



1 2010
ročník X

**Vysoká škola báňská -
Technická univerzita Ostrava**

SBORNÍK
vědeckých prací Vysoké školy báňské -
Technické univerzity Ostrava
řada stavební

TRANSACTIONS
of the VŠB - Technical University
of Ostrava
Civil Engineering Series



1 2010
ročník X

**Vysoká škola báňská -
Technická univerzita Ostrava**

SBORNÍK
vědeckých prací Vysoké školy báňské -
Technické univerzity Ostrava
řada stavební

TRANSACTIONS
of the VŠB - Technical University
of Ostrava
Civil Engineering Series

ISBN 978-80-248-2332-4
ISSN 1213-1962

ČAJKA Radim, MATEČKOVÁ Pavlína PARAMATERICKÉ VÝPOČTY ÚNOSNOSTI A POUŽITELNOSTI PŘEDPJATÉ STŘEŠNÍ VAZNICE.....	1
FOJTÍK Roman, ROSMANIT Miroslav NEDOSTATKY NÁVRHŮ DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ V PRAXI	11
KŘIVÝ Vít, STŘÍŽ Martin DIGITÁLNÍ MAPA ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA ZEMI PRO ÚZEMÍ ČESKÉ REPUBLIKY	19
LOKAJ Antonín, VAVRUŠOVÁ Kristýna RÁZOVÁ HOUŽEVNATOST DŘEVA	27
ROSMANIT Miroslav POKRITICKÉ CHOVÁNÍ ROVNOMĚRNĚ TLAČENÝCH STĚN - MÓDY PORUŠENÍ	33
STARÁ Marie ZPŮSOBY ZTUŽENÍ PATROVÝCH BUDOV	43
HORÁK Radek ŘEŠENÍ TECHNICKÉ INFRASTRUKTURY A EKONOMICKO-MATEMATICKÉ METODY	49
ALDORF Josef, ĎURIŠ Lukáš NUMERICKÁ ANALÝZA HAVARIE TUNELU JABLUNKOV	57
VOJTASÍK Karel, HRUBEŠOVÁ Eva, MOHYLA Marek, STAŇKOVÁ Jana STANOVENÍ VÝVOJE STAVU NAPJATOSTI V PRŮŘEZU TUNELOVÉ OCELOBETONOVÉ VÝZTUŽE DLE TEORIE SPOLUPRACUJÍCÍCH PRSTENCŮ	67
ČMIEL Filip, FABIAN Radek POSOUZENÍ OBVODOVÉHO PLÁŠTĚ PANELOVÉ SOUSTAVY GOS TERMORIZNÍM MĚŘENÍM ..	73
ORAVEC Pavel, JAŠEK Marek ZMĚNA POLOHY VÝPLNÍ STAVEBNÍCH OTVORŮ PŘI ZATEPLOVÁNÍ	85
SOLAŘ Jaroslav PROBLEMATIKA POVRCHOVÉ KONDENZACE VODNÍ PÁRY U DŘEVĚNÝCH KROVŮ BEZ TEPELNÉ IZOLACE.....	93
KŘIVDA Vladislav ANALÝZA KONFLIKTNÍCH SITUACÍ NA OKRUŽNÍCH KŘÍŽOVATKÁCH VE VALAŠSKÉM MEZIRÍČÍ	99
MAHDALOVÁ Ivana, SEIDLER Tomáš, CIHLÁŘOVÁ Denisa VLIV GEOMETRIE OKRUŽNÍ KŘÍŽOVATKY NA JEJÍ BEZPEČNOST.....	109
JANAS Petr, KREJSA Martin PROGRAMOVÝ SYSTÉM PROBCALC Z HLEDISKA UŽIVATELE	117
KREJSA Martin, TOMICA Vladimír VYUŽITÍ METODY POPV K VÝPOČTU ŠÍŘENÍ ÚNAVOVÝCH TRHLIN	127

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava

číslo 1, rok 2010, ročník X, řada stavební

Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava

No.1, 2010, Vol.X, Civil Engineering Series

LAUSOVÁ Lenka	
OSOvě ZATÍŽENÉ SLOUPY ZA POŽÁRU	135
MICHALCOVÁ Vladimíra, MICHALEC Zdeněk, BLEJCHAŘ Tomáš	
NUMERICKÁ SIMULACE VLIVU MEZNÍ VRSTVY ATMOSFÉRY NA ROZVOJ NÍZKOTEPLTNÍ OXIDACE VE SKLÁDCE UHLÍ	141
RANDÝSKOVÁ Lenka, JANAS Petr	
URČENÍ NÁHRADNÍ OHYBOVÉ TUHOSTI OCELOVÉHO PROFILU Z OHYBOVÝCH ZKOUŠEK	149
VALIHRACH Jakub, KONEČNÝ Petr	
PODMÍNKA UKONČENÍ PRAVDĚPODOBNOSTNÍHO VÝPOČTU PROVÁDĚNÉHO METODOU MONTE CARLO	157
SKOTNICOVÁ Iveta, ŘEZÁČ Miloslav	
VLIV ZMĚNY ABSORPČNÍCH VLASTNOSTÍ POVRCHU ZÁDLAŽBOVÉHO PANELU NA ÚTLUM HLUKU Z TRAMVAJOVÉ DOPRAVY	165
ČÁBI Lukáš, VLČEK Pavel	
BEDNĚNÍ STĚN A STROPU HLOUBENÉ ČÁSTI TUNELU II-VMO DOBROVSKÉHO BEDNICÍM STYSTÉMEM PERI	175
LAJČÁKOVÁ Gabriela	
VPLYV PARAMETROV VOZIDLA NA INTERAKČNÉ SILY VZNIKAJÚCE MEDZI KOLESOM A JAZDNOU DRÁHOU	183
MARTINICKÁ Ivana	
ANALÝZA KRITICKÝCH RÝCHLOSTI VOZIDLA PRI POHYBE PO PERIODICKÝ SA OPAKUJÚCICH NEROVNOSTIACH	191

Radim ČAJKA¹, Pavlína MATEČKOVÁ²

PARAMETRICKÉ VÝPOČTY ÚNOSNOSTI A POUŽITELNOSTI PŘEDPJATÉ STŘEŠNÍ VAZNICE

CARRYING CAPACITY AND SERVICEABILITY PARAMETRIC ANALYSIS OF PRE-STRESSED CONCRETE ROOF PURLINE

Abstrakt

Príspevek se zabývá výpočetními metodami předpjatých prvků podle dříve platných norem ČSN a podle soustavy Eurokódů. Různé výpočetní metody jsou aplikovány na předpjaté střešní vaznici o rozpětí 16 m. Dále se analyzuje mezní stav použitelnosti s ohledem na různou vlhkost prostředí a rozdílný poměr stálého a nahodilého zatížení.

Klíčová slova

prefabrikované dílce, předpjatý beton, střešní vaznice, mezní přetvoření, mezní průhyb

Abstract

The paper deals with different calculation approaches to pre-stressed elements according to formerly valid CSN and according to Eurocode 1992-1-1. Different approaches are applied on particular element of pre-stressed precast concrete roof purlin with the span 16 m. The limit state of serviceability is analyzed in relation to atmospheric moisture and dead and live load ratio.

Keywords

precast concrete, pre-stressed concrete, roof purlin, limit strain, ultimate deflection

1 ÚVOD

V příspěvku je analyzována prefabrikovaná předpjatá střešní vaznice o rozpětí 16 m, viz obr. 1, s lichoběžníkovým průřezem, výška průřezu je 700 mm, šířka je 180-260 mm, [4]. Vaznice je předepnutá 6 lany ve třech řadách, viz obr. 2, a dále vyztužena betonářskou výztuží. Předpětí po započtení všech ztrát činí 1000 MPa.

2 MEZNÍ STAV ÚNOSNOSTI

2.1 Materiálové charakteristiky, porovnání ČSN 731201 a EC2

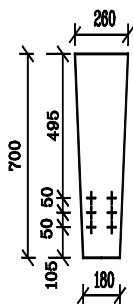
Střešní vaznice je vyrobena z betonu B55 [1]. Tato třída betonu odpovídá třídě C 45/55 podle EC 2 [2]. Návrhové pevnosti a mezní přetvoření jsou seřazeny v Tabulce 1. (Návrhové hodnoty nejsou vždy shodné).

¹ Prof. Ing. Radim Čajka, CSc., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 32 1344, e-mail: radim.cajka@vsb.cz .

² Ing. Pavlína Matečková, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 32 1394, e-mail: pavlina.mateckova@vsb.cz .



Obr.1: Předpjatá střešní vaznice – umístění v reálné konstrukci



Obr.2: Průřez předpjaté střešní vaznice

Návrhová pevnost předpínací výztuže je odvozena podle ČSN ze smluvní meze kluzu 0,2 % [1], podle EC 2 je odvozena ze smluvní meze kluzu 0,1% [2]. ČSN v Příloze 2 uvádí charakteristické a návrhové hodnoty pevnosti pro různé typy předpínací výztuže. EC2 se odkazuje na EN 10138, která ještě v ČR nebyla zavedena, některá data jsou uvedena v [3]. Pokud nejsou k dispozici přesnější údaje, pak doporučená hodnota poměru mezi charakteristickou pevností a smluvní mezí 0,1 % je $f_{p,0,1,k}/f_{pk}=0,9$. Návrhové hodnoty pevnosti předpínací výztuže a příslušné mezní přetvoření je uvedeno v Tabulce 1.

Tab. 1: Shrnutí – materiálové charakteristiky

		ČSN 731201 [1]		EC 2 [2]		
beton	třída betonu	B 55		C45/55		
	charakteristická pevnost	R_{bn}	39,5	f_{ck}	45	MPa
	návrhová pevnost	R_{bd}	30	f_{cd}	30	MPa
	mezní přetvoření	e_{bu}	0,0025	e_{cd}	0,0035	-
předpínací výztuž	charakteristická pevnost	R_{pn}	1800	f_{pk}	1800	MPa
	smluvní mez kluzu 0,1%			$f_{p0,1k}$	1620	MPa
	návrhová pevnost	R_{pd}	1440	f_{pd}	1409	MPa
	mezní přetvoření	e_{pd}	0,015	e_{ud}	0,02	-

Součinitel bezpečnosti pro předpínací výztuž podle ČSN 73 12 01 je $\gamma = 1,25$ [1]. Součinitel bezpečnosti podle EC 2 [2] pro předpínací výztuž pro trvalou a dočasnou návrhovou situaci je $\gamma = 1,15$, ale charakteristická mez pevnosti se uvažuje nižší. Výsledné návrhové pevnosti jsou pak srovnatelné.

$$R_{pd} = \frac{R_{pn}}{\gamma_p} = \frac{R_{pn}}{1,25} \quad (1)$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_p} \cong 0,9 \cdot \frac{f_{pk}}{1,15} = \frac{f_{pk}}{1,28} \quad (2)$$

kde:

R_{pd} – návrhová pevnost předpínací výztuže [MPa],

R_{pn} – charakteristická pevnost předpínací výztuže [MPa],

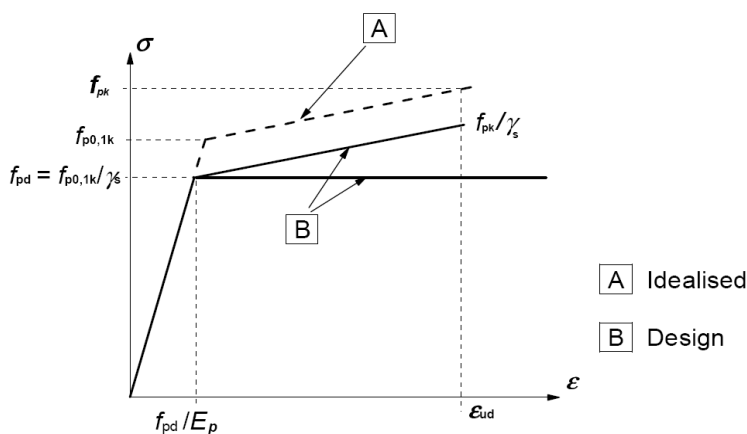
γ_p – součinitel spolehlivosti pro předpínací výztuž [-],

f_{pd} – návrhová pevnost předpínací výztuže [MPa],

f_{pk} – charakteristická pevnost předpínací výztuže [MPa],

$f_{p,0,1k}$ – smluvní mez kluzu předpínací výztuže [MPa].

Na obrázku 3 je idealizovaný a návrhový pracovní diagram pro předpínací výztuž. Jak je uvedeno v EC 2, čl. 3.3.6. [2] pro navrhování lze použít jak stoupající větev pracovního diagramu (mezí přetvoření je pak omezeno hodnotou ϵ_{ud}), tak vodorovnou větev pracovního diagramu (mezí přetvoření pak není omezeno). ČSN 731201 [1] definuje pracovní diagramy obdobně, ale stoupající větev je možné použít pouze pro navrhování na druhý mezní stav.



Obr.3: Idealizovaný a návrhový pracovní diagram pro předpínací výztuž [2]

2.2 Mezní přetvoření

Při výpočtu momentu na mezi únosnosti je nutné kontrolovat také mezní přetvoření betonu a předpínací výztuže. Dosažení mezního přetvoření v předpínací výztuži je vázáno podmínkou (3), dosažení mezního přetvoření betonu je vázáno podmínkou (6), viz obr. 4.

$$x \geq x_1 \quad (3)$$

$$x_1 = \frac{|\varepsilon_{bu}| \cdot h_1}{|\varepsilon_{bu}| + \Delta\varepsilon_p}, \text{ obdobně } x_1 = \frac{|\varepsilon_{cu}| \cdot d_1}{|\varepsilon_{cu}| + \Delta\varepsilon_p} \quad (4)$$

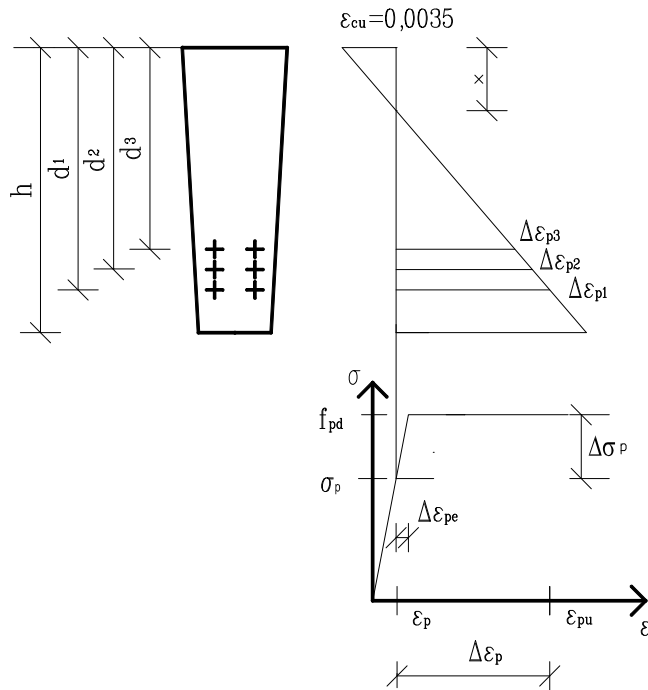
$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{pd} - \varepsilon_{p\infty}, \text{ obdobně } \Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_{p\infty} \quad (5)$$

$$x \leq x_3 \quad (6)$$

$$x_3 = \frac{|\varepsilon_{bu}| \cdot h_3}{|\varepsilon_{bu}| + \Delta\varepsilon_{pe}}, \text{ obdobně } x_3 = \frac{|\varepsilon_{cu}| \cdot d_3}{|\varepsilon_{cu}| + \Delta\varepsilon_{pe}} \quad (7)$$

$$\Delta\varepsilon_{pe} = \frac{\Delta\sigma_p}{E_p} \quad (8)$$

kde jednotlivé veličiny jsou patrné z obr. 4.



Obr.4: Kontrola mezního přetvoření

Podle ČSN 731201, čl. 5.2.6. [1] se moment na mezi únosnosti pro předpjaté průřezy stanovuje vždy Metodou mezních přetvoření. Pouze pro průřezy předepnuté tyčemi se v některých případech připouští použití metody mezní rovnováhy.

EC 2 neuvádí výpočetní metodu pro stanovení momentu na mezi únosnosti, ale použití stoupající větve pracovního diagramu předpínací výztuže vyžaduje metodu mezních přetvoření a tato metoda je také obecně doporučována pro předpjaté průřezy [3].

Pokud jsou ale splněny podmínky (3) a (6), je možné počítat s mezním napětím ve všech předpínacích lanech a moment na mezi únosnosti může být stanoven metodou mezní rovnováhy. Jak je patrné z Tabulky 2, interval mezi x_1 a x_2 podle EC 2 je větší než podle ČSN 731201 a možnost použití jednoduché metody mezní rovnováhy bude podle EC 2 patrně větší.

Tab. 2: Shrnutí – mezní přetvoření

	ČSN 731201 [1]	EC 2 [2]	
$\Delta \varepsilon_p$	0,0095	0,0145	-
$\Delta \sigma_p$	440	409	MPa
E_p	200	200	GPa
$\Delta \varepsilon_{pe}$	0,0022	0,0021	-
x_1	0,124	0,116	m
x_3	0,238	0,309	m

2.3 Únosnost v ohybu

V tabulce 3 jsou porovnány momenty na mezi únosnosti předpjaté střešní vaznice podle ČSN 731201 a podle EC 2, stanovené metodou mezní rovnováhy. Příslušné momenty na mezi únosnosti jsou srovnatelné, rozdíl je $\pm 2 \%$.

V tabulce 4 jsou uvedeny Momenty na mezi únosnosti, stanovené podle EC 2 metodou mezních přetvoření za předpokladu stoupající horní větve pracovního diagramu a za předpokladu vodorovné horní větve pracovního diagramu. Využitím tahového zpevnění se nevýznamně zvýší únosnost průřezu, rozdíl je $\pm 2,5 \%$.

Tab. 3: Moment na mezi únosnosti – metoda mezní rovnováhy

ČSN [1]		EC [2]		
h_1	0,595	d_1	0,595	m
h_2	0,545	d_2	0,545	m
h_3	0,495	d_3	0,495	m
x	0,203	x	0,199	m
P_1	283,1	P_1	283,1	kN
P_2	283,1	P_2	283,1	kN
P_3	283,1	P_3	283,1	kN
ΔP_1	125,0	ΔP_1	115,8	kN
ΔP_2	125,0	ΔP_2	115,8	kN
ΔP_3	125,0	ΔP_3	115,8	kN
P_c	1224,34	P_c	-1196,64	kN
M_U	567,29	M_{Rd}	557,09	kNm

Tab. 4: Moment na mezi únosnosti – metoda mezních přetvoření

	Vodorovná větev		Stoupající větev	
EC [2]	step 1	step 2	step 1	step 2
ε_{cu}	0,0035	0,0035	0,0035	0,0035
$\Delta \varepsilon_{p1}$	0,02	0,00698	0,02	0,00664
$\Delta \varepsilon_{p2}$	0,0180	0,0061	0,0180	0,0058
$\Delta \varepsilon_{p3}$	0,0161	0,0052	0,0161	0,0049
d_1	0,595	0,595	0,595	0,595
d_2	0,545	0,545	0,545	0,545
d_3	0,495	0,495	0,495	0,495
x	0,089	0,199	0,0886	0,205
P_1	283,1	283,1	283,1	283,1
P_2	283,1	283,1	283,1	283,1
P_3	283,1	283,1	283,1	283,1
ΔP_1	115,8	115,8	115,8	131,12
ΔP_2	115,8	115,8	115,8	128,59
ΔP_3	115,8	115,8	115,8	126,06
P_c	-544,35	-1196,6	-544,35	-1235,2
ΣP	652,35	0,06	652,35	-0,19
	M_{Rd} [kNm]	557,09	M_{Rd} [kNm]	571,89

3 MEZNÍ STAV POUŽITELNOSTI

3.1 Všeobecně

Mezní stav použitelnosti střešní vaznice se analyzuje podle EC 2 [2]. V EC 2 jsou popsány tyto mezní stavy použitelnosti: omezení napětí, omezení trhlin a omezení průhybů. V článku se dále analyzuje omezení trhlin a omezení průhybů pro různou vlhkost prostředí a různé poměry stálého a nahodilého zatížení.

3.2 Moment na mezi vzniku trhlin

Moment na mezi vzniku trhlin se stanoví za předpokladu, že napětí v dolních vláknech předpjatého průřezu je menší než průměrná pevnost betonu v tahu (9). Moment na mezi vzniku trhlin je tedy $M_{cr}=344$ kNm.

$$\sigma_d + \frac{M_{cr} \cdot z_{ld}}{I_l} \leq f_{ctm} \quad (9)$$

$$\sigma_d = -\frac{P_1 + P_2 + P_3}{A_l} + \frac{P_1(d_1 - z_{lh}) \cdot z_{ld}}{I_l} + \frac{P_2 \cdot (d_2 - z_{lh}) \cdot z_{ld}}{I_l} + \frac{P_3 \cdot (d_3 - z_{lh}) \cdot z_{ld}}{I_l} \quad (10)$$

kde:

M_{cr} – moment na mezi vzniku trhlin [kNm],

f_{ctm} – průměrná pevnost betonu v tahu [kPa],

σ_d – napětí v dolních vláknech průřezu od předpětí [kPa],

z_{ld} – vzdálenost těžiště ideálního průřezu od dolního okraje [m],

z_{lh} – vzdálenost těžiště ideálního průřezu od horního okraje [m],

A_I – plocha ideálního průřezu [m²],

I_I – moment setrvačnosti předpjatého průřezu [m⁴].

$$(g_d + q_d) \leq \frac{8 \cdot M_{Rd}}{L^2} = \frac{8 \cdot 557}{16^2} = 14,41 \text{ kNm}^{-1} \quad (11)$$

$$M_{Ek} = \frac{1}{8} \frac{(g_d + q_d)}{\gamma_g} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot \frac{14,41}{1,35} \cdot 16^2 = 342 \text{ kNm} \quad (12)$$

$$M_{Ek} = 342 \text{ kNm} \leq M_{cr} = 344 \text{ kNm} \quad (13)$$

3.3 Součinitel dotvarování

Průhyb předpjatého prvku je ovlivněn běžnými veličinami (velikost zatížení, tuhost průřezu), ale také poklesem tuhosti průřezu nad mezi vzniku trhlin a časově závislými vlastnostmi betonu (smršťování a dotvarování). Vznik trhlin se nepředpokládá, vliv smršťování předpokládáme pouze u nesymetricky vyztužených průřezů. Ve výpočtu průhybu předpjaté vaznice se zohlední tedy dotvarování betonu, charakterizované součinitelem dotvarování.

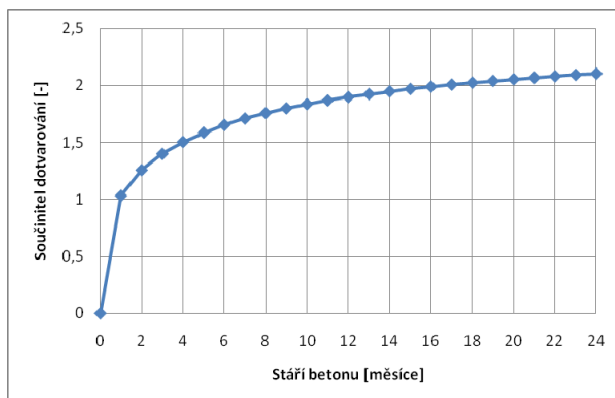
Součinitel dotvarování je stanoven podle Přílohy B EC2 [2]. Vnesení předpětí se uvažuje v čase $t_0 = 1$ den. Základní součinitel dotvarování je ovlivněn zejména vlhkostí prostředí. Podle ČSN 731201 [1], čl. 1.1.14.1 je běžné prostředí definováno jako prostředí s průměrnou roční relativní vlhkostí v rozmezí 30% - 80%. Pro parametrické výpočty součinitele dotvarování se uvažuje střední hodnota vlhkosti $RH_1 = 50\%$ a nejnižší hodnota vlhkosti $RH_2 = 30\%$.

V článku [5] jsou porovnány hodnoty smršťování a dotvarování vypočtené podle EC 2 a naměřené na reálné konstrukci. Časově závislá přetvoření byla měřena po dobu devíti let a přetvoření stále významně narůstalo. Jednou z příčin je pravděpodobně nižší vlhkost v klimatizovaných budovách. S ohledem na použití předpjaté vaznice převážně v budovách klimatizovaných nákupních center je zvolena pro parametrické výpočty vlhkost 30 %.

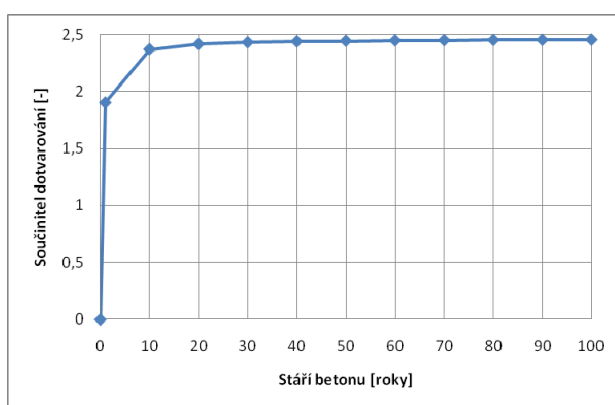
Základní hodnoty součinitelů dotvarování jsou:

- $\varphi_{0,RH=50} = 2,46$ pro v relativní vlhkost okolního prostředí 50%
- $\varphi_{0,RH=30} = 2,85$ pro v relativní vlhkost okolního prostředí 30%.

Hodnotu součinitele dotvarování v závislosti na čase lze vypočítat pomocí součinitele časového průběhu dotvarování, který zohledňuje dobu trvání zatížení, relativní vlhkost prostředí a jak velká část prvku je vystavená okolnímu prostředí. Závislost součinitele dotvarování pro relativní vlhkost prostředí 50% na čase je znázorněna na obr. 5 a obr.6.



Obr.5: Graf závislosti součinitele dotvarování pro $RH = 50 \%$ na čase, interval 0-24 měsíců



Obr.6: Graf závislosti součinitele dotvarování pro $RH = 50 \%$ na čase, interval 0-100 let

3.4 Výpočet průhybu

Celkový průhyb (14) je stanoven jako součet dlouhodobé (15) a krátkodobé (16) složky průhybu, přičemž mezi dlouhodobé účinky zatížení se započítává předpínací síla, vlastní tíha a ostatní stálé zatížení, mezi krátkodobé účinky zatížení se započítává nahodilé zatížení. Vliv dotvarování na průhyb prvku je zohledněn pomocí účinného modulu pružnosti (17).

$$f_{tot} = f_{lt} + f_{st} \quad (14)$$

$$f_{lt} = -\frac{P_1 \cdot (d_1 - z_{lh}) L^2}{8 \cdot E_{c,eff} I_I} - \frac{P_2 \cdot (d_2 - z_{lh}) L^2}{8 \cdot E_{c,eff} I_I} - \frac{P_3 \cdot (d_3 - z_{lh})}{8 \cdot E_{c,eff} I_I} + \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot L^4}{E_{c,eff} I_I} \quad (15)$$

$$f_{st} = +\frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E_{cm} I_I} \quad (16)$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} \quad (17)$$

kde:

f_{tot} – celkový průhyb [m],

f_{lt} – dlouhodobá složka přetvoření [m],

f_{st} – krátkodobá složka přetvoření [m],

E_{cm} – sečnový modul pružnosti [GPa],

$E_{c,eff}$ – účinný modul pružnosti [GPa],

$\varphi(t, t_0)$ – součinitel dotvarování v závislosti na čase t a čase vnesení zatížení t_0 [-].

Z rovnice (14)–(16) je zřejmé, že celkový průhyb prvku je ovlivněn poměrem stálého a nahodilého zatížení a dále součinitelem dotvarování. Časový průběh přetvoření pro různé poměry stálého a nahodilého zatížení a pro součinitel dotvarování, stanovený pro relativní vlhkost $RH = 50\%$ je v Tabulce 5, pro relativní vlhkost $RH = 30\%$ v Tabulce 6.

Tab. 5: Průhyb v závislosti na čase a poměru stálého a nahodilého zatížení, $RH = 50\%$

Poměr g_k/q_k			0,6/0,4			0,75/0,25			1/0		
Stáří bet.	φ	$E_{c,eff}$	f_{lt}	f_{st}	f_{TOT}	f_{lt}	f_{st}	f_{TOT}	f_{lt}	f_{st}	f_{TOT}
roky		GPa	m	m	m	m	m	m	m	m	m
1 měsíc	1,033	17,711	-0,003	0,014	0,011	0,009	0,009	0,018	0,028	0	0,028
1	1,898	12,424	-0,004	0,014	0,010	0,013	0,009	0,022	0,040	0	0,040
2	2,103	11,600	-0,004	0,014	0,010	0,013	0,009	0,022	0,043	0	0,043
5	2,291	10,939	-0,005	0,014	0,009	0,014	0,009	0,023	0,045	0	0,045
10	2,370	10,682	-0,005	0,014	0,009	0,015	0,009	0,024	0,047	0	0,047
100	2,452	10,429	-0,005	0,014	0,009	0,015	0,009	0,024	0,048	0	0,048
Max. rozdíl průhybů			$\Delta=12$ mm			$\Delta=15$ mm			$\Delta=20$ mm		

Tab. 6: Průhyb v závislosti na čase a poměru stálého a nahodilého zatížení, $RH = 30\%$

Poměr g_k/q_k			0,6/0,4			0,75/0,25			1/0		
Stáří bet.	φ	$E_{c,eff}$	f_{lt}	f_{st}	f_{TOT}	f_{lt}	f_{st}	f_{TOT}	f_{lt}	f_{st}	f_{TOT}
roky		GPa	m	m	m	m	m	m	m	m	m
1 měsíc	1,195	16,401	-0,003	0,014	0,011	0,010	0,009	0,019	0,030	0,000	0,030
1	2,196	11,264	-0,005	0,014	0,009	0,014	0,009	0,023	0,044	0,000	0,044
2	2,434	10,483	-0,005	0,014	0,009	0,015	0,009	0,024	0,047	0,000	0,047
5	2,651	9,860	-0,005	0,014	0,009	0,016	0,009	0,025	0,050	0,000	0,050
10	2,742	9,621	-0,005	0,014	0,009	0,016	0,009	0,025	0,052	0,000	0,052
100	2,837	9,382	-0,006	0,014	0,008	0,017	0,009	0,026	0,053	0,000	0,053
Max. rozdíl průhybů			$\Delta=11$ mm			$\Delta=16$ mm			$\Delta=23$ mm		

3.5 Diskuse

Celkový limitní průhyb se uvažuje dle EC 2 [2] podle vzorce (18), průhyb od ostatního zatížení na zabudovaném prvku se uvažuje podle (19). Ačkoliv vypočtené průhyby nedosahují limitních hodnot, z tab.5 a tab.6 je zřejmé kolísání průhybů v závislosti na čase, maximální rozdíl průhybů (20) může činit pro nejméně příznivé podmínky až 23 mm. Tyto rozdíly mohou být zdrojem poruch navazujících konstrukcí.

$$f_{\text{lim}} = \frac{L}{250} = \frac{16000}{250} = 64 \text{ mm} \quad (18)$$

$$f_{\text{lim}2} = \frac{L}{500} = \frac{16000}{500} = 32 \text{ mm} \quad (19)$$

$$\Delta_{\text{max}} = f_{\text{TOT},100\text{let}} - f_{\text{lt},1\text{měs}} \quad (20)$$

4 ZÁVĚR

V článku se analyzuje mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti předpjaté střešní vaznice o rozpětí 16 m. Mezní stav únosnosti se zaměřuje na únosnost v ohybu. Jsou porovnány únosnosti podle dříve platné ČSN 731201 a EC 2, diskutuje se možnost použití jednodušší metody mezní rovnováhy.

Dále se analyzuje mezní stav použitelnosti s ohledem na vznik trhlin a velikost průhybu. Výpočtem bylo prokázáno, že trhliny nevzniknou. Ačkoliv vypočtené průhyby nedosahují limitních hodnot, rozdíly průhybů vlivem kolísání zatížení a dotvarování betonu jsou významné a mohou být v průběhu používání konstrukce zdrojem poruch přilehlých konstrukcí.

PODĚKOVÁNÍ

Při řešení byly použity teoretické výsledky dosažené za finančního přispění MŠMT projekt 1 M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS

LITERATURA

- [1] ČSN 731201: *Navrhování betonových konstrukcí*. Praha: Vydavatelství ÚNM, 1986.
Změna a-9/1989 Praha: Vydavatelství ÚNM, 1989.
Změna Z2: ČNI, 1994
- [2] ČSN EN 1992-1-1: *Navrhování betonových konstrukcí- část 1-1 Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha: ČNI, 2006.
- [3] PROCHÁZKA, J. & KOL. *Navrhování betonových konstrukcí podle norem ČSN EN 1992, část 2 – předpjatý beton*. Praha: ČBS, 2010. ISBN 978-80-87158-21-0
- [4] Arming, spol.s.r.o.: *Projektová dokumentace Avion Shopping Park Ostrava, III. Fáze*. Ostrava, 2007
- [5] VÍTEK, J.L.: *Smršťování betonu ve stropních a základových konstrukcích*. In *13. Betonářské dny*. Hradec Králové: ČBS, 2006, pp. 161-166. ISBN 80-903807-2-7

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., IDEA RS s.r.o., Jihomoravské inovační centrum,
U Vodárny 2a, 616 00 Brno

Roman FOJTÍK¹, Miroslav ROSMANIT²

NEDOSTATKY NÁVRHŮ DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ DOMŮ V PRAXI

DESING DEFICIENCIES OF TIMBER BUILDING STRUCTURES

Abstrakt

Dřevo jako stavební materiál je v poslední době znovu využíváno pro výstavbu rodinných domů, především pro jeho relativně nízkou cenu, snadnou dostupnost a také rychlost realizace výstavby. Při návrhu dřevostaveb dochází k mnoha nevhodným statickým řešením, která vznikají především z neznalosti chování dřevěné konstrukce jako celku. Také při zastřešení složitějších půdorysů, zvláště u rekonstrukcí stávajících objektů, dochází k mnoha problémům z hlediska využití novodobých krovových konstrukcí.

Klíčová slova

Dřevěný skelet, krov, statické řešení, nosná konstrukce, stropní konstrukce.

Abstract

Timber as a building material has recently been re-used for construction of houses, mainly for its relatively low price, easy availability and short construction time. Many inappropriate static solutions occurring in the design of timber structures, which arise mainly from guiltlessness of the timber structure fundamental behavior. Problems appear also at the complex roof solutions (design of the structure in conjunction with the attic usage), especially during reconstructions of existing buildings.

Keywords

Timber framing, roof, static solution, load-carrying structure, floor structure.

1 ÚVOD

Funkce dřeva jako stavebního materiálu má v české a slovenské republice dlouhou tradici. Od středověku bylo dřevo využíváno pro realizaci objektů pro bydlení, jednalo se především o srubové stavby. Tyto objekty byly používány většinou v hustě zalesněných oblastech jako obydlí prostého lidu díky dostupnosti a snadné opracovatelnosti dřeva. I dnes má dřevo nezanedbatelnou roli ve stavebnictví, kde především zastřešení je realizováno pomocí těžkých skeletových systémů. Podíl nosných dřevěných konstrukcí ve stavebnictví postupně roste, tento růst je ale pomalý a neodpovídá množství dřeva v našich lesích využitelného pro stavby.

Dřevěné bytové stavění se na celkové výstavbě v ČR nezanedbatelně podílí (asi 500 rodinných domů za rok). Vícepodlažní bytové domy se realizují v menší míře oproti zástavbě RD. Kapacita stavebních, resp. tesařských firem, schopných řemeslně stavět dřevěné stavby je v současné plně vytižena. Dá se tedy očekávat dynamický rozvoj oboru „výroba dřevostaveb pro bydlení“.

¹ Ing. Roman Fojtík, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 398, e-mail: roman.fojtik@vsb.cz .

² Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 398, e-mail: miroslav.rosmanit@vsb.cz .

V posledních letech dochází k rozmachu především lehkých dřevěných skeletových systémů (LDS), které vznikly v Americe pod označením „Platform frame“. Tento systém využívá lehké dřevěné profily 50/100 až 50/200 pro realizaci celého objektu za pomoci opláštění z deskových materiálů čímž dojde k vytvoření tuhého celku. V České republice byl tento systém upraven na místní podmínky, avšak základní nosný systém zůstává téměř beze změny, obr.1.

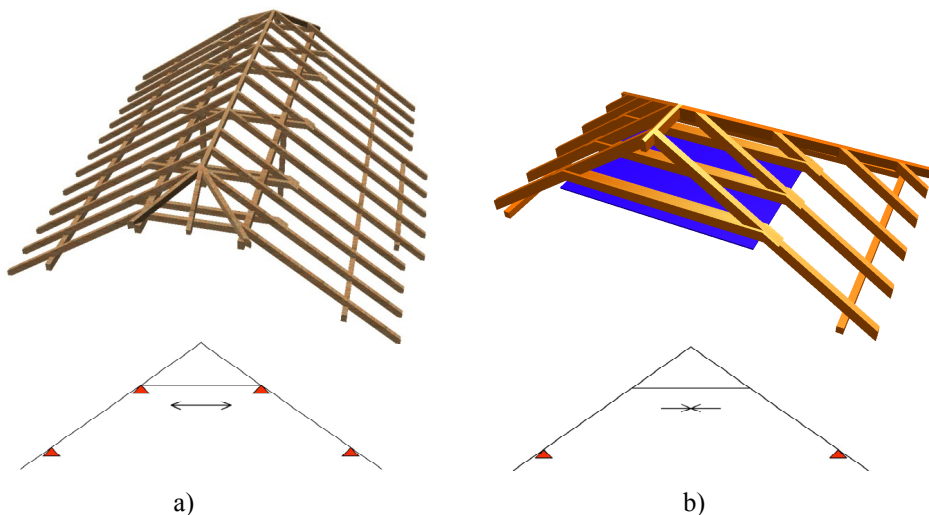


Obr.1: Výstavba rodinného domu – lehký dřevěný skeletový systém

2 KROVY

Pro zastřešení běžných zděných a někdy také LDS se používá těžkých skeletových systémů vaznicových a hambálkových [1]. Krov vytvářejí tvar střechy a jsou nosnou konstrukcí pro šikmé (v rozmezí 10° - 45°) a strmé střechy (nad 45°). Krov přenáší zatížení od střešního pláště, sněhu větru apod. do ostatních nosných částí stavby. S nástupem nových evropských norem předepisujících zvýšené hodnoty především zatížení sněhem a větrem dochází k nárůstu zatížení a tím i profilů krovových soustav.

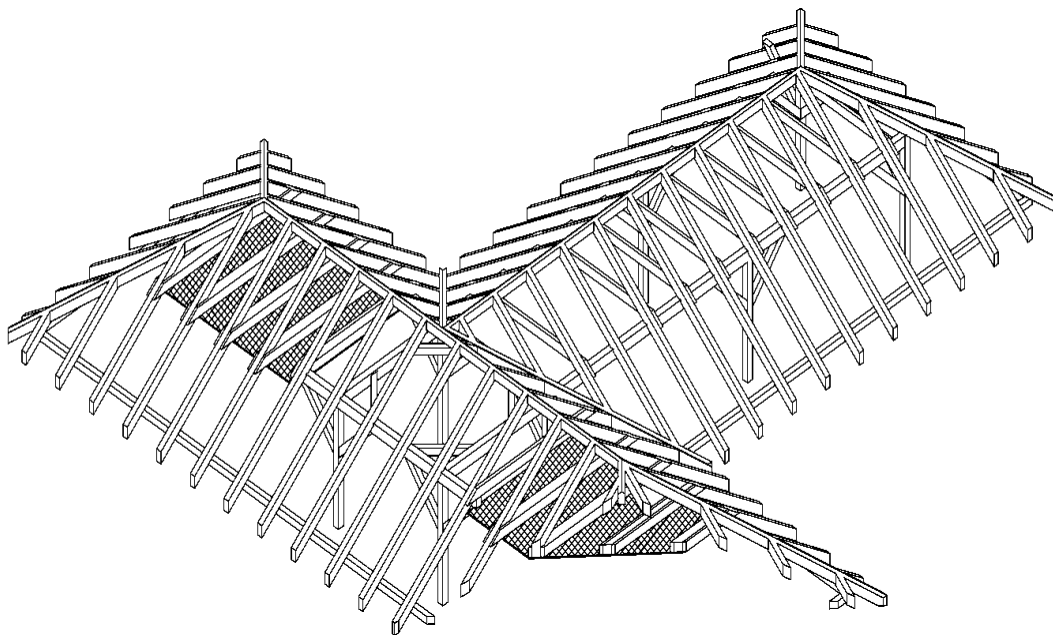
Ve stavební praxi se často setkáváme s problémy především u rekonstrukcí krovových soustav. Účelem těchto rekonstrukcí bývá často záměr využití podkrovních prostor k obývání nebo z důvodu závažných poruch. Ne vždy je možné realizovat tzv. „učebnicové příklady“ krovových soustav. Při návrhu krovu je vždy nutné uvědomění funkčnosti navrhované krovové soustavy a její vliv na navazující konstrukce. Často dochází ke změně nosného systému při realizaci krovu z důvodu potřeb tesaře nebo také nemožnosti realizace navrženého systému. Při těchto změnách obvykle dochází k poruchám. Jedná se například o změnu hambálkové soustavy na soustavu vaznicovou.



Obr.2: Model a statické schéma a) vaznicové, b) hambálkové soustavy

Hambalková soustava, umožňující využití podkroví bez překážek (sloupky), vyžaduje především důsledné uložení a kotvení v místě pozednic, kde dochází ke koncentraci svislých i vodorovných sil. Podélné ztužení je obvykle zajištěno záklopem umístěným na hambálcích čímž je zajištěna neposuvnost krovové soustavy. Naproti tomu soustava vaznicová využívá vnitřních podpor (pozednice, vrcholová vaznice), které přenášejí zatížení, obvykle pomocí sloupků, do stropní konstrukce. V praxi bývají původně hambalkové soustavy dodatečně podepřeny většinou velmi subtilními vaznicemi, čímž dochází ke změně statického systému krovu. Většinové zatížení vstupuje do vaznic, které prostřednictvím sloupků přitěžují stropní konstrukci. Důsledkem jsou většinou velké deformace vaznic a nedostatečně únosná stropní konstrukce. K mnoha problémům dochází především při realizaci krovové soustavy bez prvotní projektové dokumentace.

Praktickou ukázkou může být krov znázorněný na obr.3. Jedná se o zastřešení stávajícího objektu s půdorysem ve tvaru T. Krovová soustava byla navržena jako vaznicová s podepřenými středními vaznicemi. Při realizaci mohl být tento systém aplikován pouze na hlavní části krovu. Přilehlé části byly realizovány pomocí hambalkové neposuvné soustavy, protože pod touto částí krovu nebyl navržen dostatečně únosný strop a jeho dodatečné zesílení by bylo nákladné a provozně nevhodné. Vaznicová soustava byla ve střední části prostorově ztužena pásky ve vertikální i horizontální rovině a tvoří tzv. „tuhé jádro“. Do tohoto jádra byly opřeny přilehlé krovové části neposuvného hambalku. Základním nedostatkem návrhu krovu byla zcela chybějící výkresová dokumentace a nedostatečné podepření původně vaznicové soustavy sloupky.

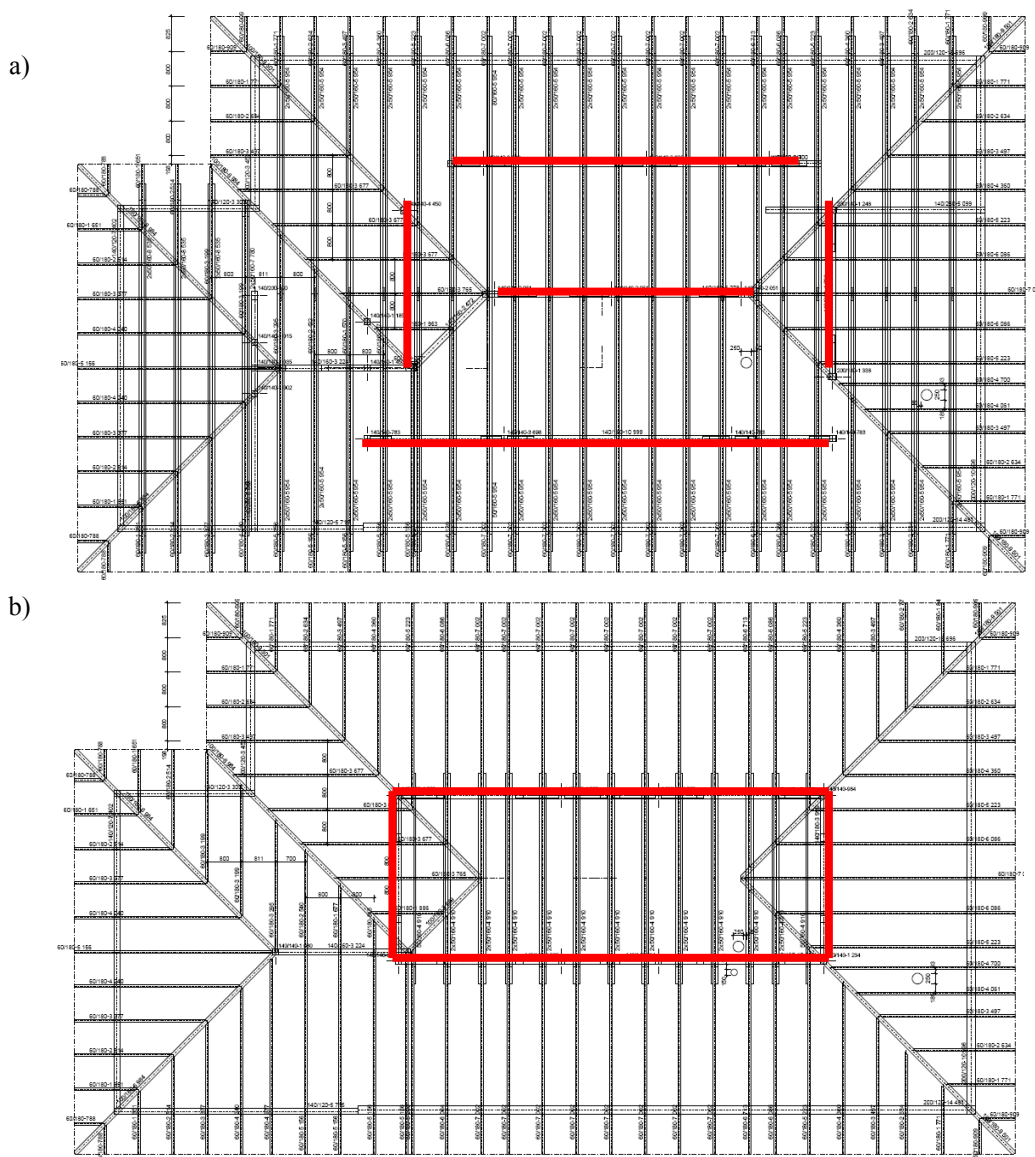


Obr.3: Praktická ukáзка krovu – kombinace vaznicové a hambalkové soustavy

Někteří zhotovitelé dřevostaveb kombinují LDS s těžkým krovovým skeletem. Nejčastěji používanou krovovou soustavou je soustava vaznicová, vazby ze dvojic krokvi jsou osazeny na pozednice a vaznice, každý pár krokvi je spojen kleštinou. Při aplikaci této těžké soustavy na LDS systém nastává problém především s přenosem relativně velkých zatížení od sloupků. Sloupky často není možné ukládat do stěn ani do stropních konstrukcí. Pokud je v místě uložení sloupku stěna, sloup může být protažen až na základovou desku, kde je uložen na patku. V tomto místě může docházet k porušení prahového nosníku z důvodu otláčení, je zapotřebí jeho přerušení, nebo jiná konstrukční úprava. Pokud sloupek nemůžeme uložit až na ŽB desku je zapotřebí přenést zatížení od sloupku pomocí vodorovného prvku (průvlaku), který při větším rozpětí nebo zatížení nelze

realizovat z rostlého dřeva. Uložení průvlaků také nelze provést přímo na stěnové panely LDS, opět je nutné použití dodatečných sloupků, které mohou narušit kompaktnost prahového nosníku.

Většina nevhodných řešení je způsobena primárním architektonickým návrhem tvaru objektu a užitných prostor, bez přihlédnutí ke konstrukčnímu statickému řešení, které způsobí zvýšené náklady na realizaci. Konstrukční řešení by mělo být vždy co nejjednodušší vzhledem k proveditelnosti a omezení možných chyb pramenících z nejasné funkce, obr.4.



Obr.4: a) Nevhodné, b) vhodné řešení vaznicové soustavy při zastřešení objektu (nutná dodatečná změna dispozice v závislosti na „posunu“ svislých nosných konstrukcí)

3 STROPNÍ KONSTRUKCE

Stropní konstrukce plní funkci přenosu svislého zatížení do obvodových stěn a také funkci horizontálního ztužení objektu, jehož význam narůstá s výškou objektu. Stropní konstrukce LDS jsou převážně tvořeny vysokými stropními nosníky v roztečích od 400 do 800 mm, dle požadovaného

rozpětí a užitého zatížení [2]. Štíhlé stropní deskové nosníky jsou schopny přenášet svislé zatížení díky správnému s deskovým záklopem, který zajišťuje stabilitu těchto nosníků. Vodorovné zatížení, vzniklé především od větru, je přenášeno mezi jednotlivými stěnami tuhou stropní konstrukcí.

V praxi je tendencí některých zhotovitelů úspora nákladů především na stropní konstrukci, kde při nevyužitém podkroví absentují důležitý záklop stropní konstrukce a ze spodní strany provedou pouze sádkartonový podhled, který není schopen dostatečným způsobem stabilizovat stropní nosníky. Časté je také použití krátkých příčných prvků vložených mezi stropní nosníky pro stabilizaci stropních nosníků v příčném směru.

Při návrhu administrativních objektů je také nutné uvážit nárůst hodnot užitého zatížení a s tím související limity rozponů těchto stropů. Velmi často dochází k podcenění průhybů stropních konstrukcí zvláště při nedodržení potřebných rezerv pro dlouhodobé účinky zatížení – dotvarování.

Běžným nevhodným řešením bývá také nedodržení návazností svislých nosných stěn LDS mezi jednotlivými podlažími, čímž dochází k nutnosti provedení dodatečných průvlaků, které musí být při větších rozponech nahrazeny ocelovými profily z důvodu nedostatečné únosnosti nebo nedostupnosti běžných dřevěných prvků (rostlé dřevo, LLD, nosníky STEICO, apod.). Tyto průvlaky často ovlivňují také návrh stropní konstrukce, která musí být přizpůsobena tomuto řešení.

4 SVISLÉ NOSNÉ KONSTRUKCE

Svislé nosné konstrukce LDS (stěnové panely) jsou tvořeny soustavou poměrně štíhlých sloupků 40/140 mm resp. 40/200 mm, prahových a věncových fošen a deskových prvků [2]. Jejich primární funkcí je přenos svislého zatížení do základů, ale také přenos vodorovných zatížení. Tuhost obvodového pláště se obvykle zajišťuje OSB deskami, které bývají aplikovány min. z jedné strany panelu. Relativně hustým připojením pomocí kovových spojovacích prostředků (hřebíky, nastřelovací sponky, vruty) jsou také zkráceny vzpěrné délky svislých desek v ose nejmenší tuhosti. Návod na posouzení přináší také Eurokód [4], případně [3]. Stěnové panely jsou po obvodě sceleny prahovým nosníkem a věncem, který je obvykle tvořen dvěma, resp. třemi horizontálně uloženými vrstvami fošen. Horizontální spojení a vzájemné překrytí těchto prvků je nezbytné.

Pro přenos vodorovných sil vzniklých především od větru se provádějí ztužující stěny. Jejich umístění je nejvhodnější v rozích objektu, u vícepodlažních objektů by tyto stěny měly na sebe vertikálně navazovat. Kotvení těchto stěn pomocí kotevních prvků přímo do základové desky je velice důležité (přenos smykových a tahových reakcí) a bývá často podceňováno realizačními firmami. Kotvením pouze prahového nosníku není zajištěna dostatečná tuhost konstrukce, obr.5. Bohužel, při odvážných architektonických řešeních s mnoha prosklenými plochami a členitými půdorysy mnohdy nezbyvá místo pro ztužující stěny. Také při snaze ušetření nákladů dochází často k nedostatečnému spojení jednotlivých částí pláště, čímž se snižuje především tuhost stěn a může dojít například k prasklinám ve fasádě nebo nadměrným deformacím.



Obr.5: Nedostatečné a nesprávně provedené kotvení prahového nosníku: (kotevní šrouby bez podložek (lokální poškození prahového nosníku), neprovedení výtuzných stěn)

5 PŘEKLADY

The diagram is a detailed structural floor plan of the first floor (P1). It shows a rectangular building footprint with overall dimensions of 6.834m by 6.084m. The plan includes a central open area, a staircase (P27), and a service area (P28). Dimensions are given in meters. Blue arrows indicate wind loads from the north and south. Red arrows indicate wind loads from the east and west. The plan is labeled with various structural elements and dimensions.

