

## **Vliv reologických změn betonu na chování sekundárního ostění tunelu**

Jan Prchal<sup>1</sup>, Lukáš Vráblík<sup>2</sup>, Martin Dulák<sup>3</sup>

### **Abstrakt**

Příspěvek je zaměřen na rozbor účinků reologických změn betonu na konstrukci sekundárního ostění dálničního tunelu. Blíže je popsán využitý výpočetní model a postup analytického výpočtu vnitřní napjatosti sekundárního ostění. V příspěvku je sledován vliv smršťování a dotvarování betonu na celkovou deformaci konstrukce. Dále je provedeno srovnání dosažených výsledků z analytického výpočtu s hodnotami poměrné deformace naměřenými na reálné konstrukci dálničního tunelu na Slovensku. Uvažované rozdělení složek celkového poměrného přetvoření je vyjádřeno na základě různých výpočetních modelů, které jsou navzájem porovnány.

### **Klíčová slova**

ostění, dotvarování, smršťování, reologie

### **Abstract**

The paper is focused on the analysis of the effects of rheological changes of concrete on the structure of the secondary lining of the motorway tunnel. The computational model and the process of the analytical calculation of the internal stress of the secondary lining are described in more detail. The contribution is focused on the effect of shrinkage and creep of concrete on the overall deformation of the structure. Furthermore, the comparison of the results obtained from the analytical calculation with the values of the relative deformation measured on the real construction of the motorway tunnel in Slovakia is made. The considered distribution of the components of the total proportional strain is expressed on the basis of different mathematical models that are compared to each other.

### **Key words**

lining, creep, shrinkage, rheology

## **1 Úvod**

Časově závislé chování betonu je významným specifickým tohoto materiálu a jak v minulosti, tak v současnosti je mu věnována značná pozornost, čemuž odpovídá i rozsah poznatků. Významnost projevů dotvarování a smršťování betonu se odvíjí od řady vlastností betonové konstrukce a dalších vlivů. S reologickými změnami betonu je často spojeno snížení provozuschopnosti, použitelnosti i únosnosti konstrukcí. Na druhé straně je nutno odlišit účinky reologie na konstrukce, u kterých není vývoj deformací omezován, ať se jedná o konstrukce staticky určité či neurčité.

Článek seznamuje s analýzou tunelového ostění, na kterém bylo na několika místech provedeno měření poměrných deformací, jejichž výsledky byly následně nesprávně

---

<sup>1</sup> Ing. Jan Prchal, ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6, Czech Republic, jan.prchal.l@fsv.cvut.cz

