

## Simulace skutečného chování mostů

Nelineární výpočty mostních konstrukcí na bázi metody konečných prvků umožňují zkvalitnit jejich navrhování, a to zejména v případě tvarově složitých tenkostěnných komorových mostů a nových integrálních řešení bez dilatačních spár. To je umožněno jednak dostupností dokonalejších numerických metod a počítačových programů, jednak zavedením vhodných formátů pro posouzení bezpečnosti.

Systém posuzování spolehlivosti betonových konstrukcí založený na mezních stavech s použitím parciálních součinitelů spolehlivosti nelze snadno aplikovat na nelineární výpočty a simulaci skutečného chování. Hlavními důvody jsou v rozdílném přístupu k formulaci podmínky spolehlivosti, což vyplývá z podstaty obou přístupů. V klasickém přístupu mezních stavů se podmínky spolehlivosti stanovují lokálně pro vnitřní síly v průřezech, přičemž hodnoty vnitřních sil jsou stanoveny na základě pružné analýzy. V důsledném nelineárním výpočtu se však stanovuje globální odezva konstrukce a posouzení se z hlediska spolehlivosti provádí na vyšší úrovni, tedy globálně. Tento přístup je nově zaveden v evropské normě pro navrhování mostů EN 1992-2 pomocí globálního součinitele bezpečnosti. Tato problematika je podrobně popsána v článku [1], [4].

V tomto příspěvku je uveden stručný popis metody simulace skutečného chování a příklad použití u nově navrhovaného mostu přes řeku Berounku na budovaném dálničním okruhu u Prahy.

### METODA SIMULACE SKUTEČNÉHO CHOVÁNÍ

Při numerické simulaci se analýza provádí pomocí modelů a metod co nejlépe vystihujících geometrii, zatížení a materiál skutečné konstrukce. Využívá se numerických metod, zejména metody konečných prvků ve spojení s materiálovými modely a nelineárními metodami řešení. Numerické metody jsou založeny na řadě aproximací, které jsou ze své podstaty zatíženy chybami. Proto je nutné používat vyváženou aproximaci, přičemž chyba matematického řešení je na všech úrovních přibližně stejná. Podrobnosti těchto metod lze nalézt např. v publikacích [2], [3].

Kromě matematické aproximace nelineárního řešení je však třeba prověřit i celkovou



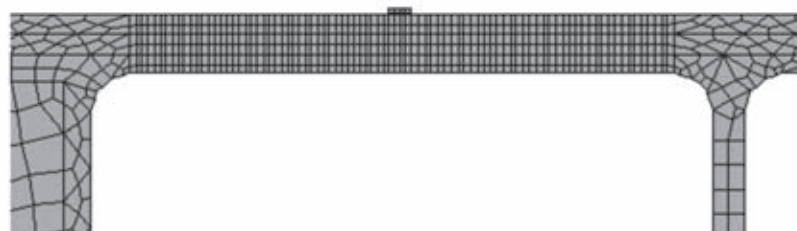
Obr. 1 – Železniční most Ömsköldsvik ve Švédsku před zatěžovací zkouškou



Obr. 2 – Geometrie modelu 2D



Obr. 3 – Vyztužení uvažované ve výpočtu



Obr. 4 – Síť konečných prvků, detail nosníku



## ATENA

špičkový stavební software pro simulaci skutečného chování  
vašich železobetonových konstrukcí

**Ověření únosnosti, šířky trhlin, průhybů, spolehlivosti, optimalizace vyztužení.**

Tel: +420 220 610 018, fax: +420 220 612 227, e-mail: [cervenka@cervenka.cz](mailto:cervenka@cervenka.cz), web: [www.cervenka.cz](http://www.cervenka.cz)

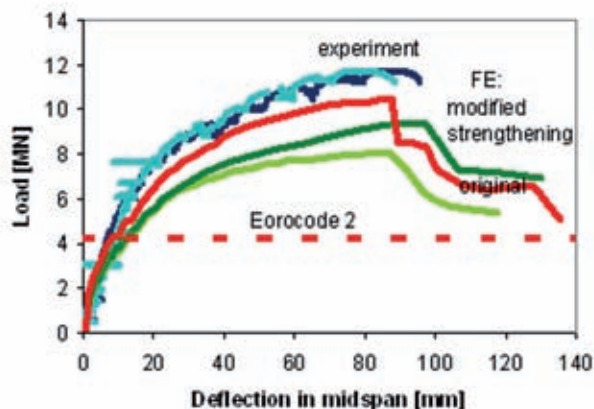


Obr. 5 – a) Smykové porušení při zkoušce;  
b) Smykové porušení ve výpočtu

výstižnost simulace, jak věrně odpovídá skutečnému chování. To se nejlépe provádí pomocí experimentů, srovnáním vypočtených a změřených výsledků. V případě mostních konstrukcí jsou však takové experimenty možné jen výjimečně. Obvykle se provádějí na mostech, které je nutno odstranit z důvodu jejich zastarání nebo modernizace. Uvedeme zde experiment na skutečné konstrukci, provedený ve Švédsku. Jedná se o železniční monolitický železobetonový most, který se musel zbourat a nahradit novou konstrukcí. Tento most byl experimentálně zkoumán v rámci evropského projektu Sustainable Bridges (2006).