6 VYUŽITÍ OCELI

16

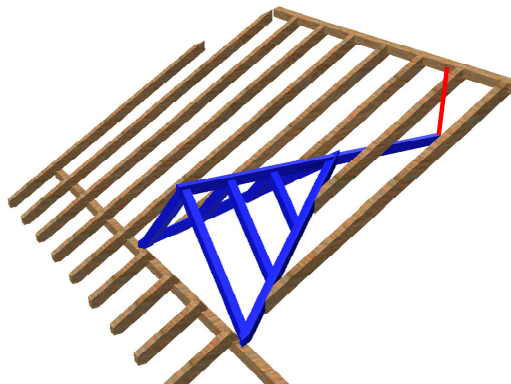
7 ZÁKLADY

Základové konstrukce je vždy nutné navrhovat na základě geologického a hydrogeologického průzkumu. Mnoho projektů je realizováno bez těchto podkladů a při realizaci pak dochází k mnoha potížím (zvodnělá základová spára, zjištění neúnosných podloží, rychle zvětrávající zeminy). Zvýšené nároky na zakládání jsou kladeny především na objekty tvořené LDS a těžkým vaznicovým krovovým systémem, kde jsou velké síly koncentrovány do sloupků, které je nutné ukládat na základové patky, nebo na rozšířené vnitřní základové pásy - dle únosnosti základové zeminy. Obecně lze konstatovat, že základové konstrukce LDS nejsou při běžných základových poměrech náročné.

8 SPOJE, DETAILS

Základními spoji krovových systémů jsou i nadále tesařské spoje v kombinaci s moderními spoji pomocí styčnickových desek a dalších ocelových výrobků. Vnitřní síly, které vznikají v prvcích působením vnějšího zatížení, se v klasických tesařských detailech přenášejí obvykle pouze tlakovým kontaktem. Spoje musí být provedeny odborně, tj. pečlivě, přesně a musí zajistit správné statické působení, obr.7. Styčné plochy spojů mají na sebe řádně doléhat tak, aby se síly v nich přenášely celou styčnou plochou, ne jen její částí nebo dokonce bodově. Tesařské spoje musí být řádně zajištěny.

Pro spojování prken, fošen a deskových prvků se používají klasické kovové spojovací prostředky (hřebíky, sponky, vruty, svorníky a různé typy hmoždíků). Norma [4] se zabývá únosností spojovacích prostředků kolíkového typu (pro spojovací prostředky s hladkým dřikem, minimální pevnost v tahu 600 MPa). Údaje o únosnosti kroužkových a závitových hřebíků, hmoždíků, desek z prolisovaného plechu a tvarových součástí z ocelového plechu musí deklarovat jejich výrobci.



Obr.7: Nevhodné řešení připojení vrcholové vaznice vikýře (nezajištění vodorovného posunu vaznice, deformace vikýře a svorníku)



Obr.8: Nevhodné řešení připojení kleštin ke krokvi (zcela zbytečné excentrické připojení, nedodržení minimálních roztečí)

Spojovací prostředky se ve spojih rozmišřují souměrně vzhledem k těžišové ose spojovaného prvku, obr.8. Zvláštní pozornost je zapotřebí věnovat připojení OSB desek a sloupků nosných stěn, kotvení výztužných stěn, kotvení prahových nosníků, kotvení stropních nosníků

a krokvi otevřených přístřešků (tahová reakce díky velkému sání větru), připojení kleštín a krokvi, montážní styky (obr.9), atp. Ve všech případech musí být dodržovány všechny konstrukční požadavky dané normou nebo výrobcí.



Obr.9: Nevhodná řešení montážních styků vazných trámů
(změna statického schématu nevhodným detailem, velké deformace, porušení nosného prvku)

9 ZÁVĚR

Rozmach dřevostaveb v ČR je, zvláště v posledních letech, významný. Mnoho stavebních firem začalo nabízet dřevostavbu ve své nabídce „rychlého a levného“ bydlení. Ve srovnání s tradičními zděnými objekty je výstavba převážně suchým procesem výrazně rychlejší a jednodušší. K rozmachu také přispívá ekologické hledisko - vnímání dřeva jako obnovitelné suroviny.

Je zapotřebí si ale také uvědomit některá úskalí a problémy, které jsou typické pro dřevostavby, jmenovitě LDS. Vždy je nutné mít na paměti základní principy použitého konstrukčního systému a nepřecenění potenciálu dřevěných konstrukcí z hlediska únosnosti, použitelnosti a především tuhosti. Také praktické provedení hlavní nosné konstrukce při dodržování základních konstrukčních požadavků vyžaduje vysokou odbornost a manuální zručnost. Základním předpokladem kvalitního bydlení ale nadále zůstává správný návrh nosné konstrukce v souladu s architektonickým a stavebně technickým řešením, která by měla být komplexně řešena již od počátku.

LITERATURA

- [1] JELÍNEK, L. *Tesařské konstrukce*. ČKAIT, 2008. 236 pp. ISBN 978-80-87093-74-0.
- [2] BÍLEK, V. *Dřevostavby – Navrhování dřevěných vícepodlažních budov*. ČVUT Praha, 2006. 251 pp. ISBN 80-01-03159-4
- [3] KOŽELOUH, B. V. *Dřevěné konstrukce podle Eurokódu 5*. KODR, 1998. ISBN 80-238-2620-4
- [4] ČSN EN 1998-1-1, *Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí- Část 1-1: Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Český normalizační institut, 2006. 114 pp.

Oponentní posudek vypracoval: Doc. Ing. Bohumil Straka, CSc., VUT v Brně

Vít KŘIVÝ¹, Martin STŘÍŽ²

DIGITAL GROUND SNOW LOAD MAP FOR THE AREA OF THE CZECH REPUBLIC

DIGITÁLNÍ MAPA ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA ZEMI PRO ÚZEMÍ ČESKÉ REPUBLIKY

Abstract

The paper deals with the problems of design and reliability assessment of roof structural elements exposed to the effects of snow load. A new digital ground snow load map of the Czech Republic is introduced in this paper. This digital map provides to structural designers detailed information about the characteristics of snow load on the ground for arbitrary selected locality in the Czech Republic.

Keywords

Snow load, MWLR, map, structures, safety assessment, serviceability assessment

Abstrakt

Článek se zabývá problematikou návrhu a posudku spolehlivosti nosných prvků střešních konstrukcí vystavených účinkům zatížení sněhem. V příspěvku je představena nová digitální mapa zatížení sněhem na zemi pro území České republiky. Nová sněhová mapa poskytuje projektantům detailní informace o charakteristikách zatížení sněhem na zemi v libovolné lokalitě na území České republiky

Klíčová slova

Zatížení sněhem, MWLR, mapa, konstrukce, posudek únosnosti, posudek použitelnosti

1 INTRODUCTION

Transition from national to European standards for reliability assessment of structures (so called Eurocodes) is connected with many problems in the Czech Republic. One of them is an expressive increase in design values of climatic actions, mainly of snow and wind loads. Higher design values of snow loads may affect the economics of roof structural elements design. Lightweight steel and timber roofs are mostly influenced. The assessment of existing structures designed in agreement with national standards could be also complicated due to higher design values of snow loads according to Eurocodes.

Non-negligible economic savings could be achieved by applying some improvements to the reliability assessment procedures proposed in the European standards. The first possibility is improvement (refinement) of European ground snow load maps given in EN 1991-1-3, the second one is the application of more appropriate probabilistic-based design methods if compared to the traditional partial factors method proposed in Eurocodes.

¹ Ing. Vít Křivý, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 363, e-mail: vit.krivy@vsb.cz.

² Ing. Martin Stríž, Český hydrometeorologický ústav, pobočka Ostrava, K myslivně 3/2182, 708 00 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 569 900 270, e-mail: striz@chmi.cz.

A new-designed digital ground snow load map of Czech Republic is introduced in this paper. The database for the map was created in cooperation with the Czech Hydrometeorological Institute. Total area of the Czech Republic is divided in the sections of size 100 x 100 m. The database is prepared for practical design of structures based either on partial factors method (traditional design) or on probabilistic reliability assessment methods. Several data are given for each section 100 x 100 m: (a) characteristic value of the ground snow load s_k with a return period of 50 years, (b) statistical parameters of annual maximum ground snow load – mean value, standard deviation and skewness, (c) sorted ground snow load history – so called load duration curves.

2 MULTIPLE WEIGHTED LINEAR REGRESSION METHOD

The following part of the paper briefly describes main principles of Multiple Weighted Linear Regression method (MWLR) that is used for calculation of snow characteristics in arbitrary place of the Czech Republic.

2.1 Interpolation methods

Different interpolation methods are used for surface processing of data in Geographical Information System (GIS). These interpolation methods can be generally divided in simple methods (IDW, Spline, Kriging) and in methods based on linear regression between the measured hydrometeorological data (temperature, rainfall, snow height, snow water equivalent ...) and the altitude of the hydrometeorological station. These methods based on local linear regression are mainly applied at Czech Hydrometeorological Institute (CHMI).

The methods based on linear regression calculate for every nodal point (grid point) regression parameters from hydrometeorological stations lying in the defined surroundings of the nodal point. The calculation of regression parameters is based on the least-squares method. Grid layers are created from the calculated regression parameters according to the selected interpolation method (IDW, Kriging) and finally the overall distribution of searched quantity (snow water equivalent) is calculated using selected mathematical equation and map algebra.

Multiple Weighted Linear Regression method (MWLR) is used for development of the new digital ground snow load map of Czech Republic. The MWLR specifies the characteristics of snow water equivalent in arbitrary point of investigated area (Czech Republic) depending on the altitude, slope gradient, slope orientation and convexity whereas digital ground model of the Czech Republic and data from 800 hydrometeorological stations and 100 locations of fieldwork measurement are used for the calculations.

2.2 Weight of the station

For every grid point of digital ground model most suitable hydrometeorological stations should be selected (similar ground characteristics, close distance to investigated point) that are qualified by the weight of the station.

(a) Weight of the station

Resulting weight of every hydrometeorological station (related to the investigated grid point) is calculated using the following equation:

$$W = w_h \cdot W_h + w_v \cdot W_v + w_s \cdot W_a + w_c \cdot W_c \quad (1)$$

where:

W_h is the weight of horizontal distance between the grid point and given station;

W_v is the weight of vertical distance between the grid point and given station;

W_a is the weight of slope gradient and orientation between the grid point and given station;

W_c is the weight of slope convexity between the grid point and given station;

w_h, w_v, w_s, w_c are selectable coefficients ($w_h + w_v + w_s + w_c = 1,0$).

(b) Weight of horizontal distance

Generally, the station that is more close to the grid point under investigation has a higher weight W_h . The following equation is applied:

$$W_h = \frac{C1}{(C1 + h^{C2})} \quad (2)$$

where:

h is horizontal distance between the station and grid point under investigation [km];

$C1$ and $C2$ are selectable constants.

(c) Weight of vertical distance

Generally, the station that has less difference in the altitude from the grid point under investigation will have higher weight W_v defined by the equation:

$$W_v = \frac{C3}{(C3 + v^{C4})} \quad (3)$$

where:

v is vertical distance between the station and grid point under investigation [m];

$C3$ and $C4$ are selectable constants.

(d) Weight of slope gradient and orientation

Generally, the station that has similar orientation and slope gradient as the investigated grid point will have higher weight W_A . Similarity between the grid point and the station under investigation is expressed using the following equation:

$$W_A = \left[1 - \frac{\sqrt{(F_1)^2 + (F_2)^2}}{2} \right]^{C5} \quad (4)$$
$$F_1 = (\sin \alpha_1 \cdot \cos \beta_1) - (\sin \alpha_2 \cdot \cos \beta_2)$$
$$F_2 = (\sin \alpha_1 \cdot \sin \beta_1) - (\sin \alpha_2 \cdot \sin \beta_2)$$

where:

α_1 is slope gradient of the grid point under investigation [deg];

α_2 is slope gradient of the station [deg];

β_1 is geographical azimuth of the grid point under investigation [deg];

β_2 is geographical azimuth of the station [deg];

$C5$ is selectable constant.

Slope gradient α in point (E) is calculated from the altitudes of 8 surrounding grid areas, see Figure 1. The value of slope gradient in point (E) is calculated using the following equations:

$$\alpha = \arctan \left[\sqrt{\left(\frac{dz}{dx} \right)^2 + \left(\frac{dz}{dy} \right)^2} \right] \cdot 57,3 \quad (5)$$
$$\frac{dz}{dx} = \frac{(C + 2 \cdot F + I) - (A + 2 \cdot D + G)}{8 \cdot Cx}, \quad \frac{dz}{dy} = \frac{(G + 2 \cdot H + I) - (A + 2 \cdot B + C)}{8 \cdot Cy}$$

where:

α is slope gradient [deg];

$A, B, C, D, E, F, G, H, I$ are altitudes of surrounding grid areas [m];

C_x is size of grid area in x-direction [m];

C_y is size of grid area in y-direction [m].

Geographical azimuth β in point (E) is also calculated from 8 surrounding grid areas in digital ground model, see Figure 1. The following equations are used:

$$\beta^* = 2 \cdot \arctan \left[\frac{\frac{dz}{dy}}{\sqrt{\left(\frac{dz}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dy}\right)^2} + \frac{dz}{dx}} \right] \cdot 57,3 \quad (6)$$

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{(C + 2 \cdot F + I) - (A + 2 \cdot D + G)}{8}, \quad \frac{dz}{dy} = \frac{(G + 2 \cdot H + I) - (A + 2 \cdot B + C)}{8}$$

Modification of calculated β^* to the azimuth direction (0 – 360 deg) is defined using following relation:

$$\begin{aligned} &\text{if} \quad \beta^* < 0 \quad \beta = 90 - \beta^* \\ &\text{else if} \quad \beta^* > 90 \quad \beta = 360 - \beta^* + 90 \\ &\text{else} \quad \beta = 90 - \beta^* \end{aligned} \quad (7)$$

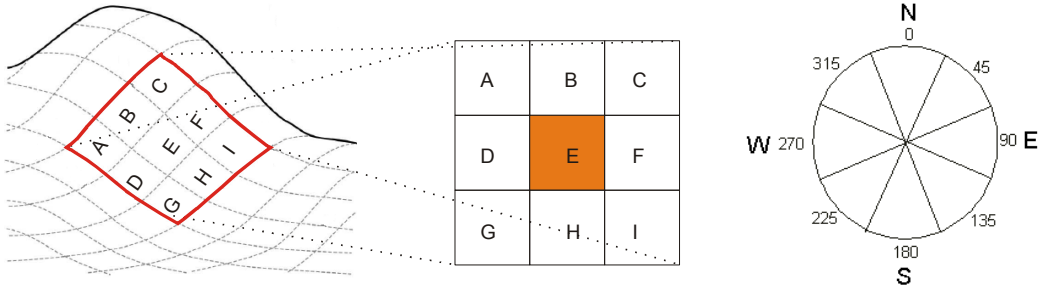


Figure1: Calculation of slope gradient (left) and slope orientation (right)

(e) Weight of slope convexity

Generally, the station that has similar ground curvature as the grid point under investigation will have a higher weight W_c defined by the following equation:

$$W_c = \left(\frac{1}{1 + |\kappa_1 - \kappa_2|} \right)^{C_6} \quad (8)$$

where:

κ_1 is ground curvature of the grid point under investigation;

κ_2 is ground curvature of the station;

C_6 is selectable constant.

(f) Determination of best stations

For every grid point under investigation, it is necessary to calculate resulting weights W of all hydrometeorological stations, though only the best n stations with highest resulting weights W enter the regression analysis (10 selected stations were used in calculations for digital ground snow load map of the Czech Republic).

Regression coefficients related to the investigated grid point are calculated from the selected stations using the least-squares method. Finally the searched quantity (snow water equivalent) of grid point under investigation is calculated upon its altitude from digital ground model.

(g) Grid layers used in new digital ground snow load map of the Czech Republic

Grid layers with step 100 m were calculated for the new digital ground snow load map of the Czech Republic, whereas weekly measurements (interval 1962 - 2009) of water snow equivalent from approximately 800 stations are used as input data. Because the sets of measured water snow equivalent are often incomplete and influenced by measurements errors, an equation was derived that could estimate the water snow equivalent from measured total snow cover height, new snow cover height, daily sum of precipitations and average relative air humidity. The application of this equation allows using the daily data (necessary mainly in lower altitudes where the weakly measurements do not need to identify maximum of water snow equivalent).

The following values are considered for the selectable coefficients and constants in MWLR (the values were calibrated depending on fieldwork measurements):

- $C1 = 100$
- $C2 = 2$
- $C3 = 100$
- $C4 = 5$
- $C5 = 1$
- $C6 = 100$
- $w_h = 0,50$
- $w_v = 0,00$
- $w_A = 0,25$
- $w_c = 0,25$

3 DIGITAL GROUND SNOW LOAD MAP FOR THE AREA OF THE CZECH REPUBLIC

3.1 Conception of the digital map

The new digital ground snow load map covers the area of the Czech Republic by the net 100 x 100 m. Needed snow characteristics were calculated for every square of the net using the MWLR method. Statistical data from the period 1962 – 2009 were used for filling the database.

The map conception is such as to be user friendly. Snow characteristic of the selected location are obtained either by clicking on a virtual map or directly by entering the GPS coordinates. The digital map is applicable not only for the traditional analysis using partial factor method but also for the direct probabilistic assessment of structures. The following data are given to every square 100 x 100 m:

- (a) The first data is the characteristic value of snow load on the ground (s_k). The characteristic value is based upon the probability of 0.02 of its time-varying part being exceeded for a reference period of one year, see EN 1990. This is equivalent to a mean return period of 50 years for the time-varying part. The characteristic value (s_k) is applicable for common analysis using partial factor method given in Eurocodes.
- (b) Statistical characteristics of annual maximum ground snow load (mean value μ , standard deviation σ , variation coefficient V and skewness α) constitute the second group of data provided by the digital map. Arbitrary fractile can be derived from these statistical characteristics (including the characteristic value (s_k) defined in point (a)). The statistical characteristics can be used also for the direct probabilistic analysis according to EN 1900

and JCSS documents [1]. The suitable probabilistic distributions are the three-parametric lognormal distribution or Gumbel distribution. The Figure 2 shows distribution of annual maximum ground snow load using three-parametric lognormal distribution in locality Frýdek-Místek (GPS: 49°41'39.109"N, 18°21'53.888"E).

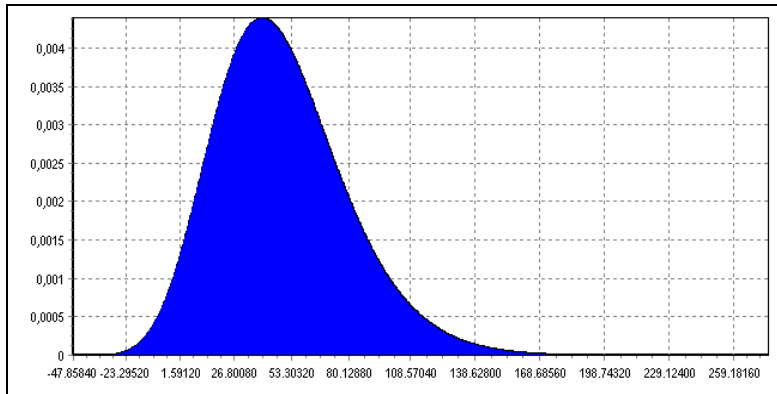


Figure 2: Annual maximum distribution for the locality Frýdek-Místek [2]

- (c) The sorted ground snow load history, so called load duration curves [3], is the next characteristic that is given to each section 100x100 m. The load duration curves are derived from data being measured during the whole year, *i.e.* including periods when the snow does not occur. The load duration curve is obtained by the ascending sort of the measured data. The most lasting value of ground snow load is $s = 0$. For example, the zero value of snow load is expected during 80 % of structural service life considering the locality Frýdek-Místek, see Figure 3. Distribution function and corresponding histogram is very easy to derive from the load duration curve – the distribution function is an inverse function to the load duration curve.

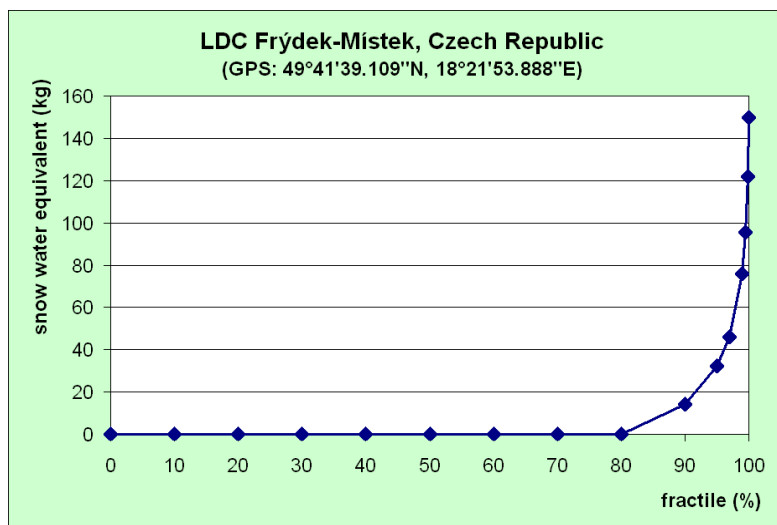


Figure 3: Load duration curve for the locality Frýdek-Místek

3.2 Characteristic values comparison of snow load on the ground (s_k) for selected localities

The characteristic values of ground snow load (s_k) are mostly applicable in practical design based on partial factor method. Table 1 compares the characteristic values (s_k) taken from the current

ground snow load map of the Czech Republic given in ČSN EN 1991-1-3 and the characteristic values calculated for new digital map. The comparison is carried out for 28 selected locations in the area of the Czech Republic. GPS coordinates of the localities are given in [4].

Tab.1: Snow load on the ground according to the ČSN EN 1991-1-3 and new digital map

Locality	ČSN EN 1991-1-3 s_k (kg/m ²)	digital map s_k (kg/m ²)	difference (%)	difference (kg/m ²)
Praha (Prosek)	70	57.3	-18.2	-12.7
Plzeň (Bolevec)	70	64.4	-8.0	-5.6
Pardubice (Pardubičky)	70	50.6	-27.7	-19.4
Brno (Modřice)	70	62.4	-10.9	-7.6
Brno (Žabovřesky)	100	63.8	-36.2	-36.2
Ostrava (Hrabůvka)	100	92.7	-7.3	-7.3
Opava (Femont Opava)	100	83.4	-16.6	-16.6
Znojmo (Přímětice)	100	93.0	-7.0	-7.0
Havířov (Šumbark)	150	100.2	-33.2	-49.8
Valašské Meziříčí	150	144.0	-4.0	-6.0
FM (Místek)	150	107.7	-28.2	-42.3
FM (Frýdek)	150	129.1	-13.9	-20.9
Vsetín	200	158.6	-20.7	-41.4
Rožnov pod Radhoštěm	200	143.2	-28.4	-56.8
Jeseník	200	172.4	-13.8	-27.6
Frýdlant N/O (sever)	200	138.7	-30.6	-61.3
Frýdlant N/O (jih)	250	153.8	-38.5	-96.2
Jablunkov (Návsi)	250	167.4	-33.0	-82.6
Frenštát p/R (Trojanovice)	250	253.0	1.2	3.0
Nové Město na M. (jih)	250	210.1	-16.0	-39.9
Nové Město na M. (sever)	300	232.6	-22.5	-67.4
Rýmařov	300	301.2	0.4	1.2
Moravský Beroun	300	237.1	-21.0	-62.9
Vrbno p/P (západ)	300	222.6	-25.8	-77.4
Staré Město	400	312.2	-21.9	-87.8
Hanušovice	400	227.5	-43.1	-172.5
Ostravice (jih)	400	284.5	-28.9	-115.5
Mosty u Jablunkova	400	266.6	-33.4	-133.4

Table 1 shows significant differences between the characteristic values. Lower values taken from the digital map are more numerous. The comparison results shows that mainly the localities with higher snow load are often classed to higher snow region than necessary. The maximum difference is at the locality Hanušovice (-43 %; -172 kg/m²). The reasons leading to such differences between the both characteristic values are following:

- The new digital snow map does not work with eight discrete snow regions as defined in the current ground snow load map of the Czech Republic given in ČSN EN 1991-1-3. The net with basic size 100 x 100 m covers the area of the Czech Republic so closely, that we can speak about continuous distribution of the ground snow load. The term “snow region” is

irrelevant. The largest differences are at the localities lying closely behind the boundary of snow regions defined in the map given in ČSN EN 1991-1-3.

- (b) It is important to keep in mind that every snow region covers specific range of values, e.g. the third snow region covers the range 100 till 150 kg/m².
- (c) The local ground characteristics (valleys, solitary hills etc.) are not often taken into account in the printed map in ČSN EN 1991-1-3 because of its resolution limits.
- (d) More sophisticated model for calculating snow characteristics was applied to the digital map by comparing it with the map given in ČSN EN 1991-1-3. The influence of slope gradient, orientation and convexity were not considered when processing the map of snow regions for ČSN EN 1991-1-3. Suitable hydrometeorological stations for regression analysis were selected only upon their horizontal distance from investigated grid point.
- (e) Statistical data from the period 1962 – 2009 were used for the new digital map, data from the period 1962 – 2006 were used for the map in ČSN EN 1991-1-3.

4 CONCLUSIONS

The new digital ground snow load map for the area of the Czech Republic was introduced in this paper. The digital map provides detailed snow characteristics for arbitrary locality in the Czech Republic. For practical design of structures, the characteristic value of snow load on the ground (s_k) is the most important data provided by the map. It results from the comparison of 28 selected locations (see Table 1) that the values of (s_k) determined from the new digital map often differ from the values determined from the printed map given in ČSN EN 1991-1-3, whereas the values provided by the digital map are in most cases lower. It is, in particular, the price of new designed lightweight steel and timber roof structures that could be favorably influenced by lower values of snow load. Assessment of existing structures designed according to the former national standards (already invalid) could be complicated by higher values of snow load required by Eurocodes. The differences are significant mainly in the middle and higher snow regions. Lower values of snow load determined from the digital map could help to solve this problem. It is important to emphasize that the characteristic value of snow load on the ground (s_k) provided by the new digital map is fully in agreement with the definition of characteristic value given in EN 1990. The goal for authors of this paper is to add the digital map as National Annex to ČSN EN 1991-1-3. The digital map can serve as a more accurate alternative to the current printed map.

ACKNOWLEDGEMENT

Support for this project has been provided by the Grant Agency of the Czech Republic (project No. 103/08/0589)

REFERENCES

- [1] *The JCSS Probabilistic Model Code* [on-line]. JCSS, 2001. Available from WWW: <<http://www.jcss.ethz.ch/>> ISBN 978-3-909386-79-6
- [2] JANAS, P., KREJSA, M. and KREJSA, V. *Software HistAn 1.31* [on-line]. Ostrava : VŠB-TU Ostrava, 2010. Available from WWW: <<http://www.fast.vsb.cz/popv>>
- [3] MAREK, P., GUŠTAR, M. and ANAGNOS, T. *Simulation-Based Reliability Assessment for Structural Engineers*. Boca Raton : CCR Press, FL, USA, 1996. ISBN 0-8493-8286-6
- [4] KŘIVÝ, V. and STRÍŽ, M. Reliability-based Design of Roof Structural Elements Exposed to Snow Load. In *Proceedings of the 5th International conference ASRANet 2010*. Edinburgh : ASRANet Ltd., Scotland, 2010. ISBN 978-0-9553550-6-6

Reviewer: Ing. Lubomír Rozlívka, CSc., Institut ocelových konstrukcí, Frýdek-Místek

Antonín LOKAJ¹, Kristýna VAVRUŠOVÁ²

LABORATORNÍ TESTOVÁNÍ RÁZOVÉ HOUŽEVNATOSTI DŘEVA

TIMBER IMPACT STRENGTH

Abstrakt

Obsahem tohoto příspěvku je stanovení rázové houževnatosti v ohybu na vybraných typech jehličnatého a listnatého řeziva pomocí destruktivního testování na Charpyho kladivu, sestavení histogramů získaných hodnot a určení statistických veličin rázové houževnatosti v ohybu jednotlivých souborů vzorků.

Klíčová slova

Rázová houževnatost v ohybu, Charpyho kladivo

Abstract

Aim of this paper is determination of the impact strength on selected types of softwood and hardwood timber through destructive testing on Charpy hammer.

Keywords

Impact strength in bending, Charpy hammer

1 ÚVOD

Dřevo je přírodní obnovitelný zdroj, kterého má většina evropských zemí dostatek a proto dochází k jeho stále širšímu využití ve stavebnictví. Vedle klasického užití v konstrukcích se dřevo tradičně používá i v dopravním stavitelství, jak pro stavbu lávek pro pěší a dřevěných mostů, tak v současné době nově i pro výrobu dřevoocelových svodidel. Ta se například začala vyrábět ve Švýcarsku pro silnice s nižší dovolenou rychlostí a v oblastech turistických center, kde jsou kladeny vyšší požadavky na vzhled svodidel a je velký předpoklad, že se jejich užití rozšíří i do ostatních evropských zemí.

Všechny tyto prvky (svodidla, zábradlí mostů a lávek) musí splnit danou úroveň zadržení, která souvisí s rázovou houževnatostí dřeva.

Rázová houževnatost je schopnost dřeva absorbovat práci vykonanou rázovým ohybem a charakterizuje schopnost materiálu odolávat rázovým zatížením. Rázovou houževnatost potom vyjadřuje spotřebovaná energie na přeražení dřeva definovaných rozměrů.

2 LABORATORNÍ TESTOVÁNÍ

Pro testování rázové houževnatosti v ohybu byly sestaveny soubory více než 40 vzorků smrkového, bukového a dubového řeziva.

¹ Doc. Ing. Antonín Lokaj, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 302, e-mail: antonin.lokaj@vsb.cz.

² Ing. Kristýna Vavrušová, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 375, e-mail: kristyna.vavrusova@vsb.cz.

Popis testovacího zařízení

Pro testování rázové houževnatosti v ohybu vybraných souborů bylo použito Charpyho kladivo PSd 50H (obr. 1, 2) firmy WPM Leipzig Testing Machines s následujícími parametry:

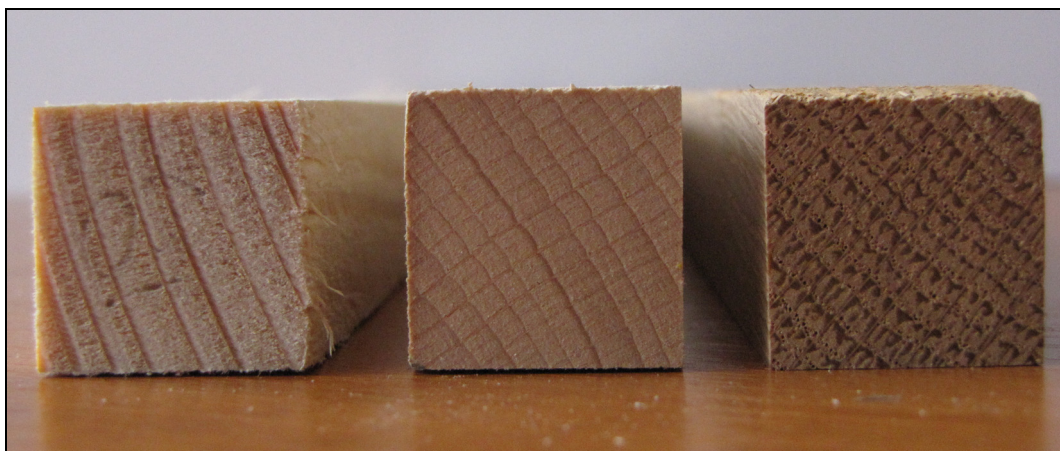
- pracovní kapacita kladiva 50J;
- úhel pádu 160°;
- dopadová rychlost kladiva 3,8 m.s⁻¹;
- hmotnost kyvadlového kladiva 6,917 ± 0,035 kg;
- poloměr zaokrouhlení čela kladiva 15 mm;
- délka kyvadla 380 mm;
- číslicový krok 0,01 J.



Obr. 1, 2: Charpyho kladivo PSd 50H

Zkušební těleso

Zkušební tělesa (obr. 3) měla tvar pravoúhlého hranolu se základnou 20x20 mm a délkou ve směru vláken 300 mm. Jedna strana zkušebního tělesa byla v radiální a druhá v tangenciální rovině.



Obr. 3: Zkušební tělesa pro rázovou houževnatost v ohybu

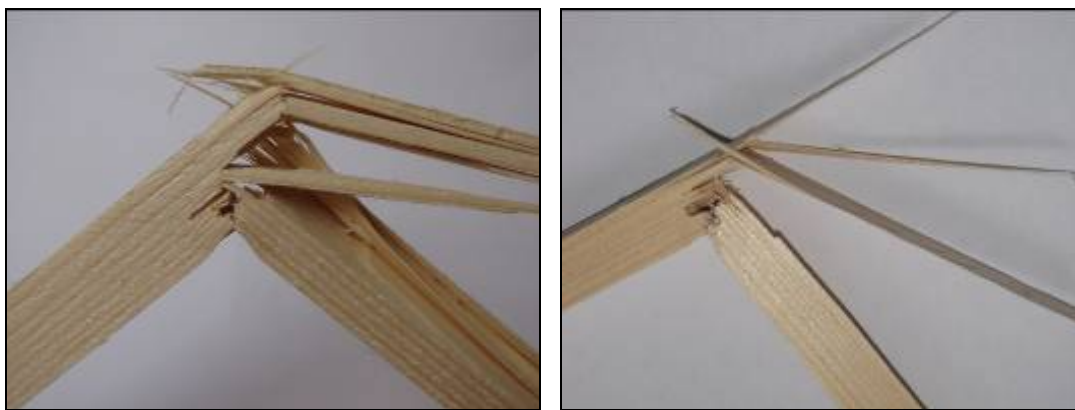
Zkušební postup

Zkušební těleso symetricky uložené na podpěrách bylo porušeno jedním úderem kladiva na radiální povrch (tangenciální ohyb). Práce, pohlcená zkušebním tělesem, byla měřena s přesností 0,01 J.

3 ZPŮSOB PORUŠENÍ VZORKŮ

Smrkové řezivo

Typickým porušením vzorků smrkového řeziva při testování rázové houževnatosti v ohybu bylo rozštěpení vzorků podél vláken po jeho celé délce a tvorba odštěpků po letokruzích (obr. 4, 5).



Obr. 4, 5: Porušení vzorků smrkového řeziva

Bukové a dubové řezivo

Pro bukové a dubové řezivo je charakteristické lokální rozštěpení bez tvorby odštěpků podél vláken (obr. 6), v některých případech došlo i k čistému "ustříhnutí" (obr. 7).



Obr. 6, 7: Typické porušení vzorků bukového a dubového řeziva

U některých vzorků listnatého řeziva došlo také pouze k částečnému porušení vzorku – vzorek nebyl porušen přes celý průřez (obr. 8).



Obr. 8: Částečné porušení vzorků listnatého řeziva

4 VÝSLEDKY LABORATORNÍHO TESTOVÁNÍ

Rázová houževnatost v ohybu A_W s vlhkostí v okamžiku zkoušky byla dle [1] určena ze vzorce:

$$A_W = \frac{Q}{b \cdot h} \quad [\text{J} \cdot \text{cm}^{-2}], \quad \text{kde} \quad (1)$$

$Q \dots$ je práce vynaložená na porušení zkušební vzorku;

$b, h \dots$ rozměry zkušební tělesa v radiálním a tangenciálním směru.

Rázová houževnatost při 12ti procentní vlhkosti

Dle [1] byla rázová houževnatost přepočtena pro 12 % vlhkost dle vzorce:

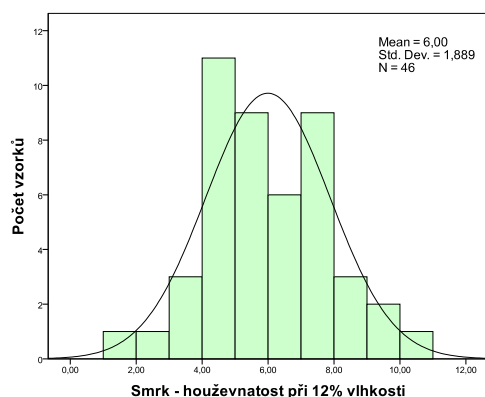
$$A_{12} = A_W (1 + \alpha (W - 12)) \quad [\text{J} \cdot \text{cm}^{-2}], \quad \text{kde} \quad (2)$$

$\alpha \dots$ je opravný koeficient pro vlhkost, který je pro všechny dřeviny 0,02;

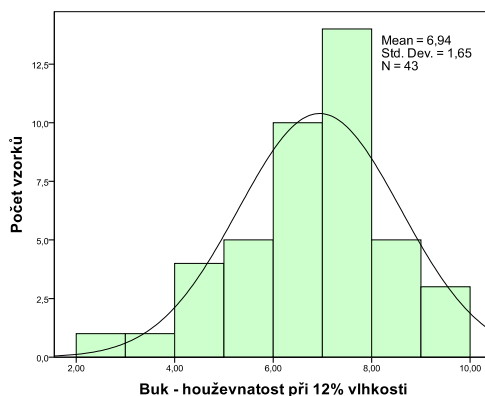
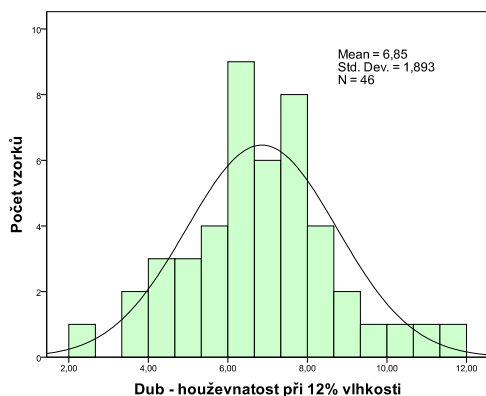
$W \dots$ vlhkost dřeva v okamžiku zkoušky.

Hodnoty statistických veličin (průměrná hodnota, směrodatná odchylka a 5% kvantil) a histogramy hodnoty byly určeny a sestaveny pomocí výpočtového programu PASW Statistics 18 [2].

Obrázky 9 – 11 uvádí histogramy rázové houževnatosti v ohybu při 12% vlhkosti smrkového (obr. 9), bukového (obr. 10) a dubového (obr. 11) řeziva.



Obr. 9: Histogram naměřených hodnot a aproximace Gaussovým rozdělením houževnatosti jehličnatého (smrkového) řeziva



Obr. 10, 11: Histogram naměřených hodnot a aproximace Gaussovým rozdělením houževnatosti listnatého (dubového a bukového) řeziva

5 SOUHRN A ZÁVĚRY

Tabulka 1 uvádí stručný přehled hodnot získaných při zkoušce rázové houževnatosti v ohybu pomocí Charpyho kladiva.

Tab. 1: Tabulka výsledných hodnot souborů vzorků jednotlivých druhů řeziva ($\bar{\sigma}$ – průměrná hodnota veličiny, σ - směrodatná odchylka, A_{05} - 5% kvantil)

Rázová houževnatost v ohybu [J.cm ⁻²]			
	$\bar{\sigma}$	σ	A_{05}
Smrkové řezivo	6,00	1,899	2,88
Dubové řezivo	6,85	1,893	3,74
Bukové řezivo	6,94	1,65	4,23

Z tabulky (1) je patrné, že nejvyšší rázovou houževnatost v ohybu vykazuje řezivo bukové (průměrná hodnota $6,94 \text{ J.cm}^{-2}$), naopak nejnižší řezivo jehličnaté - smrkové (průměrná hodnota $6,00 \text{ J.cm}^{-2}$). U 5-ti procentních kvantilů je rozdíl podstatně větší.

Rázová houževnatost v ohybu byla testována při průměrné vlhkosti souborů vzorků 8%. Jelikož jsou vlastnosti dřeva na vlhkosti závislé, bylo by do budoucna vhodné testovat houževnatost dřeva při různých úrovních vlhkosti a sledovat její vliv na houževnatost dřeva, neboť prvky svodidel a zábradlí lávek jsou vystavena rozličným klimatickým podmínkám.

PODĚKOVÁNÍ

Při řešení byly využity teoretické výsledky dosažené za finančního přispění MŠMT, projekt 1M0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

LITERATURA

- [1] ČSN 49 0117 – DREVO – rázová houževnatost v ohybe, ČNI, Praha.
- [2] PASW Statistics 18, výpočtový program pro PC.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Jozef Gocál, Ph.D., Žilinská univerzita v Žilině, Stavební fakulta, KSKM

Miroslav ROSMANIT¹

POST-BUCKLING OF UNIFORMLY COMPRESSED PLATES – FAILURE MODES

POKRITICKÉ CHOVÁNÍ ROVNOMĚRNĚ TLAČENÝCH STĚN – ZPŮSOBY PORUŠENÍ

Abstract

This paper discusses numerical model failure modes to determine the post-buckling strength of uniformly loaded square simply supported thin (steel) plates with sinusoidal shaped initial imperfections and longitudinal edges free to wave in plane. Based on the findings from a FEM parameter study two main types of failure are distinguished: edge failure and center failure. The parameters determining which failure mode occurs are explained using a simple two-strip model.

Keywords

Plate, compression, post-buckling, elastic, failure mode, imperfection

Abstrakt

Článek se zabývá pokritickým chováním rovnoměrně tlačенých prostě podepřených tenkých stěn s počáteční deformací. Podélným okrajům stěny je umožněna deformace v rovině stěny. Na základě parametrické studie pomocí metody konečných prvků jsou rozlišeny dva základní způsoby porušení: na okraji stěny a uprostřed stěny. Chování tlačенé stěny a jednotlivé typy porušení jsou vysvětleny pomocí jednoduchého modelu dvou pásů (two-strip model)

Klíčová slova

Stěna, tlak, pokritický, elastický, způsob porušení, imperfekce

1 INTRODUCTION

This paper originates in an attempt to develop an effective width method to determine the strength of compression flanges of cold-formed deck sections, with an explicit influence of initial imperfections. Full section can be separated to small parts (plates) which can be studied separately. All edges of the plate are simply supported ($u_z = 0$). The edges loaded by the compression force are forced to remain straight, but free to experience Poisson's contraction. The other two edges are free to wave in-plane, thus membrane stresses in the y-direction are equal to zero. These boundary conditions correspond to conditions usually used for the modeling of compression flanges in thin-walled steel deck sections. The concentrated load causes deformations of the compression flange which may be quite large [1]. Therefore it was decided to study the behavior of those plates for loads up to three times the buckling load, and for initial imperfections up to two times the plate thickness.

When a perfectly flat simply supported plate is subjected to uniaxial compression, the stress distribution is uniform over the plate, until the buckling load is reached. After buckling the stress distribution becomes non-uniform, both over the width b and the length a of the plate. Plate with

¹ Ing. Miroslav Rosmanit, Ph.D., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 398, e-mail: miroslav.rosmanit@vsb.cz .

unloaded edges forced to remain straight but free to move in-plane have the same buckling load, but differ in their post-buckling behavior, see Fig.1.

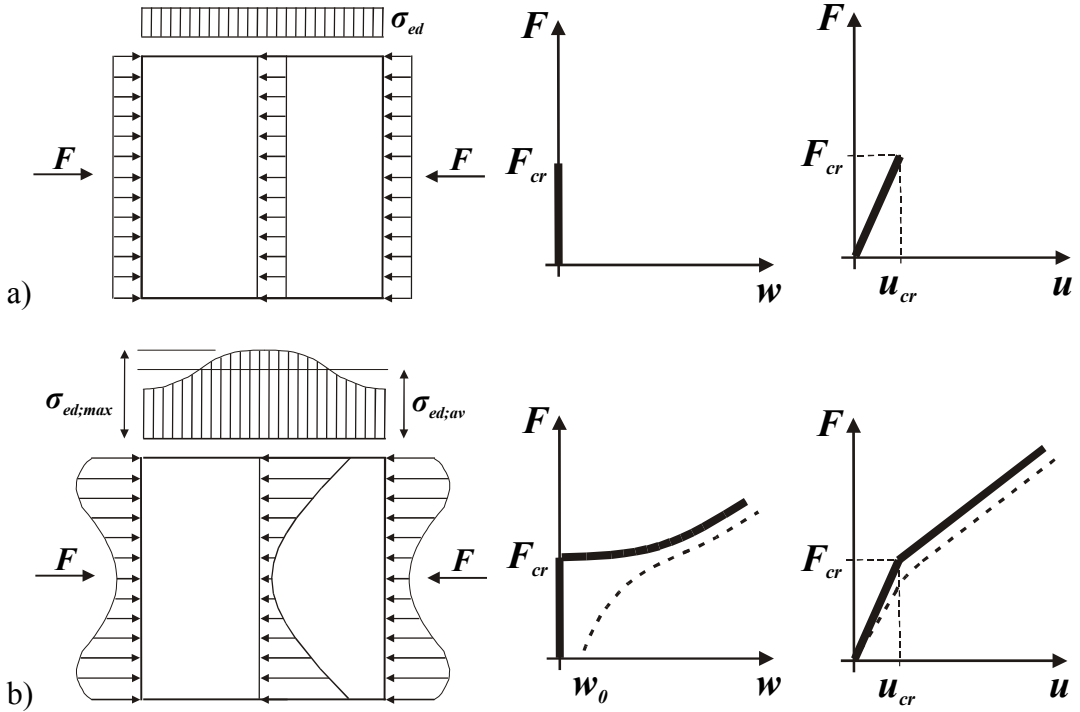


Fig.1: Behavior of the compressed plate a) $F \leq F_{cr}$, b) $F > F_{cr}$

2 FINITE ELEMENT SIMULATIONS

A numerical parameter study has been carried out on square, simply supported plates with initial imperfections in the shape of the first buckling mode (sinusoidal), and a reference slenderness λ varying between 1 and $\sqrt{8}$, where:

$$\lambda \quad - \quad \text{reference slenderness:} \quad \lambda = \sqrt{f_y / \sigma_{cr}} \quad (1)$$

$$\sigma_{cr} \quad - \quad \text{buckling stress:} \quad \sigma_{cr} = K \cdot \pi^2 \cdot D / (b^2 \cdot t) \quad (2)$$

$$D \quad - \quad \text{plate flexural rigidity factor:} \quad D = E \cdot t^3 / (12 \cdot (1 - \nu^2)) \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cr} \quad - \quad \text{buckling strain:} \quad \varepsilon_{cr} = \sigma_{cr} / E \quad (4)$$

$$u_{cr} \quad - \quad \text{buckling shortening:} \quad u_{cr} = \varepsilon_{cr} \cdot a = \sigma_{cr} \cdot a / E \quad (5)$$

$$F_{cr} \quad - \quad \text{buckling force:} \quad F_{cr} = b \cdot t \cdot \sigma_{cr} \quad (6)$$

f_y – yield stress [MPa],

t – plate thickness [mm],

a, b – length and width of the plate [mm],

E – modulus of elasticity [MPa],

ν – Poisson's ratio [-],

K – buckling coefficient [-].

The post-buckling failure behavior of plates as shown in Fig.2 was studied. All initial conditions were kept as mentioned before. In the parameter study square plates were studied, the plate thickness and the material properties were kept constant: $t = 0,7$ mm, $f_y = 300$ N/mm² (hypothetic steel material), $\nu = 0,3$ and $E = 210\,000$ MPa.

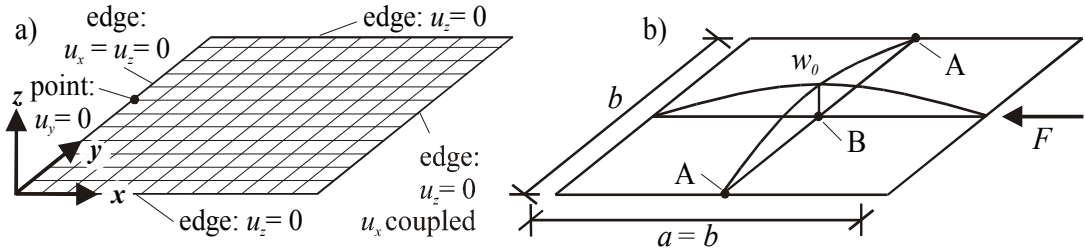


Fig.2: Schematic view of numerical model: a) boundary conditions; b) initial imperfection, load, measures and location of points A and B.

According to Little [2], for two plates having the same values of ν , a/b , b/t , (or f_y/σ_{cr}) and w_0/t , but different values of f_y , E , and w_0/b , numerical analysis will predict precisely the same non-dimensional load-shortening response. Table 1 gives an overview of the considered values for the buckling stress and the resulting values for parameters depending on buckling stress for a parameter study. Each simulation has been performed with linear-elastic material properties, and also with linear-elastic/ideal plastic material properties, using von Mises yield criterion. In the model elements SHELL43 were used. The deformation shapes are linear in both in-plane directions. The mesh density was 40×40 elements. In the model the effect of large deformations was included.

Tab.1: Considered values for a parameter study

σ_{cr}/f_y	λ (1)	b	b/t	F_{cr} (6)	u_{cr} (5)
[-]	[-]	[mm]	[-]	[N]	[mm]
1	1,000	35,2	50,3	7392,0	$5,021 \cdot 10^{-2}$
3/4	1,155	40,7	58,1	6410,3	$4,361 \cdot 10^{-2}$
1/2	1,414	49,8	71,1	5229,0	$3,557 \cdot 10^{-2}$
1/3	1,732	61,0	87,1	4270,0	$2,905 \cdot 10^{-2}$
1/4	2,000	70,4	100,6	3696,0	$2,514 \cdot 10^{-2}$
1/6	2,449	86,3	123,3	3020,5	$2,055 \cdot 10^{-2}$
1/8	2,828	99,6	142,3	2614,5	$1,779 \cdot 10^{-2}$

3 FAILURE MODES OCCURRING IN FINITE ELEMENT SIMULATIONS

3.1 Introduction

Fig. 3 shows selected elastic and elasto-plastic load-deflection curves obtained from the performed finite element simulations. In this figure the solid dots indicate the ultimate loads, the open squares indicate first outer fiber yield at the center of the plate (point B), and the open triangles indicate first membrane yield at the center of the longitudinal edge (point A). These graphs indicate in what order center yielding and membrane yielding occur. This order forms the basis for classifying failure modes as edge or center failure modes. Fig. 4 shows the development of yield zones for the various failure modes. First yielding and second yielding indicated in this figure can be either outer fiber yielding at the center or membrane yielding at the edges. Outer fiber yielding at the corners is not included in defining first and second yielding, since it hardly influences the load-deflection behavior.

3.2 Center failure

Plates failing by center failure (CF) can be distinguished into plates failing by center yielding of the plate (C-yielding) and plates failing by center yielding followed by edge yielding (EC-yielding). In plates failing by C-yielding, first yield occurs in the outer fibers of the center of the plate (point B), resulting in an immediate deviation of the elasto-plastic load-deformation behavior from the elastic behavior. Next the outer fibers in an area near the corners of the plate start yielding. First membrane yield (at point A of the longitudinal edge) occurs after failure, and thus can not influence the failure load. Failure by C-yielding results in failure with very little elasto-plastic reserve. The failure loads may be smaller than the (fictitious) elastic load corresponding to first membrane yield at the longitudinal edge. Failure by CE- yielding resembles failure by C-yielding, except that the plate has some elasto-plastic reserve after center yielding and fails only when in the longitudinal edge membrane yielding starts.

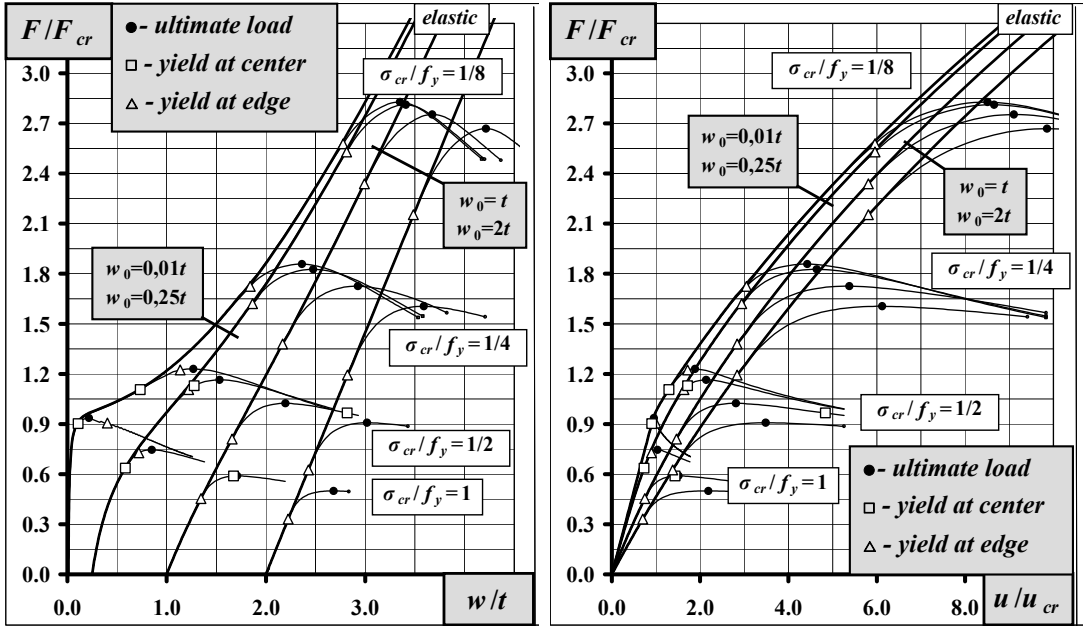


Fig.3: Overview of selected elastic and elasto-plastic curves obtained from the FEM simulations.

