

Experimentální Analýza Napětí 2007

MONITORING OF RAILWAY BRIDGE OVER THE MASARYK STATION IN PRAGUE DURING CONSTRUCTION MONITOROVÁNÍ ŽELEZNIČNÍ ESTAKÁDY PŘES MASARYKOVO NÁDRAŽÍ BĚHEM VÝSTAVBY

Miroslav Vokáč,¹ Jiří Kolísko², Petr Bouška³

Abstract: Construction of new railway tracks from Prague – Main Station and Prague – Masaryk Station to Prague – Libeň Station and Prague – Holešovice Station has been the biggest railway construction in Prague more than 100 years ago. The new double tracks tunnels are constructed under the Vítkov Mountain and adjoining bridges are constructed too. The structure of railway bridge over the Masaryk Station is designed as pre-stressed concrete multi-box continuous girder with 12 spans. The lengths of spans are $39,875 + 34,877 + 9 \times 37,000 + 31,500$ m. There will be only one supporting structure under all tracks, because of special architectural requirements. The width of bridge (22 m) allows conducting 4 tracks and, additionally, the width of structure is increasing near The Main Station due to track lead. The technical solution of this bridge led to design of extremely massive structure elements, e.g., multi-box cross-section with thickness of concrete webs equalled to 1,3 m or bracket concrete walls under the piers with thickness 2,5 m. Considering massive dimensions of monolithic concrete structure elements, there was demand on monitoring several quantities during construction. The measured quantities were especially temperature of concrete during hydration, strains in selected points and directions, dependence of Yang's modulus on time and shrinkage of concrete.

Keywords: pre-stressed concrete, railway bridge, shrinkage, hydration temperature, strain gauge

1. Úvod

V příspěvku je uveden dílčí výstup z měření teplot a deformací prováděného během betonáže 6. pole mostní konstrukce budované v rámci výstavby Estakády přes Masarykovo nádraží. Tato estakáda je jednou z rozhodujících staveb tzv. Nového spojení, tj. propojení železničních tratí v Praze. Estakáda přes Masarykovo nádraží zajistí propojení nově budovaných tratí s Hlavním nádražím. Estakáda bude propojovat nyní budované tunely pod Vítkovem s mostem přes Seifertovu ulici. Stavba je realizována sdružením firem Skanska ŽS a.s., SSŽ a.s., Metrostav a.s. a Subterra a.s, dodavatelem mostu je SSŽ a.s., závod Řevnice. Vzhledem ke složitosti konstrukce pokládal dodavatel mostu za vhodné zajistit její monitorování. Návrh technologie a vlastní monitorování zajišťuje Kloknerův ústav.

2. Estakáda přes Masarykovo nádraží

Estakáda je navržena jako předpjatá spojitá konstrukce o dvanácti polích. Rozpětí polí je $39,875 + 34,877 + 9 \times 37,000 + 31,500$ m. Celková délka mostu je 443 m. Šířka mostu umožňuje převedení čtyř kolejí a směrem na Hlavní nádraží se navíc rozšiřuje z důvodu

¹ Ing. Miroslav Vokáč, ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, Šolínova 6, 166 08 Praha 6 - Dejvice, tel.: +420 224353509, e-mail: vokac@klok.cvut.cz

² Ing. Jiří Kolísko, Ph.D., ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, Šolínova 6, 166 08 Praha 6 - Dejvice, tel.: +420 224353537 e-mail: kolisko@klok.cvut.cz

³ Doc. Ing. Petr Bouška, CSc., ČVUT v Praze, Kloknerův ústav, Šolínova 6, 166 08 Praha 6 - Dejvice, tel.: +420 224353561, e-mail: bouska@klok.cvut.cz

umístění kolejového zhlaví na mostě. Šířka konstrukce je tedy značná, v nerozšířené části je šířka horní desky 22 m. Konstrukce je podélně předpjatá. Příčně je předpjata tyčemi a kabely.