Současně byla prováděna řada výpočetních simulací programem ATENA, a to jak před zkouškou, tak po ní. Jedná se o šikmý rámový most o dvou polích se spolupůsobícími bočními opěrami (obr. 1).

Výpočet byl proveden na modelech ve 3D a 2D provedeních, a to jak před zatěžovací zkouškou, tak po ní. Zde ukážeme pouze výsledky výpočtu 2D. Geometrie, vyztužení a síť MKP modelu jsou schematicky ukázány na obr. 2, 3 a 4.



Obr. 6 – Závislost zatížení-průhyb, porovnání výpočtů

Konstrukce byla zatěžována silou uprostřed pole pomocí hydraulických lisů až do porušení, viz obr. 5. Vybrané výsledky výpočtu jsou porovnány s výsledky zatěžovací zkoušky.

Výsledky jsou souhrnně ukázány pomocí závislosti zatížení-průhyb na obr. 6. Výpočty provedené před zkouškou (označeny „original“) značně podcenily skutečnou únosnost. To bylo ovlivněno nedostatečnými informacemi o vyztužení. Po zkoušce se totiž zjistilo, že nosník má významné vertikální vyztužení, které v původních podkladech chybělo. Při jejich uvážení se shoda výsledků zlepšila. V tomto projektu se též zkoumal vliv dodatečného zpevnění konstrukce. Výpočty provedené s přesnějším uvážením vyztužení se již se zkouškou shodovaly lépe. Smykový způsob porušení byl výpočtem simulován velmi výstižně.

Tato studie pomohla ověřit vypovídající hodnotu použité metody pro simulaci skutečného chování mostů a prokázala její praktickou použitelnost.

### MOST PŘES BEROUNKU

Tento most byl projektován firmou Novák & Partner, přičemž firma Červenka Consulting zajistila provedení nelineárního výpočtu. Jedná se o poměrně rozsáhlou mostní konstrukci na jižní části silničního okruhu kolem Prahy. Most je komůrkový, půdorysně zakřivený, s podélným spádem a spolu s podporami působí jako jeden rámový celek bez dilatačních spár. Obvyklým lineárním výpočtem lze provést lokální posouzení průřezů, avšak posouzení globální bezpečnosti není možné. Řešení však lze provést nelineárním výpočtem, kdy lze stanovit globální součinitel bezpečnosti odporu konstrukce.

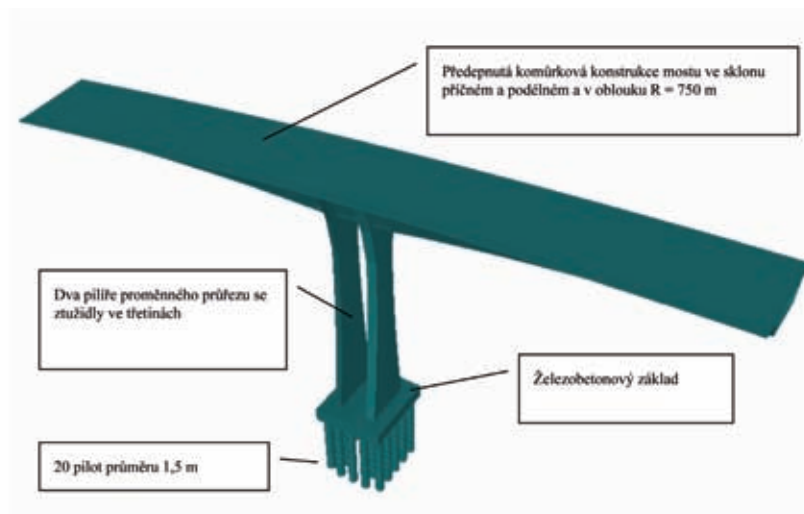


Obr. 7 – Most ve výstabě, pohled na „vahadlo“

Pro nelineární výpočet byl vybrán konstrukční celek (vahadlo) na pilíři 39, který byl během postupu výstavby nejvíce namáhán (obr. 7). Tento úsek zahrnuje základovou desku podepřenou pilotami, pilíř složený ze dvou stěn tl. 1,40 m a výšky 35,0 m a část nosné konstrukce tvořené komorovým průřezem proměnné výšky (od 3,0 do 6,5 m) při délce každé konzoly 50,0 m. Schéma výpočtového modelu je ukázáno na obr. 8.