3.3 Edge failure

Plates failing by edge failure (EF) can be distinguished in plates failing by edge yielding (E-yielding) and plates failing by edge yielding followed by center yielding (EC-yielding). In plates failing by E-yielding first yield occurs at the outer fibers of the corner. This outer fiber yield has hardly any influence on the load-deflection behavior of the plate. The elasto-plastic load-deflection curve starts to deviate from the elastic load-deflection curve only after first membrane yield (at point A of the longitudinal edge). Failure is not at first membrane yield, but after some membrane yielding of the plate edges, at average strains larger than the yield strain. The failure loads may be significantly larger than the (fictitious) elastic load corresponding to first membrane yield at the longitudinal edge [3]. Failure by EC-yielding resembles failure by E-yielding, except that additional center yielding occurs before failure, resulting in smaller strains at failure, and a steeper unloading behavior after failure.

3.4 Parameters determining failure modes

Table 2 gives an overview which failure modes occurred in the FEM simulations. It shows that the more slender plates ($\lambda \geq 2$) always fail by E-yielding, regardless of the imperfection. For more stocky plates, ($\lambda \leq 1.155$) the failure mode changes from C-yielding, to CE-yielding,

EC-yielding and E-yielding with increasing initial imperfections. For plates with a reference slenderness $\lambda = 1.414$, the same sequence of failure modes is found, except that the failure by C-yielding does not occur, and that failure by EC-yielding is found for smaller imperfections than in the more slender plates. It is thought that for plates with a very small imperfection ($w_0/t = 0,01$), the failure mode changes from C-yielding, to CE-yielding, EC-yielding and E-yielding by increasing the slenderness. In Table 2 the failure by EC-yielding is missing for plates with an imperfection $w_0/t = 0,01$, but for plates with an imperfection $w_0/t = 0,25$, this failure mode is found between the CE-yielding and E-yielding failure modes.

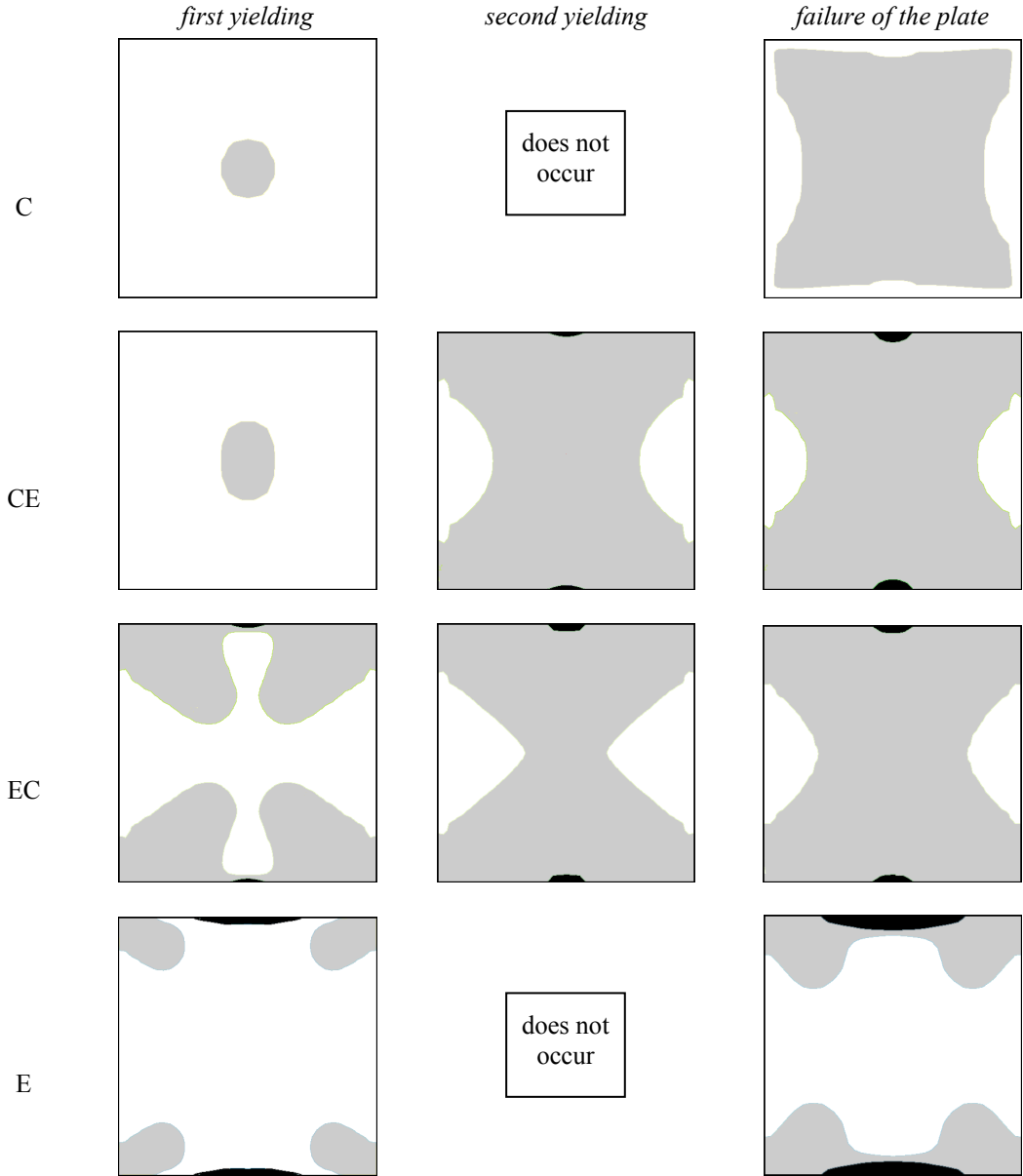


Fig.4: Figures showing yield locations in C-, CE-, EC- and E-yielding failure modes; (white – no yielding, gray – outer-fiber yielding, black – membrane yielding).

The sequence in occurring failure modes suggests that yielding at the first location is more fundamental than the yielding at the second location although the latter is more close (in deformation

terms) to the ultimate load. Therefore it seems justified to reduce the four modes to two modes: centre failure (CF) incorporating modes C-yielding and CE-yielding, and edge failure (EF) incorporating modes EC-yielding and E-yielding.

According to Mahendran [4], center yielding of the plate will occur before edge membrane yielding if:

$$\frac{w_0}{t} \leq 0,67 + 0,086 \cdot S - 0,081 \cdot S^2 \quad (7)$$

where:

$$S = \frac{b}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (8)$$

w_0 – maximum out-of-plane deflection.

Using Eqs. (2) and (3), and taking $\nu = 0,3$ it can be shown that:

$$S = 1,901 \cdot \lambda \quad (9)$$

This formula agreed well with the performed finite element simulations. In the few cases where Mahendran's formula did not agree with the FEM results (see Table 2), edge yielding and center yielding occurred almost at the same time.

Tab.2: Failure modes observed in FEM parameter study; the shaded cells represent center failure according to Mahendran's criterion [4]

σ_{cr}/f_y	1	3/4	1/2	1/3	1/4	1/6	1/8
λ	1,000	1,155	1,414	1,732	2,000	2,449	2,828
$w_0 = 0,01t$	C	C	CE	E	E	E	E
$w_0 = 0,10t$	CE	CE	CE	E	E	E	E
$w_0 = 0,25t$	CE	CE	EC	E	E	E	E
$w_0 = 0,50t$	EC	EC	EC	E	E	E	E
$w_0 = 1,00t$	E	E	E	E	E	E	E
$w_0 = 1,50t$	E	E	E	E	E	E	E
$w_0 = 2,00t$	E	E	E	E	E	E	E

3.3 Explanation by two-strip model

In [5] it was shown that the two-strip model (originally presented by Calladine [6]) can give an accurate description of elastic post-buckling behavior. Here it will be shown that the two-strip model can also be used to give a qualitative explanation of the occurring failure modes. In the two-strip model ([5], [6] and [7]) there are two edge strips and one center strip. The load carried by the plate is the sum of the loads carried by the separate strips:

$$F = F_{ed} + F_{ce} = b_{ed} \cdot t \cdot \sigma_{ed} + b_{ce} \cdot t \cdot \sigma_{ce} \quad (10)$$

where:

F_{ed}, F_{ce} – loads carried by the edge strips respectively the center strip,

b_{ed}, b_{ce} – widths of the edge strip respectively the center strip,

σ_{ed}, σ_{ce} – stresses in the edge strips respectively the center strip.

If the plate behavior is elastic than the center strip is assumed to behave like a classical Euler column, that is, the stresses it can be calculated as:

$$\sigma_{ce} = \left(1 - \frac{w_0}{w}\right) \cdot \sigma_{cr} \quad (11)$$

where:

σ_{cr} – buckling stress of the plate (not of the strip).

The two edge strips always remain straight and together constitute a single element of the system. The stresses in the edge strips are proportional to the in-plane shortening u of the plate:

$$\sigma_{ed} = \frac{E \cdot u}{a} = E \cdot \varepsilon \quad (12)$$

where:

$$u = \frac{\sigma_{ce} \cdot a}{E} - \frac{C_w \cdot \pi^2 \cdot (w^2 - w_0^2)}{4 \cdot a} \quad (13)$$

with:

$$C_w = \frac{b}{2 \cdot (b - b_{ed})} \quad (14)$$

The width of the edge strip can be determined, in the small-deflection range, from the ratio E^*/E of post-buckling to pre-buckling stiffness of the perfectly flat plate, since it can be shown that for the two-strip model:

$$\frac{E^*}{E} = \frac{b_{ed}}{b} \quad (15)$$

The Eq. (15) can be modified to be valid also in the large-deflection range, as explained in [7].

3.3.1 Contribution of the center strip

The occurrence of different failure modes can be understood from the two-strip model by assuming that the center and edge strip have different failure mechanisms. It is proposed that failure of the center strip can be determined as the point of intersection of the elastic curve, and a rigid-plastic curve (see Fig. 4a). The rigid-plastic curve can be determined by assuming a local plastic mechanism with one yield line at the center of the center strip, perpendicular to its longitudinal edges. The following formulas can then be derived:

$$\sigma_{ce} = \frac{m_{p:red}}{w \cdot t} \quad (16)$$

where:

$m_{p:red}$ – the reduced plastic moment capacity per unit width of the center strip which is reduced due to the presence of a normal force $\sigma_{ce} \cdot t$ per unit width:

$$m_{p:red} = m_p \left(1 - \left(\frac{\sigma_{ce} t}{n_p} \right)^2 \right) \quad (17)$$

with:

$$m_p = \frac{1}{4} \cdot t^2 \cdot \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot f_y \quad (18)$$

$$n_p = t \cdot \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot f_y \quad (19)$$

where:

m_p – plastic bending moment capacity per unit width of the center strip,
 n_p – plastic normal force capacity per unit width of the center strip.

The factor $2/\sqrt{3}$ in Eqs. (18) and (19) arises from the assumption that no strain rates occur in the length direction of the yield line. Inserting Eq. 17 into Eq. 16 and solving for σ_{ce} results in:

$$\sigma_{ce} = \frac{-n_p^2 \cdot w + n_p \cdot \sqrt{4 \cdot m_p^2 + n_p^2 \cdot w^2}}{2 \cdot m_p} \quad (20)$$

Note that it is assumed that relation between u and w is the same for elastic and elasto-plastic plate behavior (see Eq. 13).

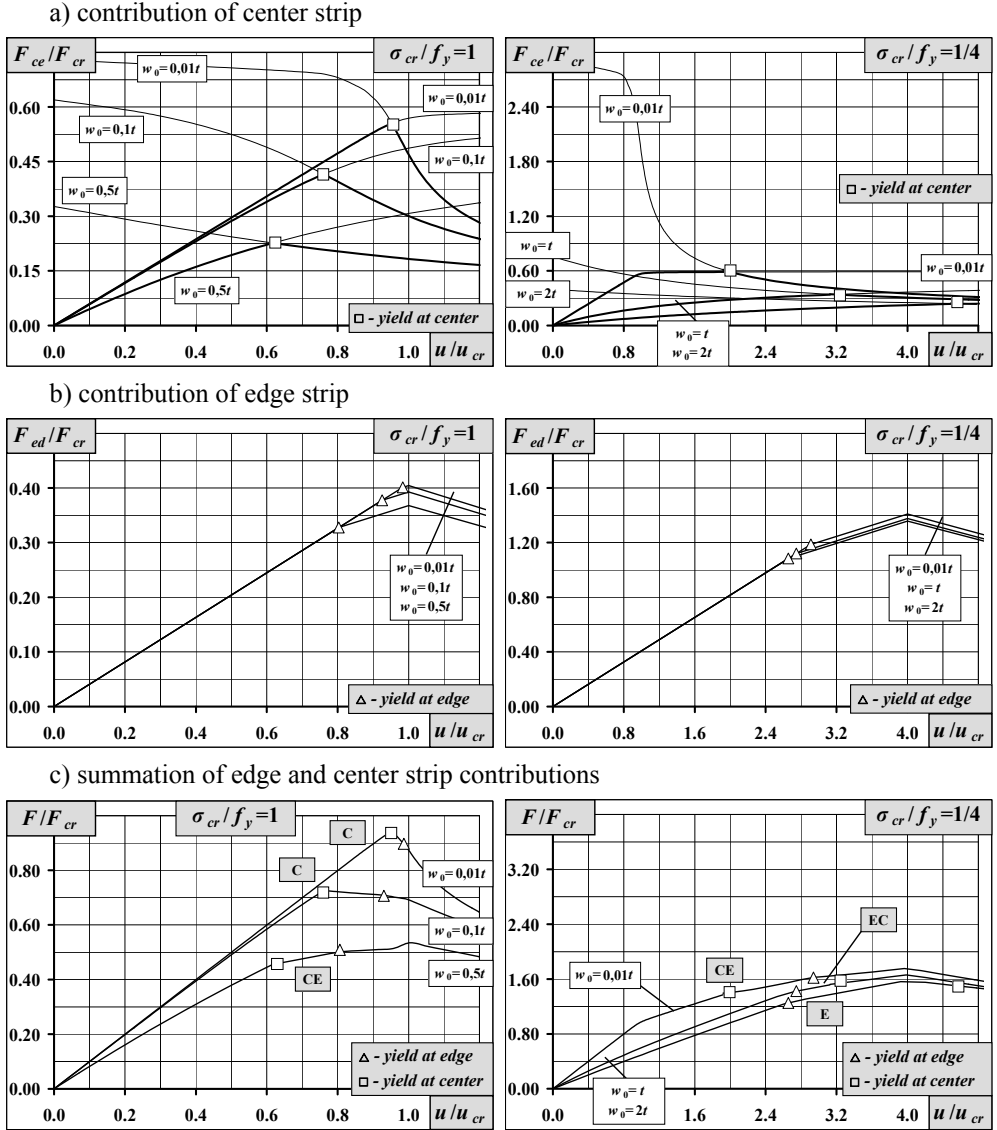


Fig.4: Explanation of characteristics of failure modes by two-strip model.

3.3.2 Contribution of the edge strip

To model failure of the edge strip (see Fig. 4b) it is proposed that the edge strip remains elastic until the average strain of the plate equals the fictitious elastic average strain $\varepsilon_{fic,fmy}$ corresponding to first membrane yield at the longitudinal edge (more about fictitious strain it can be find at [3]). After first membrane yield of the edge strip, the stiffness of the edge strip decreases. This is modeled by assuming that after first membrane yield of the edge the stress in the edge strip can be calculated as:

$$\sigma_{ed} = E \cdot \varepsilon_{fic,fmy} + 0,5 \cdot E \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{fic,fmy}) \quad (21)$$

It is furthermore assumed that failure occurs at an average strain corresponding to the yield strain:

$$\varepsilon_y = f_y / E \quad (22)$$

Note that many of these assumptions are disputable. They will not be discussed here since the object is not give an accurate quantitative description of the post-buckling strength, but only to provide insight in the occurring failure modes.

3.3.3 Summation of edge and center strip contributions

Fig. 4c shows the resultant behavior if the contributions of the edge strip and center strip are added, for a plate with a reference slenderness $\lambda = 1$ and a plate with a reference slenderness $\lambda = 2$. For the first plate $f_y = \sigma_{cr}$ and $u_y = u_{cr}$, for the second plate $f_y = 4 \cdot \sigma_{cr}$ and $u_y = 4 \cdot u_{cr}$. This figure shows that for plates with reference slenderness close to 1, and very small imperfections, failure of the plate is due to C-yielding. The smaller the imperfection is the steeper is the reduction of load carrying capacity after failure. For plates with slightly larger initial imperfections or a slightly larger slenderness, the decrease in load carrying capacity of the center strip may be compensated by the still increasing load carrying capacity of the edge strip, thus resulting in failure due to CE-yielding. When the imperfections or plate slenderness increase further, failure of the center strip will occur at strains larger than the elastic strain corresponding to first membrane yield, but at strains smaller than the yield strain, resulting in failure by EC-yielding. Finally the imperfections or plate slenderness may become so large that the center strip will fail only at strains larger than the yield strain, resulting in failure by E-yielding.

4 DISCUSSION

As far as the author know the described failure modes have not been distinguished explicitly before, excluding [3]. Calladine [6] mentioned the possibility of different failure modes. He proposed a two-strip model to determine the failure load of uniformly compressed plates with the longitudinal edges kept straight, assuming that failure occurs at average strains larger than the yield strain, when outer fiber yield occurs in the center of the plate. He noted that failure at strains smaller than the yield strain might occur for plates with $\lambda = 1$ and very small initial imperfections. Calladine [6] furthermore commented that Walker and Murray [8] had taken a different view on the cause of failure, proposing a design formula based on first yield at the center of the longitudinal edge, “with complete indifference to the flexural stresses at the center of the plate, and to the unstable behavior which occurs in consequence.”

Calladine [6] was aware of the difference between plates with longitudinal edges kept straight, where the membrane stresses in x-direction are uniform over the length of the plate, and plates with stress free longitudinal edges, where high localized membrane stresses in x-direction occur at the center of the longitudinal edge. He noted that these stresses might be responsible for the choice of final failure mode between the roof mechanism and the flip-disc mechanism, observed experimentally in the collapse of steel tubes in compression. This hypothesis was confirmed by Mahendran [4], and it is interesting to see that Eq. (7) developed by Mahendran to predict whether the roof or flip disc mechanism will occur, can also be used to predict whether the plate will fail by edge failure (EF) or center failure (CF). Note however that the edge failure and center failure do not have a direct relation to the roof and flip-disc mechanism. First, no yield line mechanism was observed at failure in the performed finite element simulations. Second, a flip-disc mechanism is

incompatible with the symmetrical deformation mode at failure (more or less corresponding to the symmetrical shape of initial imperfections).

5 CONCLUSIONS

This paper clarifies the occurrence and character of different failure modes in square uniformly compressed simply supported plates with stress free longitudinal edges, depending on the slenderness and initial imperfections of the plate. It has been shown how relatively simply, elastic modified large-deflection solutions and empirically derived expressions for the fictitious elastic strain at failure can be used to obtain accurate strength predictions. The proposed method can be regarded as a modification of the effective width method for strength described by Rhodes [1]. The proposed method enables the determination of the effective width for strength with an explicit influence of initial imperfections. The effective width for strength may be different from the effective width for maximum membrane stress, and that the assumption that the edges of the plates start yielding at failure is not integral to the effective width for strength concept.

ACKNOWLEDGMENT

This research was a part of an Aspasia program and was supported by the Technology Foundation STW, applied science division of NWO and the technology program of the Ministry of Economic Affairs of the Netherlands.

REFERENCES

- [1] RHODES, J. Effective widths in plate buckling. In: Rhodes J, Walker AC editors. *Developments in thin-walled structures-1*. London, England: Applied Science Publishers, 1982. pp. 119-158.
- [2] LITTLE, G. A. The collapse of rectangular steel plates under uniaxial compression. *The Structural Engineer*. 1980, 58B, pp. 45-61.
- [3] ROSMANIT, M. & BAKKER M. C. M. Report on prediction of the elasto-plastic post-buckling strength of uniformly compressed plates from the fictitious elastic strain at failure. *Research Report O-2007.23*. Technische Universiteit Eindhoven, Department of Architecture, Building and Planning, Structural Design Group. The Netherlands. 2007.
- [4] MAHENDRAN, M. Local plastic mechanisms in thin steel plates under in-plane compression. *Thin Walled Structures*. 1997. Nr. 27, pp. 245-261.
- [5] BAKKER, M. C. M & ROSMANIT, M. & HOFMEYER, H. Elastic post-buckling analysis of compressed plates using a two-strip model. *Thin Walled Structures*. 2007. Nr. 45, pp. 502-516.
- [6] CALLADINE, C. R. The strength of thin plates in compression. In: Dawe DJ, Horsinton RW, Little AG, editors. *Aspects of the analysis of plate structures*, a volume in honour of Wittrick. Oxford, England: Clarendon Press, 1985. pp. 269-291.
- [7] BAKKER, M. C. M. & ROSMANIT, M. & HOFMEYER, H. Elastic Post-Buckling Behavior of Uniformly Compressed Plates. In: Laboube RA, Yu WW, editors. Recent research and developments in cold formed steel design and construction. *Proceedings of the 18th International Specialty Conference*. Rolla, Missouri, USA: University of Missouri Rolla, 2006, pp.1-15.
- [8] WALKER, A. C. & MURRAY, N. W. Analysis for stiffened plate panel buckling. *Research Report No. 2/1974*. Monash University, 1974.

Reviewer: Prof. Ing. Jiří Studnička, DrSc., ČVUT Praha

Marie STARÁ¹

PŘÍHRADOVÉ ZTUŽENÍ PATROVÝCH BUDOV

BRACING MULTI-STOREY BUILDING METHODS

Abstrakt

Příspěvek pojednává o příhradovém ztužení ocelové patrové budovy. První část příspěvku se věnuje srovnání vodorovných posunů v závislosti na tvaru ztužení ocelové patrové budovy. Ve druhé části se vybraly 2 nejužší varianty, kde se zkoumaly vodorovné deformace uzlů ztužidel v příčném řezu. Závěrem je vyhodnocena vodorovná deformace horního bodu v příčném řezu patrové budovy, jak z hlediska celkové tuhosti objektu, tak i z hlediska ekonomického.

Klíčová slova

Ocel, ztužení, patrové budovy, zatížení

Abstract

The paper describes the bracing of steel multi-storey building. The first part deals with comparison of horizontal displacement, depending on the shape of the steel bracing multi-storey building. In the second part were selected two variants, which dealt the horizontal deformation nodes glue press in cross-section. The conclusion is evaluated the horizontal deformation of the upper point cross-section multi-storey buildings, both in terms of overall stiffness, also in terms of economically.

Keywords

Steel, clamps, multi-storey building, load

1 ÚVOD

Patrové budovy jsou objekty pozemního stavitelství s ocelovým skeletem o dvou a více podlažích. U patrových budov se výrazně projevuje vliv vodorovného zatížení od účinků větru, popř. od seismických účinků do základů budovy, kde se vzrůstající výškou budovy stoupá vliv vodorovného zatížení a tím je ovlivněno utváření konstrukčního systému.

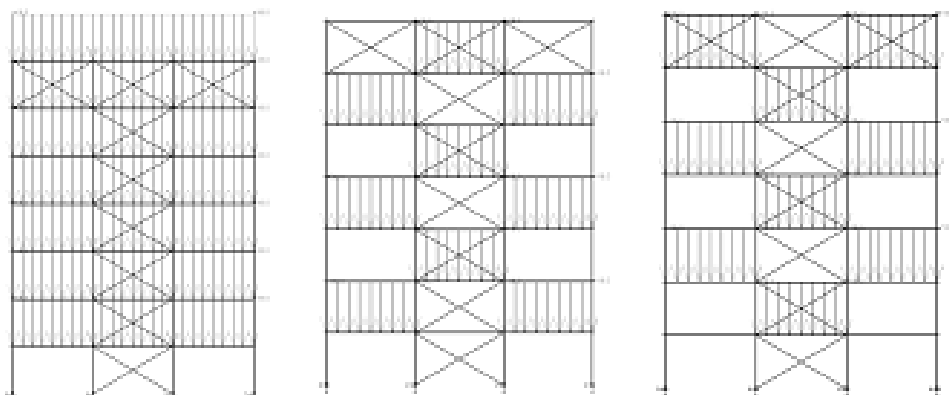
Ocelový skelet vícepodlažní budovy tvoří stropnice, průvlaky, sloupy a ztužidla. Prostorová tuhost ocelového skeletu je zajištěna tuhými vazbami. Tuhá vazba je schopna přenášet vodorovné účinky a může být tvořena např. ocelovým příhradovým ztužidlem, které vznikne přidáním diagonál do netuhé vazby [1], [2].

2 VLIV POSUNŮ UZLŮ V ZÁVISLOSTI NA TVARU ZTUŽENÍ

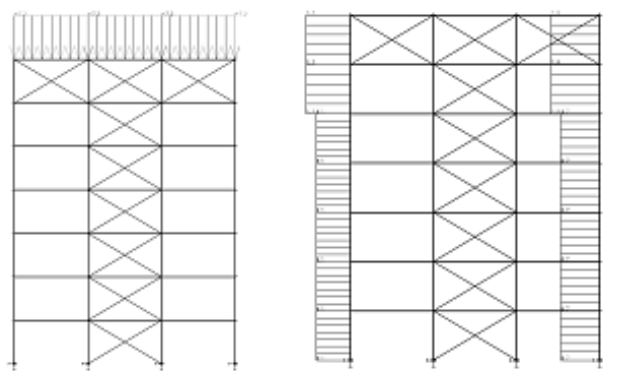
Předmětem tohoto příspěvku je porovnání vodorovných deformací v závislosti na tvaru ztužení ocelové patrové budovy. Rovněž se dále vyberou dvě nejužší varianty, kde se zkoumá změna polohy uzlů ztužidel. Patrová budova má sedm podlaží o výšce jednotlivých podlaží 3,5m, kde osová vzdálenost sloupů je 6m. Ztužení je provedeno pomocí příhradových ztužidel ve tvaru zkřížených diagonál, které jsou připojeny kloubově. Zatížení vícepodlažní budovy je shodné pro všechny

¹ Ing. Marie Stará, Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 596 991 375, e-mail: marie.stara@vsb.cz.

varianty ztužení, viz obr.1 (stálé, kombinace užitných zatížení) a obr.2 (sníh, vítr). Výpočty vodorovných deformací jsou provedeny pomocí programu IDA NEXIS.

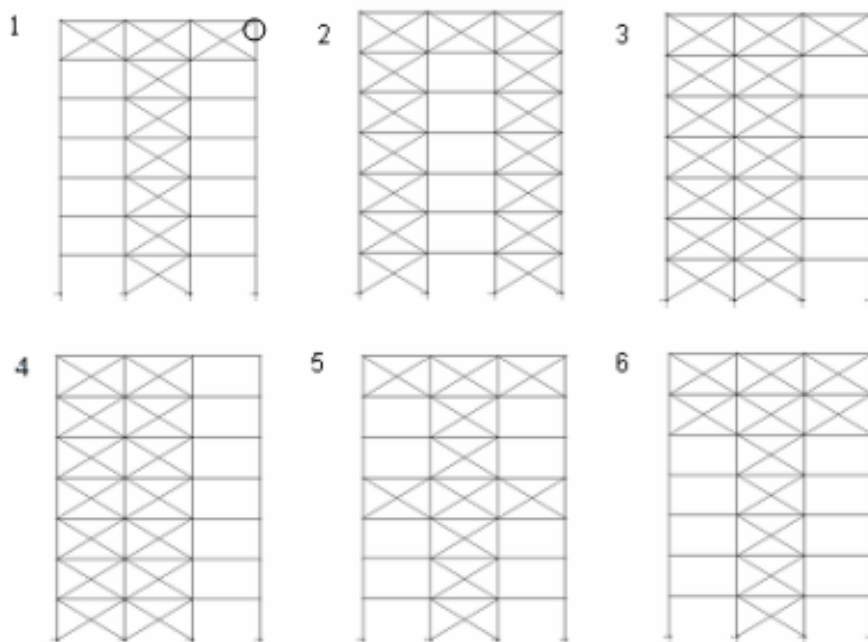


Obr.1: Zatížení stálé a zatížení užitné (kanceláře)



Obr.2: Zatížení sněhem a větrem

Jelikož možností vyztužení patrových budov je mnoho, bylo v programu IDA NEXIS vymodelováno pouze šest základních variant vyztužení patrové budovy, viz obr.3. Všechny varianty byly zatíženy stejnými kombinacemi, viz obr.1 a obr.2. Pro porovnání vodorovné deformace, byl vybrán krajní uzel, který je vyznačen na obr.3.



Obr.3: Základní varianty vyztužení

Výsledné hodnoty maximálních posunů ve zvoleném uzlu byly zapsány do tabulky tab.1. Tabulka obsahuje označení jednotlivých variant dle obr.3.

Tab.1: Vodorovné deformace konstrukce

Varianta	1	2	3	4	5	6
Posun uzlu [mm]	13,61	7,51	9,44	13,22	9,48	10,91
Hmotnost [kg]	18 136	19 952	19 952	19 650	18 741	18 741

Hodnoty z tab. 1 ukazují, že ocelový skelet s příhradovým ztužením bude nejtuzší pro variantu ztužení č.2, 3 a 5.

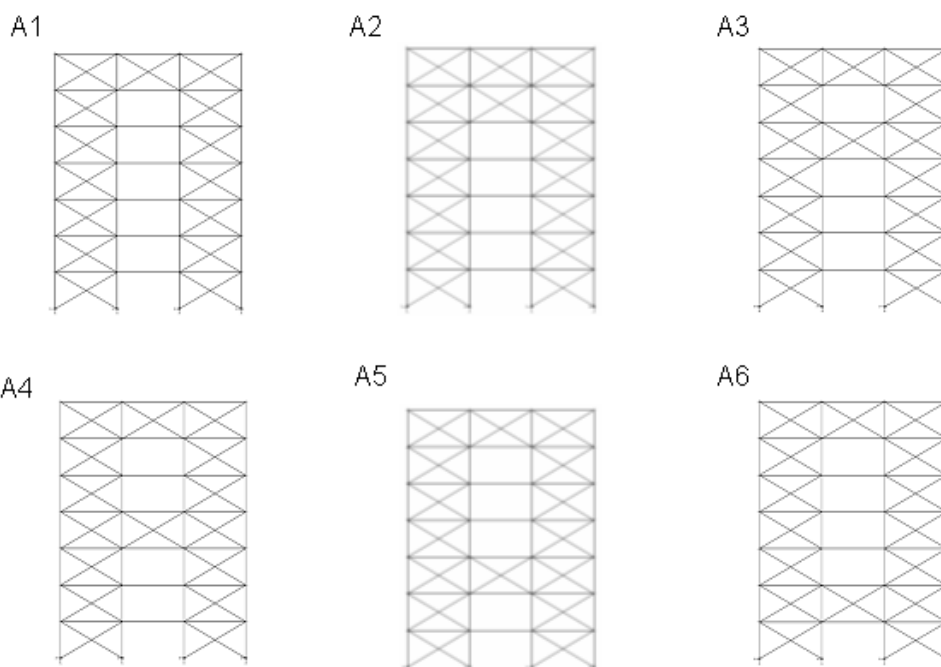
Varianta č. 2 udává nejmenší hodnotu vodorovné deformace uzlu 7,51mm. Varianta č.3 má sice hodnotu nižší než varianta č.5, ale přesto je tato varianta na první pohled výrazně méně ekonomická než varianta č.5.

Jelikož varianty č. 2 a č. 5 mají nejmenší hodnotu vodorovných deformací uzlu, použijeme je proto pro další porovnání, ve kterých budeme sledovat vliv změny polohy ztužidel na posuny uzlů. Z důvodu přehlednosti se varianta č.2 označí písmenem A, varianta č. 5 se označí písmenem B.

3 VLIV POSUNŮ UZLŮ V ZÁVISLOSTI NA ZMĚNĚ POLOHY ZTUŽIDEL

3.1 Varianta A

Pro variantu A vycházíme ze stejných předpokladů ocelového skeletu patrové budovy a jejich zatěžovacích stavů. Variantě A přidáme jedno střední ztužení, které poté posouváme po jednotlivých podlažích, kde sledujeme nárůst případně pokles velikosti posunů v uzlech. Tímto získáme dalších šest případů vyztužení patrové budovy, kde tyto změny polohy ztužidel označíme od A1 až A6 dle obr.4.

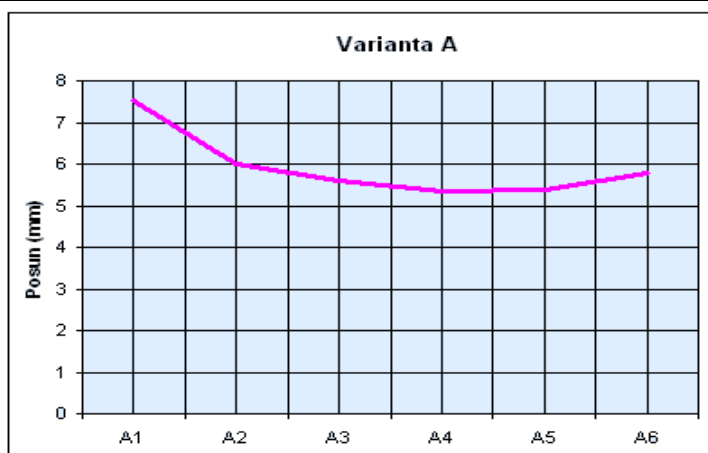


Obr.4: Změny polohy ztužidel varianty A

Výsledné hodnoty varianty A včetně hmotnosti konstrukce jsou uvedeny v tab.2 a na obr.5, kde je graf vodorovných deformací uzlu v závislosti na variantě, ukazují výrazný pokles posunů uzlů při posouvání středního ztužidla do nižších podlaží. Nejmenší hodnoty vodorovných deformací je dosaženo u varianty A4 a A5 a poté opět tyto deformace rostou.

Tab.2: Vodorovné deformace konstrukce varianty A

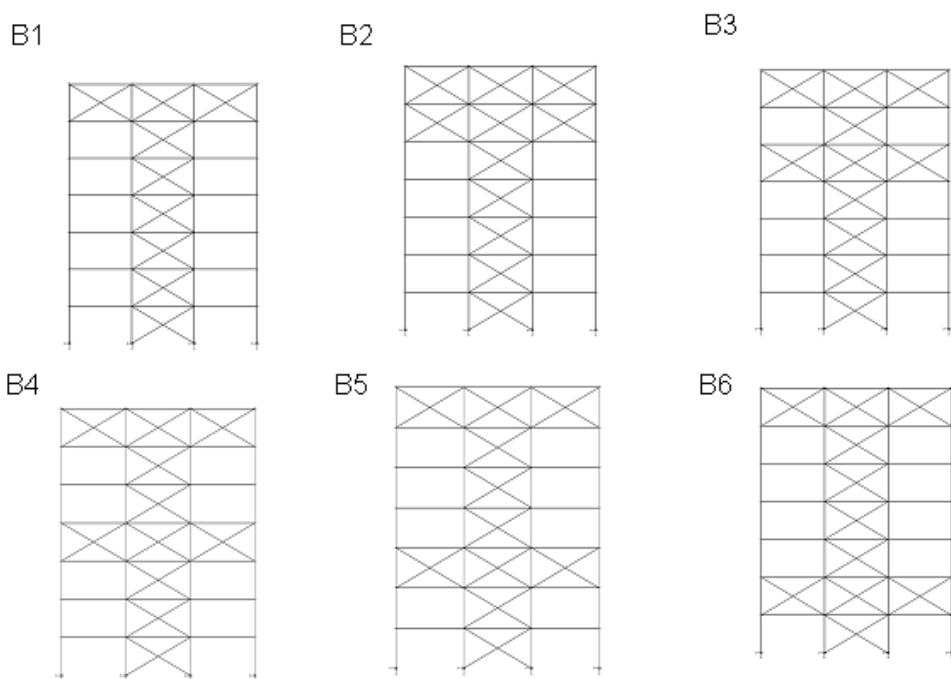
Varianta	A1	A2	A3	A4	A5	A6
Posun uzlu [mm]	7,51	6,01	5,60	5,36	5,40	5,77
Hmotnost [kg]	19 952	20 255	20 255	20 255	20 255	20 255



Obr.5: Výsledné hodnoty varianty A

3.2 Varianta B

Pro variantu B vycházíme ze stejných předpokladů ocelového skeletu patrové budovy a jejich zatěžovacích stavů. Variantě B přidáme dvě krajní ztužení, které poté posouváme po jednotlivých podlažích, kde sledujeme nárůst případně pokles velikosti posunů v uzlech. Tímto získáme opět dalších šest případů vyztužení patrové budovy, kde tyto změny polohy ztužidel označíme od B1 až B6 dle obr.5.

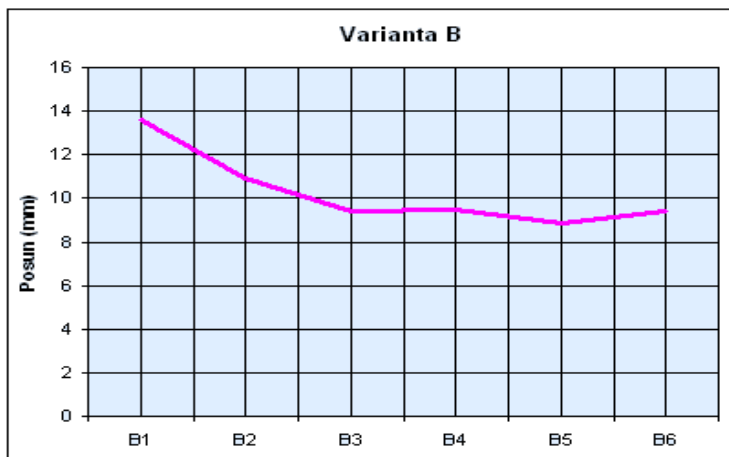


Obr.5: Změny polohy ztužidel varianty B

Výsledné hodnoty varianty B včetně hmotnosti konstrukce jsou uvedeny v tab.3 a na obr.6, kde je graf vodorovných deformací uzlu v závislosti na variantě, ukazují výrazný pokles posunů uzlů, při posouvání dvou krajních ztužidel do nižších podlaží. Nejmenší hodnoty vodorovných deformací je dosaženo u varianty B5, a poté opět tyto deformace rostou.

Tab.3: Vodorovné deformace konstrukce varianty B

Varianta	B1	B2	B3	B4	B5	B6
Posun uzlu [mm]	13,61	10,91	9,43	9,48	8,84	9,40
Hmotnost [kg]	18 136	18 741	18 741	18 741	18 741	18 741



Obr.6: Výsledné hodnoty varianty B

4 ZÁVĚR

Pro stejnou kombinaci zatížení a šest různých variant příhradových ztužidel byly vypočteny vodorovné deformace patrové budovy. Z nich byly vybrány 2 varianty, varianta s nejmenší vodorovnou deformací a nejekonomičtější varianta. Z důvodu přehlednosti se varianta s nejmenší vodorovnou deformací označila písmenem A, varianta ekonomická se označila písmenem B.

Pro variantu A mám vyšší výrazně nižší hodnoty vodorovné deformace v patrové budově než ve variantě B, ale s poměrně větším množstvím použitých ztužidel. Hmotnost ztužidel byla vyšší o 30%, tzn. o 30% menší úspora materiálu pro ztužení objektu, než pro variantu B. Přitom rozdíl mezi těmito deformacemi byl pouze 3,48 mm.

Výsledky jasně ukazují, že z důvodu úspory materiálu a současně minimálních vodorovných deformací je optimální středové vyztužení budovy, kde krajní ztužidla se umístí přibližně ve spodní polovině výšky budovy.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl vypracován v rámci předmětu Kovové konstrukce pozemních a technologických staveb doktorského studia, pod vedením pana Prof. Ing. Vladimíra Tomici, CSc.

LITERATURA

- [1] ROTTER, Tomáš; KUKLÍK, Petr. *Ocelové a dřevěné konstrukce 11*. Místo vydání Praha: Vydavatelství ČVUT. Rok vydání 2004. Počet stran 215. ISBN 80-01-02265-X.
- [2] MACHÁČEK, Josef; STUDNÍČKA, Jiří. *Ocelové konstrukce 2*. Místo vydání Praha: Vydavatelství ČVUT. Rok vydání 2005. Počet stran 152. ISBN 80-01-03174-8.

Oponentní posudek vypracovala:

Ing. Martina Eliášová, CSc., ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, Thákurova 7, 166 29 Praha 6.

Radek Horák¹

ŘEŠENÍ TECHNICKÉ INFRASTRUKTURY A EKONOMICKO-MATEMATICKÉ METODY

SOLUTION TO THE UNDERGROUND UTILITIES, AND ECONOMIC-MATHS METHODS

Abstrakt

Při řešení technické infrastruktury lze uvažovat o aplikaci ekonomicko-matematických metod, neboť při řešení technické infrastruktury se rovněž jako u ekonomicko-matematických metod objevuje požadavek na racionální provedení operací často i z hledisek ekonomických. Tyto problémy mohou mít mnoho řešení, ale realizovat je možno jen nejlepší z nich. Proto při navrhování technické infrastruktury se hledá optimální řešení.

Klíčová slova

Technická infrastruktura, ekonomicko-matematické metody

Abstract

To propose a solution to the underground utilities is possible to use the application of economic-math's methods because both solving underground utilities and economic-math's methods require economical conducting operations. The proposals can include a lot of solutions but only the most efficient one can be put into practice. That is why the optimal solution to the underground utilities is being looking for.

Keywords

Underground utilities, economic-math's methods

1 ÚVOD

Při navrhování a budování technické infrastruktury je nutno brát v úvahu nejen aktuální stav potřeb v území, ale i předvídat potřeby, které se vyskytnou v budoucnu. Jakékoliv doplňování technické infrastruktury, zejména podzemní vedení, s sebou přináší velké problémy, jak finanční, tak i z hlediska dodržení minimálních vzdáleností mezi inženýrskými sítěmi. Proto je snahou již ve fázi návrhu technické infrastruktury naleznout optimální řešení pro vybudování technické infrastruktury.

2 TECHNICKÁ INFRASTRUKTURA A ÚZEMNĚ PLÁNOVACÍ DOKUMENTACE

Technickou infrastrukturu lze charakterizovat jako vedení a stavby a s nimi provozně související zařízení technického vybavení, například vodovody, vodojemy, kanalizace, čistírny odpadních vod, stavby a zařízení pro nakládání s odpady, trafostanice, energetické vedení, komunikační vedení veřejné komunikační sítě a elektronické komunikační zařízení veřejné komunikační sítě, produktovody [1]. Technická infrastruktura je velmi důležitou složkou územního plánování a z tohoto důvodu je zahrnuta do veřejné infrastruktury, a kterou lze vymezit jako veřejně prospěšnou stavbu, pokud je určená k rozvoji nebo ochraně území obce, kraje nebo státu, vymezená

¹ Ing. Radek Horák, Katedra městského inženýrství a stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, e-mail: radek.horak@mubruntal.cz.

ve vydané územně plánovací dokumentaci [1]. V územním plánu nebo v regulačním plánu lze k pozemku vymezeným pro veřejně prospěšnou stavbu stanovit předkupní právo. Proto je velmi důležité vymezení rozsahu veřejně prospěšné stavby.

Vytipování vhodného území již při tvorbě územně plánovací dokumentace je prvním krokem k návrhu plochy, pro budoucí vývoj území, včetně navazujícího okolí. Je nutno zmapovat území, znát potřeby v řešeném území, odhadnout vývoj těchto potřeb, a to na základě kvalitních prognóz. Pro získání základních údajů o území, zejména limitů využití území, poslouží územně analytické podklady, které pořizují úřady územního plánování a jsou určeny pro územně plánovací činnost jak pořizovatele tak pro projektanta územně plánovacích dokumentací a územně plánovacích podkladů. Územně analytické podklady jsou z hlediska aktuálnosti garantovány, neboť jsou pořizovatelem průběžně aktualizovány na základě nových zjištěných údajů o území. Kvalitní prognózy lze získat např. z územně plánovacích podkladů, kterým v době platnosti zákona č. 50/1976 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon), ve znění pozdějších předpisů byl energetický generel. Od 1.1.2007, kdy je v účinnosti zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon), ve znění pozdějších předpisů může plnit obdobnou funkci energetického generelu územní studie. Pro úplnost údajů a znalost území jsou vhodné také doplňující průzkumy přímo v terénu. V území, kde je již částečně technická infrastruktura vybudována, je nutno zmapovat její stav, rozhodnout, zda technická infrastruktura bude zcela nebo částečně využita, popřípadě zda je nutné na ni provést úpravy. Pokud budou známy tyto základní údaje lze řešit návrh technické infrastruktury matematicky. Řešení musí splňovat jak ekonomické hledisko, tak i objektivizaci řešení. Pro tento účel lze vycházet z ekonomicko-matematických metod.

3 TECHNICKÁ INFRASTRUKTURA A EKONOMICKO-MATEMATICKÉ METODY

Ekonomicko-matematické metody se zabývají analýzou a následným řešením věcně různorodých problémů. Problémy mívají větší počet možných řešení, ale realizovat je nutno jen nejlepší z nich [2].

Z ekonomicko-matematických metod je pro navrhování technické infrastruktury vhodná metoda dopravního problému. Dopravní problém se řeší tam, kde je třeba zabezpečit přepravu určitého „materiálu“ z místa, kde je k dispozici na místa, kde je o něj zájem. Omezením, které je třeba respektovat lze rozdělit do dvou skupin. Jedna skupina se vztahuje ke kapacitním možnostem skladů a druhá skupina se vztahuje k uspokojení požadavků odběratelů.

Dopravní problém lze aplikovat na řešení technické infrastruktury, neboť se jedná o podobný problém, tedy přepravu „materiálu“ s omezením jako je kapacita skladů technické infrastruktury se jedná o kapacitu v místě připojení) a požadavky odběratelů (v technické infrastruktury se jedná o potřeby v jednotlivých zónách odběru).

Pro řešení dopravního problému musí být známo [2]:

- Počet odběratelů
- Počet dodavatelů
- Požadavky odběratelů
- Kapacity dodavatelů
- Náklady na dopravu
- Množství přepravovaného zboží

Pro dopravní problém lze stanovit účelovou funkci, která je definována [4]:

$$z_{\min} = \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^n c_{i,j} x_{i,j} \quad (1)$$

Pro tuto funkci jsou definovány omezující podmínky pro možnosti jednotlivých dodavatelů takto [4]:

$$\sum_{j=1}^n x_{i,j} \leq a_i \quad (i = 1, 2, \dots, m) \quad (2)$$

Pro tuto funkci jsou definovány omezující podmínky pro požadavky jednotlivých dodavatelů takto [4]:

$$\sum_{i=1}^m x_{i,j} = b_j \quad (j = 1, 2, \dots, n) \quad (3)$$

Příčemž je stanoveno, že [4] $x_{i,j} \geq 0$, pak

$$z_{\min} = c_{1,1}x_{1,1} + c_{1,2}x_{1,2} + \dots + c_{1,n}x_{1,n} + c_{2,1}x_{2,1} + c_{2,2}x_{2,2} + \dots + c_{2,n}x_{2,n} + c_{m,1}x_{m,1} + c_{m,2}x_{m,2} + \dots + c_{m,n}x_{m,n} \quad (4)$$

Účelová funkce $z_{\min}$ zajišťuje minimalizaci dopravní náročnosti při řešení daného problému. Soustava m vlastních omezujících podmínek zabezpečuje, že od žádného z dodavatelů nebude odvezeno více, než je jejich kapacita. Soustava n vlastních omezujících podmínek zabezpečuje, že požadavky všech odběratelů budou zcela naplněny [2].

Dopravní problém je definován rovnicemi $m + n$. V této soustavě rovnic je známo $m * n$ proměnných a $m + n$ podmínek nezápornosti [2].

V případě, že počet odběratelů je odlišný od počtu dodavatelů je nutno upravit úlohu o fiktivního odběratele, který je pak definován [2]

$$b_{n+1} = \sum_{i=1}^m a_i - \sum_{j=1}^n b_j \quad (5)$$

Postup řešení dopravního problému lze rozdělit do těchto bodů [4]:

1. Ověření řešitelnosti úlohy
2. Ověření vyváženosti úlohy
3. Nalezení výchozího bazického řešení
4. Ověření nedegenerovanosti bazického řešení. Nedegenerovaným bazickým řešením je takové řešení, které má všechny bazické proměnné kladné. V soustavě $m + n$ lineárních rovnic je pouze $m + n - 1$ lineárně nezávislých rovnic, obsahuje bazické řešení úlohy $m + n - 1$ bazických proměnných $x_{i,j}$. V případě degenerace bazického řešení se degenerace odstraní.
5. Test optimality. V případě nesplnění testu optimality se provádí změna báze a opětovné posouzení dle bodu 4.

Pro samotné řešení je nutno řešenou plochu rozdělit na jednotlivé zóny, kdy jednotlivé zóny odpovídají jednotlivým odběratelům. V jednotlivých zónách plochy lze tímto stanovit těžiště T_i , které odpovídá místu odběru v jednotlivé zóně. Na základě stanovení těžišť T_i v jednotlivých zónách, velikosti jednotlivých zón, potřebě jednotlivých zón, lze stanovit výsledné těžiště T_v v celé navrhované ploše. V řešení výsledného těžiště T_v jsou tak brány v potaz důležitost potřeb

jednotlivých zón. Pak místo napojení na technickou infrastrukturu a výsledné těžiště T_v odpovídá dodavatelům.

4 TECHNICKÁ INFRASTRUKTURA A NUMERICKÉ METODY

Aby bylo nalezeno nejvhodnější možné řešení, použije se metoda půlení intervalu, která je jednou z numerických metod řešení. Jedná se o řešení rovnice $f(x) = 0$.

Pro samotné řešení se uvažuje, že rovnice $f(x) = 0$ je spojitá funkce v intervalu $\langle a, b \rangle$, přičemž $f(a) \cdot f(b) < 0$, a v intervalu $\langle a, b \rangle$ leží právě jeden kořen rovnice $f(x) = 0$ [3].

Řešení je pak následující [3]:

$$\begin{aligned} a_0 &= a, \\ b_0 &= b, \\ x_1 &= (a_0 + b_0)/2. \end{aligned}$$

Je-li $f(x_1) = 0$, pak x_1 je kořenem rovnice $f(x) = 0$.

Je-li $f(x_1) \neq 0$, pak interval $\langle a_1, b_1 \rangle$ je definován $\text{sign } f(a_0) = \text{sign } f(x_1)$ a pak

$$\begin{aligned} a_1 &= x_1, \\ b_1 &= b_0, \end{aligned}$$

jinak se stanoví, že

$$\begin{aligned} a_1 &= a_0, \\ b_1 &= x_1 \end{aligned}$$

a pokračuje se v půlení intervalu $\langle a_1, b_1 \rangle$.

Postupným půlením se získávají intervaly $\langle a_k, b_k \rangle$ se středy [2]

$$x_{k+1} = \frac{a_k + b_k}{2} \quad (6)$$

kde:

a, b – krajní body intervalu $\langle a, b \rangle$, v němž leží kořen a všech intervalů $\langle a_k, b_k \rangle$, které byly získány během výpočtu

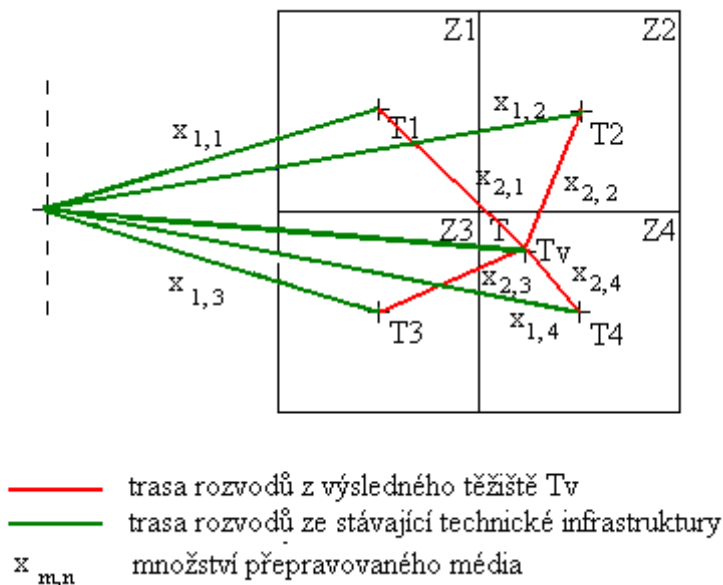
x – střed intervalu $\langle a_k, b_k \rangle$.