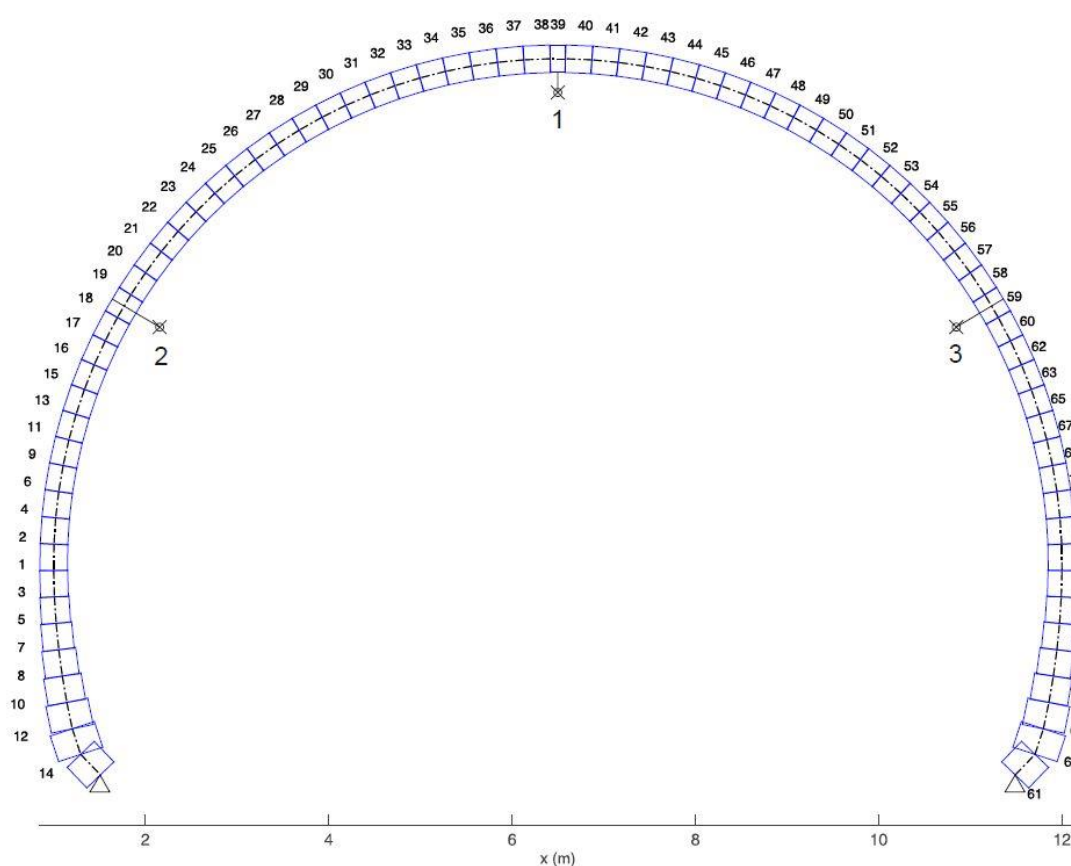
<sup>2</sup> Doc. Ing. Lukáš Vráblík, Ph.D., NOVÁK & PARTNER, s. r. o., Perucká 2481/5, 120 00 Praha 2, Czech Republic, lukas.vrablik@novak-partner.cz

<sup>3</sup> Ing. Bc. Martin Dulák, Valbek, spol. s r.o., Vaňurova 505/17, 460 07 Liberec 3, Czech Republic, martin.dulak@valbek.cz

interpretovány, což bylo jednou z motivací k vytvoření výpočetního nástroje, jež bude reflektovat vývoj dotvarování a smršťování betonu a bude jím do jisté míry možné predikovat deformace vzniklé v důsledku těchto objemových změn. Analytický program zároveň umožňuje variaci vstupních hodnot, aby bylo následně možné vyhodnotit významnost jednotlivých faktorů ovlivňujících chování konstrukce jako celku.

## 2 Popis konstrukce

Předmětem výpočtu je konstrukce sekundárního ostění tunelu, který je součástí slovenské dálnice D1 v úseku Jánovice – Jablonov. Příčný řez tunelu má kružnicový tvar. Průměr kružnicového oblouku určeného střednicí je 11,0 m. Výška konstrukce měřená od základové spáry k horní hraně ostění je 8,39 m. Sekundární ostění má tloušťku 300 mm, která se ve spodní čtvrtině směrem k podporám zvětšuje na cca 520 mm. Ostění je založeno na liniových pasech výšky 500 mm a šířky 1400 mm. Materiálem sekundárního ostění a základových pasů je beton C30/37 lišící se třídami prostředí. Skutečná měření na konstrukci probíhala na třech místech ostění severního tubusu.<sup>4</sup> Dvojice tenzometrů byla osazena ve vrcholu klenby (1) a zbylé dvě dvojice ve výšce cca 5,0 m od paty oblouku, místa jsou označena na obr. 1. Ve stejných místech byla velikost poměrného přetvoření, resp. deformace, určována počteně postupem popsáním dále.



Obr. 1 Výpočetní schéma řešení konstrukce  
Fig. 1 Computational scheme of the structure

<sup>4</sup> Uskutečněná měření byla provedena jako kontrola stavu přetvoření konstrukce v daném místě a jejich výsledky jsou pouze lokální informací. Pro potřeby detailního průzkumu by bylo nutné provést měření v potřebném rozsahu na více místech v celém tunelu. Výsledky měření lze chápat jako motivaci k hlubšímu prozkoumání dané problematiky.