U monitorovaného 6. pole je výška průřezu 3,200 m uprostřed pole, u pilířů se zvyšuje náběhy až na 3,700 m. Na obr. 4 je znázorněn charakteristický příčný řez mostní konstrukce. Průřez je trojkomorový. Nosná konstrukce je kombinací monolitu a prefabrikátů. Krajní komory tvoří zmonolitněné prefabrikáty, vnitřní komora je monolitická. Tloušťky monolitických stěn komorového průřezu jsou 1,300 m (viz obr. 4) a tloušťka masivního betonového stěnového příčníku nad pilíři je 2,520 m. Dolní monolitická deska komory je proměnné tloušťky od 363 do 572 mm. Horní deska je prefab-monolitická proměnné tloušťky.



Obr. 1. Celkový pohled na konstrukci ve výstavbě

S ohledem na proveditelnost byla betonáž prováděna ve třech krocích. Nejprve byla vybetonována spodní deska. Následně byly provedeny podélné trámy, resp. stěny, střední komory s příčníky (obr. 4) a ve finálním kroku byla po osazení prefabrikátů dobetonována horní deska. Beton pro monoliticky zhotovované části průřezů nosné konstrukce mostu byl navržen třídy C35/45 – XF2. Protože vyztužení konstrukce bylo velmi značné, byl s ohledem na rychlost a proveditelnost použit pro betonáž dolní desky a trámů samozhutnitelný beton (SCC). V příspěvku jsou prezentovány výsledky z měření po betonáži trámů. Ve směsi SCC betonu bylo 400 kg cementu CEM I 42,5 R na 1 m³ betonu a pro zlepšení zpracovatelnosti také popílek. Dodavatel betonu je TBG Metrostav s.r.o.

Jak je patrné z popisu, jsou v hlavní nosné konstrukci mostu velmi masivní konstrukční prvky. Proto bylo rozhodnuto během výstavby 6. pole (obr. 1) estakády monitorovat vybrané parametry pro posouzení aktuálního stavu betonu během betonáže a po ní. Bylo měřeno a sledováno:

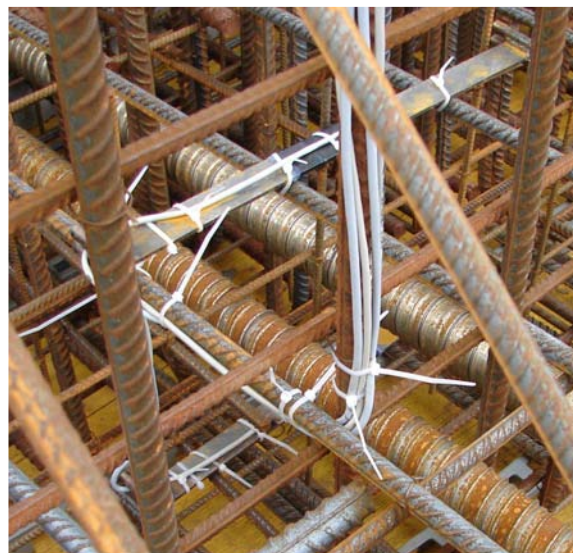
- průběh teploty v čase z důvodu hydratace cementu,
- průběh poměrné deformace betonu v čase ve zvolených bodech a směrech,
- vývoj modulu pružnosti betonu v čase,
- měření smršťování betonu v čase.