Výpočetní model umožnil zohlednit postup výstavby, kdy na monolitickou spodní stavbu (základ, pilíř a zárodek mostu) byla postupně budována nosná konstrukce metodou letmé betonáže (obr. 9).

Numerický model je vytvořen v programu ATENA s využitím kvadratických konečných prvků vyššího řádu. Pilíř a komůrka mostní konstrukce jsou modelovány pomocí třírozměrného vrstevnatého stěno/deskového ztužidla a předpínací kabely jsou modelovány pomocí prutových prvků. Uzly předpínací výtuzje jsou propojeny se sítí objemových prvků



Obr. 8 – Schéma řešeného úseku



Obr. 9 – Postup výstavby: pilíř, zárodek mostního nosníku, celý most

pomocí speciálních okrajových podmínek. Pouze základová deska a piloty jsou modelovány pomocí 3D objemových prvků typu brick a tetrahedron. Model zahrnuje 19 000 uzlů (58 000 stupňů volnosti), 1 856 prvků, 2 656 prutů výztuže. Kromě diskrétní prutové výztuže byla ve všech prvcích uvažována výztuž ve směrech a s krycí vrstvou podle projektu, a to jako rozetřená.

Pro beton byl použit materiálový model „Fracture-Plastic“ (kombinovaný model založený na lomové mechanice a plasticitě), pro výztuž bi-lineární pružno-plastický zákon. Zemina v okolí pilot byla modelována kontaktními pružinami (pružné v tlaku, v tahu nulové napětí bez kontaktu).

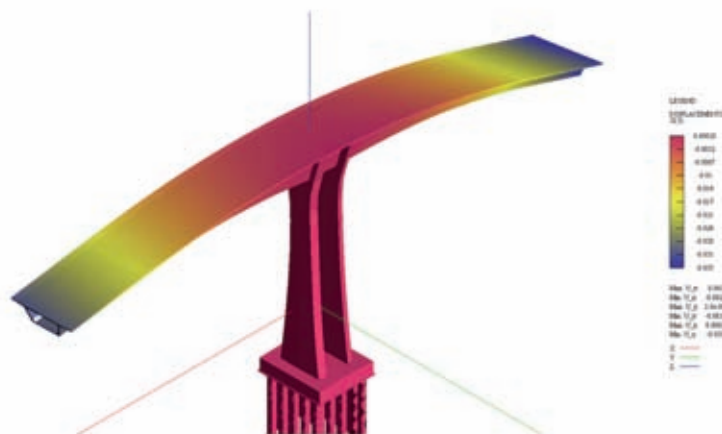
Zatížení bylo uvažováno pro stavy postupu výstavby, kdy jsou na jednom pilíři vybudovány

obě mostní konzoly a kdy může dojít k dočasnému kritickému zatížení rozestavěné konstrukce například vlivem pádu montážního vozíku. V tomto stavu bylo uvažováno zatížení vlastní tíhou, montážní technikou a větrem.

V první fázi bylo aplikováno zatížení tak, aby odpovídalo nejnepříznivější návrhové situaci. Ukázky některých výsledků jsou na obr. 10 (průhyb) a obr. 11 (šířky trhlín).

Při dosažení návrhového zatížení byly průhyby v přijatelných mezích a šířky trhlín zanedbatelné. V druhé fázi bylo nahodilé zatížení zvýšeno až do maximální únosnosti, a tím byla ověřena globální bezpečnost. Přitom byla přetížitelnost sledována jak pro jednotlivé typy zatížení odděleně, tak pro všechny typy současně. Šířky trhlín přitěžováním rostly zejména v místech silně namáhané výztuže a umožňovaly identifikovat způsob porušení.

Na obr. 12 je ukázán stav mostu při kolapsu od přetížení veškerým zatížením současně. Vývoj přetížení je znázorněn na zatěžovacím diagramu na obr. 13. Podobně byly vypočteny hodnoty přetížitelnosti od všech typů zatížení uvedené v tabulce 1. Pro posouzení bezpečnosti lze použít hodnotu globálního součinitele doporučeného v EN 1992-2, která činí 1,27. Je zřejmé, že i při současném výskytu přetížení všemi typy zatížení současně je požadovaná hodnota globálního součinitele bezpečnosti vysoko překročena a návrh je bezpečný.