### 3 Výpočet

#### 3.1 Model a idealizace konstrukce

Výpočet byl proveden na prutovém modelu, jehož geometrie je určena střednicí, která vychází ze spojnice těžišť průřezů reálné konstrukce. Model je tvořen 77 příkými pruty délky cca od 160 mm do 310 mm, které společně tvoří přibližný kružnicový oblouk, viz obr. 1. Konstrukce je podepřena kloubově, což nejlépe odpovídá interakci se základem. Ostění je modelováno jako metrový výsek liniové konstrukce tunelu. Výšky průřezů jsou v horní části oblouku rovny 300 mm a zhruba ve spodní čtvrtině konstrukce jsou výšky průřezů odstupňovány směrem k podporám až na cca 510 mm.

#### 3.2 Vnitřní napjatost

Výpočet konstrukce byl proveden vytvořeným analytickým programem založeným na metodě konečných prvků (MKP). Při výpočtu deformací je zohledněna pouze vlastní tíha sekundárního ostění. Spolupůsobení s horninovým tělesem a další přitížení není uvažováno. Tento předpoklad vychází z charakteru konstrukce, stejně tak z vlastností horninového tělesa. Vypočtené deformace a vnitřní síly byly dále použity pro výpočet přetvoření od dotvarování.<sup>5</sup>

#### 3.3 Reologické jevy

Výpočet dotvarování a smršťování betonu byl proveden v určitých časových intervalech tak, aby bylo možné porovnat charakter naměřeného přetvoření s vypočtenými hodnotami přetvoření. Zároveň je při přijmutí jistých předpokladů možné do jisté míry predikovat velikost přetvoření konstrukce přepočitatelného na deformaci. Do výpočtu jsou reologické změny zavedeny pomocí vztahu (1), kdy je spočteno celkové poměrné přetvoření jako:<sup>6</sup>

$$\varepsilon_c(t_i) = \varepsilon_c(t_0) \cdot [1 + \varphi(t_i, t_0)] + \varepsilon_{cs}(t_i, t_0), \quad (1)$$

kde:  $t_i$  čas ve sledovaném okamžiku  
 $t_0$  čas vnesení zatížení  
 $t_s$  doba ošetření betonu  
 $\varphi(t_i, t_0)$  součinitel dotvarování  
 $\varepsilon_{cs}$  poměrné přetvoření betonu v důsledku smršťování

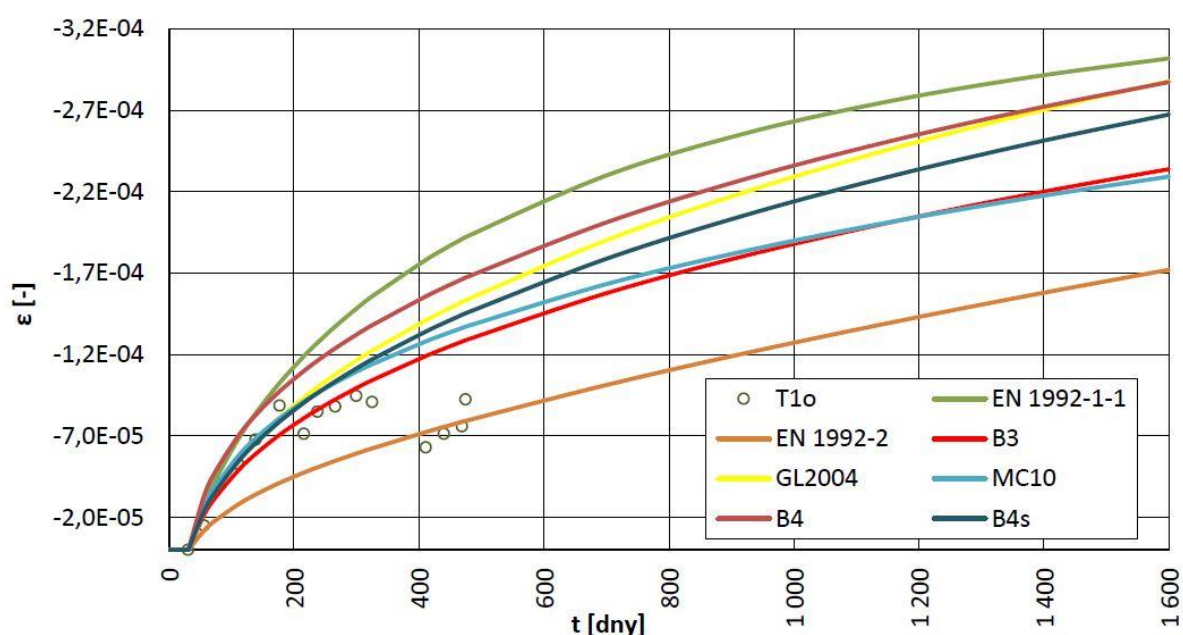
První člen v rovnici (1) je pružné přetvoření betonu od napětí  $\sigma$  působící od okamžiku  $t_0$ . Pružné přetvoření je spočteno podle Hookova zákona s využitím modulu pružnosti betonu v čase  $t_0$ :