3. Vývoj teploty betonu v čase a vliv na pevnosti betonu

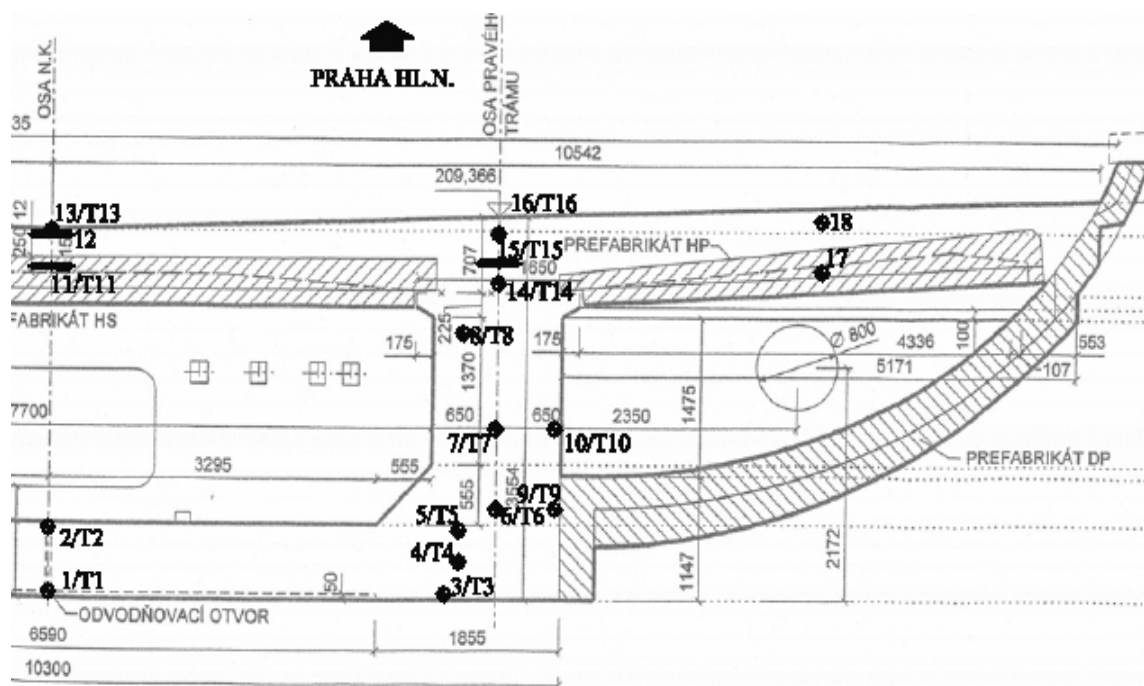
Pro měření teploty hydratujícího betonu byla použita teplotní čidla Ni1000 a měřicí ústředny MS1 (fy. Comet). Teplota byla monitorována v 17 měřicích bodech. Umístění teplotních čidel umožňovalo získat dobrou představu o teplotním poli v hydratující betonové konstrukci. Čidla byla umístěna do dvou vybraných řezů (jeden u podpory – viz obr. 4, a druhý řez v poli) a další odporové snímače teploty byly v příčniku nad podporou P5. Měřicí ústředny v komoře mostu a instalované teplotní i tenzometrické snímače před betonáží jsou zobrazeny na obr. 2 a 3. Po betonáži dolní desky (7.6.2006) byla nejvyšší měřená teplota 59,3 °C, a to při dolním



Obr. 2. Měřicí ústředna Autolog 2100 (Pekel) a záznamové jednotky MS1 (Comet system) v mostní konstrukci



