, popř. tato ENV upravena nebo přepracována na normu EN.

Při zavádění ENV 1992-1-5 do soustavy národních norem bude nutné v každém státě vypracovat Národní aplikační dokument (uvádějící odkazy na národní normy v případech, kdy související normy EN, popř. ENV nebyly ještě vypracovány, doplňující ustanovení apod.).

Účelem tohoto příspěvku je seznámení s podstatou ENV 1992-1-5 a osvětlení některých jejich důležitých částí.

Rozsah

ENV 1992-1-5 navazuje na základní část ENV 1992-1-1 a uvádí pouze pozměňující a doplňující ustanovení, které platí pouze pro betonové konstrukce s nesoudržnými a vnějšími kabely.

Předpětí nesoudržnými kabely, které je předmětem této normy, lze realizovat dvěma rozdílnými technologiemi:

- předpětí malými kabely, obvykle monostrandy, umístěnými v plastických obalech malého průměru, které jsou zabotovány;
- předpětí velkými kabely, umístěnými vně betonu, obvykle uvnitř komůrkového průřezu nebo mezi stojinami konstrukcí vytvořených z několika nosníků.

První způsob je obvykle používán ve stropních konstrukcích budov, zatímco oblastí použití druhého jsou mostní konstrukce.