$$\varepsilon_c(t_0) = \frac{\sigma}{E_c(t_0)} \quad (2)$$

<sup>5</sup> Vzhledem k charakteru konstrukce nenabývají vnitřní síly vzniklé působením celkového poměrného přetvoření významných velikostí a nejsou v dalším výpočtu uvažovány. Z toho důvodu postačuje provést výpočet vnitřních sil z deformací obdržených MKP pouze v prvním kroku. Jinak by tomu bylo u konstrukcí s jiným statickým schématem.

<sup>6</sup> Účinek časově závislého chování betonu na vnitřní napjatost konstrukce je zanedbán, jelikož velikost vnitřních sil od přetvoření tvoří pouze zlomek vnitřních sil od vlastní tíhy konstrukce. Tento fakt je dán tvarem ostění. V případě, že by konstrukci nebyla umožněna volná deformace (a síly způsobené poměrným smrštěním by nabývaly významné velikosti), by bylo nutné změnu napětí zohlednit v každém časovém kroku výpočtu a podle toho modifikovat rovnici (1).

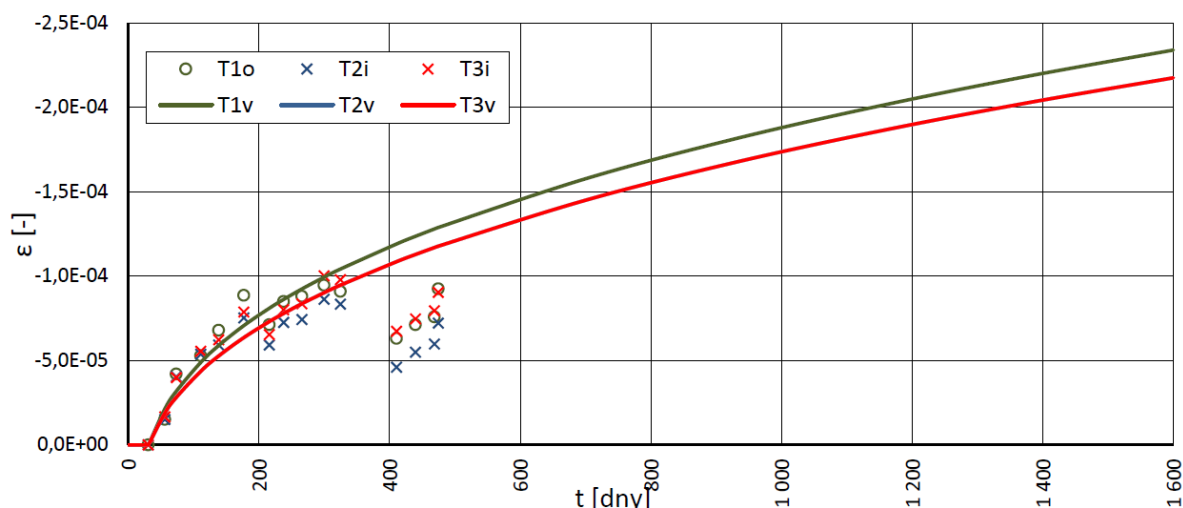
K zohľadnení účinků dotvarování a smršťování je možné využít řadu metodik, resp. normových předpisů, jejichž výsledky se od sebe více či méně odlišují. Tento text není primárně věnován srovnávání modelů popisujících reologické jevy betonu, nicméně v následujícím grafu (Obr. 2) je zobrazen informativní průběh poměrného přetvoření od dotvarování a smršťování betonu v čase. Zobrazené hodnoty celkového poměrného přetvoření jsou spočteny podle výše uvedených vztahů pro průřez ve vrcholu oblouku (označení 1 na obrázku 1) do okamžiku 1600 dnů a jsou dokladem toho, jak se mohou výsledky stanovené jednotlivými modely lišit při použití shodných vstupních parametrů. V grafu jsou zobrazeny také hodnoty poměrného přetvoření naměřené ve stejném místě konstrukce, jejichž charakter lze tak alespoň orientačně porovnat s modely predikce. V dalším výpočtu bylo využito výhradně modelu B3 jakožto jednoho z nejužitečnějších nástrojů predikce dotvarování a smršťování.