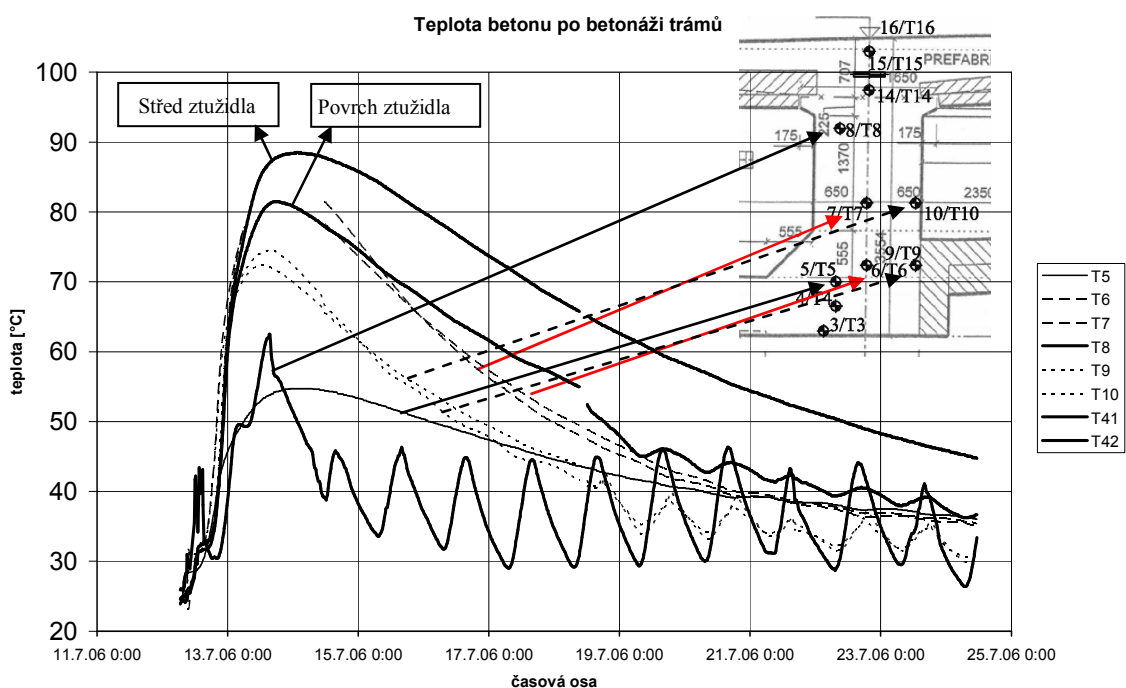
Obr. 3. Tenzometrický snímač a teplotní čidlo Ni1000 v konstrukci před betonáží



Obr. 4. Příčný řez mostem a umístění měřicích bodů

povrchu desky, viz čidla 1 a 3 na obr. 4, protože dřevěné bednění působí jako dobrý tepelný izolant. Po betonáži horní desky (13.8.2006) byla naměřena největší teplota betonu 57,4 °C.

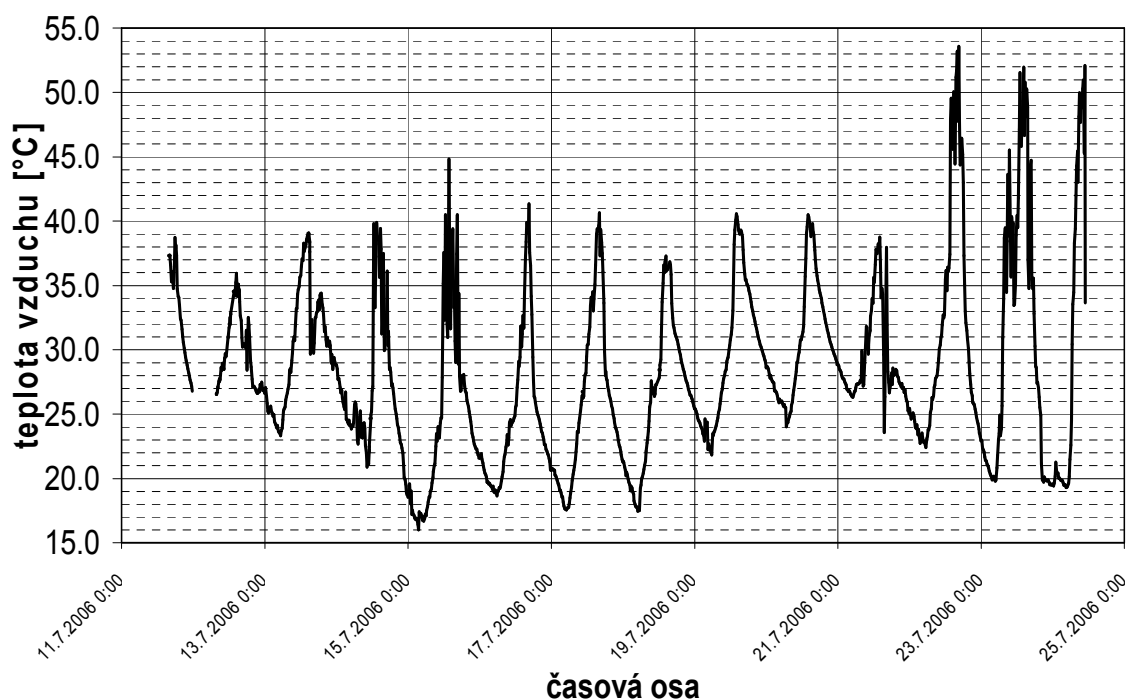
Největší hodnoty teploty byly však zaznamenány po betonáži trámů, viz obr. 5, kde je zobrazen grafický záznam měření. Betonáž trámů a příčných ztužidel probíhala 12.7.2006. Teplotní snímač T5 byl umístěn pod pracovní spárou v dolní desce, jejíž betonáž proběhla již 7.6.2006. Snímače s označení T6 a T7 byly umístěny ve středu stěny komůrky, T8 ve stěně komůrky pod pracovní spárou u horní desky, T9 a T10 u svislého povrchu stěny komůrky, snímač T41 je ve středu příčniku a T42 u povrchu příčniku nad pilířem P5. Nejvyšší teplota byla ve středu masivního příčniku a bylo dosaženo maximální hodnoty 88,5 °C. Betonáž probíhala za tropických červencových dní v roce 2006.