Obr. 10 – Průhyb při návrhovém zatížení



**NOVÁK & PARTNER s.r.o.**  
INŽENÝRSKÁ PROJEKTOVÁ KANCELÁŘ

Perucká 5, 120 00 Praha 2  
T: 221 592 050, F: 221 592 070  
www.novak-partner.cz

**INŽENÝRSKÁ PROJEKTOVÁ KANCELÁŘ**

- silniční a dopravní stavby
- autorský dozor
- inženýrské konstrukce a mosty
- inženýrská činnost
- statika budov
- mostní prohlídky

Tabulka 1 – Přehled hodnot přetížitelnosti a způsobů porušení

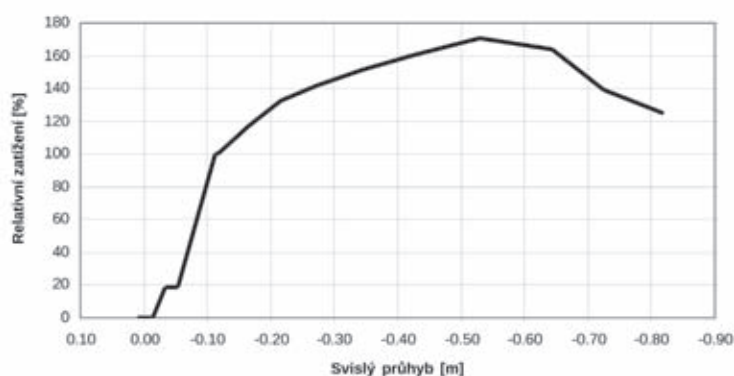
Zatěžovací stav	Přetížitelnost [%]	Způsob kolapsu
Přetížení větrem	621 (6,21)	Drcení betonu ve spodní části pilířů
Přetížení betonázním vozíkem 900 kN	550 (5,50)	Drcení betonu ve střední části pilíře, který je blíže ke konci zatíženým vozíkem
Přetížení veškerým zatížením	170 (1,70)	Ohybové zhroutení pravé konzoly, tlakové porušení betonu



Obr. 11 – Šířky trhlin při návrhovém zatížení



Obr. 12 – Most při kolapsu: deformovaný tvar a plastická přetvoření betonu v tlaku



Obr. 13 – Závislost relativního zatížení (oztažené k návrhové hodnotě) na průhybu uprostřed pole

## ZÁVĚR

Posouzení globální bezpečnosti mostu lze provést pomocí simulace skutečného chování založené na nelineárním výpočtu. V uvedeném případě byl pro výpočet použit program ATENA, který umožňuje podrobně popsat chování konstrukce během celé historie zatížení, jak při dosažení návrhových hodnot, tak při přetížení do porušení. Analýza přetížení konstrukce umožňuje stanovení globálního chování v mezním stavu únosnosti a stanovení způsobu porušení. Tyto informace jsou rozhodující pro posouzení bezpečnosti a robustnosti návrhu. Tato metodika je ve shodě s evropskou normou pro mosty EN 1992-2, kde je též stanoven požadovaný globální součinitel odporu konstrukce.

V uvedené práci bylo úspěšně použito výsledků výzkumného projektu GAČR 103/08/1527 „Globální formát posuzování bezpečnosti železobetonových konstrukcí“.

Vladimír Červenka,  
Červenka Consulting, s. r. o.,  
Milan Šístek,  
Novák & Partner, s. r. o.

## LITERATURA:

- [1] Červenka, V.: *Global Safety Format for Nonlinear Calculation of Reinforced Concrete*. Beton- und Stahlbetonbau 103 (2008), Special Edition, Ernst&Sohn, pp 37–42
- [2] Červenka, J., Papanikolaou, V. K.: *Three dimensional combined fracture–plastic material model for concrete*. Int. Journal of Plasticity, Elsevier, 2008
- [3] Červenka, V.: *Computer simulation of failure of concrete structures for practice*. 1<sup>st</sup> fib Congress 2002 Concrete Structures in 21 Century, Osaka, Japan, 2002, Keynote lecture in Session 13, 289–304
- [4] Červenka, J., Červenka, V., Pukl, R., Janda, Z.: *Assessment of remaining structural capacity by computer simulation*. Proceedings of the Int. FIB Symposium 2008, Amsterdam, The Netherlands, 19–21 May 2008, Tailor Made Concrete Structures: New Solutions For Our Society

Global safety assessment of a bridge may be performed using simulation of real behaviour based on non-linear calculation. In the particular case the programme ATENA was used for calculation enabling detailed description of structure behaviour throughout the entire loading history, both at obtaining the peak values and excess load until fracture. Analysis of structure excess load enables determining global behaviour in limiting condition of load capacity and determining the way the fracture. This information is decisive for assessing safety and proposal massiveness. This methodology is in compliance with the European standard for bridges EN 1992-2 determining the required global coefficient of structure resistance.