5 POSTUP ŘEŠENÍ TECHNICKÁ INFRASTRUKTURA PŘI APLIKACI EKONOMICKO-MATEMATICKÝCH METOD A NUMERICKÉ METODY

Pro zjednodušení problému bude aplikace znázorněna na ploše, která bude mít čtyři zóny Z1 až Z4 a v těchto zónách jsou čtyři těžiště T_1 až T_4 , které odpovídá 4 odběratelům. Pro celou plochu je stanoveno výsledné těžiště T_v a místo napojení na technickou infrastrukturu, která odpovídají 2 dodavatelům. Z dopravního problému se vypočte množství přepravovaného média pro jednotlivé trasy $x_{m,n}$.

technická infrastruktura
+ místo napojení

plocha rozdělena na zóny Z1 až Z4,
stanoveny těžiště $T1$ až $T4$, T a T_v , vypočtené množství
přepravovaného média $x_{m,n}$



Obr. 1: znázornění tras od dodavatelů k odběratelům včetně množství přepravovaného média v intervalu mezi místem napojení na technickou infrastrukturu a výsledným těžištěm T_v

Pro každého odběratele jsou známy 2 trasy od dodavatelů a tyto trasy přepraví množství média, které je potřebné pro odběratele, což odpovídá

$$x_{1,1} + x_{2,1} = b_1$$

$$x_{1,2} + x_{2,2} = b_2$$

Od každého dodavatele jsou známy 4 trasy k odběratelům a tyto trasy přepraví množství média, které je rovno kapacitě dodavatelů, což odpovídá

$$x_{1,1} + x_{1,2} + x_{1,3} + x_{1,4} = a_1$$

$$x_{2,1} + x_{2,2} + x_{2,3} + x_{2,4} = a_2$$

$$x_{3,1} + x_{3,2} + x_{3,3} + x_{3,4} = a_3$$

$$x_{4,1} + x_{4,2} + x_{4,3} + x_{4,4} = a_4$$

Z výpočtu přepravovaného množství média jednotlivými trasami se pak určí pro každého odběratele pouze jedna trasa od dodavatele. Pro určení, která trasa bude ponechána a která bude vyřazena z řešení, je rozhodující, která přepraví více média. Pro tento účel se porovnají hodnoty

$$x_{1,1} \text{ a } x_{2,1}$$

$$x_{1,2} \text{ a } x_{2,2}$$

$$x_{1,3} \text{ a } x_{2,3}$$

$$x_{1,4} \text{ a } x_{2,4}$$

Pro nalezení vhodnějšího řešení se použije metoda půlení intervalu. Interval bude půlen mezi místem napojení na technickou infrastrukturu a výsledným těžištěm T_v . Tím se získá o 1 dodavatele více, protože dodavatelem bude místo napojení na technickou infrastrukturu, výsledné těžiště T_v , místo vzniklé půlením trasy mezi místem napojení na technickou infrastrukturu a výsledným těžištěm T_v .

Přesnost aproximace kořene ϵ bude stanovena až do splnění podmínky:

1. při prvním půlení intervalu - že $z_{\min}$ před aplikací metody půlení intervalu je menší než $z_{\min}$ s aplikací metody půlení intervalu

$$z_{\min} (\text{před aplikací metody půlení intervalu}) < z_{\min} (\text{s aplikací metody půlení intervalu})$$

2. při následných půlení intervalu – že $z_{\min}$ z předešlé aplikace metody půlení intervalu je menší než $z_{\min}$ z aplikace metody půlení intervalu

$$z_{\min} (\text{z předešlé aplikace metody půlení intervalu}) < z_{\min} (\text{z aplikace metody půlení intervalu})$$

Pokud nebude splněna podmínka, uvedená v bodě 1, následuje půlení intervalu a posouzení, zda je podmínka v bodě 2 splněna, tj. že $z_{\min}$ (před aplikací metody půlení intervalu) je menší, než $z_{\min}$ (s aplikací metody půlení intervalu). Proces půlení intervalu pokračuje až do splnění podmínky v bodě 2.

Po splnění podmínky v bodě 2 se ještě posoudí, zda pro všechna těžiště vzniklé metodou půlení intervalu existuje lepší řešení, než $z_{\min}$ z poslední aplikace metody půlení intervalu. Řešení se posoudí s použitím všech těžišť vzniklých metodou půlení intervalu.

Protože v počátku řešení technické infrastruktury pomocí dopravního problému se pro trasy technické infrastruktury od místa napojení k těžišti vzniklé metodou půlení intervalu a k výslednému těžišti T_v počítá s parametry technické infrastruktury, které přenesou požadované množství pro jednotlivé zóny, je nutno přepočítat dimenze technické infrastruktury v úsecích od místa napojení na technickou infrastrukturu k těžišti vzniklé metodou půlení intervalu a od těžiště vzniklé metodou půlení intervalu k výslednému těžišti T_v dle výsledků řešení technické infrastruktury pomocí dopravního problému.

V počátku řešení technické infrastruktury pomocí dopravního problému jsou pro trasu od místa napojení na technickou infrastrukturu k těžišti vzniklé metodou půlení intervalu a od těžiště vzniklé metodou půlení intervalu k výslednému těžišti T_v nadimenzovány trasy pro toto množství přepravovaného média:

trasy	množství přepravovaného média
od těžiště vzniklé metodou půlení intervalu k výslednému těžišti T_v	Σ množství média pro všechny odběratele
od místa napojení na technickou infrastrukturu k těžišti vniklé metodou půlení intervalu	Σ množství média pro všechny odběratele + množství média trasy od místa napojení na technickou infrastrukturu k těžišti vniklé metodou půlení intervalu = 2Σ množství média pro všechny odběratele

Pro přepočet výsledků se bude jednat u tras od místa napojení na technickou infrastrukturu k těžišti vniklé metodou půlení intervalu a od těžiště vzniklé metodou půlení intervalu k výslednému těžišti T_v o nadimenzování tras pro toto množství přepravovaného média:

trasy	množství přepravovaného média
od těžiště vzniklé metodou půlení intervalu k výslednému těžišti T_v	Σ množství média pro odběratele vzniklé metodou dopravního problému, které budou navrženy trasy z výsledného těžiště T_v
od místa napojení na technickou infrastrukturu k těžišti vniklé metodou půlení intervalu	Σ množství média pro odběratele vzniklé metodou dopravního problému, které budou navrženy trasy z těžiště vniklé metodou půlení intervalu + množství média pro odběratele vzniklé metodou dopravního problému, které budou navrženy trasy z výsledného těžiště T_v

Pak trasy technické infrastruktury od dodavatelů k odběratelům budou nadimenzovány pro požadované množství přepravovaného média.

6 ZÁVĚR

Technická infrastruktura je nepostradatelnou složkou územního plánování a optimálním návrhem technické infrastruktury již při tvorbě územně plánovací dokumentace se zajistí základní předpoklady pro účelné využívání dané plochy. Pro výstavbu technické infrastruktury je nutno vyřešit mnoho problémů již v prvních fázích přípravy záměru a je třeba stanovit taková řešení, která zaručí dlouhodobost technické infrastruktury, a tedy zabezpečí požadavky záměrů.

Výstavba technické infrastruktury bude vyžadovat předstih stanovení rozmístění jednotlivých zón v ploše a jejich potřeb, a to nejen stav potřeb v území, které již známe, ale i předvídat potřeby, které se vyskytnou v budoucnu. Pro výstavbu technické infrastruktury je nutno vyřešit mnoho problémů již v prvních fázích přípravy záměru a je třeba stanovit taková řešení, která zaručí dlouhodobost technické infrastruktury, a tedy zabezpečí požadavky záměrů. Proto řešení technické infrastruktury může vycházet z ekonomicko-matematických metod, resp. z dopravního problému.

Řešení technické infrastruktury pomocí dopravního problému lze zejména použít jako podklad pro zpracování jak územně plánovací dokumentace, tak územně plánovacích podkladů, popřípadě pro zpracování projektové dokumentace pro územní rozhodnutí.

LITERATURA

- [1] zákon č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (stavební zákon), ve znění pozdějších předpisů
- [2] HOLOUBEK, J.: *Ekonomicko-matematické metody*, Mendlova zemědělská a lesnická univerzita v Brně, ústav statistiky a operačního výzkumu, 2007. ISBN 978-80-7157-970-0
- [3] BOHÁČ, Z., ČASTOVÁ, N.: *Základní numerické metody*, VŠB – Technická univerzita Ostrava, katedra matematiky a deskriptivní geometrie, 2004. ISBN 80-248-0520-0

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Alois Novotný, Pionýrská 1, Bruntál.

Josef ALDORF¹, Lukáš ĎURIŠ²

NUMERICKÁ ANALÝZA HAVARIE TUNELU JABLUNKOV

NUMERICAL ANALYSIS OF JABLUNKOV TUNNEL COLLAPSE

Abstrakt

Rekonstrukce jednoho ze dvou Jablunkovských tunelů, které vznikaly postupně od roku 1870, byla již nevyhnutelná. Při rekonstrukci se vycházelo z optimalizace celého železničního koridoru, a proto byl navržen nový moderní dvoukolejný železniční tunel na místo stávajícího jednokolejného tunelu. Při rozšiřování starého tunelu došlo k rozsáhlé havárii. Ražba probíhala v komplikovaných podmínkách. Příspěvek se věnuje zejména modelování situace před havárií a po havárii, kde reaguje na nové výsledky průzkumu po havárii.

Klíčová slova

Tunel, primární ostění, zhroutení

Abstract

Jablunkov tunnel is located at the newly renovated track through Jablunkov Pass in Czech republic near Slovak border. The original tunnel was built in 1870. The second tunnel was opened in 1917. When construction was used English modified method of excavation. During the 2nd World War were tunnels damaged. Motion reconstruction allows resetting of the original single-track tunnel to a new modern two track tunnel. Geological conditions were very difficult and the state of both tunnels is unsatisfactory. One of the single-track tunnel was extended about 6 m. The total width of the tunnel is 12,6 m. The tunnel length is 600 m. The excavation carried out in accordance with NATM excavation method. Profile was divided into top heading and bench. During the excavation of bench primary lining collapse the main cause was a marked change in rock mass properties. The article is mainly dedicated to modeling the effects of changes in rock mass.

Keywords

Tunnel, primary lining, collapse

1 ÚVOD

Jablunkovské železniční tunely se nacházejí v Jablunkovském průsmyku v blízkosti Slovenských hranic. Toto místo je velmi důležité pro spojení obou regionů. Pro překonání průsmyku byly vybudovány dva jednokolejné tunely. Jejich životnost je prakticky překročena a proto bylo potřeba řešit stávající situaci. V rámci modernizace železniční tratě bylo přistoupeno k přebudování stávajícího jednokolejného tunelu na nový moderní dvoukolejný tunel. Druhý tunel bude využíván jako úniková štola.

¹ Prof. Ing. Josef Aldorf., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 944, e-mail: josef.aldorf@vsb.cz.

² Ing. Lukáš Ďuriš., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 948, e-mail: lukas.duris@vsb.cz.

Jablunkovský tunel číslo I. byl postaven roku 1870 jako součást jednokolejné Košicko-bohumínské dráhy. Druhý tunel byl otevřen až v roce 1917. Ražba byla prováděna modifikovanou anglickou metodou a ostění bylo zděno z kamene z nedalekého pískovcového lomu. Na počátku 2. světové války byly oba tunely poničeny. Po obnovení v roce 1940 bylo provedeno ještě několik oprav.

Výška nadloží tunelu se pohybuje v rozmezí od 8 do 24 m. V blízkosti tunelu se stýkají tři souvrství, a to paleogenní krosněnské, podmenilitové vrstvy a křídové istebňanské vrstvy. Po petrografické stránce jsou všechna souvrství budována střídajícími se vrstvami pískovců a jílovců ve flyšovém vývoji, přičemž místo od místa převažují buď jílovce, nebo pískovce. V archivních vrtech nad tunely byl povrch hornin předkvartérního podkladu zastížen v hloubkách cca 1,9–6,5 m pod terénem a ve vrtech většinou převažovaly jílovce, ojediněle byla popisována převaha prachovců a pískovců. Kvarterní pokryv je převážně budován deluviálními sedimenty, které většinou dosahují mocnosti cca 0,8–3,2 m, ojediněle až 6,1 m. Hydrogeologické poměry lokality jsou složité nejen s ohledem na komplikovanou geologickou stavbu, ale rovněž v důsledku komplikované stavby tektonické. Zlom na styku istebňanských a krosněnských vrstev představuje pro podzemní vodu vhodnou komunikační zónu, zejména pro značné porušení a velkou rozpukanost hornin ve zlomovém pásmu. Hladina podzemní vody byla zastížena ve všech archivních vrtech v hloubkách 0,25–6,0 m pod terénem. Jedná se o společnou průlinovou až průlinově-puklinovou zvědeň v kvarterních zeminách a povrchových vrstvách terciérních hornin s napjatou hladinou.

Rekonstrukce železničního tunelu Jablunkov je prováděna rozšířením a zvětšením tunelové roury č. 2 starého tunelu, jehož ražení bylo prováděno před cca 100 lety. Délka raženého úseku tunelu je 576 m. Konstrukce ostění raženého tunelu je navržena jako dvouplášťová s mezilehlou fóliovou hydroizolací. Minimální tloušťka definitivního ostění tunelu je 400 mm. Ražená část je prováděna Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Rozpojování hornin je uvažováno vzhledem k zastíženým IG poměrům mechanizované nebo s využitím trhacích prací a dočišťováním líce výrubu mechanizovaně. Profil tunelu je horizontálně členěn na kalotu, opeří a protiklenbu. Pro geotechnické podmínky zastížené v rámci podrobného geotechnického průzkumu byly stanoveny 3 základní technologické třídy výrubu NRTM. Primární ostění je prováděno ze stříkaného betonu C 16/20 navrženého v tloušťkách 150, 200 a 350 mm. Tloušťka primárního ostění závisí na třídě výrubu. Dále jsou použity výztužné příhradové oblouky, výztužné sítě, kotvy a zavrtávané ocelové jehly. Jako primární ostění je využita část obezdívky stávajícího jednokolejného tunelu, která bude opatřena zástrikem vrstvy stříkaného betonu vyztuženého sítěmi a zajištěného pomocí PG kotev délky 3 m, a je provedena injektáž prostoru za ostěním. Ražená část nového dvoukolejného tunelu byla budována v pěti fázích: - v první fázi se provede zajištění boku stávajícího jednokolejného tunelu Jablunkovský č. 2 stříkaným betonem a PG kotvami, doplněné o injektáž za ostěním s využitím těchto kotev. - ve druhé fázi bude vyražena kalota tunelu, která bude ihned zajištěna primárním ostěním. Rovněž bude rozebrána část klenby stávajícího jednokolejného tunelu. - ve třetí fázi bude postupně bourána převážná část starého tunelu se současnou ražbou jádra a protiklenby. Následně bude celý profil zajištěn primárním ostěním ze stříkaného betonu. - ve čtvrté fázi bude provedena uzavřená mezilehlá hydroizolace. –v páté se vybuduje sekundární ostění tunelu. [2]

Dne 15.11.2009 došlo v ranních hodinách k havárii tunelu při níž bylo totálně zavaleno cca 96 m díla vyztuženého uzavřeným primárním ostěním. K náhlému závalu došlo při provádění výlomu jádra a protiklenby tunelu a v převážné části se rozšířil směrem k jablunkovskému portálu.

Pro zjištění příčin současné havárie je nutno uvést, že z období ražby a vyztužování tohoto jednokolejného tunelu se prakticky nedochovaly žádné dokumenty, které by bylo možné využít k upřesnění geologických a geotechnických poměrů. Nalezené dokumenty (Městský úřad Jablunkov) svědčí pouze o tom, že poměry při ražení v oblasti současného východního portálu byly komplikované a ražba velmi obtížná. Tomu nasvědčují i pozorování likvidovaného starého ostění tunelu, která v okolí místa vzniku současné havárie zaznamenala výrazné zvýšení tloušťky starého ostění a poměrně rozsáhlé porušení horninového okolí (zčásti zakrytého následnou dlouhodobou konzolidací jílovitých hornin). K havárii došlo v situaci provádění výlomu jádra a protiklenby. Při

výlomu je odstraňována podstatná část klenby a levého opěří starého tunelu. Protiklenba kaloty byla na pravé straně opět kloubově připojena na spodní část levého opěří.

Vlastní zával vznikl evidentním překročením únosnosti ostění ze stříkaného betonu v levé části opěry, přičemž obraz poruchy byl, podle fotografie pořízené několik minut před vznikem závalu (foto 1), stejný jako na konci závalu na jablunkovské straně, tj. ukazoval na evidentní překročení únosnosti ostění vznikem smykové trhliny vlivem vysokého svislého zatížení.



Foto 1. Foto z místa vzniku havárie -smykové porušení v pravém boku ostění



Foto 2. Foto z místa vzniku havárie - vytvoření povrchového kráteru (autor MF Dnes)

Rychlý průběh závalu rovněž nasvědčuje tomu, že v místě jeho vzniku došlo k náhlé změně pevnostních a přetvárných vlastností horninového masivu v důsledku změn přírodních podmínek z hlediska tektonických, hydrogeologických a pravděpodobně i napjatostních poměrů v daném úseku, přičemž nelze vyloučit ani účinky starých i recentních svahových deformací.

2. GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY PROVÁDĚNÍ TUNELU

Geologické a geotechnické poměry v trase tunelu byly zkoumány a tvoří výchozí podklad pro zpracování projektu a statický výpočet. V rámci geotechnického průzkumu nebyl proveden geofyzikální průzkum, který by mohl přinést zvýšení spolehlivosti prognózy. To ukázalo nyní dodatečně provedené georadarové měření, ukazující na velmi složité poměry starých fosilních sesuvů v nadloží tunelu, které se mohly částečně aktivovat v důsledku enormního zvýšení vlhkosti hornin v období před havárií (vysoké úhrny srážek, sněh).

Ze stejných důvodů nebyly zkoumány původní poměry přirozené napjatosti, která se v širším zájmovém okolí tunelu nepochybně vyskytuje zvýšená, jak z důvodů existence fosilních sesuvů, tak tektonické stavby jablunkovského hřbetu. Souhrnně lze říci, že závěry geotechnického průzkumu upozorňují na velmi složité přírodní poměry a velmi nízkou pevnost horninového prostředí.

Z vrtu realizovaném v dodatečném GTP 1/2010, který je lokalizován prakticky v místě vzniku havárie, nebyly získány žádné údaje o potřebných parametrech přetvárných vlastností, byly stanovovány pouze smykové vlastnosti. Horninový masiv je zde tvořen zcela zvětralými a rozrušenými jílovci, strukturně silně porušenými a zcela nasycenými vodou. Vstupní data podle interpretace vrtů jsou uvedeny v tabulce č. 1 a 2. Jednotlivé vlastnosti hornin byly převzaty nebo doplněny z různých fází průzkumů.

Dodatečným GTP v roce 2008 byly projektantu doporučeny následující charakteristické vlastnosti horninového masivu, které reflektují i vlastnosti v prostoru portálu P1 (tabulka č.1). Masív byl rozdělen na tři geotechnické typy: -silně - středně a - mírně zvětralý jílovec (tab. č. 1.). Viz obrázek 1 vlevo.

<i>Mohr-Coulomb</i>		GT 05/2008 silně zvětralý	1Bb středně zvětralý	1Bc mírně zvětralý
γ_{unsat}	[kN/m ³]	20,00	20,00	19,50
γ_{sat}	[kN/m ³]	20,50	21,50	21,50
k_x	[m/day]	0,001	0,009	0,00001
k_y	[m/day]	0,001	0,009	0,00001
E_{ref}	[MPa]	20	374	420
ν	[-]	0,420	0,270	0,250
c_{ref}	[kN/m ²]	15,00	25,00	32,00
φ	[°]	20,00	28,30	27,60

Tab.1) - Hodnoty fyz.-mechanických parametrů z 05/2008

Mohr-Coulomb		4	5	7	6	9	10	11
		Deluv.	Jilovec 1	Navazky	Jilovec 2	Piskovec	Prach. flys	Prachovec
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19,00	19,00	19,00	19,00	22,00	19,00	19,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	21,00	21,00	21,00	21,00	23,00	21,00	21,00
k_x	[m/day]	0,086	0,001	0,086	0,001	0,000	0,001	0,001
k_y	[m/day]	0,086	0,001	0,086	0,001	0,000	0,001	0,001
E_{ref}	[MPa]	6	10	5	8	80	20	20
ν	[-]	0,400	0,400	0,400	0,400	0,150	0,300	0,400
c_{ref}	[kN/m ²]	12,00	15,00	20,00	5,00	50,00	20,00	18,00
ϕ	[°]	22,00	22,00	20,00	22,00	25,00	22,00	22,00

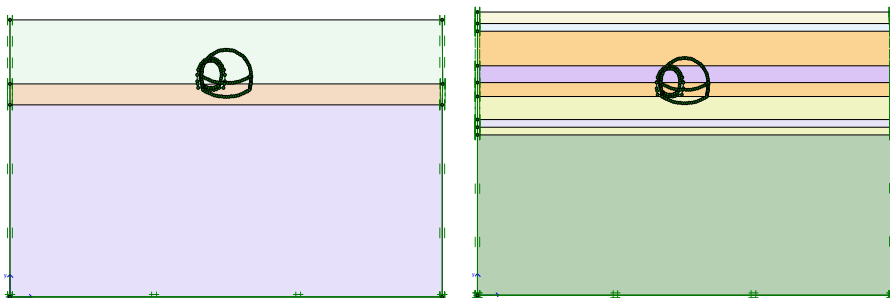
Tab.2) hodnoty fyz.- mechanických parametrů z 01/2010

Průzkumnými vrty byla upřesněna geologická stavba v zájmovém prostoru a upřesněny geotechnické parametry zastížených zemin a hornin. Charakteristické fyzikálně-mechanické vlastnosti zemin a hornin byly v důsledku trvalých dotací vody do masivu téměř naprosto degradovány, zejm. pevnostní a přetvárné vlastnosti hornin (modul pružnosti 6-15 MPa oproti 374 MPa ve srovnání s hodnotami GTP z roku 2008) Došlo k výraznému zvýšení objemové tíhy jílovitých hornin (tabulka č. 2). Důležité je i zjištění, že zvětralé jílovce (vzorek z hloubky 10.0-10.2 m) se chovají kontraktantně (materiál zmenšuje svoji pórovitost - objem). Kontraktantní chování u vodou nasycených zemin způsobuje zvýšení pórového tlaku, což má za následek snížení efektivního napětí a tím menší smykový odpor. V případě rychlého nastoupání pórových tlaků může dojít k nekontrolovanému pohybu po potenciální smykové ploše, případně k výraznému snížení smykové pevnosti po otevření výlomu jádra a náhlému zvýšení zatížení ostění.

3. NUMERICKÁ ANALÝZA HAVÁRIE

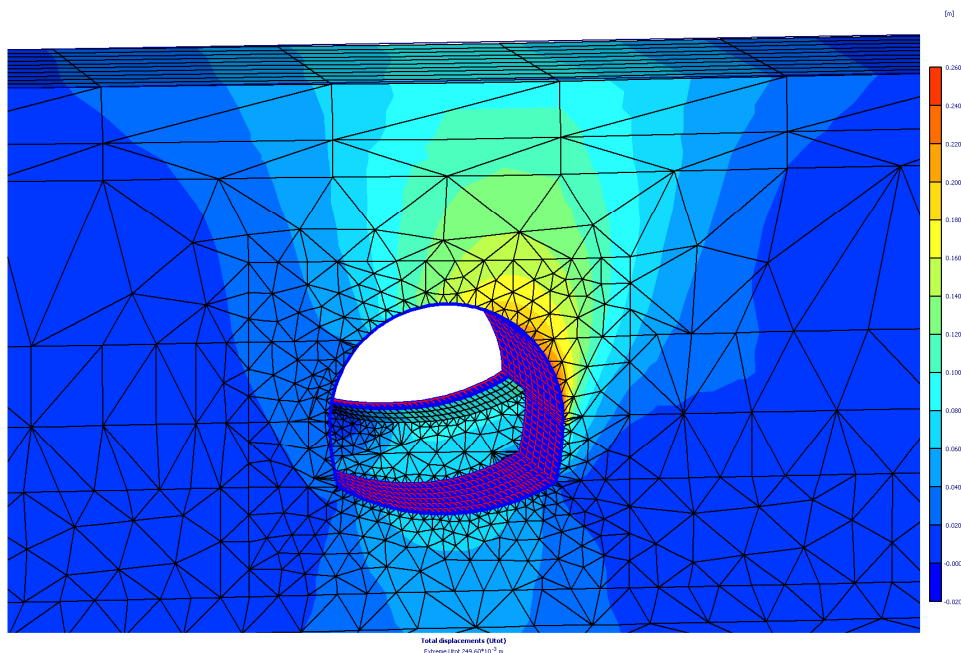
Pro posouzení uvedených tvrzení bylo zpracováno statické řešení na 2D a 3D matematickém modelu metodou konečných prvků. Pro výpočet byl využíván programový systém Plaxis 8.2 a Plaxis 3D Tunnel. Kombinace řešení stejného problému v rovině i v prostoru nebývá obvyklá a svědčí to o závažnosti celé havárie. Oba modely dávají v zásadě shodné výsledky, kdy v prostorovém modelu byla snaha co nejvíce simulovat reálnou situaci včetně zabírek ražby a tuhnutí stříkaného betonu.

Pro srovnání byly vytvořeny analýzy v rovině jak pro projektovanou situaci, tak i pro situaci, která vychází z posledního doplňkového průzkumu prováděného po havárii (leden 2010). Modely byly sestaveny ve vytipovaném příčném řezu, s nadloží cca 12 m. Tunel byl modelován ve směru probíhající ražby jádra, tzn. zbytek starého ostění byl na levé straně tunelu (viz obrázek č. 1). Výpočet byl rozdělen do čtyř fází. V první fázi byla vyražena kalota, následně v druhé fázi byla vyztužena stříkaným betonem. Ve třetí fázi bylo modelováno odtěžení jádra, protiklenby kaloty a v poslední čtvrté fázi byl výrub jádra a protiklenby zajištěn stříkaným betonem. Jednotlivé fáze byly upraveny i z hlediska zatížení. Ve fázích bez výztuže se uvažovalo se zatěžovacím součinitelem 0,4. Tloušťky stříkaného betonu byly vždy 350mm. Toto dělení platí jak pro rovinný model, tak i pro prostorový model. Stáří betonu se zohledňovalo v deformačním modulu betonu. V prostorovém modelu bylo přiřazováno stáří betonu v jednotlivých zabírkách, které byly 2 m. Výrub jádra byl v prostoru modelován tak, aby odpovídal skutečné situaci před havárií. V předstihu byla odstraněna protiklenba kaloty a vyztužené úseky odpovídaly stáří betonu.



Obr. 1. Srovnání dvou modelů pro různá prostředí

Ve srovnání obou modelů je patrné zpřesnění geologické stavby prostředí v daném řezu na základě jádrového vrtu, který byl proveden po havárii v rámci doplňkového průzkumu (obrázek č. 1 vpravo). Pro posouzení a porovnání obou modelů se srovnávaly zejména deformace a vnitřní síly. Velikosti pórových tlaků nebyly posuzovány, ale ve všech modelech byla uvažována hladina podzemní vody a materiál jako nedrénovaný.

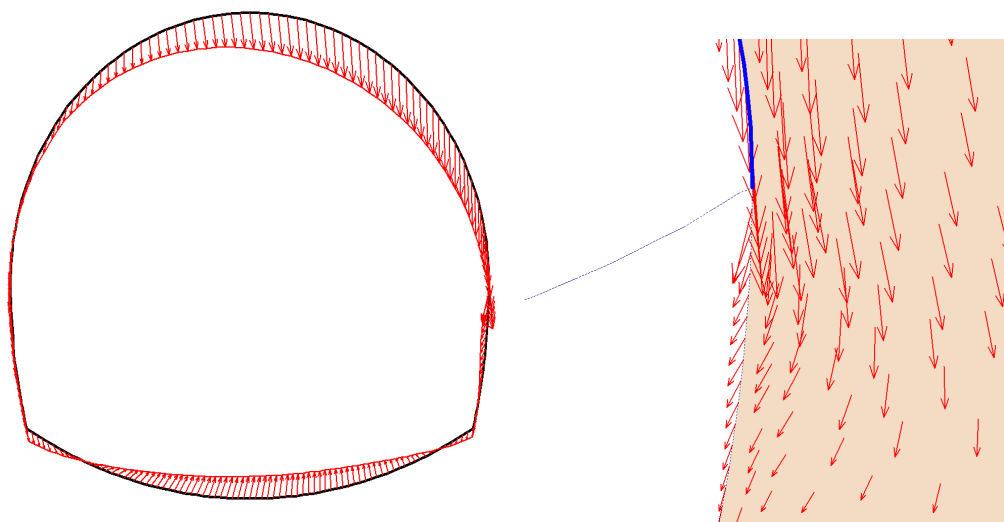


Obr. 2. Deformace v 3D modelu

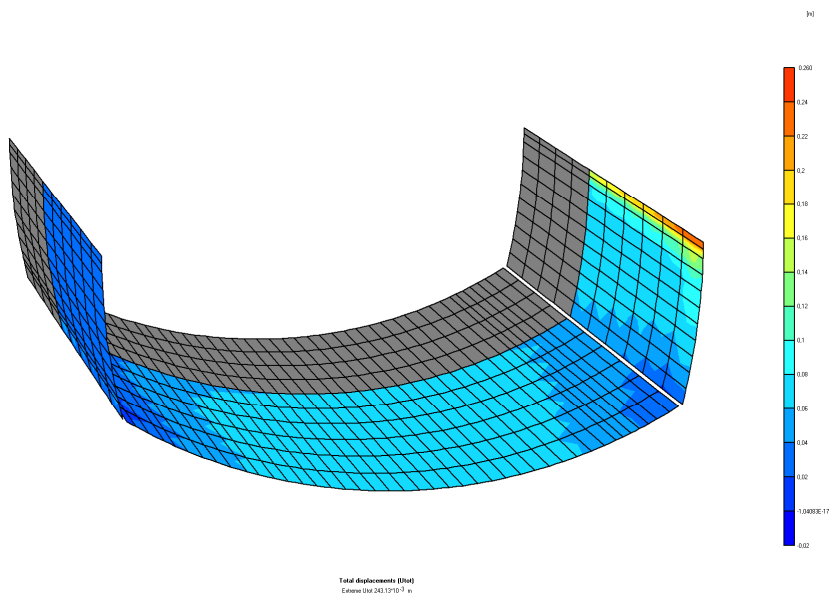
Výsledné hodnoty posunů se zvýšily téměř až o dvojnásobek původního předpokladu. Podle původního výpočtu deformace dosahovaly pro rovinný model 117 mm a pro prostorový pouze 45 mm. Pro nové hodnoty se posuny zvýšily u rovinného modelu na 266 mm a u prostorového modelu na 250 mm (obrázek č. 2). Model také potvrzoval mechanismus vzniku porušení ostění (obrázek č. 3). Na levém obrázku č. 3 jsou totální posuny na primárním ostění. Hodnoty posunů jsou vyjádřeny šipkami (vektory) posunů. V levé části primárního ostění je zbylá část starého tunelu a deformace jsou zde velice malé. Pravá strana nového tunelu vykazuje daleko větší deformace což je patrné i z fotografie č. 1. Vedle obrázku s posuny primárního ostění je detail se směry posunů před instalací spodní klenby, tzn. po odtěžení jádra. Dochází k určitému poklesu primárního ostění kaloty tunelu. Tendence posunů kaloty směřovala směrem za ostění spodní klenby a jádra. Již hotové ostění spodní klenby vykazovalo značný posuny směrem do tunelu. Tento posun je patrný z obrázku č. 4., kde

červená barva označuje místa s největšími posuny (maximální hodnota byla 243 mm pro prostorový model).

Dalším posuzovaným parametrem únosnosti ostění a výsledků analýz byly vnitřní síly a zejména ohybové momenty na primárním ostění. Opět bylo potřeba vyhodnotit velikosti vnitřních sil pro všechny modelované situace. Hodnoty ohybových momentů jsou v grafu č. 1. Zde jsou ohybové momenty pro celé uzavřené primární ostění. U prostorového modelu bylo před posledním prstencem odtěženo jádro, ale bez výztuže. Tento stav přesně modeluje situaci před vznikem havárie. Největší ohybové momenty vznikají v kalotě tunelu. Zde se předpokládá již vyztužený beton pro kalotu, na rozdíl od spodní klenby kde se uvažoval čerstvý stříkaný beton. V rovinném modelu vycházely vnitřní síly větší než v prostorovém, což je zřejmě způsobeno rozložením zatížení. Opět zde byl nárůst ohybového momentu opět až o dvojnásobek oproti původním vstupním datům. Jak bylo již výše uvedeno tak kalota byla zatížena nejvíce a jak bylo patrné z průběhů vnitřních sil tak zatížení nebylo symetrické, ale opět levou část ovlivňovaly zbytky starého tunelu. Na levé části kaloty primárního ostění byly ohybové momenty největší, pouze v případě prostorového modelu pro doplňkový průzkum se maximum momentu objevuje na pravé části primárního ostění. Posouzení vnitřních sil na ostění bylo provedeno v interakčním diagramu (obrázek č. 5). Výsledky opět potvrzovaly skutečnost, že pro původní hodnoty, které byly při návrhu primárního ostění použity, ostění vyhoví a pro nově doplněné parametry ostění nevyhoví.

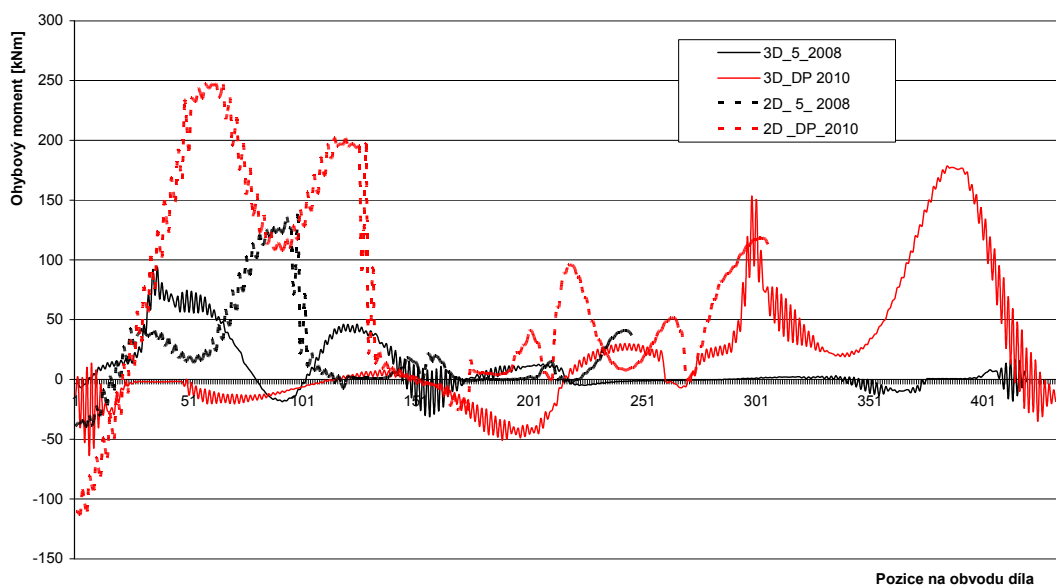


Obr. 3. Totální posuny na primárním ostění – 3D model



Obr. 4. Totální posuny spodní klenby primárního ostění – 3D model

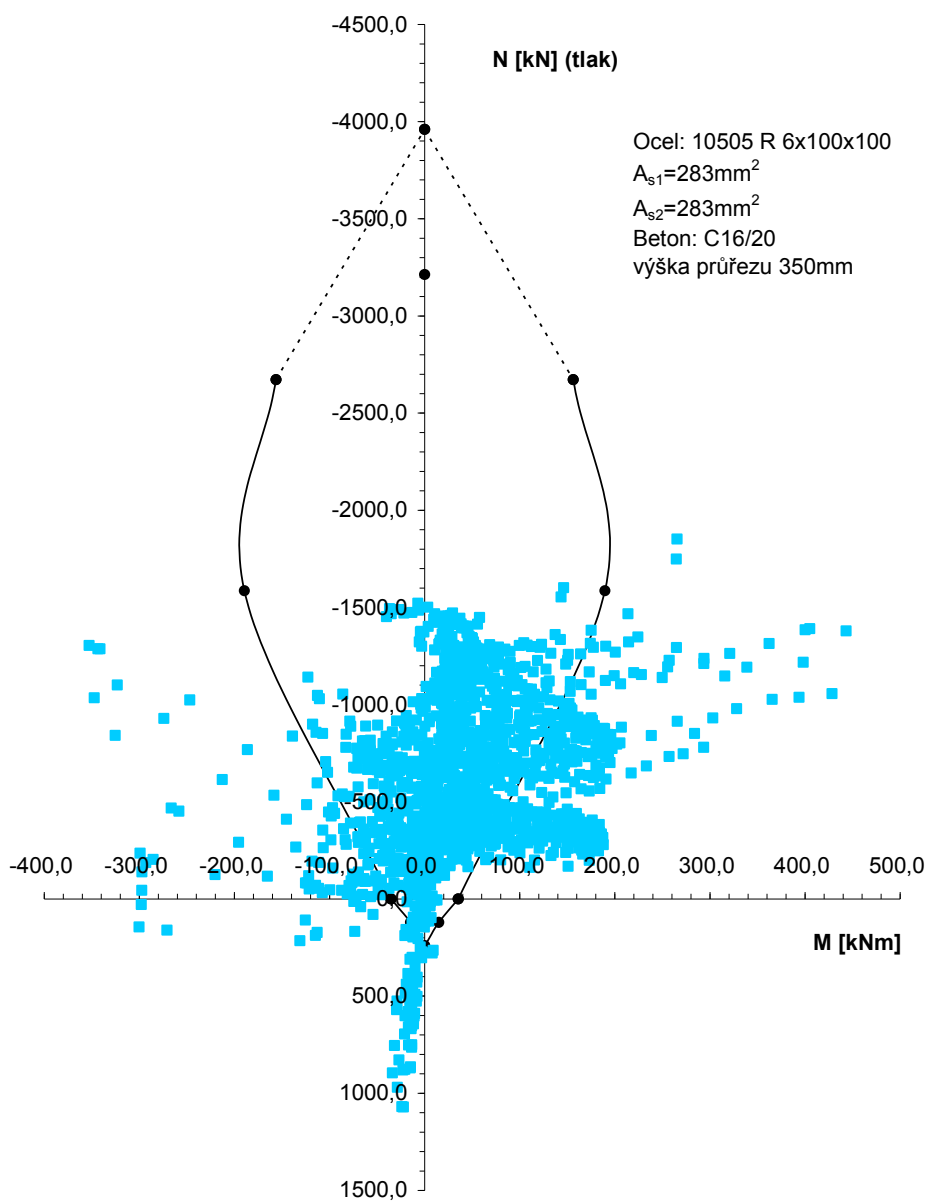
Srovnání ohybových momentů pro 3D a 2D modely



Graf č. 1. Srovnání ohybových momentů

Interakční diagram - tunel Jablunkov

Vnitřní síly v kalotě tunelu po vyražení dna



Obrázek č. 5. Interakční diagram pro kalotu po vyražení dna, 3D model

4. ZÁVĚR

Nelze vyloučit ani místní lokální vliv porušeného okolí starého tunelu a změny ve velikostech horizontální napjatosti horninového prostředí v důsledku fosilních sesuvů či hrást'ové tektonické stavby, ani vliv první havárie, která se odehrála cca 20 m od místa vzniku havárie současné a vliv vody dlouhodobě shromažď'ované v zasypaném kráteru první havárie.

Výsledky modelů naprosto jednoznačně ukazují na extrémní vliv degradace pevnostních a přetvárných parametrů horninového prostředí. Pro porovnání byly uvažovány pevnostní a přetvárné hodnoty horninového prostředí uvažované projektantem v roce 2008 a hodnoty zjištěné v rámci GT průzkumu v roce 2010 prakticky v místě vzniku havárie.

Havárie ostění musela tedy nastat jako důsledek degradačních procesů v horninovém prostředí vlivem dlouhodobého působení vody ze srážek a vody přitékající do oblasti místa vzniku havárie, kde byly dlouhodobě vytvářeny podmínky pro kumulaci přítoků (terénní deprese s akumulací povrchové vody, zamokřený terén). Podle údajů ČHMÚ byl říjen 2009 srážkově nadprůměrný, kdy v Moravskoslezském kraji spadlo až o 200% více srážek proti dlouhodobému průměru. Spouštěcím mechanismem havárie byly napěťové změny vzniklé při odtěžování jádra a protiklenby.

LITERATURA

- [1] RŮŽIČKA J. & MÁRA J. *Rekonstrukce Jablunkovských tunelů. Tunel* 4/2006, strana 44 až 47, ISSN 1211-0728.
- [2] MACHÁČEK E. & ĐURKÁČ P. *Optimalizace trati státní hranice SR – Mosty u Jablunkova – Bystřice nad Olší, přestavba železničního tunelu Jablunkovský č. 2. Tunel* 3/2008, strana 3 až 8, ISSN 1211-0728.
- [3] ALDORF J. & ĐURIŠ L. *Havárie tunelu Jablunkov – vyjádření k příčinám, Znalecký posudek, Ostrava* 3/2010.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc, Ústav geoniky AVČR v.v.i.

Karel VOJTASÍK¹, Eva HRUBEŠOVÁ², Marek MOHYLA³, Jana STAŇKOVÁ⁴

**STANOVENÍ VÝVOJE STAVU NAPJATOSTI V PRŮŘEZU TUNELOVÉ OCELOBETONOVÉ
VÝZTUŽE DLE TEORIE SPOLUPRACUJÍCÍCH PRSTENCŮ**

**AN ASSESSMENT OF STRESS STATE IN SECTION OF STEEL CONCRETE TUNNEL LINING
BASED ON A THEORY OF SIMULTANEOUS WORKING RINGS**

Abstrakt

Článek popisuje metodu, kterou se zjišťuje stav napjatosti v průřezu ocelobetonového tunelového ostění. Metoda je odvozena z teorie spolupracujících prstenců. Tato metoda vyhodnocuje parametry ocelobetonového ostění tunelu, které se mění v průběhu výstavby. Vyhodnocení stavu napjatosti v průřezu primárního ostění spočívá na modulu pružnosti homogenizovaného průřezu a na přenosových koeficientech radiálního napětí, které jsou výsledkem teorie spolupracujících prstenců. Na základě uvedené metody lze stanovit přerozdělovací koeficienty tangenciálních napětí, které umožňují přepočet napjatosti homogenizovaného průřezu ostění na skutečný stav napjatosti v průřezu tunelového ostění z oceli a betonu, tj. v ocelových prvcích a stříkaném betonu.

Klíčová slova

Primární ostění tunelu, ocelobetonová výztuž, přetvárné parametry, stav napětí v průřezu výztuže

Abstract

Paper describes a method setting up a stress state in section of the steel concrete tunnel lining. This method evolves from the theory of simultaneous working rings. The theory provides for evaluation of strain parameters of the steel concrete tunnel lining section as they change themselves in course of lining construction. The evaluation of stress state in lining section roots on the stress modulus of homogenized lining section and on the radial stress transfer coefficients that all of them are outputs getting the theory of simultaneous working rings off. On the basis of this method the tangential stress redistribution coefficients redraft the stress state of homogenized lining section for the real stress state in constituent section materials of the steel concrete tunnel lining, i.e. in the steel elements and the shotcrete.

Keywords

Tunnel primary lining, steel concrete lining, strain parameters, stress state in lining section

¹ Doc. Ing. Karel Vojtasík, CSc., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 947, e-mail: karel.vojtasik@vsb.cz.

² Doc. RNDr. Eva Hruběšová, Ph.D., Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 973, e-mail: eva.hrubesova@vsb.cz.

³ Ing. Marek Mohyla, Katedra geotechniky a podzemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 362, e-mail: marek.mohyla.stl@vsb.cz.

³ RNDr. Jana Staňková, Ph.D., Katedra matematiky a deskriptivní geometrie, Hornicko-geologická fakulta, VŠB-Technická univerzita Ostrava, 17 listopadu 15, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 324 127, e-mail: jana.stankova@vsb.cz.

1 ÚVOD

Ocelobetonové ostění podzemního díla je specifickou konstrukcí, jejímž charakteristickým rysem je souběh procesů výstavby a vykonávání stabilizační funkce. Stabilizační funkce začíná okamžikem nástřiku vrstvy betonové směsi na stěnu výrubu, vyztužené ocelovými prvky. K vyztužení se běžně používá ocelová mřížovina a ocelové rámy z příhradových, válcovaných nebo svařovaných ocelových prutů. Ocelové prvky vytváří okamžitou stabilizační reakci. Stříkaný beton integruje ocelové prvky s horninovým masivem. Integrace zajišťuje součinnost konstrukce OCB ostění s horninovým masivem, efektivní využití jak únosnosti konstrukce ostění, tak mobilizaci stabilitního potenciálu horninového prostředí. Stříkaný beton je příčinou, že OCB ostění má proměnlivý charakter, který plyne ze dvou okolností. Prvá je objektivní a souvisí s tuhnutím betonové směsi. Druhá, konstrukční, souvisí s prováděním OCB ostění, kdy stříkaný beton je aplikován postupně, nástřikem ve dvou nebo i několika vrstvách. Mezi nástřikem jednotlivých vrstev je zpravidla 24 hodinový časový odstup. Uvedené okolnosti jsou příčinou, že parametry, a tím i únosnost OCB ostění, se během výstavby vyvíjí až do okamžiku, kdy je ukončeno tvrdnutí betonu. Tento rys OCB ostění má mimořádný význam pro stabilizaci horninového prostředí. Postupný nárůst tuhosti OCB ostění dovoluje uvolňování napětí z horninového prostředí. Po provedení výlomu a po bezprostředním vybudování ocelobetonového ostění rozhodující roli sehrávají ocelové elementy. Mřížovina zapazuje výrub, ocelové rámy vytváří stabilizační reakci. Vrstva stříkaného betonu plní roli dokonalé základky. Nízká tuhost OCB ostění nebrání uvolnění napětí v hornině kolem výlomu díla. Tuhost a únosnost OCB ostění je v tomto okamžiku dána deformačními a pevnostními parametry ocelových elementů. V této fázi zpravidla dochází k významnému uvolnění napětí z horninového prostředí. V dalším průběhu se tvrdnoucí betonová vrstva začíná uplatňovat při vytváření stabilizační reakce OCB ostění. Konec růstu stabilizační reakce OCB ostění je podmíněn ukončením procesu tvrdnutí stříkaného betonu. Pracovní (deformační) charakteristika OCB ostění je dána vývojem tuhosti (modulu pružnosti) průřezu OCB ostění [3]. Stav napětí uvnitř průřezu OCB ostění v jeho jednotlivých konstrukčních materiálech bude funkcí vývoje tuhosti průřezu OCB ostění.

2 TEORIE SPOLUPRACUJÍCÍCH PRSTENCŮ

Teorie spolupracujících prstenců umožňuje homogenizaci materiálově heterogenního průřezu OCB ostění. Teorie vychází z analytického modelu pro výpočet napětí-o-deformačního stavu ve vícevrstevném kruhovém prstenci, který byl formulován prof. Bulytchevem [1]. Tento analytický model využívá teorii analytických funkcí komplexní proměnné, teorii komplexních potenciálů a funkce Kolosova. Algoritmus vychází z předpokladu, že se vnější zatížení (normálové i smykové) prstence přenáší jednotlivými vrstvami pomocí tzv. přenosových koeficientů, které obecně plynou z podmínky spojitosti deformací na jednotlivých kontaktech vrstev výztuže. Tyto přenosové koeficienty jsou funkcemi tloušťky vrstev a přetvárných charakteristik materiálů vrstev (Poissonovo číslo, modul pružnosti). Metoda vychází z následujícího tvaru vnějšího zatížení (obr.1)

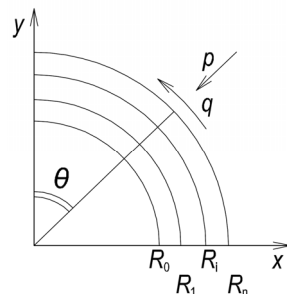
$$p = p_n = p_0 + p_2 \cos 2\theta$$

$$q = q_n = q_2 \sin 2\theta$$

p_0 – radiálně symetrická složka normálového vnějšího zatížení

p_2 – radiálně nesymetrická složka normálového vnějšího zatížení

q_2 – složka vnějšího tangenciálního zatížení



Obr.1: Základní výpočetní schéma

Napětí p_k , q_k na jednotlivých kontaktech vrstev jsou definována pomocí přenosových koeficientů následujícími vztahy:

$$p_k = p_0(k) + p_2(k) \cos 2\theta$$

$$q_k = q_2(k) \sin 2\theta$$

$$p_0(k) = \left(\prod_{i=k+1}^n K_0(i) \right) p_0$$

$$\begin{pmatrix} p_2(k) \\ q_2(k) \end{pmatrix} = \left[\prod_{i=k+1}^n \begin{pmatrix} K_{pp}(i) & K_{pq}(i) \\ K_{qp}(i) & K_{qq}(i) \end{pmatrix} \right] \begin{pmatrix} p_2 \\ q_2 \end{pmatrix}$$

kde $K_0(i)$, $K_{pp}(i)$, $K_{pq}(i)$, $K_{qp}(i)$, $K_{qq}(i)$, $i=1, \dots, n$ jsou přenosové koeficienty přes i -tou vrstvu výztuže (přenosové koeficienty přes první (vnitřní) vrstvu jsou rovny nule). Takto vyjádřeným hodnotám radiálních napětí na jednotlivých kontaktech vrstev pak odpovídají tangenciální napětí a posuny na kontaktech vrstev. Tangenciální napětí na vnitřním a vnějším obryse výztužního prstence lze vyjádřit následovně:

vnitřní obrys k -té vrstvy:

$$\sigma_\theta(k, \text{vnitřní}) = p_0(k)m_1 - p_0(k-1)m_2$$

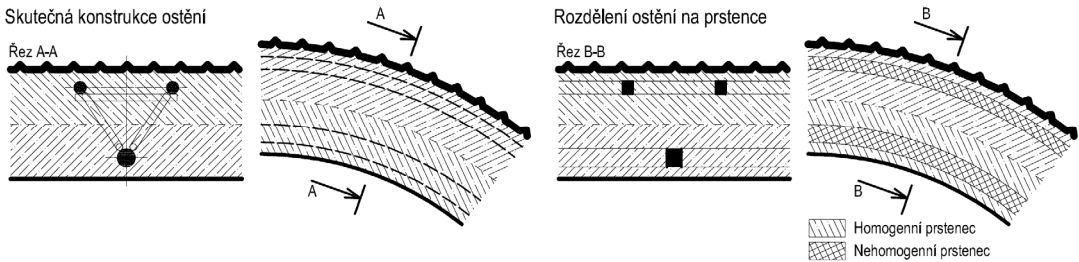
vnější obrys k -té vrstvy:

$$\sigma_\theta(k, \text{vnějš}) = p_0(k)m'_1 - p_0(k-1)m'_2$$

kde

$$m_1 = \frac{2c^2}{c^2 - 1}, m_2 = \frac{c^2 + 1}{c^2 - 1}, m'_1 = m_2, m'_2 = \frac{2}{c^2 - 1}, c = \frac{R_k}{R_{k-1}}$$

Uvedená výpočetní metodika je základem pro stanovení kvazihomogenního modulu pružnosti nehomogenního ostění. Nehomogenní ostění s vnitřními vložkami z odlišného materiálu (např. ocelové vložky) lze totiž rozdělit na jednotlivé dílčí vrstvy, z nichž některé jsou vrstvy homogenní, některé jsou nehomogenní s pravidelně se střídajícími dílčími tuhostně odlišnými oblastmi (výplň, vložka) (viz. obr. 2). Celé toto ostění tak může být považováno za speciální případ vícevrstvého ostění a pro stanovení napěťo-deformačního stavu lze tedy vycházet z již zmíněného algoritmu pro řešení vícevrstevných prstenců.



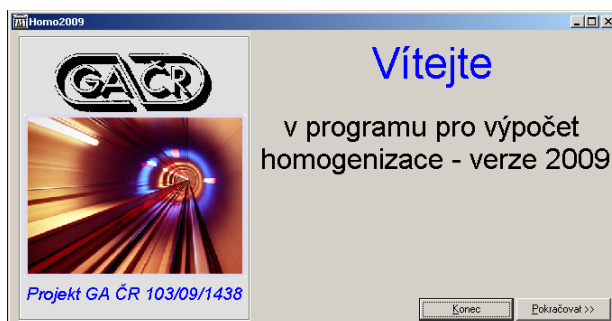
Obr.2: Rozklad průřezu OCB ostění na prstence

Výpočetní postup pro stanovení jediné reprezentativní hodnoty modulu pružnosti nehomogenního ostění se člení do dvou dílčích kroků:

- dílčí homogenizace materiálně nehomogenních prstenců (beton-ocel, ocel-volný prostor)
- globální homogenizace dílčích prstenců, která probíhá postupně, vždy na dvou sousedních prstencích. V prvním kroku jsou homogenizovány dva první prstence, vnitřní prstenec a jeho soused. Dále se postup opakuje, k nově vzniklému (ze dvou předchozích prstenců) je připojen následující dílčí prstenec. Postup se opakuje, dokud nejsou všechny prstence sloučeny do jednoho celku.