Obr. 5. Grafický záznam dat z měření teploty betonu při betonáži trámů

Pro informaci je na obr. 6 zobrazena teplota vzduchu v čase. Teplotu vzduchu je nutno v období od 22.7.2006 považovat za informativní, protože bylo ovlivněno skutečností, že snímač teploty vzduchu byl po odbednění konstrukce vystaven přímému slunečnímu záření, viz konec grafu na obr. 6. Obdobně je třeba interpretovat počátek měření teploty betonu, kdy některé snímače při betonáži byly před zalitím vystaveny slunečním paprskům.

Z důvodů zjištěné vysoké teploty betonu byly provedeny vývrty do jádra trámů a příčniku v místech s vysokou teplotou pro ověření aktuální pevnosti betonu v tlaku a posouzení možného nepříznivého vlivu teploty. Destruktivními zkouškami v laboratoři byla zjištěna průměrná krychelná pevnost v tlaku 54,1 MPa. Ani jednotlivé hodnoty nenaznačovaly rozdílnou pevnost betonu po tloušťce konstrukčních prvků. Zkoušky vyhověly požadované třídě betonu C35/45.

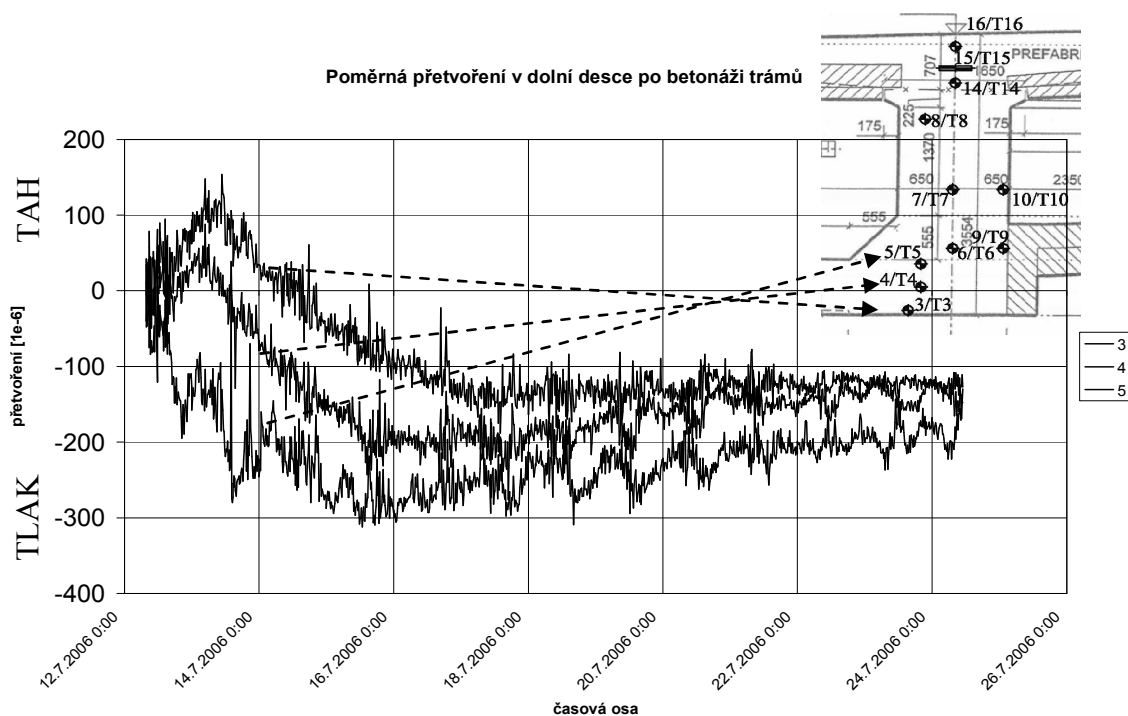


Obr. 6. Grafický záznam měření teploty vzduchu

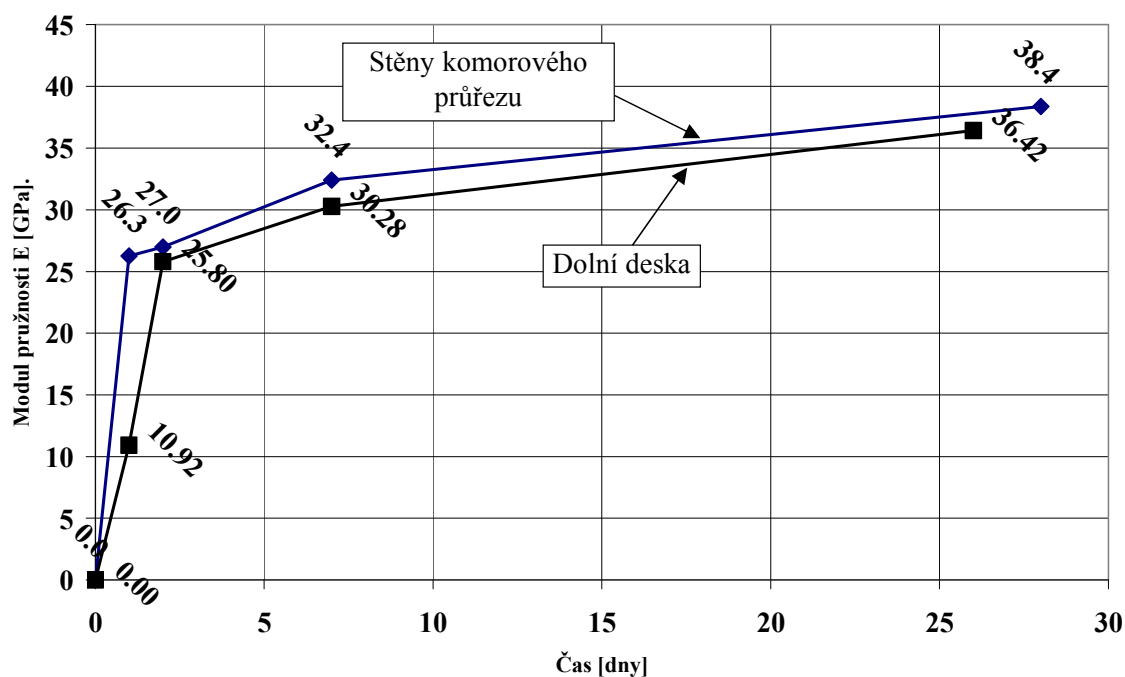
4. Měření poměrných deformací v betonu

Pro měření poměrných přetvoření byly vyrobeny a do bednění osazeny speciální a pro tento účel v KÚ vyrobené tenzometrické měřicí prvky z plochého profilu 4 x 30 dl. 500 mm. Elementy byly na koncích opatřeny příčně navařenými kruhovými tyčemi $\varnothing$ 20 mm dl. 70 mm tak, aby bylo zajištěno jejich kvalitní ukotvení do betonu. Osová vzdálenost kotevních prvků je 480 mm. Na