Obr. 2 Vývoj dotvarování a smršťování v čase pro průřez 1  
 Fig. 2 Time development of creep and shrinkage for section 1

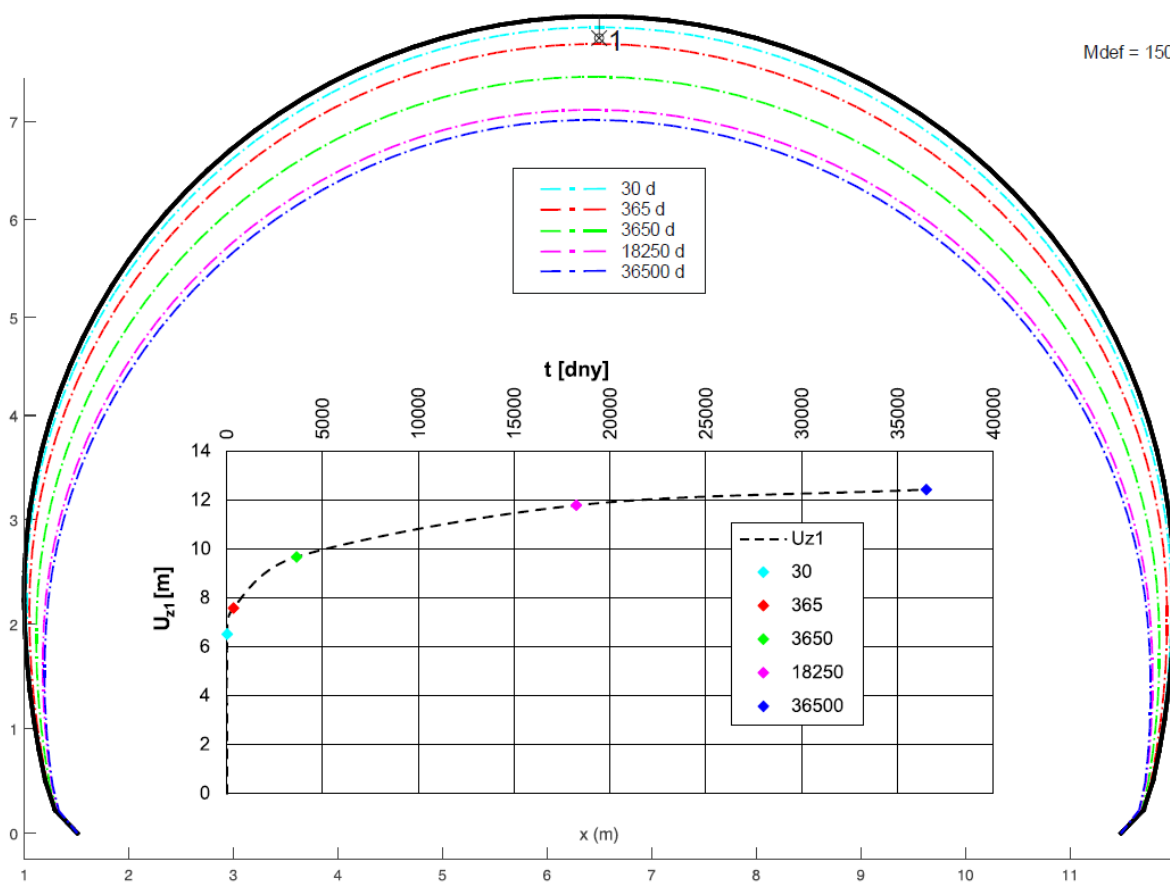
#### 4 Vyhodnocení výsledků

Na obrázku 3 je vykreslen průběh poměrného přetvoření od dotvarování a smršťování v daných průřezích jak pro veličiny naměřené, tak pro spočtené. Jedná se o přírůstek přetvoření, kde není zahrnuta vlastní tíha a počátek působení je stanoven na 28. den po betonáži. Jak bylo poznamenáno v úvodu, snahou je vystihnout charakter působení na základě naměřených hodnot, nikoli přesně kopírovat měřený stav. K přesné analýze dané konstrukce by bylo zapotřebí dalších údajů o konstrukci a o interakci s okolním prostředím.



Obr. 3 Průběh  $\varepsilon_c(t_i)$  od dotvarování a smršťování pro jednotlivé průřezy  
 Fig. 3 Time development of  $\varepsilon_c(t_i)$  due to creep and shrinkage for analysed sections

Cílem úlohy bylo odhadnout velikost deformací způsobených dotvarováním a smršťováním betonu. Vývoj deformace konstrukce v čase je patrný z obrázku 4. Deformace je spočtena podle modelu B3 v uvedených časech. V grafu závislosti průhybu na čase je rovněž vykreslen průběh celkové svislé deformace ve vrcholu oblouku. Z obrázku je patrné, že deformaci od objemových změn není bráněno a působením poměrného přetvoření se oblouk volně deformuje.