Výsledkem homogenizace je jediná hodnota modulu pružnosti, reprezentující strukturu a konstrukční materiály profilu ostění a přenosové koeficienty napětí. Z přenosových koeficientů napětí jsou dále odvozeny přerozdělovací koeficienty, které slouží pro zpětný výpočet hodnot napětí ve skutečných materiálech, tj. v betonu a oceli, v krajních vláknech homogenních i nehomogenních prstenců.

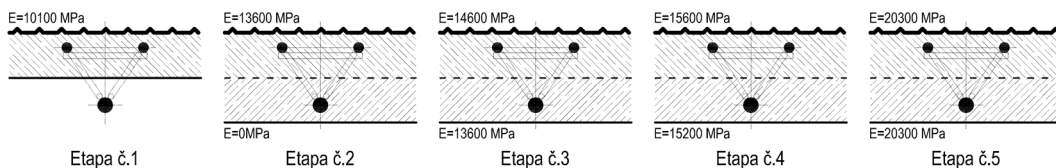
Princip a základní vztahy k teorii spolupracujících prstenců jsou podrobně uvedeny v článku [2]. K této teorii byl následně vyvinut výpočetní program, nesoucí název HOMO (obr.3). Program stanovuje hodnoty všech výše zmiňovaných parametrů, kterými je charakterizován proces homogenizace, tj.: moduly pružnosti homogenizovaných částí průřezu ostění; koeficienty přenosu napětí mezi prstenci; materiálové přerozdělovací koeficienty napětí pro krajní vlákna homogenních a heterogenních prstenců. Následující příklad uvádí výsledky výpočtu parametrů procesu homogenizace a jejich užití při stanovení vnitřních sil v betonu a oceli pro standardní konstrukci průřezu OCB ostění.



Obr.3: Program HOMO

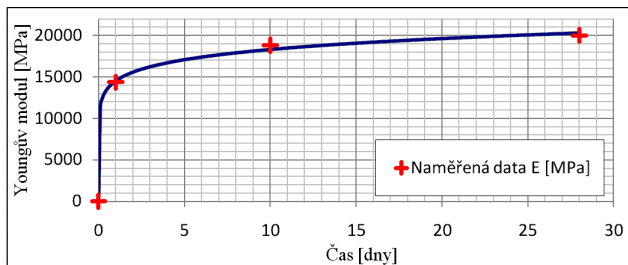
3 PŘÍKLAD

Obrázek č.4 zachycuje etapy provádění průřezu OCB ostění, které je konstruováno ocelovým příhradovým nosníkem ASTA 95, rozteč prutových rámp je jeden metr a stříkaným betonem, který je aplikován postupně ve dvou stejně mocných vrstvách s časovým odstupem jednoho dne. Neuvažuje se s vlivem ocelové mřížoviny. Průběh závislosti tvrdnutí betonu na čase uvádí graf na obr.5. Z této závislosti jsou pro daný čas tvrdnutí odečteny aktuální hodnoty modulu pružnosti betonu.



Obr.4: Etapy provádění průřezu OCB ostění

Výpočet OCB ostění je rozčleněn do 5-ti etap. Každá etapa odpovídá mezní situaci ve výstavbě konstrukce průřezu OCB ostění. První etapa počátek konstrukce, postavení ocelového rámu a zapažení - nástřik první vrstvy betonu (1/2 den; $E_{1v}=10100\text{MPa}$). Druhá etapa, nástřik druhé vrstvy stříkaného (1 ½ den; $E_{1v}=13600\text{MPa}$; $E_{2v}=0\text{MPa}$). Ve třetí a čtvrté etapě vrstvy stříkaného betonu mají rozdílný modul pružnosti ($E_{1v}>E_{2v}$), viz tabulka 1. Poslední pátá etapa představuje situaci, kdy moduly pružnosti v obou vrstvách si budou rovny ($E_{1v}=E_{2v}$) a nebudou se již dále zvyšovat.



Obr.5: Závislost tvrdnutí betonu v čase

V tabulce č.1 jsou pro uvedený příklad průřezu OCB ostění shrnuty hodnoty modulu pružnosti homogenizovaného průřezu OCB ostění a přerozdělovacích koeficientů tangenciálních napětí pro všech pět etap výstavby průřez OCB ostění, jak byly vypočteny programem HOMO.

Moduly pružnosti homogenizovaných průřezů jsou určeny pro následná statická řešení OCB ostění v příslušných etapách výstavby. Přerozdělovací koeficienty tangenciálních napětí jsou určeny pro přepočet stavu napětí z homogenizovaného průřezu na stav napětí v průřezu OCB ostění v příslušné etapě výstavby.

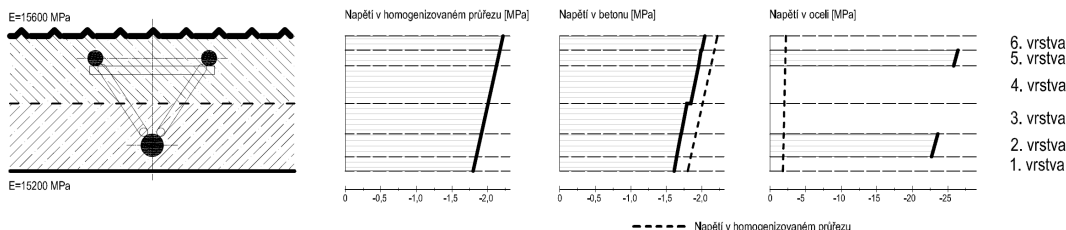
Tab.1: Výsledky výpočtu modulů homogenizovaných průřezů OCB ostění a přerozdělovacích koeficientů tangenciálních napětí (a_1 – vnitřní vlákna prstence, a_2 – vnější vlákna prstence)

Prstenec č.	Materiál	Parametry	Etapa č.				
			1	2	3	4	5
1	Beton	<i>Ebet.</i> [MPa]	0	0	13600	15200	20300
		<i>a1</i>	0	0	0,866	0,893	0,927
		<i>a2</i>	0	0	0,865	0,892	0,926
2	Beton	<i>Ebet.</i> [MPa]	0	0	13600	15200	20300
		<i>a1</i>	0	0	0,865	0,892	0,926
		<i>a2</i>	0	0	0,864	0,890	0,925
	Ocel*)	<i>a1</i>	30,031	23,892	13,355	12,326	9,575
		<i>a2</i>	29,989	23,859	13,337	12,309	9,562
3	Beton	<i>Ebet.</i> [MPa]	0	0	13600	15200	20300
		<i>a1</i>	0	0	0,866	0,892	0,926
		<i>a2</i>	0	0	0,865	0,891	0,926
4	Beton	<i>Ebet.</i> [MPa]	10100	13600	14600	15600	20300
		<i>a1</i>	1,762	1,830	0,926	0,917	0,927
		<i>a2</i>	1,761	1,829	0,927	0,918	0,926
5	Beton	<i>Ebet.</i> [MPa]	10100	13600	14600	15600	20300
		<i>a1</i>	1,761	1,829	0,927	0,918	0,928
		<i>a2</i>	1,762	1,830	0,928	0,915	0,929
	Ocel*)	<i>a1</i>	36,543	28,13	13,156	12,144	9,437
		<i>a2</i>	36,551	28,136	13,159	12,147	9,440
6	Beton	<i>Ebet.</i> [MPa]	10100	13600	14600	15600	20300
		<i>a1</i>	1,765	1,832	0,929	0,919	0,930
		<i>a2</i>	1,766	1,834	0,930	0,920	0,931
<i>E</i> homo. [MPa]			6500	8200	15600	17000	22000

*) ocel - $E = 210\,000$ MPa

Grafy na obrázku č.6 zachycují stavy napětí v průřezu OCB ostění pro čtvrtou etapu výstavby. Graficky jsou zde zobrazeny průběhy napětí v homogenizovaném průřezu a průběhy napětí v betonu a oceli vypočtené s použitím příslušných přerozdělovacích koeficientů tangenciálních napětí.

Etapa č.4



Obr.6: Průběh rozložení napětí v materiálech, betonu a oceli, průřezu OCB ostění pro čtvrtou etapu.

4 ZÁVĚR

Teorie spolupracujících prstenců a na ní založená homogenizace průřezu vytvářejí základnu pro stanovení pracovní charakteristiky a stavu napětí v OCB ostění, které je charakterizováno heterogenní strukturou průřezu, časovou proměnlivostí přetvárných parametrů konstrukčních materiálů a etapovitostí výstavby.

Uvedený přístup a odvozená metoda řeší jen jednu část mnohem komplexnějšího problému. Stav napětí v ocelobetonové výztuži podzemních děl závisí nejen na její konstrukci, ale rovněž na chování horninového prostředí, které je do značné míry determinováno pracovní charakteristikou (vývojem tuhosti) výztuže.

V našem příkladě se s touto eventualitou neuvažovalo a stav napětí v průřezu byl stanoven jenom pro jednu dílčí etapu výstavby OCB ostění.

Předložená metoda dovoluje kompletní zahrnutí všech etap výstavby OCB ostění. Vyžaduje však znalost závislosti interakce mezi reakcí výztuže, její proměnlivou tuhostí a hodnotou zatížení z horninového prostředí. Pokud budeme znát hodnoty zatížení pro každou příslušnou etapu výstavby OCB ostění, pak budeme moci stanovit vývoj stavu napětí v OCB ostění od zahájení výstavby až do konečné stabilizace horninového prostředí.

Teorie spolupracujících prstenců a na ní založená analytická metoda stanovení deformačních parametrů průřezů ocelobetonových výztuží jsou alternativou k standardním postupům posuzování železobetonových průřezů nebo řešením odvozených z numerických metod, které v protikladu k navrženému analytickému přístupu usilují o postižení všech prvků komplexu v jejich skutečných parametrech.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Grantové agentury ČR, projekt 103/09/1438 Výzkum pevnostních a přetvárných vlastností ostění ze stříkaného betonu vyztužených tuhými ocelovými prvky.

LITERATURA

- [1] Bulytchev, N. C. *Mechanika podzemnych sooruzenij*. (1982) Moskva : NEDRA, 270
- [2] ALDORF, J., HRUBEŠOVÁ, E., VOJTASÍK, K., ĎURIŠ, L. *Alternativní výpočet tuhosti betonového ostění vyztuženého válcovými prvky*. Informace Českého svazu stavebních inženýrů. ročník XV. (2009), č. 1, 27-31. ISSN 1213-4112.
- [3] VOJTASÍK, K., HRUBEŠOVÁ, E., MOHYLA, M., STÁŇKOVÁ, J. *Determination of development of elastic modulus value for primary steel concrete reinforcement according to cooperative-ring-exchange theory*. Proc. 11th Int. Conf. Underground Construction Prague 2010, Prague: Czech Tunnelling Association ITA-AITES, 802-804. ISBN 978-80-254-7054-1.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Dr. Ing. Jan PRUŠKA., FSv ČVUT v Praze, Thákurova, 7166 29, Praha 6.

Filip ČMIEL¹, Radek FABIAN²

**POSOUZENÍ OBVODOVÉHO PLÁŠTĚ PANELOVÉ SOUSTAVY GOS TERMOVIZNÍM
MĚŘENÍM**

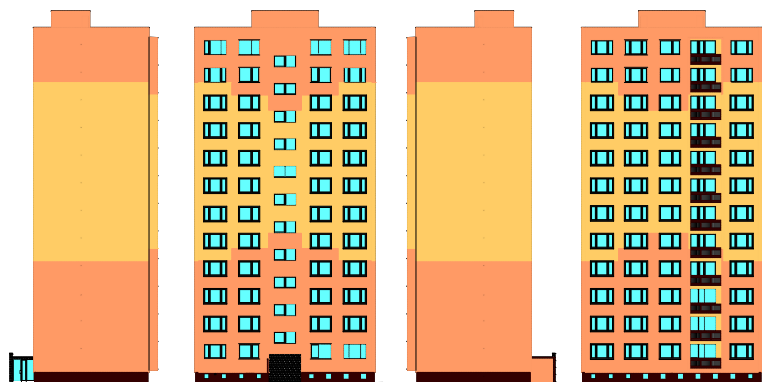
**ASSESSMENT OF ENVELOPE OF GOS PANEL SYSTEM MEASURED BY
THERMOCAMERA**

Abstrakt

Termovizní kamera může být využita k posuzování obvodových plášťů budov. Tepelné mosty a jejich závažnost může být odhalena termokamerou. Využili jsme tato měření pro porovnání obvodového pláště dvou objektů stejné panelové soustavy, které byly rozdílným způsobem revitalizované.

Abstract

Thermocamera can be used for assessment of building envelope. Thermal bridges and their seriousness can be detected by thermocamera. We used these measurements for detection of cold bridges and then for assessment of improving steps on the building envelope. We used these measurements to compare envelope of two objects of the same panel system, which has been revitalized in different ways.



Obr.1: Příklad architektonického řešení (zateplený objekt GOS)

¹ Ing. Filip Čmiel, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební (FAST), Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 337, e-mail: filip.cmiel@vsb.cz.

² Ing. Radek Fabian, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební (FAST), Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 913, e-mail: radek.fabian@vsb.cz.

1 ÚVOD

Termovizní měření lze považovat za moderní způsob kontroly obvodových plášťů a detekce případných slabých míst - tepelných mostů. V dnešní době se stává termovizní měření standardem a v našem případě nám posloužilo ke zhodnocení efektivnosti provedených konstrukčních opatření u dvou objektů GOS-66 v Ostravě - Zábřehu.

2 POPIS OBJEKTU

Konstrukční panelová soustava GOS, která byla vyvinuta pro bytovou panelovou výstavbu na poddolovaném území, vycházela z konstrukční panelové soustavy G57. Bytové domy v této konstrukční panelové soustavě byly realizovány v letech 1964 – 1972, a to převážně na Severní Moravě (Ostrava, Bohumín, Frýdek – Místek, Havířov, Karviná). Konstrukční panelová soustava GOS byla stavěna ve variantách GOS-64, GOS-66 a GOS-„Bichler“.

Posuzované bytové domy provedené v konstrukční panelové soustavě GOS-66 na ul. Svornosti č. 55 a 57 v Ostravě – Zábřehu byly realizovány v roce 1968.

Jedná se o samostatně stojící neprůchozí bytové domy s 1 podzemním a 12 nadzemními podlažními, s celkovým počtem 36 bytových jednotek v jednom stavebním objektu. V 1.PP jsou situovány sklepní boxy, domovní vybavení a napojovací uzly sítí. V 1.NP – 12.NP se nacházejí bytové jednotky (Obr. 2).

Obě průčelí bytového domu konstrukční panelové soustavy GOS-66 jsou tvořena podélnými pásy parapetů a oken s meziokenními izolačními vložkami, které byly při výměně oken vyzděny z YTONGu. Východní průčelí je doplněno předsazenými lodžiami. Štíty jsou hladké. K vertikální dopravě slouží schodiště a osobní výtah. Strojovna výtahu je umístěna na střeše bytového domu. Předsazený vstup, vytvářející zádveř, do domu je ze západní strany.

3 POPIS STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

Konstrukční panelová soustava GOS-66 je stěnový panelový příčný nosný systém v modulu 3,6 m a s konstrukční výškou podlaží 2,85 m. Obvodový plášť bytového domu je tvořen ve štítech a schodišti panely ze struskopemzobetonu tl. 300 mm a v průčelích plynosilikátovými parapetními pásy tl. 250 mm s oboustrannou omítkovou povrchovou úpravou.

Vnitřní nosné stěny jsou železobetonové tl. 200 mm. Příčky jsou železobetonové nebo struskopemzobetonové tl. 80 mm.

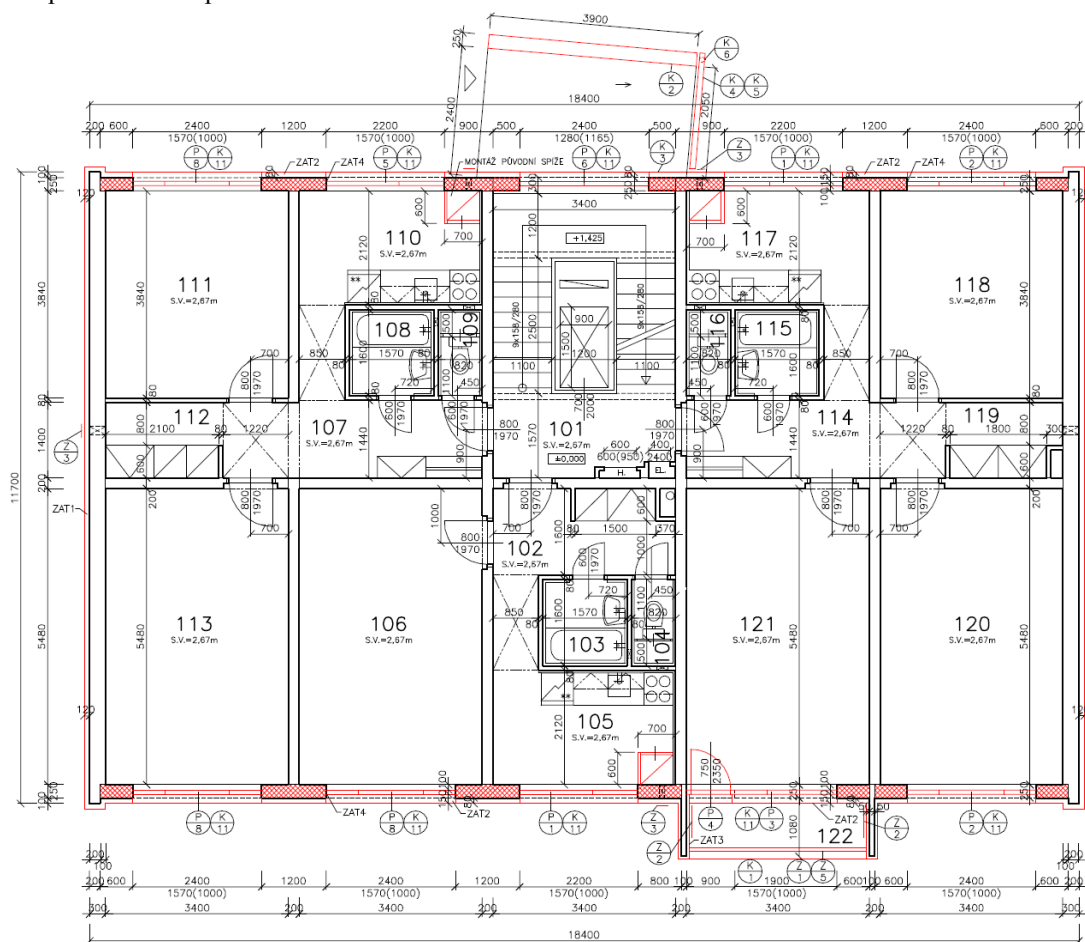
Stropy jsou tvořeny železobetonovými panely tl. 120 mm, které v sobě obsahují táhla k zachycení tahů, které mohou být způsobeny vlivy poddolovaného území.

Střešní konstrukce je řešena jako jednoplášťová nepochůzí plochá střecha, která je spádována k vnitřnímu střešnímu vtoku. Střešní souvrství se skládá z nosné vrstvy, kterou tvoří železobetonové stropní panely tl. 120 mm. Spádování střešní roviny je zajištěno škvárovým násypem ve spádu, na kterém spočívá tepelná izolace z plynosilikátových desek tl. 150 mm a následně na nich je položeno hydroizolační souvrství, které je tvoří dvě vrstvy IPA 500 SH, na které navazuje Bitagit a které je ukončeno modifikovaným pásem.

Podlahy v bytech nad suterénem byly provedeny na stropních železobetonových tl. 120 mm, na které byla položena tepelná izolace Fibrex tl. 15 mm, lepenka A 400H, cementový potěr a nášlapná vrstva tvořená vlysy (případně PVC).

Původní výplně otvorů v bytech byly tvořeny zdvojenými dřevěnými okny, balkónovými dveřmi a meziokenními izolačními vložkami. Ve vstupu ze zádveří do schodiště byla osazena jednoduchá kovová stěna s dveřmi bez přerušeného tepelného mostu prosklená jedním sklem. V prostoru schodiště byly osazeny jednoduchá kovová okna prosklená jedním sklem bez přerušeného

tepelného mostu. V suterénu byly osazeny jednoduchá kovová okna prosklená drátkosklem bez přerušeného tepelného mostu.



Obr. 2: Půdorys 1.NP (zateplený objekt GOS)

4 POPIS STAVEBNÍCH ÚPRAV KONSTRUKCÍ

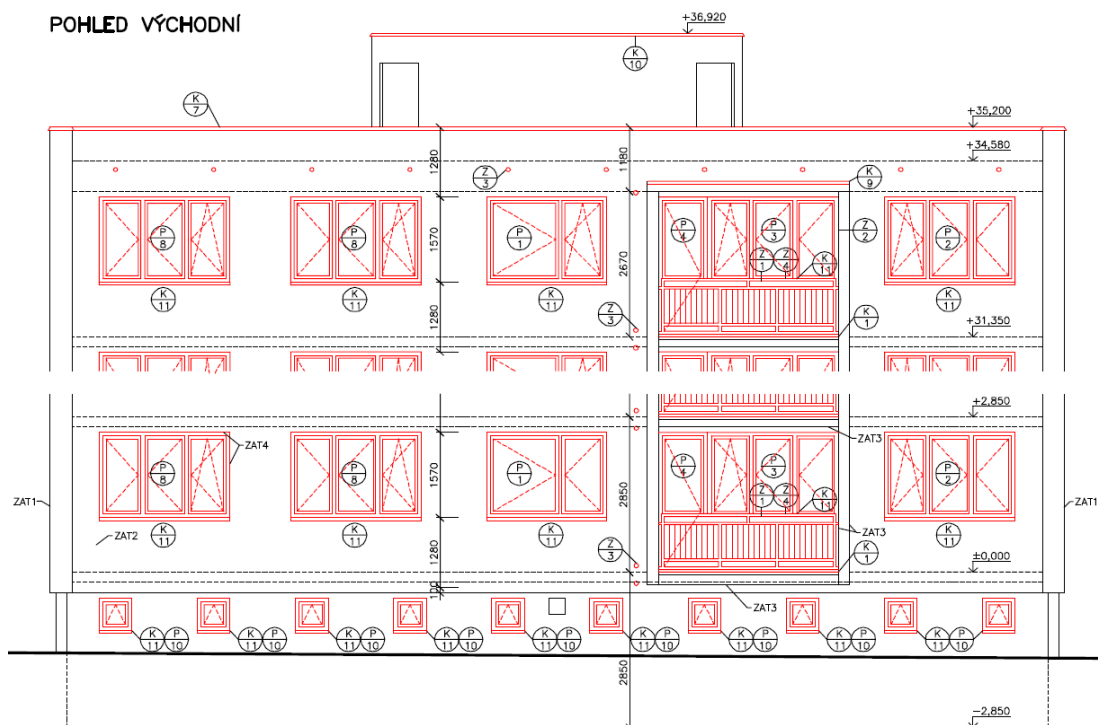
Úpravy měřeného objektu č. 55 spočívaly v demontáži meziokenních vložek kvůli výměně původních zdvojených dřevěných oken za nová plastová okna s izolačním dvojsklem, která mají $U = 1,3 \text{ (W.m}^{-2}\text{.K}^{-1}\text{)}$.

Prostor původních meziokenních vložek bylo nutno vyzdít přesnými tvárnici Ytong P2-500 na tenkovrstvou zdící maltu. Vyzdívky mezi okny byly kotveny do úhelníků, kdy jedno rameno úhelníku bylo přichyceno k čelu panelu hmoždinkami a druhé rameno, které bylo pro lepší soudržnost s maltou perforováno, spočívalo v ložné spáře meziokenních vyzdívek. Na kotvení každé meziokenní vyzdívky bylo zapotřebí dvou úhelníků, kdy pro zajištění dilatačních pohybů se musela spára mezi vyzdívkou a nadpražím vyplnit pružným materiálem.

Konstrukční úpravy druhého měřeného objektu č. 57 spočívaly v rozšíření výše uvedených konstrukčních úprav následujícím způsobem. Výměna původních oken za plastová proběhla i v suterénu. Vstupní dveře, které měly být původně vyměněny za plastové, byly vyměněny za dveře v hliníkovém rámu, protože v blízkém okolí se plastová varianta vstupních dveří dobře neosvědčila.

Další úpravy bytového domu č. 57 spočívaly v zateplení obvodového pláště do výšky 22,5 m fasádním tepelným izolantem EPS 70 od firmy Rigips a tepelnou minerální izolací ROCKWOOL

FASROCK nad tuto výškovou úroveň. Ve štítech byla navržena tl. 120 mm, v průčelích tl. 80 mm a zateplení nosných stěn a podhledu lodžii tl. 40 mm (Obr. 3). Zateplení ostění a nadpraží otvorů se provedlo kontaktním systémem v tl. 20 mm. Upravila se i plochá nepochůzí střecha, kdy stávající střešní plášť byl doplněn o 150 mm tlustou vrstvu EPS tepelné izolace, na kterou se aplikoval modifikovaný asfaltový pás.



Obr. 3: Pohled východní – průčelí (zateplený objekt GOS)

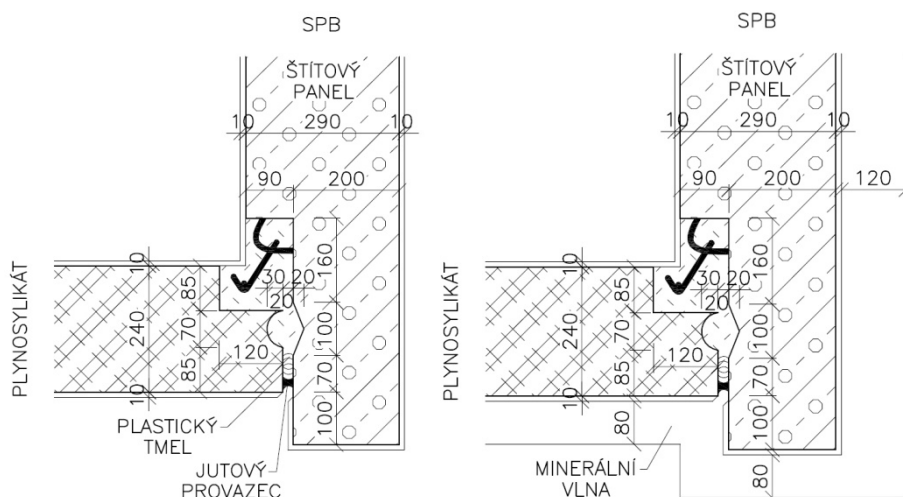
V interiéru se zateplování minerálními izolačními deskami ROCKWOOL FASROCK tl. 40 mm týkalo jen podhledu suterénu, a to jen v místech nacházejících se pod byty. Své konstrukční úpravy se dočkal i hlavní vstup do bytového domu, která spočívala ve vybourání stávajících výplní otvorů s následným dozděním části obvodové stěny z přesných tvárnic YTONG na tenkovrstvou zdicí maltu. Po vybourání hlavního vstupu byla severní část vstupu nahrazena příčkou RIGIPS na kovové konstrukci.

5 POPIS MĚŘENÍ

Termovizní měření proběhla současně za stejných podmínek na těchto dvou výše popsaných upravených bytových domech konstrukční panelové soustavy GOS–66 na ul. Svornosti.

Panelové objekty jsou obecně vnímány jako problémové z hlediska výskytu plísní na vnitřních površích obvodových konstrukcí. Svou roli hrají nejen uživatelé svým chováním, ale i nedostatky samotné konstrukce, které jsou zejména způsobeny použitím dílců vyšší objemové hmotnosti, a tedy i vyšší tepelné vodivosti (například struskopemzobeton).

Při modelování a měření jsme se zaměřili na detail styku dvou obvodových stěnových panelů, kdy se jedná o svislý styk struskopemzobetonového štítového panelu s plynosilikátovým parapetním panelem v průčelí (Obr. 4). V případě upraveného objektu jsme se zaměřili na část obvodové konstrukce, která byla zateplena minerální vlnou.



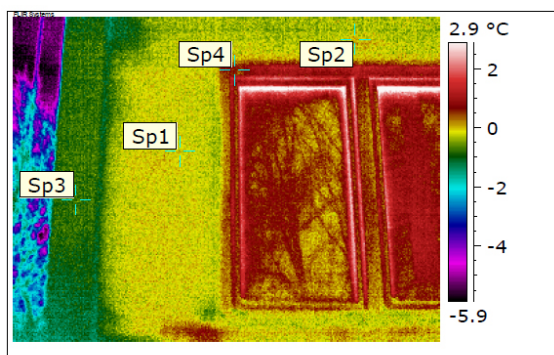
Obr. 4: Detail vodorovného řezu původního a zatepleného styku obvodových stěnových panelů

Termovizní měření se provedlo 3.2.2010 dopoledne mezi 8 až 9 hodinou. Obloha byla zatažená. Venkovní teplota dosáhla -2°C a relativní vlhkost venkovního vzduchu byla 80 %.

Teplota vnitřního vzduchu v měřených bytech se pohybovala mezi $+21$ až $+23^{\circ}\text{C}$ a relativní vlhkost vnitřního vzduchu dosahovala hodnot kolem 50 %.

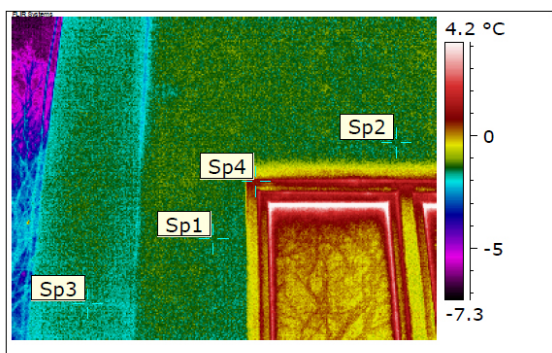
4 VÝSTUPY Z MĚŘENÍ

Na obrázku 5 a 6 lze vidět povrchovou teplotu předsazeného obvodového pláště štitové stěny ze struskopemzobetonu tl. 300 mm (Sp3), plynosilikátového parapetního pásu tl. 250 mm (Sp2) a meziokenních vložek z YTONGu tl. 250 mm (Sp1). S tím rozdílem, že druhý objekt je kontaktně zateplený. Výrazně vyšší povrchové teploty a tím i větší úniky tepla jsou na obrázku 5.



Object Parameter	Value
Atmospheric Temperature	-2.0°C
Label	Value
Sp1	0.1°C
Sp2	0.2°C
Sp3	-0.9°C
Sp4	0.5°C

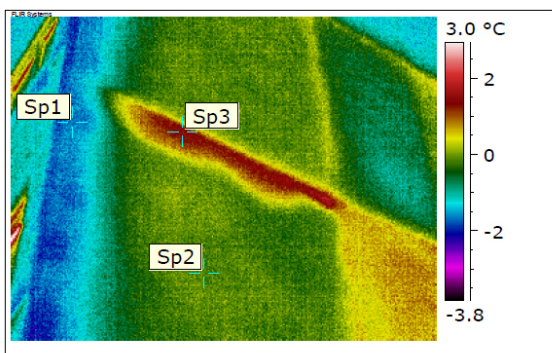
Obr. 5 Termovizní snímek – západní pohled (nezateplený objekt GOS)



Object Parameter	Value
Atmospheric Temperature	-2.0 °C
Label	Value
Sp1	-1.5 °C
Sp2	-1.6 °C
Sp3	-1.9 °C
Sp4	0.6 °C

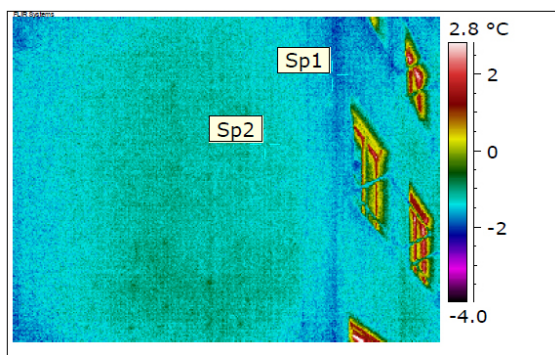
Obr. 6: Termovizní snímek – západní pohled (zateplený objekt GOS)

Obvodový plášť bytového domu (obr. 7 a 8) tvoří ve štítech panely ze struskopemzobetonu tl. 300 mm. Na nazatepleném objektu lze pozorovat nejen vyšší povrchové teploty, ale i tepelný most u styku panelů ve štítu (Sp3).



Object Parameter	Value
Atmospheric Temperature	-2.0 °C
Label	Value
Sp1	-1.6 °C
Sp2	-0.1 °C
Sp3	1.6 °C

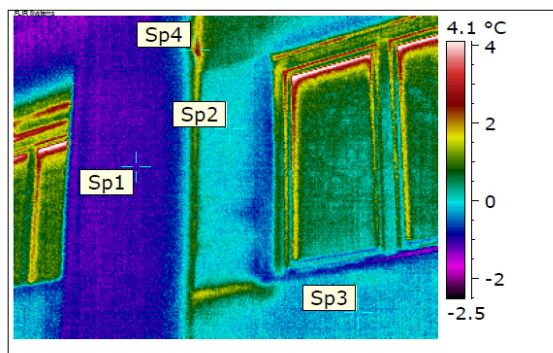
Obr. 7: Termovizní snímek – severní pohled (nezateplený objekt GOS)



Object Parameter	Value
Atmospheric Temperature	-2.0 °C
Label	Value
Sp1	-1.9 °C
Sp2	-1.4 °C

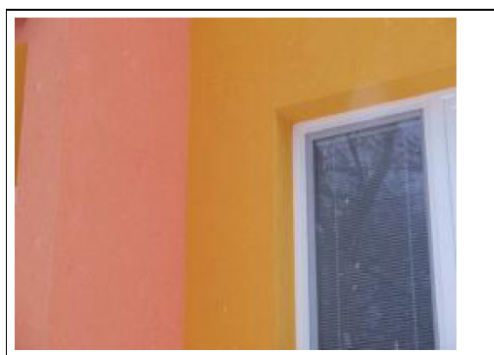
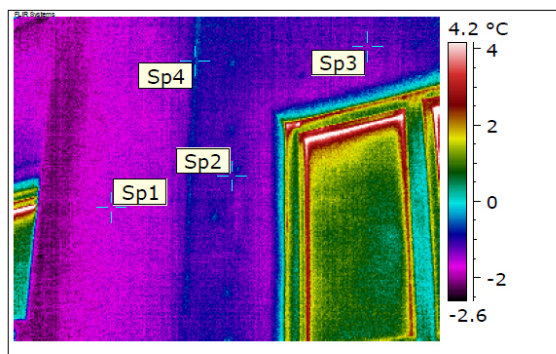
Obr. 8: Termovizní snímek – severní pohled (zateplený objekt GOS)

Východní průčelí (obr. 9 a 10) je členěno svislým pásem předsazených lodžií. Opět na nazatepleném objektu lze pozorovat tepelný most v koutě lodžie, kde bylo naměřeno +2,5 °C (Sp4).



Object Parameter	Value
Atmospheric Temperature	-2.0 °C
Label	Value
Sp1	-1.2 °C
Sp2	0.0 °C
Sp3	-0.1 °C
Sp4	2.5 °C

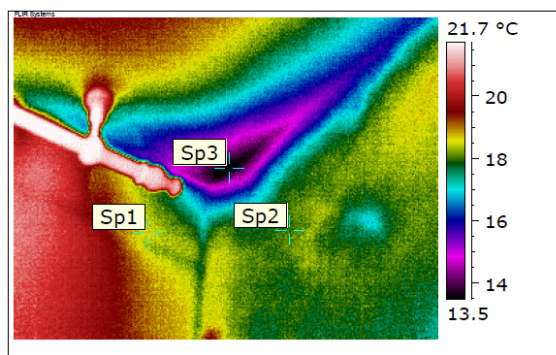
Obr. 9: Termovizní snímek – východní pohled (nezateplený objekt GOS)



Object Parameter	Value
Atmospheric Temperature	-2.0 °C
Label	Value
Sp1	-1.8 °C
Sp2	-1.3 °C
Sp3	-1.5 °C
Sp4	-0.7 °C

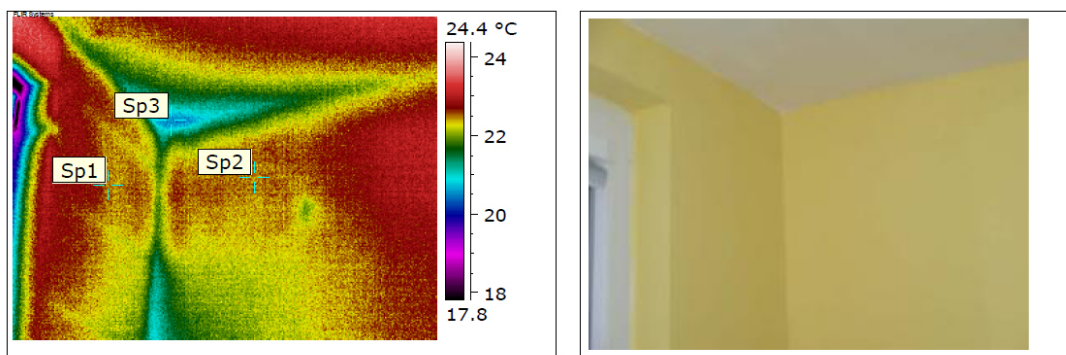
Obr. 10: Termovizní snímek – východní pohled (zateplený objekt GOS)

Na posledních dvou termogramech z interiéru (obr. 11 a 12) máme jihovýchodní kout (kontakt stropu a obvodových zdí). Jedná se o styk obvodového panelu ze struskopemzobetonu (Sp2) a meziokenních vložek z YTONGu (Sp1). Jsou patrné výrazně nižší teploty v koutu, což může mít za následek povrchovou kondenzaci vodní páry v daném místě a vznik plísní.



Object Parameter	Value
Atmospheric Temperature	22.0 °C
Label	Value
Sp1	18.3 °C
Sp2	17.9 °C
Sp3	13.2 °C

Obr. 11: Termovizní snímek – interiér (nezateplený objekt GOS)



Object Parameter	Value
Atmospheric Temperature	23.0 °C
Label	Value
Sp1	22.4 °C
Sp2	22.2 °C
Sp3	20.6 °C

Obr. 12: Termovizní snímek – interiér (zateplený objekt GOS)

5 ZÁVĚR

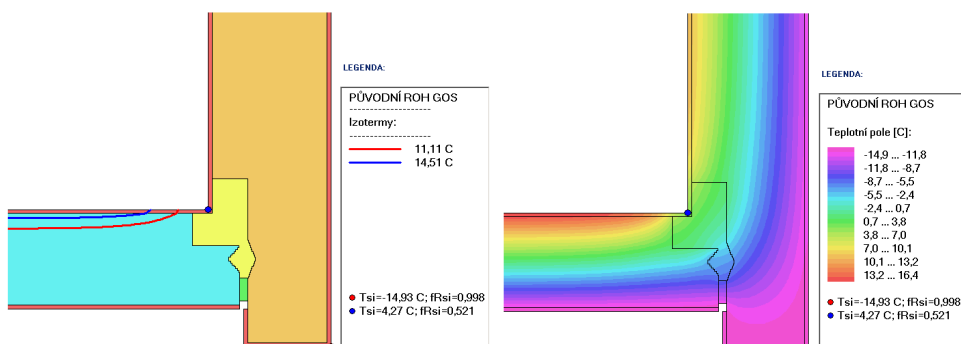
Pro lepší porovnatelnost a představu závažnosti nedostatků tohoto detailu byly provedeny modelace v softwaru AREA 2009 (viz. Tab. 1). Modelace prokázaly závažné nedostatky tohoto detailu v původním provedení (Obr. 13 a 14), kdy ve vnitřním koutu byla pro normové okrajové podmínky nejnížší povrchová teplota jen +4,27 °C, takže došlo i k překročení teploty rosného bodu, která pro dané podmínky činí +11,11 °C.

Tab. 1 Okrajové podmínky

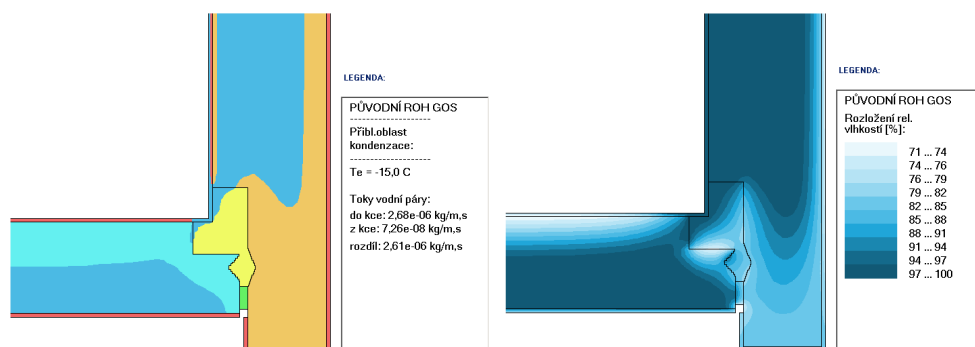
Návrhová venkovní teplota θ_{ae} [°C]	-15
Návrhová teplota vnitřního vzduchu θ_{ai} [°C]	+21
Návrhová relativní vlhkost venkovního vzduchu	84
Návrhová relativní vlhkost vnitřního vzduchu φ_i	55
Tepelný odpor při přestupu tepla v interiéru R_{si}	0,13
Dtto pro výpočet kondenzace a povrch. teplot	0,25
Tepelný odpor při přestupu tepla v exteriéru R_{se}	0,04
Dtto pro výpočet kondenzace a povrch. teplot	0,04

Na obrázku 13 a 15 (v levé části) modrá izoterma reprezentuje kritickou vnitřní povrchovou teplotu, kdy v bezprostředním okolí vnitřního povrchu konstrukce je dosaženo kritické 80% relativní vlhkosti vzduchu, což je kritérium, kdy vzniká riziko růstu plísní. Červená izoterma nám vykresluje dosažení teploty rosného bodu v konstrukci, kde je relativní vlhkost u povrchu 100% a při poklesu pod tuto hodnotu dochází ke kondenzaci.

Z předchozích dvou obrázků (Obr. 13 a 15) je zřejmé, že struskopemzobetonový panel nedosahuje z hlediska tepelné techniky požadovaných parametrů, což se projevuje nižšími teplotami při vnitřním povrchu panelu.



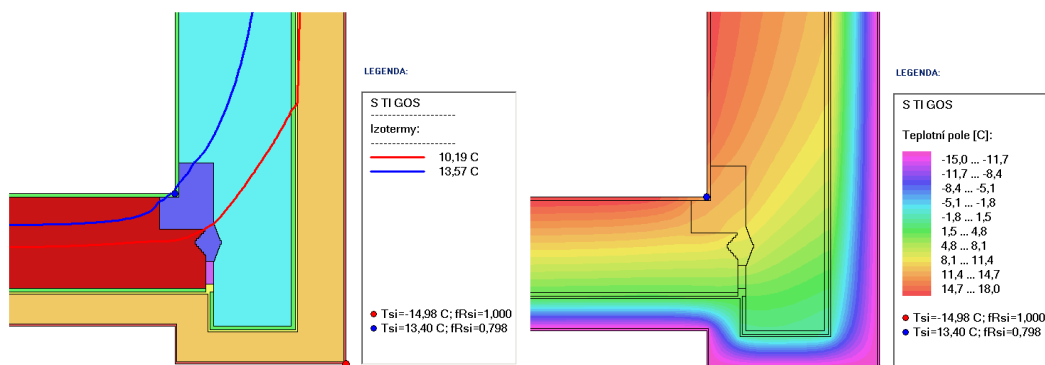
Obr. 13: Izotermie a teplotní pole (nezateplený objekt GOS)



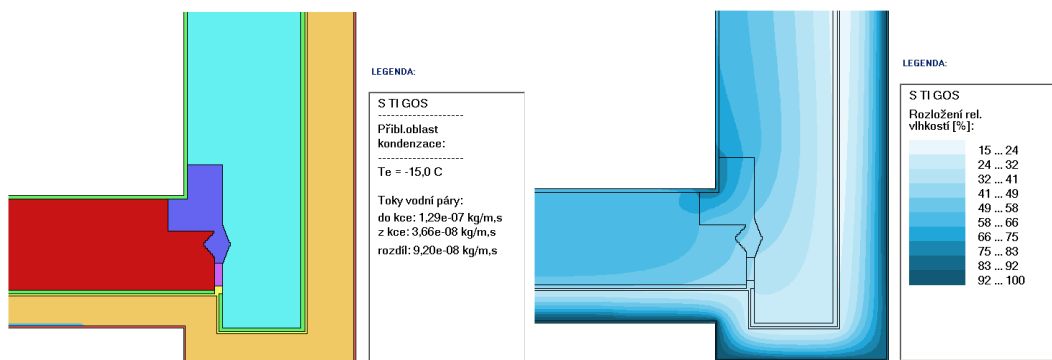
Obr. 14: Oblast kondenzace vlhkosti a rozložení relativní vlhkosti v konstrukci (nezateplený objekt GOS)

Na posledním obrázku, který se týká původního konstrukčního řešení (Obr. 14 – levá část) je patrná rozsáhlá kondenzační oblast v obou konstrukcích. Podle vlhkostní bilance v konstrukci vychází příznivě jen průřelní panel z plynosilikátu (viz. Tab. 2), zatímco struskopemzobetonový štitový panel dosahuje závažné negativní bilance zkondenzované a odpařené vodní páry z konstrukce.

Pro ověření, zda navrhovaná opatření budou efektivní, proběhly i pro upravený stav modelace ve výpočetním programu AREA 2009. Následně termovizní měření potvrdily výsledky z modelací.



Obr. 15: Izotermie a teplotní pole (zateplený objekt GOS)



Obr. 16: Oblast kondenzace vlhkosti a rozložení relativní vlhkosti v konstrukci (zateplený objekt GOS)

Na obrázku 15 je na první pohled vidět, že nedochází k vnitřní povrchové kondenzaci a jen v malé ploše ve vnitřním koutu hrozí riziko napadení povrchu plísněmi.

Nejnižší vypočtená povrchová teplota je $+13,40\text{ °C}$, což je o $0,17\text{ °C}$ překročena mezní hodnota. Na obrázku 15 lze názorně vidět, že rozložení teplot v obou obvodových stěnových panelech je přibližně stejné. Jen u průčelí je pole teplot hustší, což je způsobeno celkově menší tloušťkou konstrukce v porovnání se štítem objektu.

Tab. 2 Tepelně technické posouzení konstrukčních úprav [Teplo 2009, Svoboda]

konstrukce	$f_{Rsi} \geq f_{Rsi,N}$ [-]	$U \leq U_N$ [W/(m ² .K)]	$M_c \leq M_{c,N}$ [kg/(m ² .a)]	$M_c < M_{ev}$ [kg/(m ² .a)]
PŮVODNÍ STAV GOS-66				
PSK panely	$0,821 > 0,789$	$0,79 > 0,38$	$0,074 < 0,5$	$0,074 < 3,8253$
Výsledek	Splněno	Nesplněno	Splněno	Splněno
SPB panely	$0,649 < 0,789$	$1,71 > 0,38$	$7,0762 > 0,5$	$7,0762 > 2,1082$
Výsledek	Nesplněno	Nesplněno	Nesplněno	Nesplněno
ZATEPLENÝ STAV GOS-66				
PSK panely	$0,922 > 0,789$	$0,31 < 0,38$	$0,1268 > 0,1$	$0,1268 < 4,1635$
Výsledek	Splněno	Splněno	Nesplněno	Splněno
SPB panely	$0,926 > 0,789$	$0,29 < 0,38$	$0,0269 < 0,1$	$0,0269 < 4,1911$
Výsledek	Splněno	Splněno	Splněno	Splněno
f_{Rsi}	teplotní faktor vnitřního povrchu			
$f_{Rsi,N}$	požadovaná hodnota nejnižšího teplotního faktoru vnitřního povrchu			
U	součinitel prostupu tepla			
U_N	požadovaná hodnota součinitele prostupu tepla			
M_c	roční množství zkondenzované vodní páry uvnitř konstrukce			
$M_{c,N}$	požadované roční množství zkondenzované vodní páry uvnitř konstrukce			
M_{ev}	roční množství vypařitelné vodní páry uvnitř konstrukce			

Markantní zlepšení navržených a provedených úprav lze vidět při porovnání velikosti a místa kondenzace v konstrukci podle obrázku 14 a 16. V původním provedení docházelo i k povrchové kondenzaci na vnitřním povrchu obvodové konstrukce, zatímco v upraveném stavu ke kondenzaci dochází jen při venkovním povrchu kontaktního zateplovacího systému.

Shrnutím termovizního měření a modelací v softwaru AREA 2009 se prokázalo, že zateplení stávajícího obvodového pláště u objektu GOS-66 na ul. Svornosti 57 v Ostravě – Zábřehu je z hlediska tepelné pohody a vlhkosti lepší řešení. U obou provedení se výměnou původních netěsnících dřevěných zdvojených oken za nová plastová okna zamezilo přirozené infiltraci vzduchu. Tím se v zimních měsících objevuje riziko zvýšení relativní vlhkosti v místnostech při nepravidelném větrání. Při výrazně nižších povrchových teplotách v interiéru nezatepleného objektu může v daném místě vznikat povrchová kondenzace vodní páry a tím i plísň.

LITERATURA

- [1] WASSERBAUER, R. *Biologické znehodnocení staveb*. Praha: ABF,a.s., Nakladatelství ARCH. 2000. 280 s. ISBN 80-86165-30-2.
- [2] Paříková, J., Kučerová, I., *Jak likvidovat plísň*. Praha: Grada Publishing, spol. s r.o., 2001. 100 s. ISBN 80-247-9029-7.
- [3] Šála, J. *Zateplování budov*. Praha: Grada Publishing, spol. s r. o., 2000. 176 s. ISBN 80-7169-833-4.
- [4] ČSN 73 0540-1 Tepelná ochrana budov – Část 1: Terminologie. Praha: ČNI, 2005
- [5] ČSN 73 0540-2 Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky. Praha: ČNI, 2002
- [6] ČSN 73 0540-2 Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky. Praha: ČNI, 2007
- [7] ČSN 73 0540-3 Tepelná ochrana budov – Část 3: Navrhované hodnoty veličin. Praha: ČNI, 2005
- [8] ČSN 73 0540-4 Tepelná ochrana budov – Část 4: Výpočtové metody. Praha: ČNI, 2005

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Marek Tabašek, Ph.D. Energetický auditor, Záhumení 140, 747 64 Čavisov, okr. Ostrava-město.

Pavel ORAVEC¹, Marek JAŠEK²

ZMĚNA POLOHY VÝPLNÍ STAVEBNÍCH OTVORŮ PŘI ZATEPLOVÁNÍ

CHANGE OF POSITION OF WINDOWS AND DOORS IN THE INSULATION

Abstrakt

V rámci regenerací staveb se v současné době velmi často setkáváme s výměnami původních výplní otvorů za nové. Dále je obvykle v rámci projektu současně řešeno i zlepšení tepelně-izolačních vlastností obvodového pláště zateplením. Příspěvek porovnává nejčastější způsoby osazování výplní otvorů včetně řešení detailů s vazbou na zateplený plášť. Dále definuje aplikaci inovačního způsobu osazení výplní stavebních otvorů, kterou mají autoři chráněnou Užitným vzorem.

Klíčová slova

Osazení oken a dveří, výplně otvorů

Abstract

This paper analyzes the possibilities and ways of a hole paneling (windows, doors) in a supporting construction of exposed walls in buildings where subsequently the Etics system will be used.

Keywords

Fixed windows and doors, Fill holes

1 ZPŮSOB KOTVENÍ OKEN A DVEŘÍ

V současné době se pro standardní kotvení plastových oken a dveří používají výhradně tři způsoby:

- a) Kotevní trny – tzv. „Turbošrouby“.
 - Výhody: rychlost provedení, přesnost fixace.
 - Nevýhody: Zamezení dilatace rámu otvorové výplně, perforace rámu a často i výztuhy, riziko vnesení vlhkosti do rámu.
- b) Kotevní pásy.
 - Výhody: umožňují dilataci
 - Nevýhody: Při zapravení ostění nutno pamatovat na zapravení pásků.
- c) Rámové hmoždinky.

¹ Ing. Pavel Oravec, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 912, e-mail: pavel.oravec@vsb.cz.

² Ing. Marek Jašek, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 927, e-mail: marek.jasek@vsb.cz.