plochý profil byla nalepena dvojice tenzometrů (typ 1-LY11-10/120 fy. HBM, s odporem 120 Ω a $G_f = 2,07$), přičemž jeden byl nalepen podélně a druhý příčně pro kompenzaci teploty. Snímač byl propojen s měřicí ústřednou stíněným přívodním kabelem. Snímač byl upraven tak (tmelení a mechanická ochrana tenzometrů), aby odolal silně agresivnímu prostředí. Snímače byly umístěny do stejné polohy jako teploměry (obr. 4) a byly připojeny k měřicí ústředně Autolog 2100 (Peekel Instruments). Při interpretaci měřených přetvoření a jejich převod na napětí je nutno vzít v úvahu řadu okolností. Je nutno si uvědomit, že je měřena poměrná deformace ocelového elementu kotveného do betonu (zejména u hodnot znamenajících tah), a proto je měření ovlivněno smršťováním a dotvarováním betonu.

Odečítání snímačů probíhalo automatizovaně v intervalu 15 min. Rozsah příspěvku neumožňuje podrobnější analýzu získaného rozsáhlého souboru dat hodnot deformací betonu z jednotlivých termínů betonáže. Jeden ze zajímavých vlivů betonáže na aktuální deformaci konstrukce je prezentován na záznamu z měření vybraných snímačů 3, 4, 5 z dolní desky, viz obr. 7. Stáří betonu desky bylo cca 1 měsíc. Bezprostředně po betonáži stěn komůrky je na obr. 7 patrné přitížení dolní desky způsobené tíhou čerstvého betonu stěn komůrky (horní povrch desky namáhaný tlakem, u dolního povrchu tah), a potom následuje stlačení desky vlivem objemových změn (smršťování vlivem hydratace cementu a chladnutí betonu).



Obr. 7. Deformace v dolní desce od přitížení trámů