Obr. 4 Vývoj deformace konstrukce  $u_z$  v čase podle modelu B3  
 Fig. 4 Time development of deflection  $u_z$  based on model B3 for creep and shrinkage

Uvedené závěry nemusí platit pro konstrukce s odlišnými okrajovými podmínkami, zvláště co do působení okolního horninového prostředí. V případě poddajnosti primárního ostění přenáší případná další zatížení sekundární ostění.

## **5 Závěr**

V článku byl popsán postup výpočtu sekundárního ostění tunelu, který zohledňuje působení vlastní tíhy konstrukce a dotvarování a smršťování betonu. Konstrukci je umožněna volná deformace a v důsledku zatížení poměrným přetvořením nevznikají téměř žádné vnitřní síly. Výpočet je proveden pomocí programu umožňující volbu mezi různými modely predikce dotvarování a smršťování, jejichž výsledky se mohou značně lišit a liší se také počtem nutných vstupních parametrů. Prostřednictvím programu je tak možné popsat přetvoření, respektive deformaci celé konstrukce z hlediska časového průběhu.

## **Literatura**

- [1] GEOEXPERTS spol. s r.o. *Měření sekundárního ostění tunelu Šibenik*. 2015.
- [2] SOŠKA, Jan a Lukáš VRÁBLÍK. Porovnání matematických modelů pro výpočet smršťování a dotvarování betonu. *Beton TKS*. 2011(6), 58–65.
- [3] VRÁBLÍK, Lukáš. Manuál programu pro výpočet smršťování a dotvarování betonu C&S. 2006.