Obr. 1: Osazení výplně za pomoci turbošroubů



Obr. 2: Kotvení páskami

Oblíbenost jednotlivých způsobů kotvení mezi realizačními firmami je rozložena rovnoměrně, nepřevládá tedy jeden či druhý systém. Z hlediska dlouhodobé životnosti a trvanlivosti můžeme určit, že kotvení za pomoci pásků je méně rizikové.

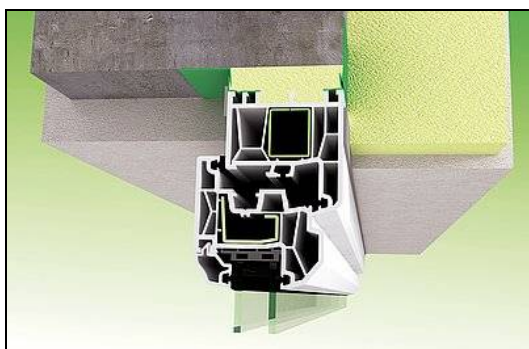
2 PŘIPOJOVACÍ SPÁRA

Připojovací spáru můžeme rozdělit na tři roviny:

- Vnitřní parotěsná zábrana.
- Středová výplňová (a izolační) část.
- Vnější paropropustné těsnění.

Nutnost aplikace vnitřní parozábrany a vnějšího paropropustného prvku není v současné době definována v normách. Jejich použití je tedy otázkou požadavku objednatele. V současné době je velké množství oken osazováno pouze za pomoci vyplnění mezery PUR pěnou mezi rámem a stavebním otvorem. Tato situace má negativní vliv na dlouhodobou funkčnost těsnění spáry. Objevují se reklamace na nadměrný prostup vzduchu spárou zejména v kritické oblasti parapetu.

Použití těsnění spáry ve třech funkčních rovinách velmi významně ovlivňuje často opomíjený parametr vzduchové neprůzvučnosti (R'_w) zabudované sestavy. [1].



Obr. 3: Ošetření připojovací spáry. Zdroj: Tremco-Illbruck



Obr. 4: Aplikace parozábrany

3 POLOHA OSAZENÍ V NOSNÉ KONSTRUKCI

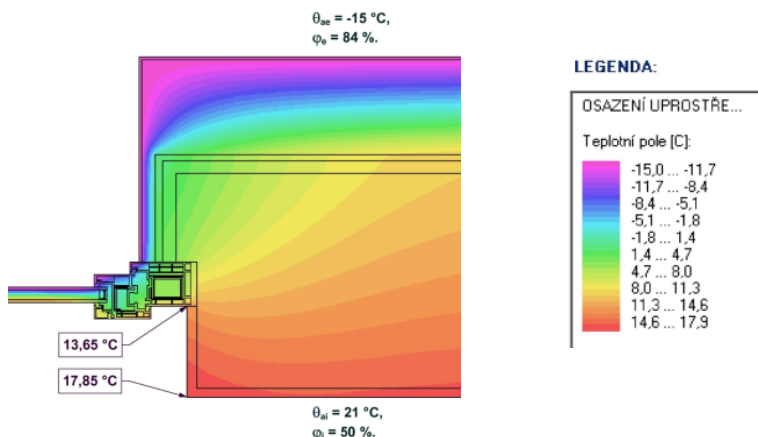
Pro nalezení optimální polohy byly analyzovány za pomoci programu AREA různé možnosti osazení otvorové výplně ve stavebním otvoru [1]. Průběh teplot je vypočten pro tyto okrajové podmínky:

- teplota vnitřního vzduchu $\theta_{ai} = 21\text{ °C}$,
- relativní vlhkost vnitřního vzduchu $\varphi_i = 50\text{ %}$,
- teplota venkovního vzduchu $\theta_{ae} = -15\text{ °C}$,
- relativní vlhkost venkovního vzduchu $\varphi_e = 84\text{ %}$.

Poloha osazení výplní otvorů v nosné konstrukci může být v zásadě trojí:

1) v rovině původního okna v místě ozubu zalomeného ostění,

Plastové okno je osazeno v rovině původního okna a to v místě ozubu zalomeného ostění. Šířka ozubu zalomeného ostění je 30 mm. Tloušťka tepelné izolace vnějšího ostění, které je provedeno z fasádních polystyrénových desek EPS 70 F, je vzhledem k ozubu zalomenému ostění jen 20 mm.



Obr. 4a: Osazení výplně do polohy původní.

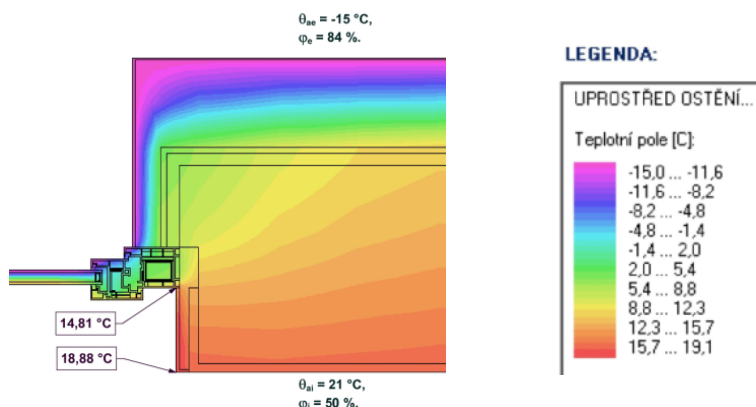


Obr. 4b: Původní stav – umístění okna do ozubu v obvodovém plášti

Dle průběhu teplot (viz obr. 4a) vychází vnitřní povrchová teplota v místě styku rámu okna a vnitřní omítky (u připojovací spáry) 13,65 °C. Vnitřní povrchová teplota rohu vnitřního ostění je 17,85 °C.

2) v rovině původního okna v místě zarovnaného ozubu ostění,

Plastové okno je osazeno v rovině původního okna. Stávající ozub zalomeného ostění byl zarovnán tepelnou izolací z fasádních polystyrénových desek EPS 70 F. Povrchová úprava je provedena z tenkostěnné omítky. Tloušťka tepelné izolace vnějšího ostění, které je provedeno z fasádních polystyrénových desek EPS 70 F, je 40 mm.



Obr. 5a: Osazení výplně na původní místo s odstoupeným rámem.

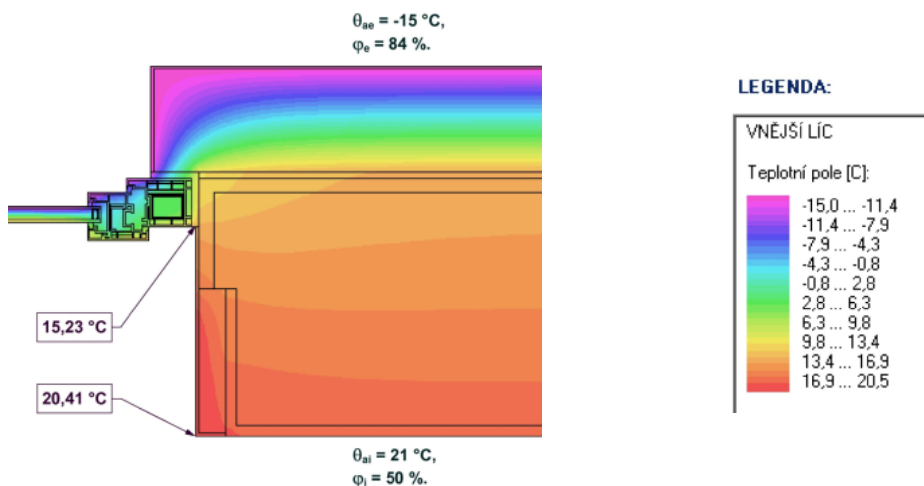


Obr. 5b: Osazení výplně na původní místo s odstoupeným rámem – ošetření připojovací spáry.

Dle průběhu teplot (viz obr. 5a) vychází vnitřní povrchová teplota v místě styku rámu okna a vnitřní omítky (u připojovací spáry) 14,81 °C. Vnitřní povrchová teplota rohu vnitřního ostění je 18,88 °C.

3) v rovině lícující s původním vnějším lícem obvodového pláště.

Plastové okno je osazeno v rovině lícující s původním vnějším lícem obvodového pláště. Vnější ostění je realizováno pouhým přetažením zateplení objektu, které je provedeno z fasádních polystyrénových desek EPS 70 F tloušťky 150 mm, o 50 mm přes kraj rámu křídla. Z toho vyplývá šířka vnějšího zatepleného ostění 50 mm. Vzniklá mezera mezi rámem okna a zateplením je zaplněna polyuretanovou pěnou. Stávající ozub zalomeného ostění byl zarovnan tepelnou izolací z fasádních polystyrénových desek EPS 70 F. Následná povrchová úprava vnitřního ostění je provedena z tenkostěnné omítky.



Obr. 6a: Osazení výplně na vnější líc nosné konstrukce – model teplotních polí.



6b: Osazení výplně na vnější líc nosné konstrukce-pohled z exteriéru.

Dle průběhu teplot (viz obr. 6a) vychází vnitřní povrchová teplota v místě styku rámu okna a vnitřní omítky (u připojovací spáry) 15,23 °C. Vnitřní povrchová teplota rohu vnitřního ostění je 20,41 °C.

Z analýzy průběhu teplot nám jako nejoptimálnější řešení vychází varianta č. 3 - osazení okna v rovině lícující s původním vnějším lícem obvodového pláště. V důsledku posunutí polohy osazení okna u zatepleného panelového objektu k vnějšímu líci a zarovnání ozubu zalomeného ostění tepelnou izolací, dojde k podstatnému nárůstu vnitřní povrchové teploty vnitřního rohu ostění. Tato hodnota povrchové vnitřní teploty vychází přibližně o 2,5 °C vyšší než u varianty č. 1 a u varianty č. 2 o 1,5 °C. Vnitřní povrchová teplota v místě styku rámu okna a vnitřní omítky (u připojovací spáry) je přibližně o 1,5 °C vyšší než u varianty č. 1, ale u varianty č. 2 už jen o 0,4 °C. [1]

4 UŽITNÝ VZOR

Na základě poznatků byl sestrojen Užitný vzor číslo 018847, v němž je definováno optimální osazení výplní otvorů. [1]

4.1 Stručný popis

Nové výplně otvorů (okna, dveře) je nutno osadit tak, aby se rovina vnějšího líce rámu co nejvíce blížila, v ideálním případě korespondovala s rovinou vnějšího líce nosné konstrukce stěny. Při následné aplikaci zateplení se desky kontaktního zateplovacího systému provedou s přetažením tak, aby překrývaly okenní rám. Doporučuje se ponechat viditelnou (ochlazovanou) část okenního rámu pouze 5 mm, aby se minimalizovaly tepelné ztráty skrz rám.



Obr. 7: Osazení okna na vnější líc nosné konstrukce

4.2 Dosavadní stav

Výplně otvorů se ve většině dosavadních případů osazují přibližně na osu nosné konstrukce. V případě rekonstrukcí se osazují přesně do místa původních výplní otvorů.



Obr. 8: Vodorovný řez dosavadním osazením okna

Tento stav způsobuje:

- Zvýšenou pracnost při tvorbě detailu zateplení ostění.
- Při osazení okna do ozubu v nosné konstrukci je rám překryt touto konstrukcí a není možné použít dostatečnou tloušťku izolantu pro zateplení ostění.

4.3 Technické parametry

- Posunutí roviny osazení výplně otvoru na vnější líc nosné konstrukce.
- Přetažení rámu výplně otvoru izolantem tak, aby zůstala viditelná část 5 mm.

4.4 Ekonomické parametry

Výhody osazení dle užitého vzoru:

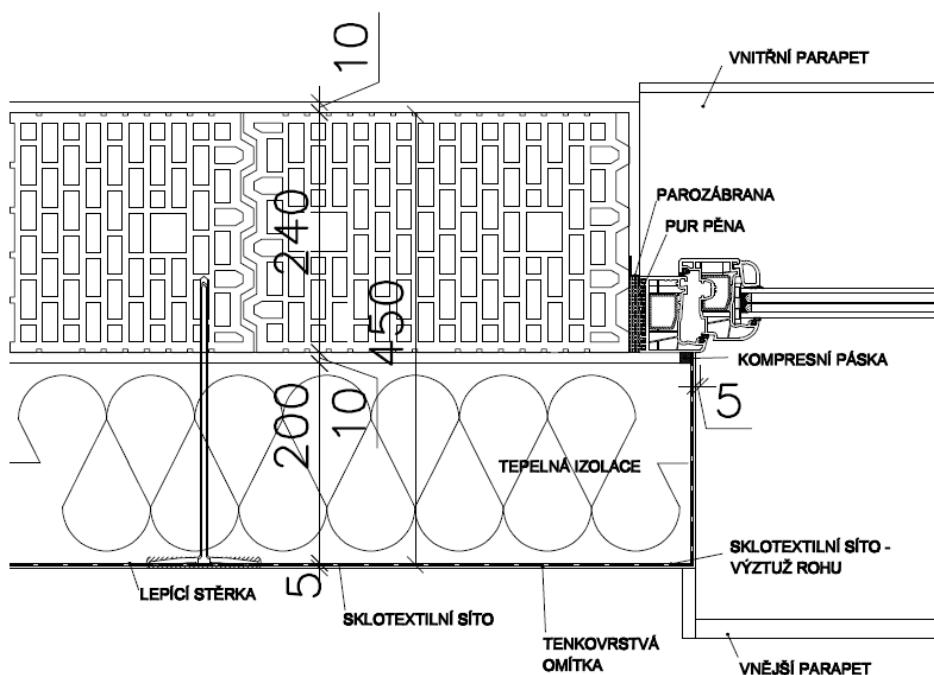
- ✓ Realizační: Podstatně menší pracnost při tvorbě detailu zateplení ostění a nadpraží.
- ✓ Ekonomické: V oblasti ostění výrazné snížení spotřeby materiálu (izolant, lepicí tmel, sklotextilní síťovina, penetrace a omítkoviny, parapety).
- ✓ Časové: Urychlení postupu zateplovacích prací.
- ✓ Tepelně-technické: Pečlivým překrytím okenního rámu dojde ke snížení tepelné ztráty a bezpečnému splnění požadavku na nejnižší vnitřní povrchovou teplotu v kritických oblastech, čímž se zamezí riziku vzniku plísní.
- ✓ Akustické: Aplikací parozábran a komprípásek v detailu dojde k výraznému zlepšení parametrů vzduchové neprůzvučnosti pláště.
- ✓ Uživatelské: V interiéru dojde ke zvýšení plochy parapetu.
- ✓ Estetické: Při použití větších tloušťek izolantu (>150 mm) se výplně otvorů při pohledu z exteriéru nejeví jako příliš zapuštěné v obvodovém plášti.

4.5 Oblast využití

Týká se novostaveb i rekonstrukcí objektů, jejichž obvodový plášť bude následně opatřen kontaktním zateplovacím systémem.



Obr. 9: Okno v plášti opatřeném systémem ETICS.



Obr. 10: Detail správného osazení výplně v nosné konstrukci

5 ZÁVĚR

Budou dlouhodobě sledovány a vyhodnocovány parametry aplikovaných funkčních vzorků [1] osazení otvorových výplní v obvodovém plášti a závěry publikovány. Cílem je nalezení optimálního řešení, které při zajištění rozumné ekonomické rentability bude poskytovat záruku dlouhodobé funkčnosti a použitelnosti bez nutnosti rekonstrukčního zásahu během životnosti stavby.

LITERATURA

- [1] JAŠEK, M., ORAVEC, P. *Vliv polohy okna u zatepleného panelového domu T06B - BTS*. In Poruchy a rekonstrukce. Ostrava : VŠB-TUO, FAST, 2007. ISBN 978-80-248-1404-9.
- [2] ORAVEC, P., JAŠEK, M. *Regenerace domu T 06B-BTS od projektu k realizaci*. In Poruchy a rekonstrukce obvodových plášťov a stiech - Podbanské, Košice : Technická univerzita, 2008, s. 151-156, ISBN 978-80-232-0290-8.
- [3] ORAVEC, P. *Akustická ochrana uživatelů staveb*. Stavitel, 8/2008, Praha : Economia, 2008, s. 20 - 21, ISSN 1210 – 4825.
- [4] ORAVEC, P., JAŠEK, M. Osazení výplní otvorů při zateplování na vnější líc nosné konstrukce. **Funkční vzorek** zapsaný na Centru transferu technologií pod číslem 003/28-05-2008 F dne 28.05.2008.
- [5] ORAVEC, P., JAŠEK, M. *Uspořádání osazení výplní stavebních otvorů při zateplování*. Užitečný vzor zapsaný na Úřadu průmyslového vlastnictví pod číslem 18847 dne 28.08.2008, <<http://www.upv.cz/pls/portal30/ptdet?xprim=1072876&lan=cs>> .

Oponentní posudek vypracoval: Doc. Ing. Miloš Kalousek, Ph.D., VUT Brno.

Jaroslav SOLAŘ¹

**PROBLEMATIKA POVRCHOVÉ KONDENZACE VODNÍ PÁRY
U DŘEVĚNÝCH KROVŮ BEZ TEPELNÉ IZOLACE**

**THE QUESTION OF EXTERNAL CONDENSATION OF WATER VAPOUR ON WOODEN
ROOF TIMBERS WITHOUT HEAT INSULATION**

Abstrakt

Príspevok pojednáva o príčinách a možnostiach riešenia povrchovej kondenzácie vodnej pary na drevených prvcích u krovů bez tepelnej izolácie. Jedná sa o kondenzáciu vodnej pary na vnútornom povrchu dreveného bednenia (event. ďalších drevených prvků v ploše strechy) a o kondenzáciu vodnej pary na drevených prvcích situovaných v rizikových miestach (např. v miestach uloženia krokví na pozednici). V rámci príspevku je pojednané tiež o možnostiach riešenia uvedených problémů s povrchovou kondenzáciou vodnej pary. A to jak u stávajících staveb, tak také v rámci projekčního řešení novostaveb se šikmými a strmými střechami.

Klíčová slova

Šikmé střechy, krovy, povrchová kondenzace vodní páry

Abstract

The entry treats of causes and possible solutions of surface condensation of water vapor on wooden elements of roof timbers without heat insulation. That means the condensation of water vapor on inside surface of crating (or another wooden elements in the tract of a roof) and the condensation of the vapor on wooden elements located in risk areas (for example on the place where spars are placed on the inferior rafter).

The input contents also possible solutions of foregoing problems by existing buildings as well as by planning projects for buildings under construction, both with pitched and steep roofs.

Keywords

Pitched roof, roof timbers, external condensation of water vapor

1 ÚVOD

Pokud je dřevěný krov situován nad nevytápěným půdním prostorem a není tedy nijak tepelně izolován, což je v praxi zcela běžné, pak může v určitých případech, zejména pokud není zajištěna dostatečná výměna vzduchu v půdním prostoru, dojít k povrchové kondenzaci vodní páry na vnitřním povrchu dřevěných prvků.

Nedostatečná výměna vzduchu v půdním prostoru má za následek zvýšení relativní vlhkosti vzduchu v půdním prostoru. Ta má následně negativní vliv na hmotnostní vlhkost dřevěných prvků krovu. Důsledkem toho může dojít k výskytu plísní na povrchu dřevěných prvků krovu, případně také

¹ Doc. Ing. Jaroslav Solař, Ph.D., Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 32 1301, e-mail: jaroslav.solar@vsb.cz.

na povrchu zdiva. Pokud hmotnostní vlhkost dřevěných prvků zde situovaných překročí 18 %, pak hrozí riziko jejich napadení Dřevomorkou domácí. V případě hmotnostní vlhkosti 20 % a vyšší také napadení některou z ostatních druhů dřevokazných hub. Ke zvýšení vlhkosti vnitřního vzduchu v půdním prostoru může napomáhat také plechová střešní krytina, která má vysoký difúzní odpor.

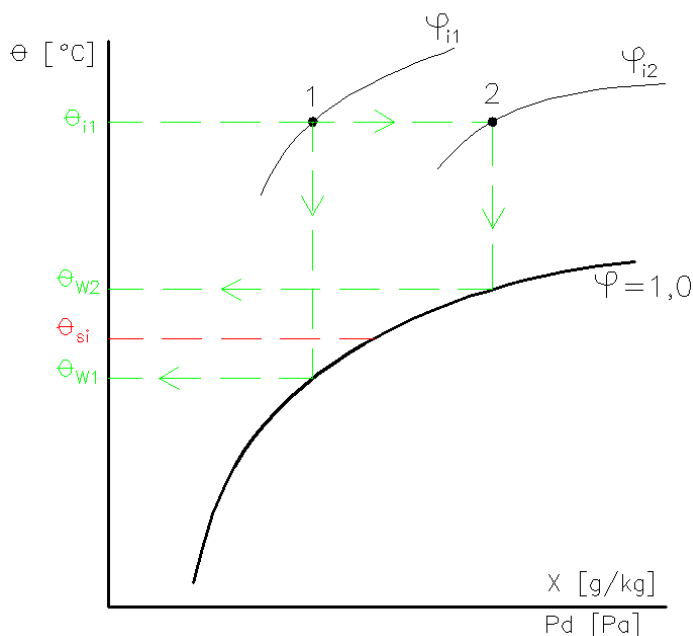
2 PŘÍČINY POVRCHOVÉ KONDENZACE VODNÍ PÁRY

Prvotní příčinou povrchové kondenzace vodní páry je, jak již bylo uvedeno, nedostatečná výměna vnitřního vzduchu v půdním prostoru. Ta pak může mít za následek:

- a) Kondenzaci vodní páry na povrchu dřevěného bednění, případně dalších dřevěných prvků v ploše střechy..
- b) Kondenzaci vodní páry na dřevěných prvcích situovaných v rizikových místech.

2.1 Kondenzace vodní páry na povrchu dřevěného bednění

Nedostatečná výměna vzduchu v půdním prostoru má za následek zvýšení relativní vlhkosti vnitřního vzduchu. Důsledkem je zvýšení teploty rosného bodu vnitřního vzduchu. To bývá zpravidla velmi razantní. A to tak, že teplota rosného bodu se zvýší natolik, že má vyšší hodnotu, než je povrchová teplota dřevěného bednění. Důsledkem jen povrchová kondenzace vodní páry s negativními jevy popsány v kap. 1 (napadení dřevokaznými biologickými škůdci). Princip uvedeného jevu je znázorněn na obr. 1.



Obr.1: Zvýšení relativní vlhkosti vnitřního vzduchu za konstantní teploty, znázornění v Mollierově h-x diagramu



Obr.2: Plíseň na dolním povrchu dřevěného bednění šikmé střechy zapříčiněná nedostatečnou výměnou vzduchu v mezistřeším prostoru

2.2 Kondenzace vodní páry na dřevěných prvcích situovaných v rizikových místech

Místa, kde jsou krokve uloženy na pozednice (viz obr. 3) mohou být také rizikovými místy z hlediska povrchové kondenzace vodní páry s důsledky stejnými, jak je uvedeno v kap. 1.



Obr.3: Místo uložení krokve na pozednici

To proto, že:

1. Výška obvodového půdního zdiva nad úrovní povrchu podlahy na půdě je velmi malá (nebo dokonce nulová). Tehdy zpravidla nedochází k řádnému proudění vzduchu v uvedeném místě. To má za následek zvýšení relativní vlhkosti vnitřního vzduchu v tomto místě. V důsledku toho pak dochází ke zvýšení teploty rosného bodu vnitřního vzduchu nad povrchovou teplotu stavebních konstrukcí. To pak má za následek kondenzaci vodní páry na povrchu zde umístěných dřevěných

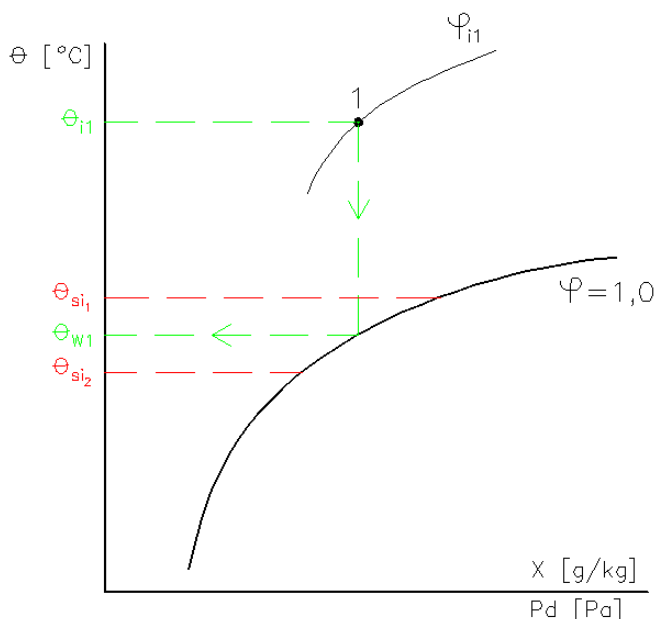
prvků (tedy pozednic a konců krokví) a zdiva. Uvedený jev je principiálně stejný jako v kap. 2. 1 a je znázorněn na obr. 1. V důsledku povrchové kondenzace vodní páry a také následkem sorpce vodní páry ze vzduchu dochází ke zvýšení hmotnostní vlhkosti dřevěných prvků.

2. Výška obvodového půdního zdiva nad úrovní povrchu podlahy na půdě je třeba i dostatečná, ale v místě mezi pozednicí a dolním povrchem střešního pláště dochází k proudění venkovního vzduchu dovnitř.

Zmíněné proudění venkovního vzduchu může sice na jednu stranu působit pozitivně z hlediska výměny vzduchu a tím i snižování jeho vlhkosti v daném místě. Na druhé straně však může působit negativně tím, že dřevěné prvky v daném místě mohou být výrazně ochlazovány. A to tak, že jejich povrchová teplota se sníží natolik, že bude nižší než je teplota rosného bodu odpovídající hodnotám teploty a relativní vlhkosti vnitřního vzduchu v půdním prostoru. Uvedený jev je znázorněn na obr. 4. Je známou skutečností, že ke vzniku plísní na povrchu dřevěných prvků či zdiva může docházet i při teplotách o málo vyšších než jsou teploty rosného bodu.

Míra ochlazování dřevěných prvků či zdiva v problematickém místě je dána intenzitou proudění venkovního vzduchu ve zmíněném místě a je v závislosti na následujících parametrech:

1. Na teplotě venkovního vzduchu a teplotě vnitřního vzduchu, resp. na jejich rozdílu.
2. Na rychlosti proudění venkovního vzduchu.
3. Na velikosti otvoru v problematickém místě: Tedy na jeho šířce, která je dána světlou vzdáleností mezi krokviemi a výšce, která je dána vzdáleností mezi horním povrchem pozednice a dolním povrchem střešního pláště.
4. Na velikosti součinitele tření v daném místě (charakter povrchu jednotlivých konstrukčních prvků v daném místě).
5. Na velikosti součinitele vřazeného odporu v daném místě. Ten je dán:
 - přesahem krokví,
 - sklonem střešního pláště,
 - velikostí a polohou pozednice.

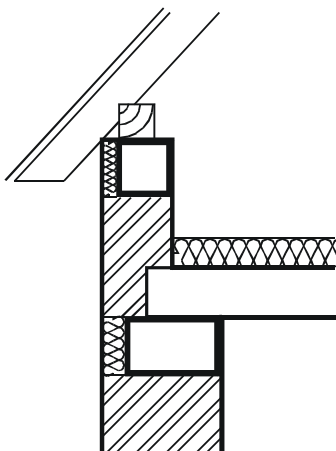


Obr.4: Snížení povrchové teploty dřevěného prvku pod teplotu rosného bodu vnitřního vzduchu, znázornění v Mollierově h-x diagramu

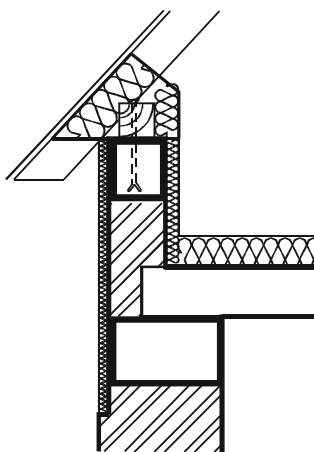
3 ŘEŠENÍ PROBLEMATIKY POVRCHOVÉ KONDENZACE VODNÍ PÁRY U NOVOSTAVEB SE ŠIKMÝMI ČI STRMÝMI STŘECHAMI

V rámci projekčního návrhu nové střechy je třeba **respektovat následující konstrukční zásady**:

1. **Navrhnout dostatečnou výšku půdních stěn v daném místě** – min. 300 mm. Tedy tak, aby v uvedeném místě bylo zajištěno dostatečné proudění vzduchu..
2. **Řádně vyřešit detail v místě uložení krokve na pozednici.** Jedná se o správné napojení střešního pláště na obvodovou zeď. Řešení tohoto detailu je vhodné provést s tepelnou izolací tak, aby zde nebyl vytvořen tepelný most a aby byla vyloučena kondenzace vodní páry na vnitřním povrchu obvodových konstrukcí. Příklady chybného a správného řešení jsou znázorněny na obr. 5 a 6.



Obr. 5: Příklad chybného řešení detailu v místě uložení krokve na pozednici



Obr. 6: Příklad správného řešení detailu v místě uložení krokve na pozednici

Správnost návrhu je třeba ověřit řešením dvourozměrného teplotního pole – posouzením teplotního faktoru vnitřního povrchu v daném místě podle ČSN 73 0540-2 [2] – např. pomocí výpočetního programu AREA 2010 [1]. Musí být splněna podmínka:

$$f_{Rsi} \geq f_{Rsi,N} [-] \quad (1)$$

kde:

f_{Rsi} [–] – teplotní faktor vnitřního povrchu

$f_{Rsi,N}$ [–] – požadovaná hodnota nejnižšího teplotního faktoru vnitřního povrchu

3. Zajistit výměnu vzduchu v půdním prostoru tak, aby byl splněn požadavek ČSN 73 0540-2 [2] na hodnotu nejnižší intenzity výměny vzduchu $n_{\min,N} = 0,1 \text{ h}^{-1}$.

4. Zajistit vzduchotěsnost střešního pláště o obvodového půdního zdiva tak, jak je požadováno v č. 7. 1. 3 ČSN 73 0540-2 [2].

4 ŘEŠENÍ PROBLEMATIKY POVRCHOVÉ KONDENZACE VODNÍ PÁRY U STÁVAJÍCÍCH STŘECH SE ŠIKMÝMI ČI STRMÝMI STŘECHAMI

Výše uvedené zásady platí také v případě **rekonstrukce střechy**, pokud dochází k zásahu do její nosné konstrukce, nebo k její celkové výměně. Zajištění dostatečné výšky půdního zdiva či řešení detailu v místě uložení krokve na pozednici však může být problematické u památkově chráněných objektů.. To proto, že pokud zvětšíme výšku půdních obvodových stěn, zasahujeme tím do architektonického výrazu stavby. To může mít, v závislosti na výšce obvodových stěn, negativní dopad na venkovní vzhled a celkový architektonický výraz příslušné památkově chráněného objektu.

V případě nedostatečné výšky obvodového půdního zdiva nad úrovní povrchu podlahy je třeba, pokud je to možné, vhodným způsobem zajistit řádnou výměnu vzduchu v rizikových místech (například provedením ventilačních otvorů ve štítových stěnách, osazením ventilační turbíny v hřebeni střechy či v problematických místech apod.). Dostatečnou výměnou vzduchu v půdním prostoru lze snížit relativní vlhkost vnitřního vzduchu tak, aby jeho teplota rosného bodu byla vyšší než jsou povrchové teploty dřevěných prvků krovu (viz obr. 1).

Pokud se jedná o nadměrné ochlazování dřevěných prvků v důsledku proudění venkovního vzduchu je třeba v problematickém místě provést vhodnou stavební úpravu (např. vložení tepelné izolace apod.) a zamezit proudění venkovního vzduchu do podstřešního prostoru skrze obvodové konstrukce. Vnitřní povrchové teploty dřevěných prvků krovu je tedy třeba zvýšit tak, aby byly vyšší než je teplota rosného bodu vnitřního vzduchu (viz obr. 2).

Návrh řešení je třeba ověřit řešením dvourozměrného teplotního pole – posouzením teplotního faktoru vnitřního povrchu v daném místě podle ČSN 73 0540-2 [2] – např. pomocí výpočetního programu AREA 2010 [1]. Viz kap. 3.

Návrh opatření pro sanaci nadměrné vlhkosti dřevěných prvků krovu může být proveden pouze na základě řádného průzkumu objektu a zjištění příčiny povrchové kondenzace vodní páry. Teprve pak je možno korektním způsobem navrhnout vhodný sanační zásah.

LITERATURA

[1] SVOBODA, Z.: *AREA 2010*. Výpočtový program pro PC.

[2] ČSN 73 0540-2 Tepelná ochrana budov – Část 2: Požadavky (2007).

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Michael Balík, CSc. Odvlhčování staveb Praha.

Vladislav KŘIVDA¹

**ANALÝZA KONFLIKTNÍCH SITUACÍ NA OKRUŽNÍCH KŘÍŽOVATKÁCH
VE VALAŠSKÉM MEZIŘÍČÍ**

**ANALYSIS OF CONFLICT SITUATIONS ON ROUNDABOUTS
IN VALAŠSKÉ MEZIŘÍČÍ**

Abstrakt

Článek popisuje stručně metodiku videoanalýzy konfliktních situací a uvádí výsledky videoanalýz provedených na okružních křižovatkách ve Valašském Meziříčí. Příspěvek byl zpracován za finanční podpory projektu výzkumu a vývoje č. CG911-008-910 „Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod“ Ministerstva dopravy ČR.

Klíčová slova

Silniční doprava, videoanalýza, okružní křižovatka

Abstract

The article describes briefly the methodology of video analysis of conflict situations and presents the results of video analysis performed on roundabouts in Valašské Meziříčí. This paper was prepared for research and development project No. CG911-008-910 "Influence of structural elements geometry on safety and fluency of operation on roundabouts and possibility of rise crashes prediction", with financial support of the Ministry of Transport.

Keywords

Road Transport, Video analysis, Roundabout

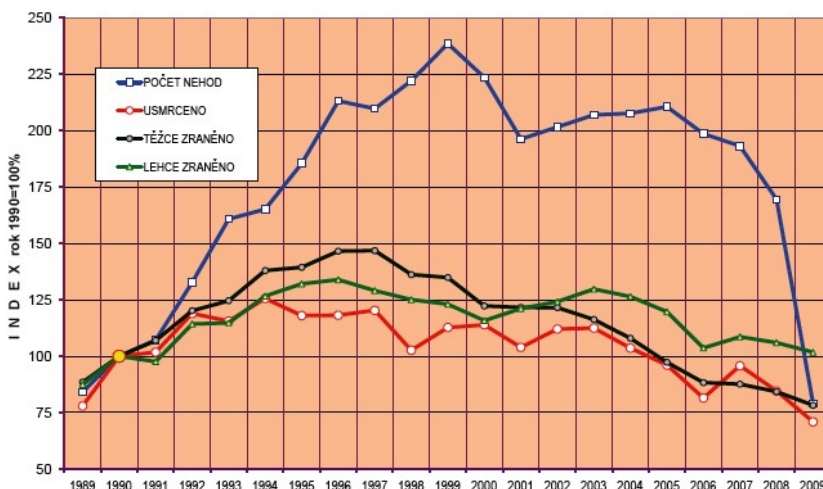
1 ÚVOD

Bezpečnost silničního provozu je jedním z významných problémů moderní společnosti. Dopravní nehodovost, tragická daň pohodlnosti a rychlosti dnešního života, je stále diskutována na všech úrovních. Bohužel nutno konstatovat, že v mnoha případech se nebezpečné lokality v silničním provozu řeší, až v době, kdy už je příliš pozdě a dojde k vážné dopravní nehodě. Je nutné si uvědomit, že dochází jednak k újmě lidské (zranění, pozůstalí) a jednak k újmě ekonomické (cena lidského života ukončeného dopravní nehodou se dnes již pohybuje přes 10 milionů Kč, přičemž některé zdroje uvádějí až 3 mil. \$).

Vývoj dopravní nehodovosti v České republice (obr. 1) je zpracován na základě údajů systému počítačové evidence nehod v silničním provozu Policejního prezidia České republiky [1]. Od 1. 1. 1979 podléhají statistickému sledování všechny nehody v silničním provozu, které byly dopravní policii nahlášeny. Od 1. 1. 2001 jsou však ve statistice vedeny pouze dopravní nehody, které byly Policii České republiky nahlášeny, ale s tím rozdílem, že povinnost hlásit dopravní policii nehodu je

¹ Ing. Vladislav Krivda, Ph.D., Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 315, e-mail: vladislav.krivda@vsb.cz, <http://kds.vsb.cz/krivda>.

až při škodě převyšující 20.000 Kč, nebo dojde-li ke zranění nebo usmrcení, nebo ke škodě na majetku třetí osoby. Od 1. 7. 2006 se hranice povinnosti hlásit dopravní nehodu zvýšila na 50.000 Kč a od 1. 1. 2009 na 100.000 Kč [1]. Z uvedeného je zřejmé, že srovnávací statistiky dopravní nehodovosti za jednotlivé roky jsou mnohdy značně zkreslené (viz například výrazné snížení počtu dopravních nehod v roce 2009). Dále je nutno podotknout, že pro účely statistických přehledů se v České republice za usmrcenou osobu považuje osoba, která zemře na místě nehody, při převozu do nemocnice nebo nejpozději do 24 hodin po dopravní nehodě.



Obr.1: Vývoj dopravní nehodovosti v ČR v letech 1990 – 2009 [1]

Dopravním nehodám je tedy potřeba pokud možno předcházet. Mnohdy stačí odstranit drobné skryté faktory, které se za určitých podmínek mohou projevit jako faktory dopravních nehod. Jinými slovy: dopravní projektant nikdy nemůže s naprostou jistotou své dopravní řešení považovat za naprosto bezpečné a vyhovující. Právě sledování konfliktních situací jej může ujistit o jeho nezávadnosti. Problematikou sledování a hodnocení chování účastníků silničního provozu se zabývám od roku 1998 a o některých výsledcích pojednává tento text.

2 METODIKA VIDEOANALÝZY KONFLIKTNÍCH SITUACÍ

Konfliktní situace je takový okamžik a situace v silničním provozu, kdy vzniká (nebo může vzniknout) pro některé jeho účastníky větší než obvyklá míra nebezpečí. Každé dopravní nehodě předchází konfliktní situace. Dopravní nehoda je vlastně důsledek takové konfliktní situace, kdy se nepodařilo míru nebezpečí střetu vozidla s okolím odvrátit. Konfliktní situace jsou tedy potenciální nehodové situace.

Popsat podrobně a přesně celou metodiku videoanalýzy konfliktních situací (nazývaná rovněž jako Folprechtova videoanalýza konfliktních situací podle autora původní metodiky) není vzhledem k omezenému rozsahu tohoto příspěvku možné, omezme se tedy pouze na základní body. Podrobnější informace lze nalézt v literatuře např. [2] až [4].

Konfliktní situace, které jsou vysledovány z hodinového videozáznamu, jsou popsány trojmístným klasifikačním symbolem, jenž je složen z číslice (udává účastníky konfliktní situace), písmene (resp. písmen – udává způsob vzniku konfliktní situace) a opět číslice (udává závažnost konfliktní situace).

První znak trojmístného klasifikačního symbolu obsahuje tyto kategorie:

- 1 ... chodec,
- 2 ... automobil,
- 3 ... tramvaj,

- 4 ... chodec x automobil,
- 5 ... chodec x tramvaj,
- 6 ... automobil x automobil,
- 7 ... automobil x tramvaj,
- 8 ... tramvaj x tramvaj,
- 9 ... jiný (cyklista, ...).

Druhý znak klasifikačního symbolu může obsahovat jeden nebo více znaků a to podle potřeby co nejpodrobněji popsat způsob vzniku konfliktní situace. Obsah tohoto symbolu se neustále vyvíjí, resp. může být doplněn podle potřeby. Jako příklad si uveďme tyto znaky:

- *D* ... možnost střetu najetím zezadu,
- *ch* ... zavinil chodec,
- *v* ... zavinilo vozidlo (jeho řidič),
- *c* ... zavinil cyklista,
- *m* ... zavinil motocykl (jeho řidič),
- *f_k* ... vlivem fronty na křižovatce,
- *f_p* ... vlivem fronty před přechodem pro chodce,
- *n* ... nedání přednosti v jízdě,
- *g* ... poskytnutí přednosti v jízdě (oproti své povinnosti),
- *z* ... porušení zákazu zastavení (stání), resp. chybné zastavení (stání),
- *j* ... špatný způsob jízdy (obecně),
- *j_o* ... špatný způsob jízdy – v těsné blízkosti obrubníku

Třetí znak klasifikačního symbolu označuje závažnost konfliktu:

- 1. nejnižší stupeň – situace, které lze považovat za potenciální konfliktní situace, tj., kdy jde o porušování dopravních předpisů v té chvíli osamoceným účastníkem dopravy (tzn. bez přítomnosti jiných, které by mohla taková akce ohrozit),
- 2. stupeň – situace, kdy lze pozorovat narušení plynulosti provozu, tzn. anomálie, které nevyvolávají násilnou reakci, ale váhání, agresivita či prostě chybné jednání je zřejmé a má za následek reakci dalších účastníků,
- 3. nejvyšší stupeň – situace, kdy jediné prudká úhybná akce (ostré brzdění nebo náhlé vybočení) zamezí střetu,
- V ostatních případech již dojde k dopravní nehodě, což je mnohdy označováno jako 4. stupeň závažnosti.

Jako veličinu, která dá určitou představu o míře nebezpečnosti provozu na daném místě, se používá ukazatel relativní konfliktnosti k_R , který udává počet konfliktních situací (KS) na 100 vozidel, resp. na 100 chodců. Ukazatel relativní konfliktnosti k_R se určí takto:

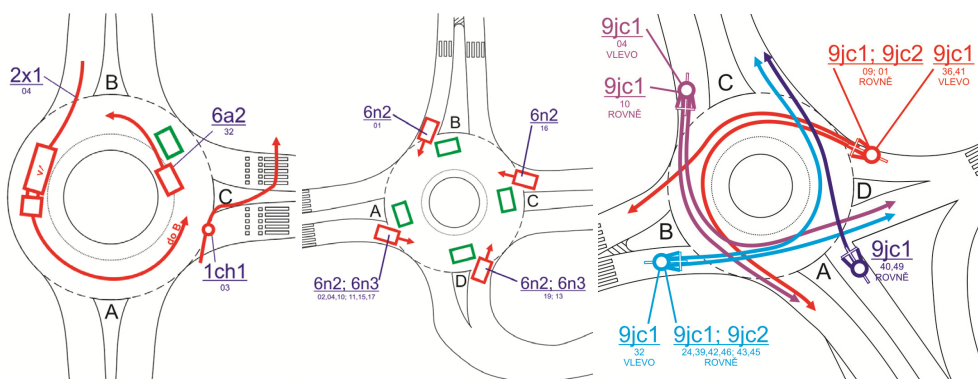
$$k_R = \frac{P_{KS}}{I} \cdot 100 \quad [KS/100 \text{ voz}] \quad (1)$$

kde:

P_{KS} – počet konfliktních situací (KS) za hodinu [$KS \cdot h^{-1}$],

I – hodinová intenzita dopravy [voz/h].

Pro přehlednost se konfliktní situace zakreslí do půdorysného schématu křižovatky, jak je vidět na příkladu na obr. 2.



Obr.2: Schéma místa vzniku a průběhu konfliktních situací (příklady; bez měřítka) [5]

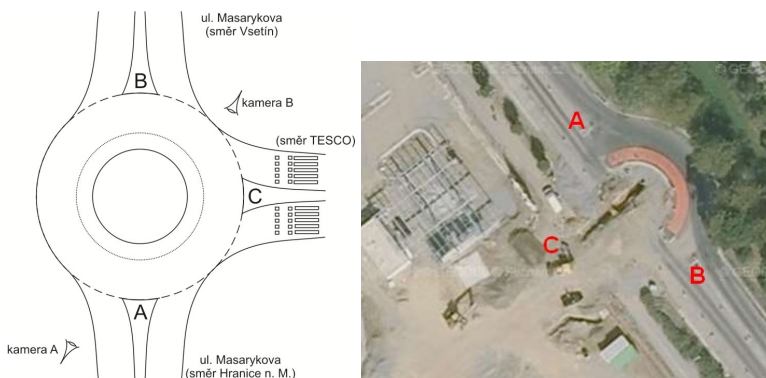
Využití a přínos Folprechtovy videoanalýzy konfliktních situací je zcela jednoznačný. S její pomocí lze přenést reálnou dopravní situaci z ruchu ulice do klidu kanceláře dopravního inženýra a tam ji analyzovat kolektivně a také opakovaně a třeba i zpomaleně. Eliminují se tak rušivé vlivy silničního provozu (hluk, prach, emise, vibrace, intenzita provozu atp.) a počasí (teplota, vítr, déšť atp.). Ze záznamu se dají zjišťovat a zaznamenávat také další základní charakteristiky dopravního provozu v daném místě, tj. zejména intenzita a složení dopravních proudů apod.

3 VIDEOANALÝZA KONFLIKTNÍCH SITUACÍ NA VYBRANÝCH OKRUŽNÍCH KŘÍŽOVATKÁCH VE VALAŠSKÉM MEZIŘÍČÍ

V následujících podkapitolách budou uvedeny závěr z videoanalýz provedených na vybraných okružních křižovatkách ve Valašském Meziříčí. Opět vzhledem k omezenému rozsahu příspěvku budou popsány jen některé významné konfliktní situace a závěry plynoucí z těchto analýz. Podrobnější informace lze nalézt v literatuře [5] až [8].

Videozáznamy vybraných konfliktních situací lze nalézt na internetových stránkách <http://kds.vsb.cz/krivda/ok-vm> [9].

3.1 Okružní křižovatka na ulici Masarykova u hypermarketu TESCO



Obr.3: Okružní křižovatka na ulici Masarykova u hypermarketu TESCO

Nejčastější konfliktní situací na této křižovatce byla situace 2j₀1, kdy vozidlo jedoucí z ramene B rovně do ramene A na výjezdu A jelo po pravé vodičské čáře v blízkosti obrubníku. Ten je v tomto místě narušen a to zřejmě vozidly, která při vyjíždění z okružního pásu nezvládla manévr a vyjela mimo vozovku. K této situaci došlo 23x během hodinového záznamu (1,78 KS na 100 projetých vozidel) s tím, že ve 14 případech (61 %) šlo o návěsovou jízdní soupravu, ve 2 případech (9 %) o přívěsovou jízdní soupravu, v 6 případech (26 %) o nákladní automobil a jednou (4 %) o autobus.

Důvodem těchto konfliktních situací je pravděpodobně relativně vysoká rychlost těchto vozidel, jejichž řidiči vyjíždějí z města Valašské Meziříčí, přičemž před sebou již vidí širokou komunikaci (což je svádí k rychlejší jízdě). Lze předpokládat, že samotný výjezd je navržen správně (průjezdnost pro výše uvedená vozidla lze jednoduše ověřit vlečnými křivkami), čili zde jde o případy chybně zvládnutého manévru ze strany řidiče. Aby však nedocházelo k narušení obrubníku a tím k nebezpečí vzniku dopravní nehody, je jistým řešením vybudování srpovité zpevněné krajnice na výjezdu A, kterou by rozměrnější vozidla mohla bezpečně pojíždět.



Obr.4: Detaily narušeného obrubníku na výjezdu A a příklad jízdy návěsové soupravy v blízkosti tohoto obrubníku

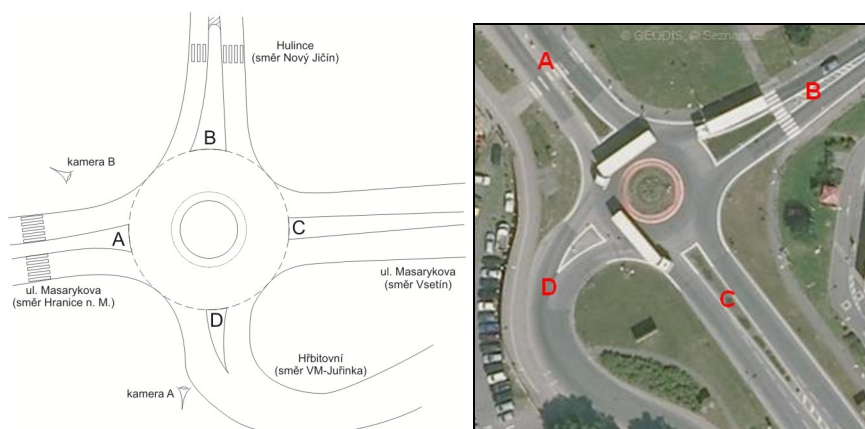
Další významnou konfliktní situací byla situace (6) f_k2 , kdy vlivem fronty vozidel na další okružní křižovatce (vzdálené 145 m) došlo k zastavení provozu na výjezdu B (5x za hodinu; 0,39 KS/100 voz). Došlo k omezení také vjezdu C (5x), resp. výjezdu C (2x) nebo i vjezdu A (2x). Tato fronta způsobila zdržení vozidel průměrně na 32 s (min. 15 s, max. 40 s). K této situaci došlo sice pouze 5x během hodinového záznamu, ale při vyšších intenzitách (např. v pátek odpoledne, kdy lze předpokládat větší provoz za účelem odjezdů za víkendovým odpočinkem, resp. za účelem nákupu v hypermarketu TESCO) by k těmto situacím docházelo pravděpodobně častěji (rovněž by zřejmě docházelo k většímu počtu následných situací).

Do celkového ukazatele relativní konfliktnosti k_R jsou mimo vlastních a nevlastních (nesouvisejících přímo se sledovanou křižovatkou – viz [4]) konfliktních situací zařazeny také situace $2j_o1$ a celkový ukazatel relativní konfliktnosti k_R je pak 2,41 konfliktních situací na 100 projetých vozidel. Četnosti vlastních a nevlastních konfliktních situací, vč. ukazatelů relativní konfliktnosti jsou uvedeny v tab. 1.

Tab.1: Celkový ukazatel relativní konfliktnosti k_R (pro $I = 1290$ voz/h)

Konfliktní situace	P_{KS} [KS/h]	k_R [KS/100 voz]
$2j_o1$	23	1,78
Nevlastní	7	0,55
Vlastní	1	0,08
CELKEM	7	2,41

3.2 Okružní křižovatka Hulince – Masarykova – Hřbitovní



Obr.5: Okružní křižovatka Hulince – Masarykova – Hřbitovní

Největším problémem na této křižovatce je nedání přednosti v jízdě, tj. situace **6n2** (6 KS/h, tj. 0,36 KS/100 voz) a **6n3** (4 KS/h, tj. 0,24 KS/100 voz). K těmto situacím nedocházelo příliš často, významné je bohužel to, že 40 % z těchto situací byly závažnosti 3, tzn., že pouze prudké zabrzdění, resp. výrazný úhybný manévr vozidla/el zabránilo střetu. Nejčastěji dochází k situaci kategorie „n“ na vjezdu A (polovina případů). Tyto situace navíc ve dvou případech vyvolaly situace typu „g“.

Další problém nastal ve dvou případech, kdy návěšová jízdní souprava musela zastavit v místě, kde částečně na chodníku (za výjezdem D na ul. Hřbitovní, před vjezdem do objektu) stálo jiné vozidlo (**6z2**, nevlastní KS). Objetí tohoto vozidla nebylo možné z důvodu přítomnosti jiných vozidel v protisměru. Mohlo však jít pouze o ojedinělý případ, nicméně vhodným dopravním značením (zákaz zastavení/stání) lze těmto situacím alespoň teoreticky zabránit.

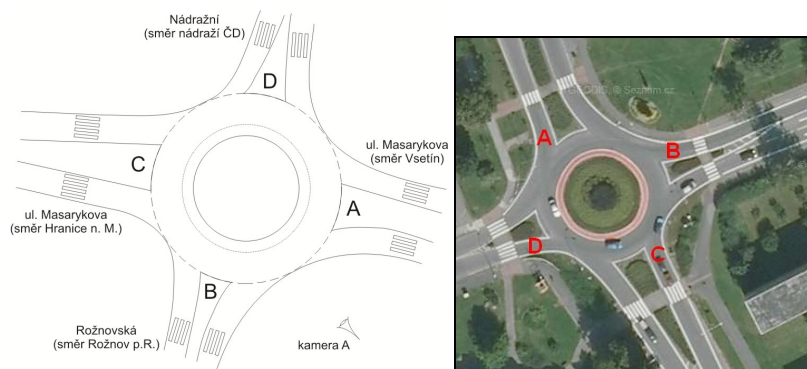
Přechody pro chodce zde vzhledem k nízkým intenzitám chodců nečinily žádné problémy. Nutno podotknout, že mimo okružní křižovatku je ve směru od ramene A do D (a naopak) vedena společná stezka pro chodce a cyklisty. Během měření pouze jeden cyklista nevyužil stezku vůbec a další cyklista na ni vjel v blízkosti okružní křižovatky (nájezd na stezku je však o několik metrů dříve – bohužel není zřetelně označen dopravním značením).