Obr. 8. Vývoj modulu pružnosti v čase

5. Modul pružnosti betonu

Pro analýzu měřených poměrných přetvoření a převod na napjatosti bylo také provedeno stanovení vývoje modulu pružnosti betonu v čase. Ve spolupráci s ing. Mazurovou (TBG Metrostav s.r.o.) byly v betonárně na Rohanském ostrově v Praze vyrobeny hranoly $100 \times 100 \times 400$ mm pro zkoušky statického modulu pružnosti betonu v tlaku. Vzorky byly

vyrobeny pro termíny betonáže desky (7.6.2006) a trámů (12.7.2006). Vývoj modulu pružnosti betonu pro oba termíny betonáže jsou graficky zpracovány na obr. 8.

5. Závěr

Monitorování nosné konstrukce mostu, jehož malá část je presentována v příspěvku, poskytlo mnoho cenných informací o chování betonové konstrukce při její výstavbě, zejména při betonáži a při hydrataci betonu. Bylo také podkladem pro určení doby vhodné pro odbedňování neobvyklých masivních betonových konstrukčních prvků nosné konstrukce, aby nedošlo k nepřijatelnému teplotnímu spádu, který by mohl vyvolat vznik trhlin. Instalovaný měřicí systém prokázal schopnost sledovat vývoj teploty i deformace a odolnost vysoce agresivním podmínkám během betonáže a těsně po ní. Monitorovací systém je i nyní stále funkční a umožňuje opakované sledování změn poměrných přetvoření a odvozování změn stavu napětí v měřicích bodech. Získané soubory dat jsou velmi rozsáhlé a budou ještě dále podrobeny analýzám.

Poděkování: Příspěvek byl podpořen grantovým projektem GA ČR 103/05/2687 a projektem MPO-FT-TA3/144.