Do celkového ukazatele relativní konfliktnosti k_R jsou zařazeny pouze vlastní a nevlastní konfliktní situace (žádné KS, u kterých se obecně tento ukazatel neurčuje, nebyly natolik významné, aby byly do celkového ukazatele zařazeny). Celkový ukazatel relativní konfliktnosti k_R je pak 0,90 konfliktních situací na 100 projetých vozidel. Četnosti vlastních a nevlastních konfliktních situací, vč. ukazatelů relativní konfliktnosti jsou uvedeny v tab. 2.

Tab.2: Celkový ukazatel relativní konfliktnosti k_R (pro $I = 1648$ voz/h)

Konfliktní situace	P_{KS} [KS/h]	k_R [KS/100 voz]
Nevlastní	2	0,12
Vlastní	13	0,78
CELKEM	15	0,90

3.3 Okružní křižovatka Rožnovská – Masarykova – Nádražní



Obr.6: Okružní křižovatka Rožnovská – Masarykova – Nádražní

Významným problémem na této křižovatce je opět nedání přednosti v jízdě, tj. situace **6n2**, resp. **9nv2** a **9nr2** (14 KS/h, tj. 0,65 KS/100 voz) a **6n3** (3 KS/h, tj. 0,14 KS/100 voz). K těmto situacím zde již docházelo poměrně často s tím, že 17,6 % z těchto situací byly závažnosti 3, tzn., že pouze prudké zabrzdění, resp. výrazný úhybný manévř vozidla/el zabránilo střetu. Nejčastěji dochází k situaci kategorie „n“ na vjezdu A (52,9 %).

I na této křižovatce se vyskytuje zastavení vozidel před přechodem pro chodce (na rameni D 4x a na rameni B 1x), kdy vozidla zasahovala do okružního pásu, resp. předcházejícím vjezdu – situace **(4)f_p2**. Nejčastěji se situace vyskytovala na rameni D, kde je intenzita chodců poměrně vysoká a kde je přechod pro chodce vzdálen cca 10 m od vnějšího průměru okružní křižovatky. Na rameni B je přechod ve vzdálenosti cca 12 m. V obou případech je tento prostor mezi okružním pásem a přechodem pro chodce relativně dlouhý pro zastavení dvou běžných osobních automobilů (vč. mezery mezi vozidly). Přestože k těmto konfliktním situacím nedochází příliš často, je na zvážení, zda by nebylo vhodnější přechod pro chodce posunout dál od okružního pásu (samozřejmě je třeba zvážit negativní důsledky vyplývající z neochoty chodců provádět delší obchůzky). Zrušení přechodu na rameni D nelze doporučit, jelikož se jedná o poměrně často využívaný přechod.

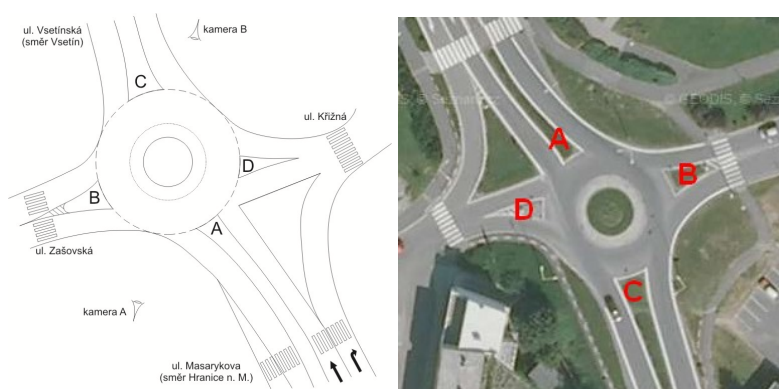
Z videozáznamu není bohužel patrný jeden z nejzávažnějších problémů, který je jednak místními řidiči (vč. autora měření a vyhodnocování této analýzy) dobře znám a jednak byl vyzorován přímo při pořizování videozáznamu. Dochází zde téměř na všech ramenech ke vzniku dlouhých front na vjezdech a tím i k delším čekacím dobám (vč. možných následných konfliktních situací jako např. možnost střetu najetím zezadu při popojíždění v koloně a při tzv. zipování vozidel na vjezdu A, kde se snižuje počet jízdních pruhů ze dvou na jeden). Zde by bylo vhodné provést podrobné kapacitní posouzení této okružní křižovatky, příp. návrhu úprav v organizaci a řízení dopravy (úprava tvaru křižovatky, příp. řízení pomocí světelného signalizačního zařízení v době dopravní špičky atp.).

Do celkového ukazatele relativní konfliktnosti k_R jsou zařazeny pouze vlastní a nevlastní konfliktní situace (žádné KS, u kterých se obecně tento ukazatel neurčuje, nebyly natolik významné, aby byly do celkového ukazatele zařazeny). Celkový ukazatel relativní konfliktnosti k_R je pak 1,16 konfliktních situací na 100 projetých vozidel. Četnosti vlastních a nevlastních konfliktních situací, vč. ukazatelů relativní konfliktnosti jsou uvedeny v tab. 3.

Tab.3: Celkový ukazatel relativní konfliktnosti k_R (pro $I = 2141$ voz/h)

Konfliktní situace	P_{KS} [KS/h]	k_R [KS/100 voz]
Nevlastní	0	0,00
Vlastní	25	1,16
CELKEM	25	1,16

3.4 Okružní křižovatka Zašovská – Masarykova – Vsetínská – Křižná



Obr.7: Okružní křižovatka Zašovská – Masarykova – Vsetínská – Křižná

Na této křižovatce je největším problémem opět nedání přednosti v jízdě, tj. situace **6n2** (13 KS/h, tj. 0,67 KS/100 voz) a **6n3, resp. 9cv3** (3 KS/h, tj. 0,15 KS/100 voz). K těmto situacím docházelo poměrně často a opět se zde vyskytovaly situace závažnosti 3 (18,8 %), tzn., že pouze prudké zabrzdění, resp. výrazný úhybný manévr vozidla/el zabránilo střetu. Nejčastěji dochází k situaci kategorie „n“ na vjezdu B (50,0 %).

Dalším problémem je zastavení vozidel před přechodem pro chodce (na rameni A 10x a na rameni B 2x), kdy vozidla zasahovala do okružního pásu, resp. předcházejícím vjezdu – situace **(4)f_p2**. Nejčastěji se situace vyskytovala na rameni A, kde je intenzita chodců poměrně vysoká a kde je přechod pro chodce vzdálen cca 28 m od vnějšího průměru okružní křižovatky, což je poměrně dostatečná vzdálenost pro zastavení cca 4-5 osobních automobilů (vč. mezery mezi vozidly), ale ze záznamu vyplývá, že zde zastavovaly často právě autobusy, resp. nákladní vozidla, a vzhledem k vysoké intenzitě chodců na tomto přechodu pro chodce zde docházelo ke zmíněným konfliktním situacím. Zrušení tohoto přechodu nelze doporučit, jelikož se jedná o poměrně často využívaný přechod.

Na rameni B je přechod ve vzdálenosti cca 11 m. V tomto případě je tento prostor mezi okružním pásem a přechodem pro chodce relativně dlouhý pro zastavení dvou běžných osobních automobilů (vč. mezery mezi vozidly). Přestože k těmto konfliktním situacím nedochází příliš často, je na zvážení, zda by nebylo vhodnější přechod pro chodce posunout dál od okružního pásu (samozřejmě je třeba zvážit negativní důsledky vyplývající z neochoty chodců provádět delší obchůzky).

Je zajímavé, že ke konfliktním situacím typu **(4)f_p2** docházelo na sledované okružní křižovatce pouze v prvních cca 20 minutách záznamu (9x) a v posledních cca 7 minutách záznamu (3x). Lze předpokládat, že to souvisí z příjezdy více zatížených autobusových spojů na nedaleké autobusové nádraží v této době.

Konfliktní situace (4)_{p2} vyvolala 2 následné situace typu **6D3**, kdy vozidlo jedoucí po okružním páse téměř narazilo do jiného vozidla, které zastavilo před přechodem pro chodce na výjezdu B. Jen prudké zabrzdění zabránilo střetu.

Poměrně vysoký podíl na celkovém počtu konfliktních situací na sledované křižovatce má situace typu **9jc1** (12x/h, 0,62 KS/100 voz) a **9jc2** (3x/h, 0,15 KS/100 voz), kdy cyklista nejel při jízdě po okružním páse po pravém okraji jízdního pásu, ale středem vozovky, resp. po okraji prstence. I když ve většině těchto případů nebyl omezen jiný účastník provozu, stálo by za zvážení vyznačení vyhrazených jízdních pruhů pro cyklisty po vnějším obvodu okružního pásu.

Do celkového ukazatele relativní konfliktnosti k_R jsou zařazeny pouze vlastní a nevlastní konfliktní situace. Celkový ukazatel relativní konfliktnosti k_R je pak 2,30 konfliktních situací na 100 projetých vozidel. Četnosti vlastních a nevlastních konfliktních situací, vč. ukazatelů relativní konfliktnosti jsou uvedeny v tab. 4.

Tab.4: Celkový ukazatel relativní konfliktnosti k_R (pro $I = 1942$ voz/h)

Konfliktní situace	P_{KS} [KS/h]	k_R [KS/100 voz]
Nevlastní	0	0,00
Vlastní	45	2,30
CELKEM	45	2,30

Vzhledem k velké četnosti situace **9jc1** (a její významnosti) lze však do celkové hodnoty ukazatele započítat i tuto konfliktní situaci. Výsledky ukazatel relativní konfliktnosti k_R je pak **2,92** konfliktních situací na 100 projetých vozidel.

4 ZÁVĚR

Každé problémové místo v silniční síti, ať už to je křižovatka, nebo například přechod pro chodce, úsek pozemní komunikace, železniční přejezd atp., je nutné podrobit analýze skrytých faktorů, které nelze z projektu či naopak z analýzy dopravní nehodovosti odhalit. Je zcela vhodné provádět sledování konfliktních situací právě na nově budovaných objektech, kde analýzy dopravní nehodovosti zatím chybí. Právě Folprechtova videoanalýza konfliktních situací má dobré využití při zvyšování bezpečnosti silničního provozu.

Výše uvedené závěry z videoanalýz, jakožto i dalších měření, budou mj. použity pro analýzu vlivu geometrie stavebních prvků okružních křižovatek na dopravní nehodovost a to v rámci projektu uvedeného níže.

PODĚKOVÁNÍ

Videozáznamy byly pořízeny za finanční podpory projektu výzkumu a vývoje č. CG911-008-910 „Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod“ Ministerstva dopravy ČR [10].

LITERATURA

- [1] *Přehled o nehodovosti na pozemních komunikacích v České republice za rok 2009*. Ředitelství služby dopravní policie Policejního prezidia České republiky, Praha, duben 2010. Dostupné on-line z URL <<http://www.policie.cz/clanek/statistika-nehodovosti-178464.aspx>> (citováno 1. 9. 2010).
- [2] FOLPRECHT, JAN; KŘIVDA, VLADISLAV. *Organizace a řízení dopravy I*. 1. vyd. Ostrava: VŠB - Technická univerzita Ostrava, 2006. 158 s. ISBN 80-248-1030-1
- [3] KŘIVDA, VLADISLAV. *Posouzení účinnosti okružních křižovatek*. Disertační práce. Ostrava: Fakulta strojní, VŠB - Technická univerzita Ostrava. ISBN 80-248-0207-4 (autoreferát). 2003
- [4] KŘIVDA, VLADISLAV. *New Findings in the Sphere of the Conflict Situations Analysis on the Czech Republic Road Traffic*. ss. 161-169, Sborník vědeckých prací FS. Ostrava: VŠB-TU Ostrava, 2009, ISBN 978-80-248-1633-3, ISSN 1210-0471
- [5] KŘIVDA, VLADISLAV. *Videoanalýza konfliktních situací – Okružní křižovatka na ulici Masarykova (I/35) u hypermarketu TESCO ve Valašském Meziříčí (8. 6. 2010, VM-1)*. Zpráva z měření. Ostrava: Fakulta stavební, VŠB - Technická univerzita Ostrava.
- [6] KŘIVDA, VLADISLAV. *Videoanalýza konfliktních situací – Okružní křižovatka Hulince (I/57) – Masarykova (I/35) – Hřbitovní ve Valašském Meziříčí (8. 6. 2010, VM-3)*. Zpráva z měření. Ostrava: Fakulta stavební, VŠB - Technická univerzita Ostrava.
- [7] KŘIVDA, VLADISLAV. *Videoanalýza konfliktních situací – Okružní křižovatka Masarykova (I/57) – Rožnovská (I/35) – Nádražní ve Valašském Meziříčí (7. 6. 2010, VM-4)*. Zpráva z měření. Ostrava: Fakulta stavební, VŠB - Technická univerzita Ostrava.
- [8] KŘIVDA, VLADISLAV. *Videoanalýza konfliktních situací – Okružní křižovatka Masarykova (I/57) – Zašovská – Vsetínská (I/57) – Křižná ve Valašském Meziříčí (7. 6. 2010, VM-5)*. Zpráva z měření. Ostrava: Fakulta stavební, VŠB - Technická univerzita Ostrava.
- [9] KŘIVDA, VLADISLAV. *Videoanalýza konfliktních situací na okružních křižovatkách ve Valašském Meziříčí*. Elektronická příloha. Dostupné z <<http://kds.vsb.cz/krivda/ok-vm>>
- [10] *Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod*. Projekt výzkumu a vývoje č. CG911-008-910 Ministerstva dopravy ČR. Řešitel Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB - Technická univerzita Ostrava. 2009 – 2010

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Bystrík Bezák, Ph.D., Katedra dopravních stavieb, Stavebná fakulta STU, Radlinského 11, Bratislava

Ivana MAHDALOVÁ¹, Tomáš SEIDLER², Denisa CIHLÁŘOVÁ³

VLIV GEOMETRIE OKRUŽNÍ KŘÍŽOVATKY NA JEJÍ BEZPEČNOST

INFLUENCE OF ROUNDABOUT GEOMETRY ON ITS SAFETY

Abstrakt

Katedra dopravního stavitelství Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava aktuálně řeší dvouletý výzkumný projekt Ministerstva dopravy „Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod“. V článku jsou prezentovány některé zajímavé dílčí výsledky výzkumu nehodovosti na okružních křižovatkách a možné příčiny vzniku dopravních nehod plynoucí ze stavebního uspořádání.

Klíčová slova

Okružní křižovatka, bezpečnost dopravy, dopravní nehoda, relativní nehodovost, příčiny nehod.

Abstract

The Department of Transport Constructions, VŠB - TU of Ostrava is solving two years long project, which is assigned by The Transport Department and it is called: Influence of structural elements geometry on safety and fluency of operation on roundabouts and possibility of rise crashes prediction. There are presented partial results of the accidents research in the paper. Also there are presented possible accidents causes resulting from geometrical lay-out.

Keywords

Roundabout, traffic safety, traffic accident, relative accident frequency, accident causes.

1 ÚVOD

Bezpečnost dopravy na pozemních komunikacích je v současnosti stále aktuálním tématem a jejímu zajištění je věnována zvýšená pozornost. Prosazuje se myšlenka, že komunikace mají být vysvětlující a odpouštějící. To znamená, že řidič má mít možnost snadno a správně pochopit uspořádání komunikací i křižovatek a má být zajištěna minimalizace následků případného lidské selhání.

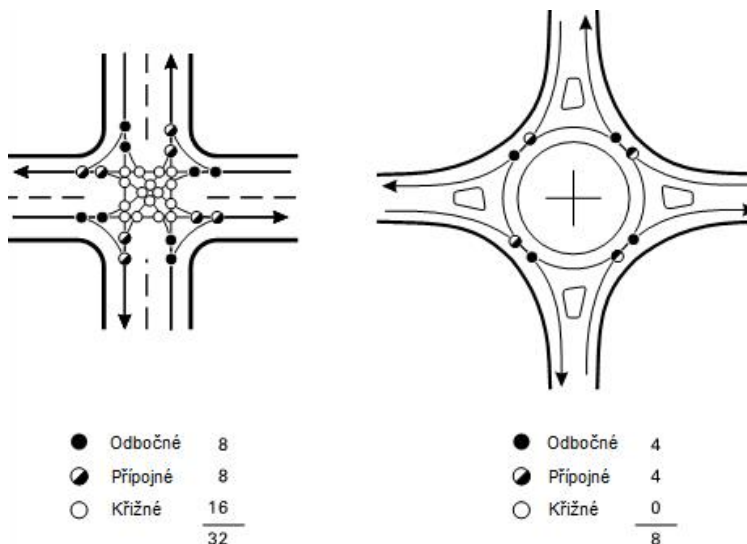
Jednou z bezpečných forem uspořádání křižovatek pozemních komunikací je okružní křižovatka. Správně navržená okružní křižovatka nutí řidiče projíždět po směrově zakřivené jízdni dráze dostatečně nízkou rychlostí tak, že je schopen dobře rozpoznat aktuální dopravní situaci na křižovatce a včas a vhodně na ni reagovat. Čtyřramenná okružní křižovatka má podstatně méně kolizních bodů ve srovnání s úroňovou průsečnou křižovatkou – viz Obr. 1, na okružní křižovatce je

¹ Doc. Ing. Ivana Mahdalová, Ph.D., Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 342, e-mail: ivana.mahdalova@vsb.cz.

² Ing. Tomáš Seidler, Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 32? ??, e-mail: tomas.seidler@vsb.cz.

³ Ing. Denisa Cihlářová, Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 32? ??, e-mail: denisa.cihlarova@vsb.cz.

tedy objektivně méně míst s potenciálem vzniku kolize vozidel. Zejména okružní křižovatky s jedním jízdním pruhem na okružním pásu a na vjezdech i výjezdech jsou principiálně nejbezpečnější z důvodu vyloučení křížných kolizních bodů, jejichž existence představuje největší bezpečnostní riziko s možností až čelního střetu vozidel a s důsledkem zranění nebo i smrti účastníků kolize. Na křižovatkách s více jízdními pruhy na okružním pásu se však již vyskytují křížné kolizní body při přejíždění mezi pruhy, což je příčinou mnohem vyšší pravděpodobnosti vzniku vzájemné kolize vozidel.



Obr.1: Kolizní body na průsečné a na jednopruhové okružní křižovatce

Kromě vyšší bezpečnosti uvnitř prostoru křižovatky má okružní křižovatka ve srovnání s klasickou úroňovou křižovatkou i další výhody. Při dostatečné kapacitě okružní křižovatky je minimalizována potřeba zastavení vozidel před vjezdem na okružní pás a tím je minimalizována možnost vzniku nehod nárazem zezadu do předcházejícího vozidla při vjezdu do křižovatky. Okružní křižovatka, na rozdíl od světelně řízené křižovatky, nevytváří cyklickou překážku dopravního provozu a je proto ve srovnání se světelně řízenou křižovatkou výrazně bezpečnější. Dále okružní křižovatka umožňuje současné napojení více paprsků a rovněž připojení sjezdů k sousedním nemovitostem přímo z křižovatky. Počet připojovaných vjezdů a výjezdů je podmíněn pouze dostatečně velkým vnějším průměrem křižovatky. Okružní křižovatka umožňuje eliminovat nevhodný úhel křížení a lze ji umístit i na vrchol vypuklého výškového oblouku, kde zřízení klasické úroňové křižovatky není možné z důvodu špatných rozhledových poměrů (například řidič při odbočování vlevo z hlavní komunikace má dávat přednost protijedoucím vozidlům, která jsou ale skryta za horizontem).

Pro výše zmíněné výhody jsou okružní křižovatky stále oblíbenější v České republice i v zahraničí. Dochází k přestavbám stávajících klasických úroňových křižovatek na okružní s cílem zvýšit bezpečnost dopravy. Na nově budovaných trasách komunikací a při připojování obchodních a průmyslových center je v současné době výstavba okružní křižovatky nejčastější volbou.

Ne vždy však splní okružní křižovatka očekávání na ni kladená. Při nevhodné volbě geometrického uspořádání návrhových prvků a vysokých intenzitách dopravy může být výsledkem realizace dokonce zvýšení nehodovosti v dané lokalitě. Na uvedenou problematiku je zaměřen výzkumný projekt Ministerstva dopravy Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod, který v letech 2009 až 2010 řeší Katedra dopravního stavitelství Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava ve spolupráci s firmou V-projekt, s.r.o.. V rámci výzkumu byla shromážděna data o dopravních nehodách na

okružních křižovatkách v ČR, které se staly v letech 2007 a 2008. Tato data byla získána z evidence Policie ČR. K vybraným okružním křižovatkám pak byly získány údaje o intenzitách dopravy. Následně byla na těchto vybraných křižovatkách hodnocena relativní nehodovost a její souvislost se stavebním uspořádáním. Hodnocený soubor tvoří celkem 99 tří až pětiramenných okružních křižovatek, z toho 86 jednopruhových a 13 dvoupruhových, rozmístěných po celé republice. Výběr odpovídá poměrnému výskytu jednotlivých typů okružních křižovatek v ČR (nejvíce je čtyřramenných, méně než 10 % je vícepruhových).

2 SROVNÁNÍ NEHODOVOSTI NA JEDNOPRUHOVÝCH A DVOUPRUHOVÝCH OKRUŽNÍCH KŘÍŽOVATKÁCH

Při prováděném výzkumu bylo provedeno hodnocení relativní nehodovosti na okružních křižovatkách s jednoznačným závěrem. Jednopruhové okružní křižovatky, tedy ty s jedním pruhem na okružním pásu i na vjezdech a výjezdech, jsou významně bezpečnější než vícepruhové okružní křižovatky, tedy ty s více (v ČR nejčastěji se dvěma) jízdními pruhy na okružním pásu a případně i na vjezdech a výjezdech. V případě dvoupruhových okružních křižovatek zahrnutých do výzkumu se jednalo vždy o klasické uspořádání se dvěma souběžnými jízdními pruhy na okruhu. Moderní uspořádání takzvaných turbo-okružních křižovatek, které mají mít vyšší bezpečnost, nebylo možno statisticky hodnotit, protože v ČR existuje dle dostupných údajů zatím pouze jediná realizace takovéto neřízené křižovatky v Brně a nově od září 2010 také světelně řízená okružní křižovatka v Havířově, která vznikla přestavbou z původní klasické dvoupruhové.

Tab.1: Relativní nehodovost na okružních křižovatkách v období let 2007 - 2008

Počet jízdních pruhů na okružním pásu	Průměrná relativní nehodovost na okružní křižovatce [počet nehod / milion vozidel]	Počet hodnocených okružních křižovatek v uvedené kategorii
1	0,50	86
2	2,19	13

Tab.2: Orientační maximální kapacita okružních křižovatek podle [1]

Typ křižovatky	Maximální hodinová kapacita [voz / hod]	Maximální celodenní kapacita [voz / den]
Okružní křižovatka s jedním pruhem na okružním pásu a jedním pruhem na vjezdu ^{a)}	2 000 – 2 700	24 000 – 32 000
Okružní křižovatka s dvěma pruhy na okružním pásu a dvěma pruhy na vjezdu ^{a)}	2 500 – 3 500	30 000 – 40 000

^{a)} V závislosti na intenzitách jednotlivých dopravních proudů.

Výsledky získané porovnáním zkoumaných křižovatek přesvědčivě ukazují, že relativní nehodovost, t.j. počet nehod na 1 milion vozidel vjíždějících do křižovatky, je na dvoupruhové okružní křižovatce v průměru 4,4 krát vyšší než na jednopruhové okružní křižovatce – viz Tab. 1. Existuje zřejmá souvislost vyšší nehodovosti s vyšším počtem kolizních bodů a s existencí křížných kolizních bodů na dvoupruhové okružní křižovatce ve srovnání s jednopruhovou. Přitom kapacita dvoupruhových okružních křižovatek je ve srovnání s jednopruhovými jen asi 1,3 krát vyšší – viz Tab. 2. Přitom právě z důvodu vyšší kapacity jsou vícepruhové okružní křižovatky navrhovány. Lze tedy konstatovat, že o málo vyšší kapacita dvoupruhových okružních křižovatek je provázena mnohonásobně vyšší nehodovostí ve srovnání s jednopruhovými okružními křižovatkami.

3 MALÁ = BEZPEČNÁ?

Bezpečnost okružní křižovatky, jak již bylo v úvodu zmíněno, spočívá zejména v tom, že směrové zakřivení jízdní dráhy nutí řidiče snížit rychlost na vjezdu a tím zlepšuje možnost účastníků dopravního provozu adekvátně reagovat na aktuální dopravní situaci. Případné kolize při nízkých rychlostech nemívají obvykle závažné následky a v zásadě převažují hmotné škody. Faktem je, že ve sledovaném období let 2007 a 2008 byly Policií na okružních křižovatkách v ČR zaznamenány pouze 3 nehody s následkem smrti. Nicméně celkový počet nehod rozhodně není zanedbatelný. Situaci přehledně popisuje Tab. 3.

Tab.3: Celkový počet nehod a zranění na OK v ČR evidovaných Policií ČR za období let 2007-2008

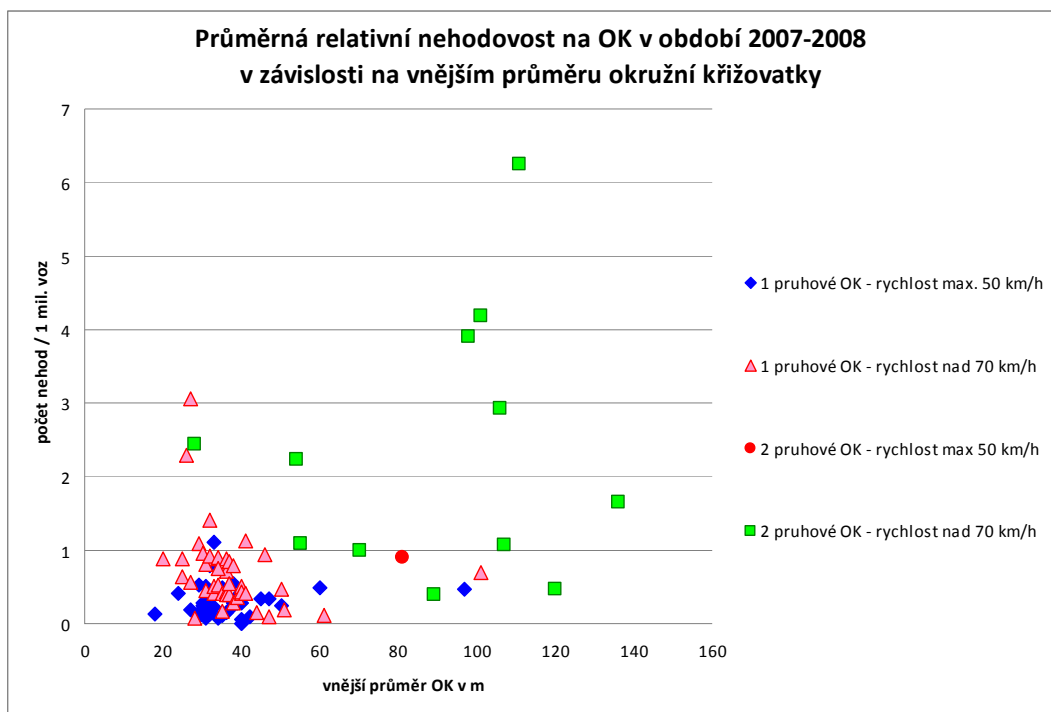
Počet jízdních pruhů na okružním pásu	Rok	Celkový počet nehod za rok	Celkový počet zranění za rok	Podíl zranění na počtu nehod	Počty zranění dle druhu		
					smrtelná	těžká	lehká
1	2007	1087	124	11,4 %	1	10	113
	2008	1063	179	16,8 %	1	27	151
≥ 2	2007	954	41	4,3 %	0	1	40
	2008	857	55	6,4 %	1	8	46

Pozn.: Důvodem nízkého podílu zranění při nehodách na vícepruhových okružních křižovatkách je zřejmě skutečnost, že převažují boční srážky při přejíždění mezi pruhy s pouze hmotnou škodou a že je zde minimální výskyt chodců, jejichž účast na nehodě je provázena vždy minimálně lehkým zraněním.

V řadách laické, ale i části odborné veřejnosti často převládá názor, že okružní křižovatky s malým vnějším průměrem jsou správnou volbou pro dosažení vyšší bezpečnosti provozu. Je logické, že při větších průměrech okružní křižovatky se významně zvyšují i dosahované jízdní rychlosti na okružním pásu a tím také pravděpodobnost vzniku závažnějších kolizí. Při použití okružní křižovatky o malém vnějším průměru je však nutno navrhnout dostatečně široký okružní jízdní pás tak, aby byl bezpečně průjezdný i pro velká vozidla. To má pak za následek vybudování středového ostrova o velmi malém průměru, který neposkytuje dostatečnou směrovou odchylku pro osobní vozidla a umožňuje jim téměř či zcela přímý průjezd. Řidiči si totiž při průjezdu okružní křižovatkou podvědomě (i vědomě) volí nejplošší možnou dráhu umožňující jízdu co nejvyšší rychlostí a minimalizaci časové ztráty. V rámci výzkumu jsme posuzovali jízdní dráhy vozidel, které jsou dobře patrné na leteckých snímcích okružních křižovatek, a které tuto skutečnost jednoznačně potvrzují [2]. Pro snížení rychlosti na okružní křižovatce tak nejsou rozhodující geometrické hodnoty

jako poloměr vjezdu, vnější průměr okružní křižovatky a středového ostrova, ale jejich vzájemné uspořádání ovlivňující trajektorie vozidel a dosažitelné maximální jízdní rychlosti. Zásadně je tedy potřeba hodnotit geometrii jízdních drah, jak to doporučuje například [4].

Je tedy možno konstatovat, že paradoxně malý vnější průměr okružní křižovatky může být příčinou nepřiměřeně vysokých jízdních rychlostí a následně dopravních nehod se závažnými následky. Náš výzkum ostatně neprokázal žádnou jednoznačnou příčinnou souvislost mezi velikostí vnějšího průměru a výskytem nehod – viz graf na Obr. 2.



Obr.2: Průměrná relativní nehodovost na sledovaných OK v závislosti na vnějším průměru s rozlišením dle dosahovaných jízdních rychlostí vozidel

4 RIZIKOVÉ FAKTORY PRO BEZPEČNOST OKRUŽNÍ KŘÍŽOVATKY

Z grafu na Obr. 2 vyplývá, že bezpečnost okružní křižovatky je zřejmě podmíněna i jinými faktory, než jen samotnou velikostí vnějšího průměru. Záleží totiž na tom, jaké je dopravní zatížení v místě, jaké jsou rychlostní charakteristiky pozemních komunikací na příjezdových úsecích před vlastní křižovatkou a jaké je geometrické uspořádání konkrétní okružní křižovatky.

Vysoké intenzity dopravy, výrazně překračující kapacitu okružní křižovatky, představují riziko z toho důvodu, že se na vjezdech tvoří fronty, ve kterých dochází často ke kolizím nárazem zezadu do stojících vozidel nebo při popojíždění v koloně.

Významným rizikovým faktorem je umístění okružní křižovatky v místech, kde je na komunikacích v navazujících úsecích vyšší dovolená rychlost. Zejména rychlost 70 km/h a více na příjezdu k okružní křižovatce je významným prvkem ovlivňujícím nehodovost. Dochází totiž k situaci, kdy řidič musí na krátkém úseku výrazně snížit rychlost pro bezpečné vjetí na okružní pás – viz Obr. 3.



Obr.3: Snižování rychlosti na příjezdu po silnici R35 od Mohelnice k okružní křižovatce na okraji Olomouce (R35 pokračuje ostře prvním výjezdem)

Situace je tím horší, čím vyšší je rozdíl mezi rychlostí na příjezdu a rychlostí potřebnou pro bezpečný průjezd okružní křižovatky, která se snižuje s klesající velikostí vnější průměru křižovatky. Podle článku 5.2.1.5 v TP 135 [3] se na vjezdu do okružní křižovatky o vnějším průměru do 50 m uvažuje s návrhovou rychlostí 30 km/h, na okružních křižovatkách o průměru nad 50 m se uvažuje s návrhovou rychlostí 50 km/h. Ve skutečnosti může být reálná rychlost potřebná pro bezpečný průjezd po okružním pásu křižovatky podstatně nižší – viz Tab. 4.

Tab.4: Přibližné hodnoty rychlosti dosažitelné při jízdě po okružním pásu směrem ke třetímu výjezdu v závislosti na vnějším průměru okružní křižovatky podle [4]

Vnější průměr okružní křižovatky [m]	Přibližná hodnota poloměru jízdní dráhy na okružním pásu [m]	Přibližná rychlost jízdy na okružním pásu [km/h]
30	11	21
35	13	23
40	16	25
45	19	26

V důsledku velké difference mezi rychlostí na příjezdu a rychlostí potřebnou pro průjezd okružní křižovatky může dojít k následujícím nehodám:

- Řidič nesníží rychlost vůbec nebo jen málo, nezvládne vjezd do okružní křižovatky a najede do středového ostrova s možností nárazu do pevné překážky (sloup veřejného osvětlení, dekorativní prvky, okrasné zábradlí).

- Řidič nesníží dostatečně rychlost, takže zvládne ještě průjezd vjezdem (pravostranný směrový oblouk), ale pak už nezvládne další směrovou změnu pro jízdu po okruhu (levostranný oblouk) a vyjede ven z okružního pásu s možností nárazu do pevné překážky umístěné vně křižovatky (sloup veřejného osvětlení, strom, zábradlí).
- Řidič sníží rychlost před vjezdem, ale ne dost na to, aby zvládl průjezd kolem malého vjezdového poloměru, a dochází k pojíždění a devastaci obrubníků a případných dalších prvků (směrové sloupky, dopravní značky, sloupy veřejného osvětlení) na vnější straně vjezdu. Podle zákona se jedná o nehodu, protože dochází k poškození cizího majetku, byť tyto nehody často nebývají hlášeny.
- Řidič vozidla před vjezdem adekvátně sníží rychlost, ale řidič dalšího vozidla včas nezareaguje a narazí do předchozího vozidla zezadu.

Výzkum prokázal vliv hodnoty dosažitelné rychlosti na příjezdu k okružní křižovatce na nehodovost. Přitom není rozhodující, zda je nejvyšší dovolená rychlost omezena dopravním značením. Podstatné je uspořádání komunikace umožňující jízdu vyšší rychlostí. V rámci posouzení byla okružní křižovatka zařazena do rychlostní kategorie ≥ 70 km/h, pokud alespoň jeden vjezd umožňuje příjezd ke křižovatce rychlostí 70 km/h nebo větší. Výsledky posouzení jsou přehledně sestaveny v Tab. 5.

Tab.5: Průměrná relativní nehodovost v období let 2007 – 2008 na sledovaných okružních křižovatkách podle rychlosti na komunikacích před křižovatkou

Počet jízdních pruhů na okružním pásu	Rychlost před křižovatkou [km/h]	Průměrná relativní nehodovost na OK [počet nehod / milion vozidel]	Počet hodnocených OK v uvedené kategorii
1	≤ 50	0,34	45
	≥ 70	0,68	41
2	≤ 50	0,91	1
	≥ 70	2,49	12

Pozn. Dvoupruhové okružní křižovatky jsou v lokalitách s rychlostním limitem max. 50 km/h navrhovány jen výjimečně.

5 VLIV POČTU PAPRSKŮ NA NEHODOVOST

Vycházíme-li z předpokladu, že vyšší počet kolizních bodů má za následek vyšší nehodovost v křižovatce, jak je to patrné u dvoupruhových okružních křižovatek, měla by růst nehodovost i v závislosti na rostoucím počtu paprsků okružní křižovatky. Tato závislost se výzkumem skutečně potvrdila a výsledky tohoto hodnocení jsou uvedeny v Tab. 6. Počet pětiramenných okružních křižovatek, s ohledem na jejich procentuálně nízké zastoupení mezi okružními křižovatkami v ČR, není dostatečný pro statistické vyhodnocení. V segmentu čtyřramenných křižovatek je dobře patrné zvýšení relativní nehodovosti o cca 30 až 50 % ve srovnání s tříramennými okružními křižovatkami v téže kategorii.

Tab.6: Průměrná relativní nehodovost v období let 2007 – 2008 na sledovaných okružních křižovatkách v závislosti na počtu paprsků a příjezdové rychlosti

Počet jízdních pruhů na okružním pásu	Rychlost před křižovatkou [km/h]	Průměrná relativní nehodovost na OK [počet nehod / milion vozidel]			Počet hodnocených OK v uvedené kategorii		
		Počet paprsků na okružní křižovatce			Počet paprsků na okružní křižovatce		
		3	4	5	3	4	5
1	≤ 50	0,29	0,40	0,24	20	23	2
	≥ 70	0,54	0,70	0,85	6	33	2
2	≤ 50	--	0,91	--	--	1	--
	≥ 70	1,73	2,68	1,0	3	8	1

6 ZÁVĚR

Z dosavadních výsledků výzkumu vyplývá, že bezpečnost okružních křižovatek je skutečně ovlivněna celkovou geometrií, nikoliv však samotnými hodnotami zvoleného vnějšího průměru či vjezdových a výjezdových poloměrů. Významný vliv na bezpečnost má počet jízdních pruhů a počet paprsků křižovatky, tedy faktory, které ovlivňují počet kolizních bodů v křižovatce. Dále pak byl prokázán zřejmý vliv vyšších příjezdových rychlostí v úsecích před křižovatkou na zvýšení nehodovosti.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Ministerstva dopravy ČR jako součást řešení výzkumného projektu č. CG911-008-910 Vliv geometrie stavebních prvků na bezpečnost a plynulost provozu na okružních křižovatkách a možnost predikce vzniku dopravních nehod.

LITERATURA

- [1] BARTOŠ, L. *Návrh TP XXX Posuzování kapacity okružních křižovatek*. EDIP s.r.o., Praha, Projednání návrhu TP 16. 6. 2010.
- [2] CIHLÁŘOVÁ, D., MAHDALOVÁ, I. a SEIDLER, T. Porovnání vybraných okružních křižovatek v ČR s USA standardy. In *Sborník anotací konference JUNIORSTAV 2100*. Brno : VUT v Brně, Fakulta stavební, 2010, s. 171 + CD. ISBN 978-80-214-4042-5.
- [3] MALINA, T. *TP 135 Projektování křižovatek na silnicích a místních komunikacích*. Praha: Ministerstvo dopravy České republiky, 2005. 32 s. Technické podmínky Ministerstva Dopravy.
- [4] ROBINSON, B.W. and comp. *Roundabouts: An Informational Guide*. Virginia : U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration, 2000.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Michal Radimský, Ph.D., VUT v Brně, Fakulta stavební, Ústav pozemních komunikací.

Petr JANAS¹, Martin KREJSA² a Vlastimil KREJSA

PROGRAMOVÝ SYSTÉM PROBCALC Z HLEDISKA UŽIVATELE

SOFTWARE PACKAGE PROBCALC ON USER'S POINT OF VIEW

Abstrakt

Metoda Přímého Optimalizovaného Pravděpodobnostního Výpočtu (dále jen POPV) je vyvíjena od roku 2002. V současné době již lze metodou POPV s využitím optimalizačních kroků výhodně řešit značné množství pravděpodobnostních úloh. Pro aplikaci metody POPV je možno použít stále vyvíjený programový systém ProbCalc, do něhož lze relativně jednoduše implementovat analytický transformační model řešené pravděpodobnostní úlohy.

Klíčová slova

Přímý Optimalizovaný Pravděpodobnostní Výpočet, POPV, programový systém ProbCalc, HistOp, HistAn, pravděpodobnostní výpočet, posudek spolehlivosti, pravděpodobnost poruchy, funkce spolehlivosti, náhodné proměnné

Abstract

The development of Direct Optimized Probabilistic Calculation method (DOProC) started in 2002. DOProC applications are processed in ProbCalc – this software is being improved all the time. It is rather easy to implement an analytical transformation model of the specific probabilistic application into ProbCalc. The reliability function under analysis can be expressed in ProbCalc analytically as a sign arithmetic expression or can be expressed using data from the dynamic library.

Keywords

Direct Optimized Probabilistic Calculation, DOProC, software package ProbCalc, HistOp, HistAn, probabilistic calculation, reliability assessment, probability of failure, reliability function, random variable

1 ÚVOD

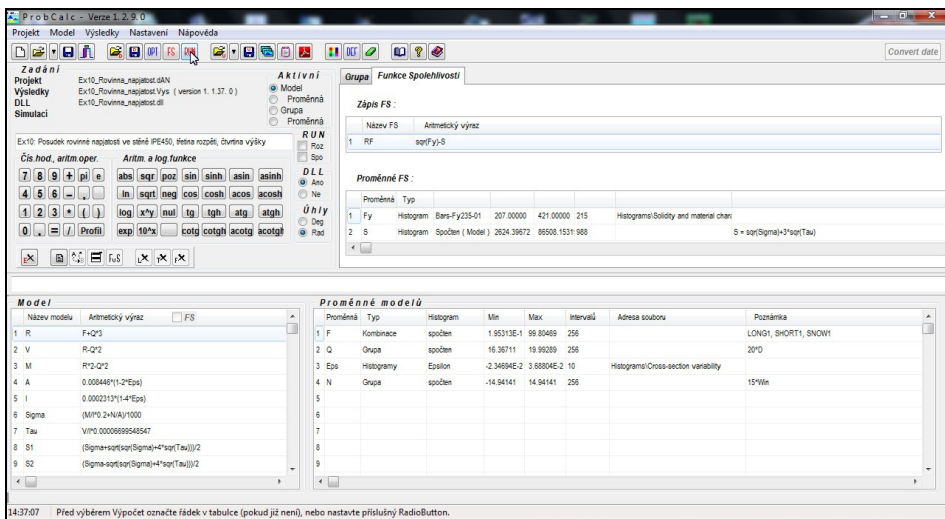
Při vývoji metody POPV postupem času vyvstala potřeba softwarového produktu, jež by umožnil univerzálně definovat jakýkoliv matematický model pravděpodobnostního výpočtu. Výsledkem se stal stále vyvíjený programový systém ProbCalc, jež sestává ze tří samostatných výpočetních modulů, které byly poprvé představeny v [1]. Software byl rovněž prezentován např. na [2, 3, 4].

Programový nástroj HistAn [5] slouží k podrobnější analýze vstupních náhodných veličin, vyjádřených ve formě histogramů. S histogramy je možno provádět základní matematické operace. Např. v případě kombinování zatížení se z těchto matematických úkonů využívá zejména sčítání histogramů jednotlivých typů zatížení. Pro provádění základních aritmetických operací s histogramy byl vytvořen programový prostředek HistOp [6].

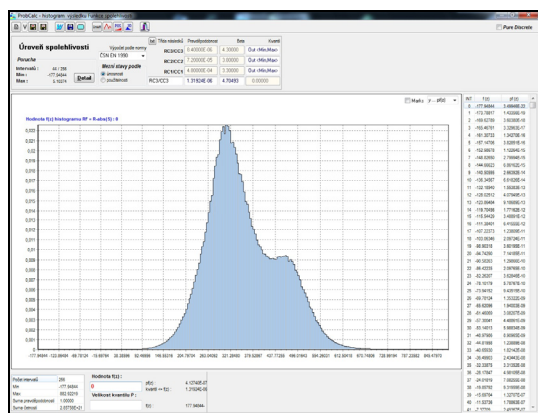
¹ Doc. Ing. Petr Janas, CSc., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 308, e-mail: petr.janas@vsb.cz .

² Ing. Martin Krejsa, Ph.D., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 303, e-mail: martin.krejsa@vsb.cz .

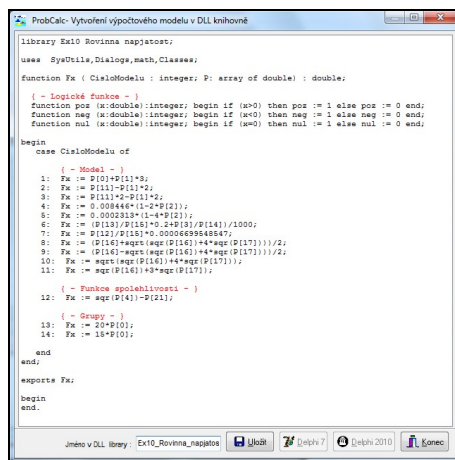
V běžné praxi je s histogramy potřebné provádět i náročnější operace, související s definicí výpočetního modelu. Principiálně se však jedná stále o tytéž výpočetní postupy, jde jen o vytvoření účinného výpočetního nástroje, kde by uživatel byl schopen popsat i složitější výpočtový model - např. v textové podobě. Z tohoto důvodu je od roku 2004 vyvíjen program ProbCalc [7] (obr.1), do kterého byly implementovány všechny možnosti předchozích programových prostředků a jenž umožňuje provádět pravděpodobnostní výpočet zadaného matematického modelu.



Obr.1: Pracovní plocha programu ProbCalc



a) funkce spolehlivosti RF a výsledné výsledné posouzení spolehlivosti



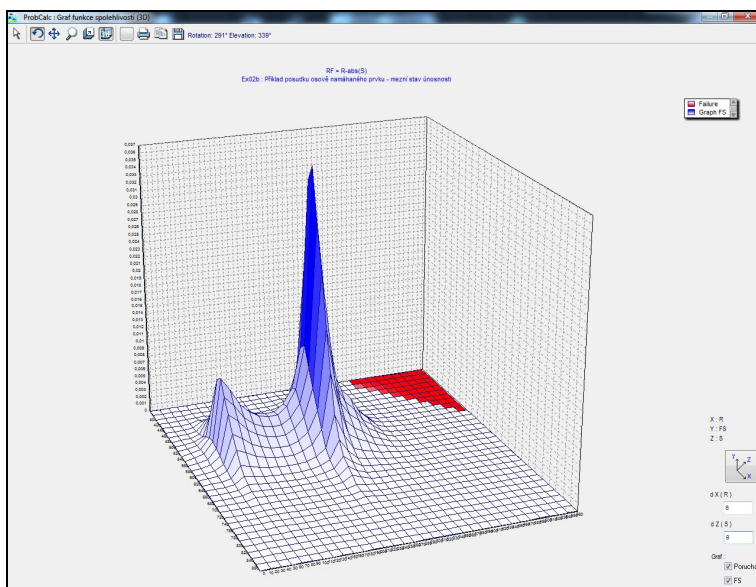
b) Převod nadefinovaného výpočetního modelu z „kalkulačky“ do dynamické knihovny

Obr.2: Dílčí pracovní okna programu ProbCalc

Pokud je předmětem pravděpodobnostního výpočtu posouzení spolehlivosti řešené konstrukce, v programu ProbCalc lze provést výpočet pravděpodobnosti poruchy p_f z analyzované funkce spolehlivosti RF i samotné posouzení podle platných normových předpisů (obr.2.a). K zajímavostem programu však patří i možnost 3D zobrazení analyzované funkce spolehlivosti RF (obr.3), které vede k detailnější analýze řešené pravděpodobnostní úlohy.

Definice matematického modelu může být v programu provedena analyticky formou aritmetického výrazu ve znakové podobě (s využitím tzv. „kalkulačky“) nebo pomocí tzv. dynamické knihovny (soubor s příponou DLL), která může být vytvořena v kterémkoliv programovacím jazyce

(např. Delphi, C++ nebo Fortran). Hlavní výhodou použití dynamických knihoven při pravděpodobnostních výpočtech s využitím programu ProbCalc je možnost definování matematického modelu, který je omezen pouze možnostmi použitého programovacího softwaru (v režimu tzv. „kalkulačky“ je definice matematického modelu limitována použitím maximálně 30 řádků textu). Tímto způsobem lze do výpočetního modelu zakomponovat veškeré programátorské techniky (logická rozhodování, cykly), příp. pro pravděpodobnostní výpočet použít algoritmy numerické analýzy. Pro pravděpodobnostní výpočty s matematickým modelem, který je nadefinován v prostředí tzv. „kalkulačky“ (tedy v textovém režimu), existuje v programu ProbCalc možnost automatického vygenerování zdrojového textu pro vytvoření dynamické knihovny v Delphi (obr.2.b). Po zadání názvu souboru pak lze vygenerovaný text pouze vyvolat v daném programovacím prostředí, překompilovat do strojového kódu a připojit k programu ProbCalc. Tímto způsobem lze docílit cca čtyřnásobného zkrácení strojového času výpočtu (program již nemusí převádět definici matematického modelu z textového režimu do instrukcí strojového kódu).



Obr.3: 3D zobrazení funkce spolehlivosti v programu ProbCalc

Z důvodu zkrácení doby pravděpodobnostního výpočtu byla do vyvíjeného softwaru implementována řada optimalizačních postupů (viz kap. 3), které pracují do značné míry nezávisle na uživateli. Následující kapitoly si kladou za cíl bližší seznámení s programovým systémem ProbCalc z hlediska uživatele.

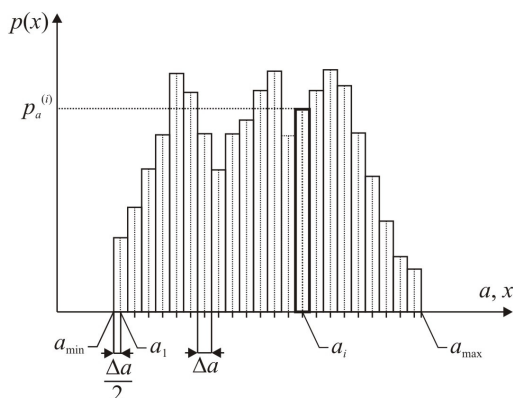
2 VSTUPNÍ NÁHODNĚ PROMĚNNÉ

Do pravděpodobnostního výpočtu, prováděného v programu ProbCalc, mohou být vstupní veličiny vyjádřeny histogramem s neparametrickým (empirickým) rozdělením, které jsou definovány na obr.4 pro diskrétní veličinu, příp. na obr.5 pro čistě diskrétní veličinu.

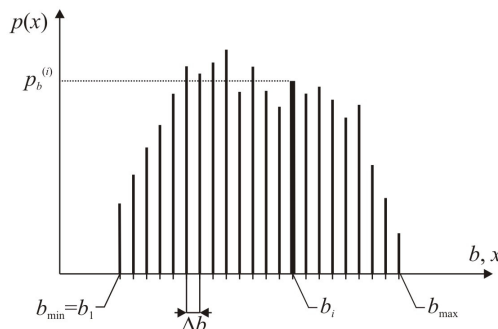
Při pravděpodobnostních výpočtech lze variabilitu vstupních náhodných veličin vyjádřit i histogramem s vhodným parametrickým rozdělením pravděpodobnosti, které připadá v úvahu zejména při nedostatečném množství naměřených hodnot nebo v situacích, kdy nelze danou veličinu změřit, ale jen odhadnout.

V programovém systému ProbCalc lze při tvorbě histogramů parametrická rozdělení pravděpodobnosti diskretizovat (aproximovat) postupem zřejmým z obr.6. Jejich sestavení je možné po zadání potřebných parametrů, požadovaného počtu intervalů (tříd) a veličiny ϵ potřebné k omezení definičního oboru rozdělení pravděpodobnosti spojitě náhodné veličiny (viz obr.6). Tato veličina

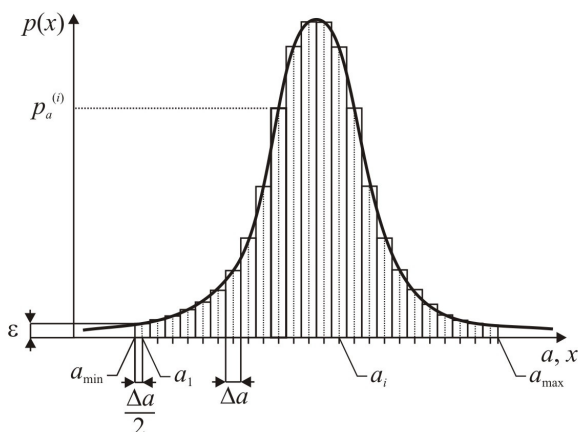
odpovídá pravděpodobnosti v místě tzv. „useknutí“, které se stanoví pro zvolený typ parametrického rozdělení pravděpodobnosti na základě iteračního výpočtu.



Obr.4: Histogram diskrétní náhodné veličiny



Obr.5: Histogram čistě diskrétní náhodné veličiny

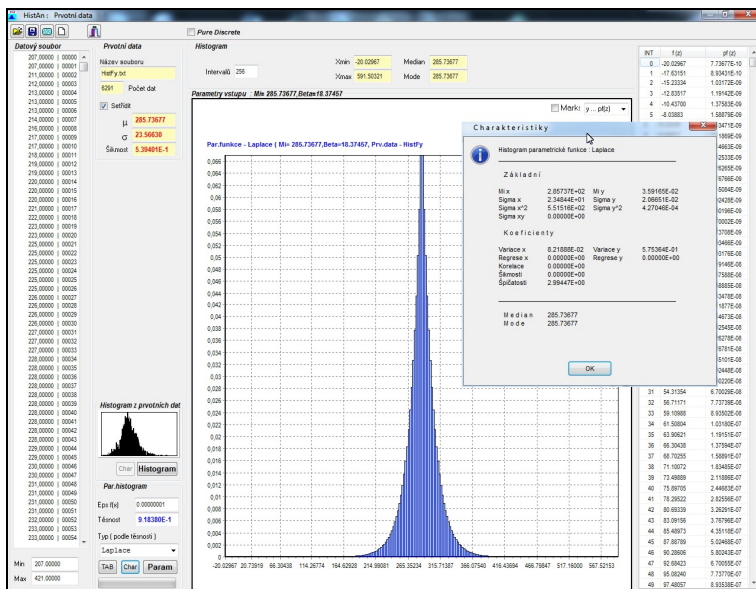


Obr.6: Histogram diskretizované náhodné veličiny s parametrickým rozdělením pravděpodobnosti

Uvedená konstrukce histogramu diskretizované náhodné veličiny s parametrickým rozdělením pravděpodobnosti se může vytvořit automaticky v některém ze tří programů softwarového balíku ProbCalc, kdy při zadávání typu vstupní veličiny uživatel zvolí *Parametrické rozdělení*.

Do programů HistAn, HistOp a ProbCalc byl implementován modul pro vkládání naměřených dat a pro jejich vyhodnocování. Hodnoty uložené v textovém souboru lze v programu načíst, vytvářet z nich histogramy s neparametrickým rozdělením pravděpodobnosti s možností volby počtu intervalů nebo histogramy s rozdělením pravděpodobnosti parametrickým. K dispozici je škála 24 možných typů parametrických rozdělení pravděpodobnosti s možností výběru nejvhodnějšího z nich pro daný soubor získaných či naměřených hodnot. Jako míru vhodnosti křivky hustoty pravděpodobnosti parametrického rozdělení pravděpodobnosti lze použít např. koeficient determinace.

Při posuzování spolehlivosti konstrukcí pravděpodobnostními metodami vstupují do výpočtu většinou nezávislé náhodné veličiny. Některé vstupní veličiny však statisticky závislé být mohou - například průřezové charakteristiky, pevnostní a tuhostní charakteristiky materiálů. Problematické proměnlivých statisticky závislých vstupních veličin byla doposud věnována pozornost zejména u průřezových charakteristik válcovaných profilů, které lze ve výpočtech metodou POPV zadávat pomocí nezávislých veličin, zadaných např. formou histogramů. Přímé zadávání statisticky závislých vstupních veličin při výpočtech metodou POPV jsou ve fázi rozpracování.



Obr.7: Histogram s nejvhodnějším parametrickým rozdělením pravděpodobnosti, sestrojený na základě naměřených hodnot

HISTAN: Tabulka charakteristik

Charakteristiky prvotních dat

	Mx	Sigma x	Šířka
	285.73677	23.56630	5.39401E-1

Charakteristiky histogramu prvotních dat

i	Typ	Číselnost	Median	Mode	Mx	Sigma x	Sigma x^2	Mxy	Sigma y	Sigma y^2	Sigma xy	Variance x	Regress x	Variance y	Regress y	Korelace
1	Prvotní data	1.00000	284.95648	281.52579	285.84725	23.47477	551.06505	1.35314E-2	6.47657E-3	4.19459E-5	-2.70535E-2	8.21235E-02	-4.30391E-05	4.78633E-01	-6.44961E+02	-1.77941E-01

Charakteristiky parametrických histogramů

i	Typ	Číselnost	Median	Mode	Mx	Sigma x	Sigma x^2	Mxy	Sigma y	Sigma y^2	Sigma xy	Variance x	Regress x	Variance y	Regress y	Korelace
1	Laplace	9.14300E-1	281.12557	281.12557	285.73677	23.49437	551.51560	3.99165E-2	2.06551E-2	4.27046E-4	0.00000	6.21800E+02	0.00000E+00	5.75364E-01	0.00000E+00	0.00000E+00
2	Fisher-Tippett	8.00039E-1	294.62354	287.05055	296.04544	23.47423	551.03968	2.31263E-2	9.95263E-3	9.90587E-5	-1.26984E-1	7.90790E-02	2.39726E-04	4.30331E-01	-1.31129E+03	-5.55972E-01
3	Gumbelova_1	7.98060E-1	283.45150	276.96491	286.28923	23.47424	551.03972	2.21503E-2	9.53197E-3	9.08594E-5	-1.24402E-1	8.19948E-02	-2.25759E-04	4.30331E-01	-1.36910E+03	-5.55972E-01
4	Logistic	7.43188E-1	285.73677	285.73677	285.73677	23.47424	551.03978	2.57904E-2	1.15338E-2	1.33023E-4	0.00000	6.21854E+02	0.00000E+00	4.47214E-01	0.00000E+00	0.00000E+00
5	LogNormal_3P	7.01236E-1	284.74694	280.53858	286.02544	23.47424	551.04002	1.57363E-2	6.30878E-3	3.98006E-5	-4.79688E-2	8.20709E-02	0.70700E-05	4.08832E-01	-1.20521E+03	-3.23903E-01
6	LogNormal_2P	6.78174E-1	285.67191	283.37778	285.98646	23.47424	551.04011	1.36783E-2	5.48159E-3	3.00478E-5	-2.00326E-2	8.21611E-02	-3.63542E-05	3.94939E-01	-6.66691E+02	-1.55662E-01
7	Namirni	6.25093E-1	285.73677	285.73677	285.73677	23.47424	551.04015	1.33624E-2	5.26356E-3	2.77050E-5	0.00000	6.21534E+02	0.00000E+00	3.93302E-01	0.00000E+00	0.00000E+00
8	Raised-cosine	2.89538E-1	285.73677	285.73677	285.73677	23.47424	551.04009	5.89338E-3	1.95313E-3	3.81470E-06	0.00000	6.21534E+02	0.00000E+00	3.33333E-01	0.00000E+00	0.00000E+00
9	Studentova	2.48465E-1	0.00000	0.00000	0.00000	5.21201	27.16507	4.34574E-1	1.13416E-1	1.28633E-2	0.00000	undefined	0.00000E+00	2.60933E-01	0.00000E+00	0.00000E+00
10	Skupencova	1.64418E-1	57.63928	19.33010	98.95554	339.13326	115011.36557	5.62400E-1	2.97817E-1	8.86948E-2	-32.88440	3.44104E+00	-2.89532E-04	5.29537E-01	-3.70759E+02	-3.25589E-01
11	Exponenciální	1.20498E-1	500.57650	296.00544	580.74852	284.55886	80973.74640	3.59220E-2	2.07218E-2	4.25391E-4	5.10769	4.89996E-01	6.30762E-05	5.76946E-01	-1.18952E+04	-8.66213E-01
12	Weibull	1.16118E-1	255.53633	160.25793	288.95107	193.23888	37362.52362	1.45934E-2	5.69196E-3	3.23895E-5	9.06446E-1	6.89182E-02	-2.42680E-05	3.90037E-01	-2.79780E+04	-8.23875E-01

Obr.8: Tabulka se seznamem nejvhodnějších parametrických rozdělení i jejich parametry

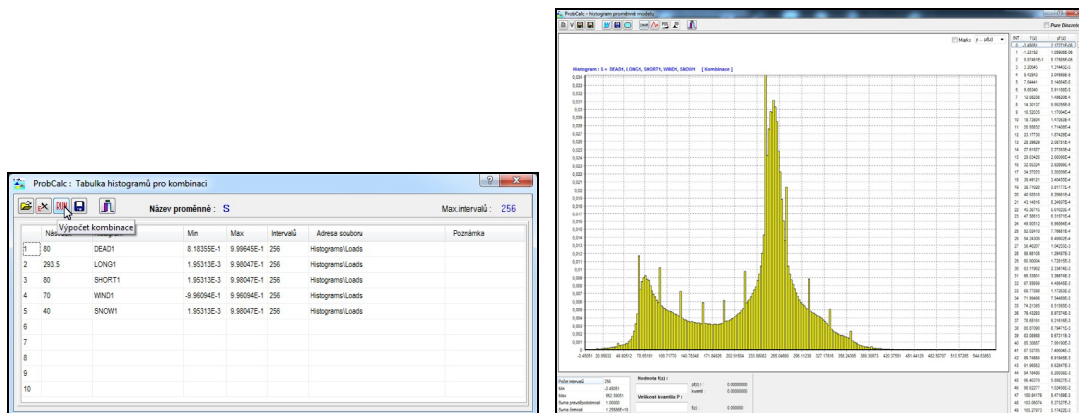
3 OPTIMALIZACE VÝPOČTU V PROGRAMU PROBCALC

Optimalizační techniky, jež byly v metodě POPV vyvinuty, mají za cíl minimalizovat dobu výpočtu, neboť základní algoritmus má jistá omezení daná zejména náročností rozsáhlých úloh, kdy počet výpočetních kroků je velmi vysoký. S jejich využitím lze při aplikaci POPV pravděpodobnost poruchy p_f určit v reálném čase při zachování korektnosti a dostatečné přesnosti řešení i u relativně náročných pravděpodobnostních úloh.

K vyvinutým optimalizačním krokům patří:

- Grupování vstupních proměnných veličin**, které umožňuje eliminovat počet histogramů vstupních veličin tím, že se v situacích, kde je to možné, určí na základě požadované matematické operace jejich výsledný histogram, se kterým se nakonec provede pravděpodobnostní výpočet definovaného výpočetního modelu. Pokud je vytváření společných histogramů vstupních veličin „grupování“ možné a korektní, představuje velmi

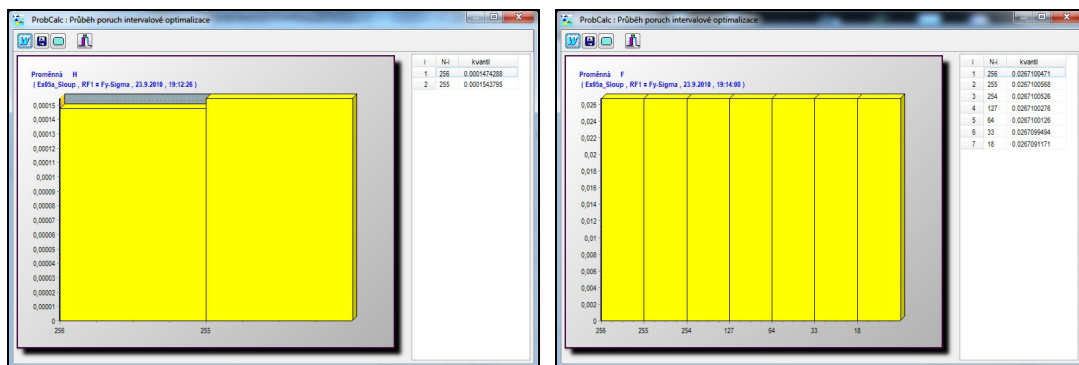
racionální a účinnou optimalizační techniku, která razantně snižuje počet výpočetních operací pravděpodobnostního výpočtu. Nejčastější použití této optimalizační techniky lze hledat zejména ve výpočtu kombinace zatížení (obr.9) nebo tzv. sumárního histogramu pro vyjádření účinku zatížení větru tzv. větrnou růžicí, což lze v jednotlivých modulech programu ProbCalc vyvolat v tabulce vstupních veličin. Pro zadání grupy vstupních veličin s jiným matematickým předpisem, než je součet, je na pracovní ploše programu ProbCalc okno s názvem záložky *Grupy* (např. variabilní průřezová charakteristika).



a) tabulka pro zadání jednotlivých složek zatížení b) histogram kombinace složek zatížení

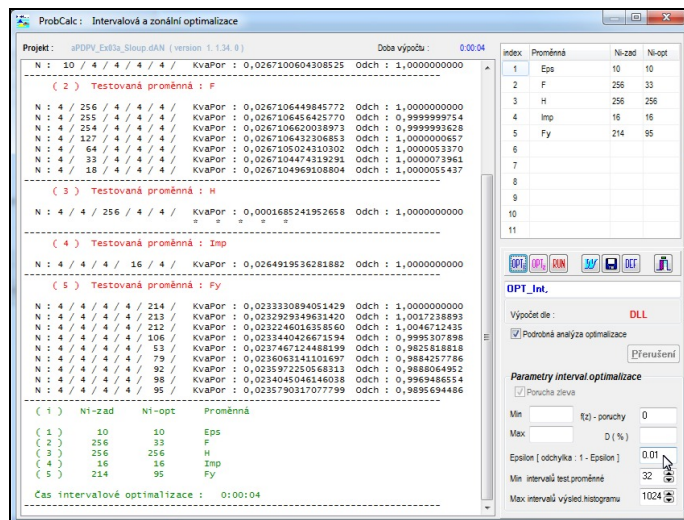
Obr.9: Výpočet kombinace zatížení v programu ProbCalc

b) **Intervalová optimalizace**, u které je smyslem minimalizovat počet tříd v histogramech vstupních veličin, čímž lze docílit snížení početních operací a minimalizovat tak strojový čas pravděpodobnostního výpočtu. Závažnou podmínkou této optimalizační techniky je však zachování dostatečné přesnosti požadovaných výsledků řešení. Při tomto optimalizačním způsobu je nutno ověřit, do jaké míry se zmenšení počtu intervalů projeví na výsledku. Při intervalové optimalizaci se proto provádí citlivostní analýza vlivu jednotlivých vstupních veličin na výsledek. U veličin, které mají citlivost nižší (např. obr.10.b), se zpravidla může počet intervalů snížit výrazněji než u veličin s výraznou citlivostí (např. obr.10.a). Dovolenu odchylku od přesného řešení lze zadat pomocí parametru ε , např. hodnota 0,01 odpovídá odchylce 1% od přesného řešení. Strojový čas, potřebný pro provedení intervalové optimalizace (obr.11), dosahuje řádu sekund.



a) citlivostní analýza náhodné veličiny s velkým vlivem na výslednou pravděpodobnost poruchy p_f b) citlivostní analýza náhodné veličiny s malým vlivem na výslednou pravděpodobnost poruchy p_f

Obr.10: Průběh intervalové optimalizace v programu ProbCalc



Obr.11: Pracovní plocha modulu Intervalové optimalizace v programu ProbCalc

c) **Zónová optimalizace**, kdy se při výpočtu využívá pouze intervalů, jenž se podílejí na hledané hodnotě, např. pravděpodobnosti poruchy p_f konstrukce. V zónální analýze se každý histogram vstupních veličin rozdělí na tzv. „zóny“ (obr.12), které se na vzniku pravděpodobnosti poruchy p_f při všech možných hodnotách v ostatních histogramech:

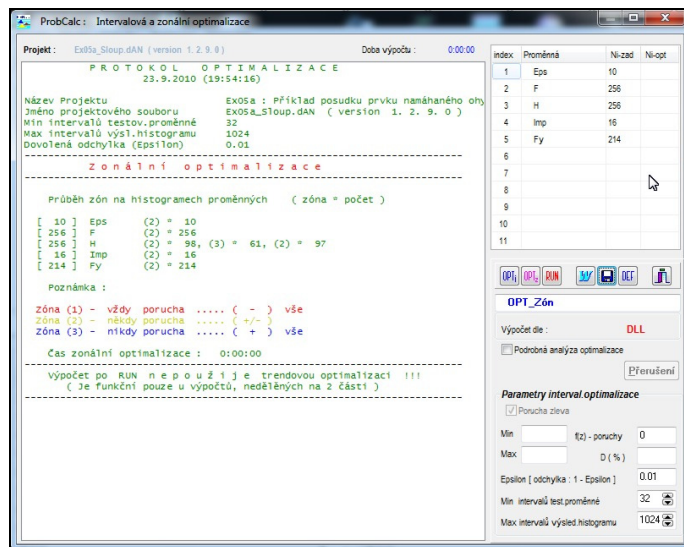
- 1.zóna - intervaly (třídy) histogramů vstupních veličin, které se na pravděpodobnosti poruchy p_f podílejí vždy, tzn. při jakékoliv kombinaci intervalů zbývajících vstupních veličin (v programu ProbCalc je tato zóna označena v histogramu červenou barvou),
- 2.zóna - intervaly (třídy) histogramů vstupních veličin, které se na pravděpodobnosti poruchy p_f mohou, ale nemusejí podílet, tzn. pouze při některých kombinacích intervalů ostatních vstupních veličin (v programu ProbCalc je zóna v histogramu označena žlutě),
- 3.zóna - intervaly (třídy) histogramů vstupních veličin, které se na pravděpodobnosti poruchy p_f nepodílejí nikdy, a proto lze tedy při určování pravděpodobnosti poruchy p_f tuto část histogramu vynechat úplně (v programu ProbCalc je zóna v histogramu označena modře).

Znalost zón umožňuje z hlediska strojového času efektivnější výpočet pravděpodobnosti poruchy p_f , která se pak skládá ze dvou hodnot:

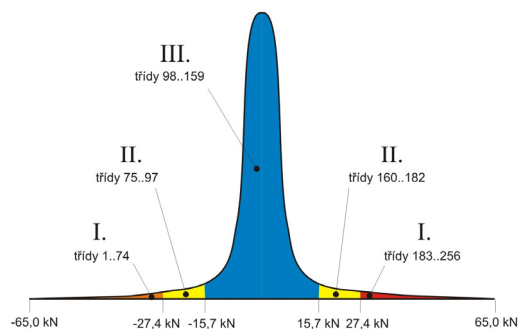
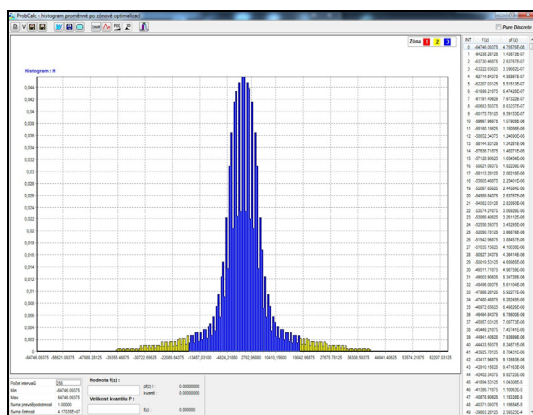
$$p_f = p_{f,1} + p_{f,2} \quad (1)$$

kde $p_{f,1}$ je součet všech pravděpodobností v intervalech zóny 1 analyzovaného histogramu. (pokud tato zóna existuje, pravděpodobnosti intervalů zóny 1 se na pravděpodobnosti poruchy p_f podílejí ve všech případech), $p_{f,2}$ představuje část (porucha může vzniknout, ale nemusí) pravděpodobnosti poruchy p_f vznikající v intervalech částí daného histogramu, která spadá do zóny 2 (pravděpodobnosti intervalů zóny 3 se na pravděpodobnosti poruchy p_f nepodílejí).

d) **Trendová optimalizace**, jež při výpočtu zohledňuje vhodný směr (trend) v algoritmu pravděpodobnostního výpočtu, Spuštění této optimalizační techniky se provádí automaticky se zónovou optimalizací, pokud je v roletě *Nastavení* programu ProbCalc zaškrtnuta položka *Trendová optimalizace*. V souvislosti se zónovou optimalizací se provádí výpočet pouze u intervalů zóny typu 2, označených žlutou barvou. Pokud je u náhodné proměnné zaznamenán trend, že se s měnící hodnotou dané proměnné zvyšuje výsledná kladná hodnota funkce spolehlivosti, provedení dalších výpočetních kombinací dané veličiny je již zbytečné. Pro takovou veličinu již nemůže funkce spolehlivosti dosáhnout záporných hodnot a nemůže tak ovlivnit pravděpodobnost poruchy p_f . Tímto způsobem se dá počet všech výpočetních kombinací eliminovat jen na nejnutnější počet.



Obr.12: Pracovní plocha modulu Zónové optimalizace v programu ProbCalc

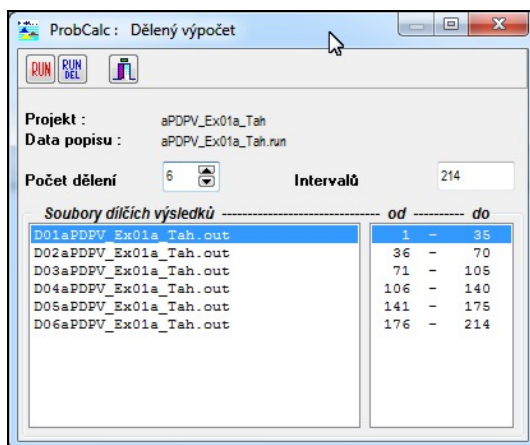


a) vykreslení zón analyzovaného histogramu b) schematické vyjádření podstaty zónové analýzy

Obr.13: Grafické znázornění výsledků zónové analýzy

- e) **Grupování dílčích výsledků výpočtu** slouží k snížení výpočetních operací při závěrečném zhodnocení histogramů veličin, které vzešly z vyřešeného výpočetního modelu. V případě pravděpodobnostních posudků spolehlivosti bude tuto grupu definovat funkce spolehlivosti RF , do které se budou dosazovat vypočtená odolnost konstrukce R a účinek zatížení S . V některých případech lze do této grupy zadat přímo histogram vstupní veličiny (např. pevnostní charakteristika použitého materiálu, pokud se posudek spolehlivosti provádí na úrovni napětí a daná veličina již jinak nevstupuje do výpočetního modelu, nebo limitní průhyb v případě posudku podle mezního stavu použitelnosti).
- f) **Paralelizace výpočtu**, kdy výpočet probíhá současně na několika procesorech či jádrech. V základním algoritmu metody POPV je možno rozdělit objem výpočetních operací na tolik částí, kolik je k dispozici výpočetních jednotek, a po provedení dílčích výpočtů lze z dílčích výsledků poskládat histogram výsledné veličiny, např. funkce spolehlivosti RF při pravděpodobnostním posouzení. Samostatným programem ProbCalcDV se tyto samostatné části spočtou a nakonec se programem ProbCalc výsledky jednotlivých částí spojí v celek. Je třeba pouze v základním okně zaškrtnout políčko *RUN - Roz* v případě rozdělení výpočtu na předpokládaný počet částí nebo *RUN - Spo* při jejich spojení. V obou případech je potřeba

provést stejné pracovní operace do okamžiku spuštění výpočtu tlačítkem *Run*, tzn., že je již nutné mít provedené výpočty kombinací, sumárních histogramů nebo grup vstupních veličin. V případě výpočtů s intervalovou nebo zónovou optimalizací je potřebné jejich provedení před samotným dělením výpočtu, což se u následného spojování již nemusí provádět (nicméně není na závadu). Paralelizace v rámci programu ProbCalc byla zatím odzkoušena na počítačích se dvěma procesory.



Obr.14: Modul programu ProbCalc, umožňujícím řešit pravděpodobnostní úlohy odděleně

g) **Kombinace uvedených optimalizačních postupů.** Uvedené optimalizační techniky již byly postupně implementovány do programu ProbCalc, kde je lze rovněž při pravděpodobnostním výpočtu vzájemně kombinovat. Počet výpočetních operací a tedy i výsledný strojový čas výpočtu může v programu ProbCalc do jisté míry ovlivnit také uživatel při zadávání výpočetního modelu. Doporučená posloupnost optimalizačních postupů v programu ProbCalc je proto následující:

1. **Grupování vstupních i výstupních veličin**, které se doporučuje použít podle možností vždy,
2. **Intervalová optimalizace** – doporučuje se minimalizovat počet tříd histogramů zejména při odlaďování algoritmu výpočtu, následně pak počet tříd histogramů optimalizovat pro dosažení korektního výsledku,
3. **Ostatní optimalizační postupy**, které se mohou použít podle možností a složitosti úlohy.

4 ZÁVĚR

Metoda POPV se jeví jako velice efektivní prostředek pro získání řešení, zatíženého pouze numerickou chybou a chybou danou diskretizací vstupních a výstupních veličin. V případě pravděpodobnostního posouzení spolehlivosti konstrukcí vede pravděpodobnostní výpočet metodou POPV k přímému vyjádření pravděpodobnosti poruchy p_f , kterou lze porovnat s návrhovou pravděpodobností p_d , definovanou v současně platných normových předpisech.

Programový systém ProbCalc, aplikující metodu POPV, umožňuje bohaté uplatnění v pravděpodobnostních úlohách technické praxe. S využitím zmínovaných optimalizačních postupů lze při aplikaci POPV určit pravděpodobnost poruchy p_f v reálném čase při zachování korektnosti a dostatečné přesnosti řešení i u relativně náročných pravděpodobnostních úloh.

V situacích, kdy pravděpodobnost poruchy p_f dosahuje nulové hodnoty (konstrukce je nadměrně spolehlivá), případně se rovná 1 (všechny kombinace vstupních veličin vedou k poruchovému stavu), odhadne metoda POPV výsledek okamžitě a nemusí se provádět další pravděpodobnostní výpočet.

Software ProbCalc v odlehčené verzi je ke stažení na [8].

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Ministerstva školství, mládeže a tělovýchovy ČR, projekt 1M0579, v rámci činnosti Centra integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí CIDEAS.

LITERATURA

- [1] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. Aplikace přímého determinovaného pravděpodobnostního výpočtu v programu ProbCalc. In *Sborník abstraktů VII. konference s mezinárodní účastí Staticko-konstrukční a stavebno - fyzikální problémy stavebních konstrukcí*. Štrbské pleso, Vysoké Tatry, Slovensko, 23. až 25. listopad 2005, pp. 31-32. ISBN 80-7099-742-7 a ISBN 80-8073-404-6 (CD-ROM).
- [2] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. Posuzování spolehlivosti konstrukcí v programovém systému ProbCalc. In *Sborník vědecko-technického sympozia Polsko-Czeskie Sympozjum Naukowo-Techniczne*. Opole, Polsko, 31. březen až 1. duben 2006, pp 87-92. ISBN 83-923680-0-2.
- [3] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. Softwarové prostředky pro aplikaci PDPV. In *Sborník příspěvků II. celostátní konference PPK2006 - Pravděpodobnost porušování konstrukcí*. VUT V Brně, Stavební fakulta, 3. až 4. říjen 2006, pp 239-246. ISBN 80-214-3251-9.
- [4] JANAS, P. & KREJSA, M. Softwarová aplikace Přímého Determinovaného Pravděpodobnostního Výpočtu (PDPV). In *Sborník rozšířených abstraktů odborné konference IDEAS 09*. VŠB-TU Ostrava, Stavební fakulta, 5. až 6. listopad 2009, pp 19-20 rozšířený abstrakt, pp 27-36 plné znění na CD-ROM. ISBN 978-80-248-2016-3 a 978-80-01-04449-0 (CD-ROM).
- [5] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. *Software HistAn [EXE] - Histogram Analysis*. Autorizovaný software, Lite verze 1.1, 2,8 MB. Ev.č. 004/27-01-2009_SW. VŠB-TU Ostrava, 2008.
- [6] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. *Software HistOp [EXE] - Basic Operations with Histograms*. Autorizovaný software, Lite verze 1.1, 7,5 MB. Ev.č. 002/27-01-2009_SW. VŠB-TU Ostrava, 2008.
- [7] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. *Software ProbCalc [EXE] - Program System for Probabilistic Reliability Assessment using DDFPM method*. Autorizovaný software, Lite verze 1.1, 12,4 MB. Ev.č. 003/27-01-2009_SW. VŠB-TU Ostrava, 2008.
- [8] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. *ProbCalc software a publikace věnované metodě POPV*. Webové stránky. [on-line]. <<http://www.fast.vsb.cz/popv>>. Vysoká škola báňská - Technická univerzita Ostrava, 2004-2010.
- [9] KRÁLÍK, J. Riešenie spoľahlivosti konštrukcií metódou SFEM. In *Spolehlivost konstrukcí*. ÚTAM AV ČR, Praha, 2009. (16p), ISBN 978-80-02-02132-2.

Oponentní posudek vypracoval:

Assoc. prof. Ing. Juraj Králik, PhD., Stavební fakulta STU Bratislava

Martin KREJSA¹, Vladimír TOMICA²

VYUŽITÍ METODY POPV K VÝPOČTU ŠÍŘENÍ ÚNAVOVÝCH TRHLIN

CALCULATION OF FATIGUE CRACK PROPAGATION USING DOPROC METHOD

Abstrakt

U ocelových konstrukcí a mostů namáhaných únavou lze stanovit pravděpodobnosti pro základní jevy, které mohou nastat v libovolném čase t životnosti konstrukce a souvisí s růstem únavové trhliny. Tyto pravděpodobnosti, určené na základě analýzy funkce spolehlivosti pro každý rok provozu konstrukce např. metodou POPV, jsou výchozím podkladem pro stanovení času prohlídek cyklicky namáhané ocelové konstrukce nebo mostu s využitím podmíněné pravděpodobnosti.

Klíčová slova

Přímý Optimalizovaný Pravděpodobnostní Výpočet, POPV, programový systém ProbCalc, únavová trhlina, plocha oslabení, lineární lomová mechanika, přípustný rozměr, měřitelný rozměr, iniciační rozměr, šíření z okraje, šíření z povrchu, podmíněná pravděpodobnost, prohlídka konstrukce.

Abstract

Probabilistic calculation of steel structures and bridges using DOProC method, leads to the probabilities of three basic random events in dependence on years of bridge's operation and fatigue crack propagation. On the basis of that calculation for each individual year, determined by analysis of reliability function, the dependence of the failure probability on time of the bridge's operation is specified. When the limit reliability is known, it is possible to determine times of the structure's inspections using conditional probability.

Keywords

Direct Optimized Probabilistic Calculation, DOProC, software package ProbCalc, fatigue crack, weakened cross section area, linear fracture mechanics, acceptable size, detectable size, initial size, propagation from the edge, propagation from the surface, conditional probability, inspection of structure.

1 ÚVOD

Spolehlivost nosné konstrukce, namáhané proměnným zatížením, je výrazně ovlivněna degračnými účinky, způsobené zejména únavou základního materiálu. V procesu návrhu těchto konstrukcí se vychází z koncepce tzv. Wöhlerových křivek, u nichž se připouští omezená životnost do porušení, velmi problematicky stanoveného na základě konstantního rozkmitu a předpokládaného množství zatěžovacích cyklů. Metodika byla postupně rozpracována do postupů vystihujících reálné podmínky a usnadňujících práci projektantů. Náhodně se objevující únavové trhlinky na stávajících

¹ Ing. Martin Krejsa, Ph.D., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 303, e-mail: martin.krejsa@vsb.cz .

² Prof. Ing. Vladimír Tomica, CSc., Katedra konstrukcí, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 357, e-mail: vladimir.tomica@vsb.cz .

konstrukcích – jeřábových drahách a mostech, nasvědčují o jisté nedokonalosti této návrhové metodiky. Rozvíjejí se metody uvažující s podchycením možných vad a defektů ve formě inicializačních trhlin, které výrazně urychlují šíření únavových trhlin. Jednou z alternativ je lineární lomová mechanika, jež je předmětem zkoumání již řadu let zejména ve strojírenských oborech a do problematiky návrhu nosných stavebních konstrukcí je postupně přebírána a upravována. Využívá se zejména ke stanovení časů prohlídek a k analýze jejich výsledků, které při nezjištění trhlin vedou k podmíněné pravděpodobnosti jejich vzniku.

Řešená problematika je zaměřena na únavové poškození stavebních ocelových konstrukcí a mostů, u nichž vyhodnocuje charakterizování přípustného (acceptable) rozměru povrchové únavové trhliny. Tento rozměr má rozhodující úlohu při degradaci prvku navrženého na extrémní kombinaci zatížení, zatíženého ale provozními proměnnými účinky. Jedná se o možnou sledovatelnou degradaci navrženého prvku na mezní stav únosnosti.

Výsledkem řešení je stanovení postupů, které mají objasnit v současnosti přípustné metody navrhování na únavu bezpečné životnosti a přípustné poruchovosti. Pro aplikaci teoretického řešení byla vybrána pásnice spřaženého ocelobetonového mostu, která je převážně tažená. Podle polohy iniciační trhliny je možné šíření trhliny sledovat z okraje (např. [4] až [9]) nebo povrchu (např. [3], [10] a [11]), které představují vzhledem k četnosti, významu i koncentraci napětí nejvýznamnější lokalitu nebezpečí vzniku únavového poškození na ocelových konstrukcích a mostech.

Řešené úlohy se opírají o pravděpodobnostní metodu Přímého optimalizovaného pravděpodobnostního výpočtu (zkráceně POPV), viz např. [12] až [16], která vede k určení pravděpodobnosti poruchy P_f a stanovení času pravidelných prohlídek konstrukce.

2 UVEDENÍ DO ZÁKLADNÍ PROBLEMATIKY

Výskyt iniciačních trhlin a jejich šíření na konstrukcích vystavených únavovému zatěžování je dlouhodobě znám. Souvisí s vyhotovováním ocelových konstrukcí a zejména s vytvářením detailů, které jsou náchylné k únavovým poškozením. Zásadní rozdíl je mezi iniciacemi trhlin jednak vzniklými v inkluzích při výrobě oceli nebo způsobenými při zhotovování konstrukčního detailu. První z nich trvá dlouhou dobu - než se dostane na povrch, což ve druhém případě je nabízeno už od počátku zatěžování. Normové přístupy předchozích norem EC byly založeny na neexistenci povrchových trhlin. Metoda přípustného poškození v nové normě už nahodilost výskytu povrchových trhlin připouští. Podstatným rozdílem je to, že únavový lom nemusí být křehký, ale houževnatý. Druhý případ je u reálných detailů ocelových konstrukcí a mostů výrazně čtenější než první, využívaný při experimentálních měřeních na opracovaných malých zkušebních vzorcích. Tato skutečnost není novým objevem. Je dlouhodobě známa a uvádí jej např. T. L. Anderson [1]. Nahodile vzniklá možnost iniciačních trhlin z povrchových partií (z okrajů nebo povrchů) ale byla při navrhování v případě předepsaných úprav a opracování těchto detailů opomíjena.

Pro podchycení šíření únavových trhlin jsou důležité tři jejich rozměry. Prvním je iniciační rozměr, druhým změřitelný a třetím významným rozměrem je rozměr konečný, zaznamenaný před porušením formou křehkého nebo houževnatého lomu.

Poškození únavovou trhlinou je závislé na počtech cyklů rozkmitu napětí, což představuje časový faktor v průběhu spolehlivosti po celou návrhovou životnost. Poruchovost narůstá s časem a spolehlivost klesá.

Problematika je sledovaná ve dvou vzájemně se ovlivňujících částech: pravděpodobnostním řešením šíření únavové trhliny a nejistotách při stanovení veličin vstupujících do výpočtu.

Únavová trhlina, oslabující konstrukční prvek o určitou plochu, je při sledování růstu popisovaná jen jedním celkovým rozměrem a . Pro popis růstu trhliny se nejčastěji používá metoda lineární pružné lomové mechaniky definovaná Paris-Erdoganovou rovnicí:

$$\frac{da}{dN} = C(\Delta K)^m, \quad (1)$$

kde C , m jsou materiálové konstanty, a je rozměr trhliny a N je počet zatěžovacích cyklů.

Při výchozím předpokladu, že prvotní je návrh konstrukce podle metody mezního stavu únosnosti na účinky extrémního zatížení s následným posudkem únavové odolnosti, pak je rezerva spolehlivosti v inženýrské pravděpodobnostní metodě vyjádřená ve tvaru

$$g_{(R,S)} = G = R - S, \quad (2)$$

kde R je náhodně proměnná odolnost prvku a S představuje náhodně proměnné účinky extrémního zatížení.

Podmínka pro stanovení přípustné délky trhliny a_{ac} se s použitím (1) vyjádří:

$$N = \frac{1}{C} \int_{a_0}^{a_{ac}} \frac{da}{\Delta K^m} > N_{cel}, \quad (3)$$

kde N je počet cyklů pro zvětšení trhliny z iniciační a_0 do přípustné a_{ac} , N_{cel} je počet cyklů za dobu celé životnosti.

Vztah pro rychlost šíření únavové trhliny (1) se musí pro sledovaný účel upravit. Stav napjatosti v okolí čela trhliny se vyjadřuje pomocí koeficientu intenzity napětí ΔK , který závisí na způsobu namáhání (ohyb, tah), velikosti a tvaru únavové trhliny a na geometrii sledovaného nosného prvku. Při konstantním rozkmitu napětí $\Delta \sigma$ a osovém namáhání pásnice – tahem, jej lze vyjádřit vztahem:

$$\Delta K = \Delta \sigma \sqrt{\pi a} F_{(a)}. \quad (4)$$

Kalibrační funkce $F_{(a)}$ sleduje průběh šíření trhliny. Úpravou (1) s využitím (4) lze pak získat:

$$\int_{a_1}^{a_2} \frac{da}{(\sqrt{\pi a} F_{(a)})^m} = \int_{N_1}^{N_2} C \Delta \sigma^m dN. \quad (5)$$

Levá strana rovnice vyjadřuje odolnost konstrukce R , pravá strana definuje akumulaci účinků zatížení S .

Lze definovat funkci spolehlivosti, jejíž analýzou je možno získat pravděpodobnost poruchy P_f :

$$G_{fail(Z)} = R_{(a_2)} - S, \quad (6)$$

kde Z je vektor náhodných fyzikálních vlastností – mechanických vlastností materiálu, geometrie konstrukce, účinků zatížení a také rozměrů únavové trhliny. Pravděpodobnost poruchy je pak rovna:

$$P_f = P(G_{fail(Z)} < 0) = P(R_{(a_2)} < S). \quad (7)$$

3 METODIKA VÝPOČTU ŠÍŘENÍ ÚNAVOVÉ TRHLINY

Pro aplikace teoretického řešení byla po provedených studiích vybrána tažená pásnice. Podle polohy iniciační trhliny je možné šíření trhliny sledovat z okraje (obr.1) nebo povrchu (obr.2). Tyto případy co do četnosti, významu i koncentrace napětí jsou nejvýznamnější lokalitou nebezpečí vzniku únavového poškození na ocelových konstrukcích a mostech.

Pro porovnání obou případů podle místa iniciace trhliny poslouží pásnice bez koncentrace napětí. Případy se odlišují kalibrační funkcí $F_{(a)}$ a vytvářením oslabující plochy při šíření trhliny.

3.1 Šíření únavové trhliny z okraje

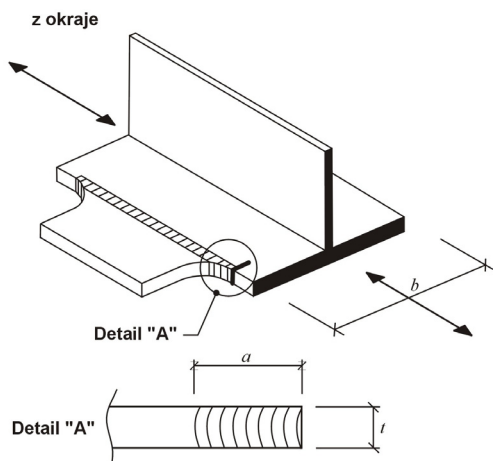
Pro trhlínu z okraje je kalibrační funkce rovna:

$$F_{(a)} = 1,12 - 0,231 \left(\frac{a}{b} \right) + 10,55 \left(\frac{a}{b} \right)^2 - 21,72 \left(\frac{a}{b} \right)^3 + 30,39 \left(\frac{a}{b} \right)^4, \quad (8)$$

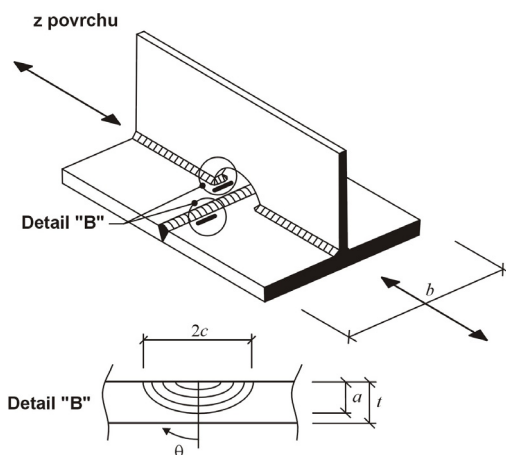
kde a je délka trhliny a b šířka pásnice (viz obr.1).

Přípustnou velikost trhliny a_{ac} pak lze vyjádřit vztahem, který vychází z odvozeného oslabení průřezové plochy pásnice:

$$a_{ac} = b \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{\max}}{f_y} \right). \quad (9)$$



Obr.1: Charakteristické šíření trhliny z vnějšího okraje



Obr.2: Charakteristické případy šíření trhliny z povrchu

3.2 Šíření únavové trhliny z povrchu

Obdobný přístup lze využít i při stanovení přípustné velikosti trhliny, šířící se z povrchu. Pro ocelové svařované dvouose symetrické profily tvaru I, kde únavová trhlina vzniká ve spodní tažené pásnici, lze účinek od ohybu zanedbat. Pásnice je pak namáhána pouze normálovým napětím od osového namáhání – tahu $\sigma_m = \sigma$.

Analytické vyjádření přípustné velikosti trhliny, šířící se z povrchu, se dá odvodit obtížně, neboť trhlina mění svůj tvar v průběhu svého růstu. Podle [2] se její tvar nahrazuje semieliptickou křivkou s délkou poloos a (hloubka trhliny) a c (polovina šířky trhliny) – viz obr.2. Plocha povrchové trhliny je v závislosti na počtu zatěžovacích cyklů N dána rovnicí:

$$A_{cr(N)} = \frac{1}{2} \pi \cdot a_{(N)} \cdot c_{(N)}. \quad (10)$$

Při růstu únavové trhliny z povrchu již tedy nestačí sledovat změnu pouze jednoho rozměru trhliny, jak je tomu např. u trhliny šířící se z okraje, ale tvar trhliny je nutno analyzovat ve směru obou poloos a a c . Nárůst únavové trhliny z povrchu je ve směru poloosy a závislý od nárůstu trhliny ve směru poloosy c . Rychlost šíření trhliny je dána vztahem (1). V [17] je uvedena rovnice pro výpočet přírůstku hloubky trhliny Δa v závislosti na přírůstku šířky trhliny Δc :

$$\Delta a = \left\{ \frac{1}{\left[1,1 + 0,35 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \sqrt{\frac{a}{c}} \right]} \right\}^m \Delta c. \quad (11)$$

Rozměry trhliny a a c jsou během jejich nárůstu omezeny shora limitními hodnotami:

$$2 \cdot c \leq 0,8 b_f \text{ a } a \leq 0,8 t_f, \quad (12)$$

po jejichž překročení se již nárůst únavové trhliny chová odlišně.

V [17] je rovněž uveden výsledný vztah vzájemné závislosti rozměrů a a c :

$$c = \frac{0,3027}{t} \cdot a^2 + 1,0202 \cdot a + 0,00699 \cdot t. \quad (13)$$

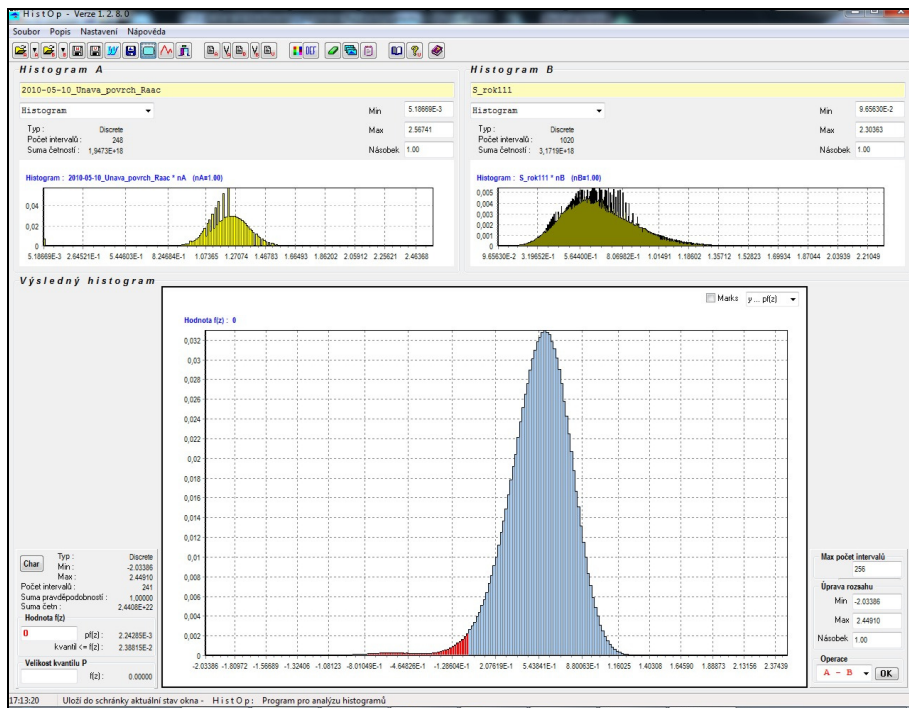
Při stanovení přípustného rozměru je nutno vyjít z upraveného vztahu (10). Úpravou pak vychází:

$$\sigma_{\max} \cdot \frac{b_f t_f}{b_f t_f - \frac{1}{2} \pi a \left(\frac{0,3027}{t_f} \cdot a^2 + 1,0202 \cdot a + 0,00699 \cdot t_f \right)} \leq f_y \quad (14)$$

Přímé explicitní vyjádření velikosti trhliny a je obtížné. Pro výpočet přípustného rozměru trhliny a_{ac} je pak nutno využít numerický iterační postup, při kterém je také nutno brát v úvahu omezení dané vztahem (14).

4 PRAVDĚPODOBNOSTNÍ VÝPOČET ŠÍŘENÍ POVRCHOVÝCH ÚNAVOVÝCH TRHLIN

Pro pravděpodobnostní výpočet únavové odolnosti konstrukce s uvažováním vzniku trhlin z povrchu byla využita metoda Přímého optimalizovaného pravděpodobnostního výpočtu (zkráceně POPV), viz např. [12] až [16]. Pravděpodobnostní výpočet šíření únavových trhlin z povrchu pak dále spočívá v určení odolnosti konstrukce $R(a_d)$ a $R(a_{ac})$ s využitím levé strany rovnice (5). Další veličinou určující šíření únavových trhlin v konstrukci je účinek zatížení S , který lze stanovit pro každý rok provozu konstrukce s využitím pravé strany výrazu (5). Závěrečná část výpočtu spočívá v určení pravděpodobnosti poruchy P_f podle vztahu (7) pro jednotlivé roky provozu konstrukce, která se rovná hodnotě kvantilu v záporné části histogramu funkce spolehlivosti G_{fail} (např. obr.2).



Obr.2: Histogram funkce spolehlivosti $G_{fail} = R(a_{ac}) - S$ po 111 letech provozu. Výsledná pravděpodobnost poruchy $P(G_{fail} < 0) = 2,38815 \cdot 10^{-2}$ (výstup z programu HistOp)

Takto stanovené pravděpodobnosti poruchy slouží k určení pravděpodobnosti náhodných jevů U , D a F , které mohou nastat v libovolném čase „ t “ během životnosti konstrukce, a jsou definovány např. v [8]:

- **Jev $U(t)$:** V čase „ t “ nebyla zjištěna žádná únavová trhлина, takže velikost únavové trhliny $a(t)$ ještě nedosáhla měřitelnou velikost a_d (*detectable*), takže platí:

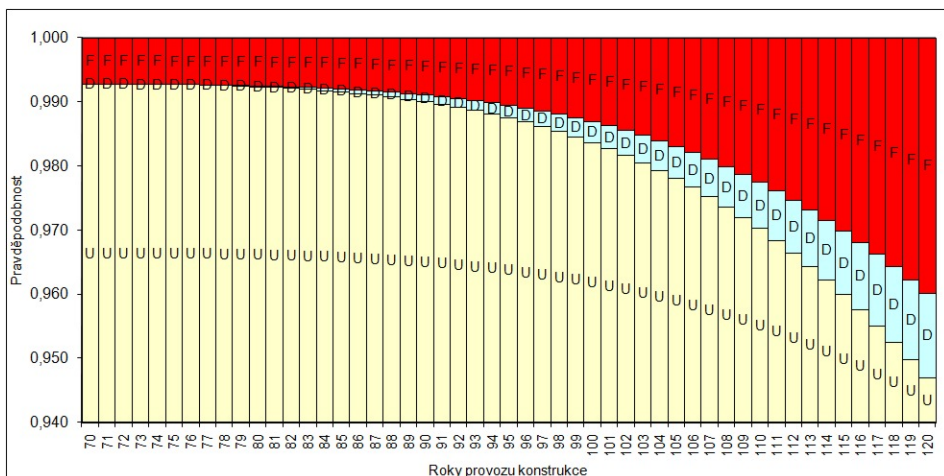
$$a(t) < a_d \quad (15)$$

- **Jev $D(t)$:** V čase „ t “ byla zjištěna únavová trhлина, jejíž velikost $a(t)$ ale zatím nedosáhla přípustnou velikost a_{ac} , takže platí:

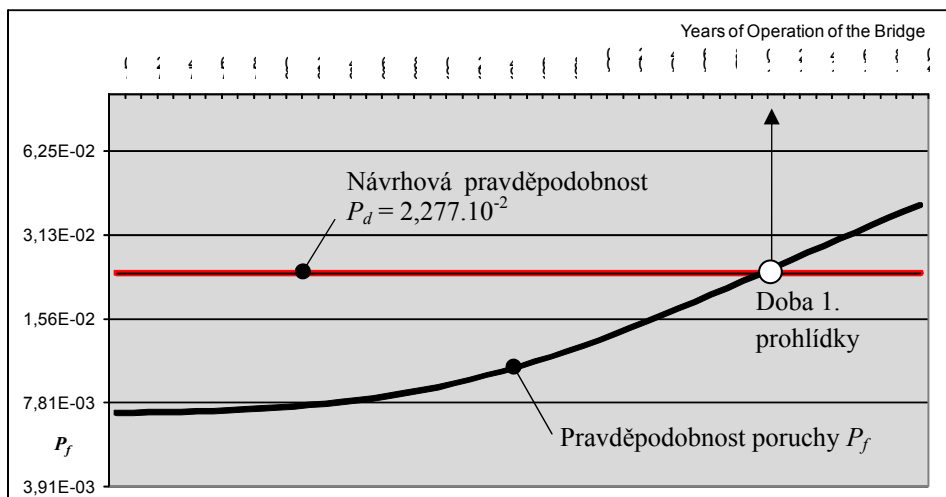
$$a_d \leq a(t) < a_{ac} \quad (16)$$

- **Jev $F(t)$:** V čase „ t “ byla zjištěna porucha, neboť velikost únavové trhliny $a(t)$ dosáhla přípustnou velikost a_{ac} , takže platí:

$$a(t) \geq a_{ac} \quad (17)$$



Obr.4: Pravděpodobnosti jevů U , D a F v závislosti na letech provozu mostu (v období mezi 70. a 120. rokem)



Obr.5: Závislost pravděpodobnosti poruchy P_f na letech provozu mostu, potřebná pro stanovení doby první prohlídky mostní konstrukce.

Tyto tři náhodné jevy, související s růstem únavové trhliny, definují úplný prostor jejich vzniku. Pravděpodobnosti výskytu těchto náhodných jevů byly vypočteny pro každý rok životnosti konstrukce a na ukázkou jsou pro čas $t=70$ až 120 let zobrazeny na obr.4.

Na základě výpočtu pravděpodobnosti poruchy P_f (pravděpodobnost jevu F) a zadání požadované spolehlivosti pak lze stanovit i dobu první prohlídky na mostě. Požadovaná spolehlivost byla vyjádřena návrhovou pravděpodobností poruchovosti $P_d=0,02277$. Na obr.5 je zobrazen graf závislosti pravděpodobnosti poruchy P_f na letech provozu konstrukce. Pro daný případ řešeného ocelového mostu byla doba první prohlídky mostní konstrukce zaměřené na sledování vzniku únavové trhliny z povrchu stanovena na 111.rok provozu konstrukce.

V porovnání s šířením únavové trhliny z okraje se mj. potvrdila skutečnost, že rychlost šíření únavové trhliny z povrchu je pomalejší. Vztáhneme-li tuto rychlost k stanovení doby první prohlídky konstrukce, která v souvislosti s únavovou trhlinou z okraje byla stanovena na 54 rok provozu konstrukce, pak je šíření únavové trhliny z povrchu více než dvakrát pomalejší.

5 ZÁVĚR

Příspěvek uvádí teoreticky i prakticky zpracovaný přístup k řešení šíření únavových trhlin z povrchu se zaměřením na její největší přípustný rozměr. Takto sledovaný konečný rozměr únavové trhliny může přispět k rozlišení jejího kritického a přípustného rozměru. Přípustný rozměr v sobě zahrnuje bezpečnostní požadavky na dosažení kritické trhliny, která může být odvozená od křehkého lomu, ale pro ocelové konstrukce významněji od lomu houževnatého.

Přípustnou únavovou trhlinu lze charakterizovat jako rozměr, který na průřezech a prvcích ocelových konstrukcí a mostů, navržených na kombinace extrémních účinků zatížení, může být vlivem jejich postupné degradace dosažen při dodržení podmínek požadované spolehlivosti na konci návrhové doby života konstrukce.

Nová metoda přípustného poškození už možnosti svého poškození ve svém názvu prozrazuje. Původcem je možná neodstraněná vada, která se stává iniciační trhlinou. Její předpokládaný rozměr nebo neexistenci má odhalit zpracovaný systém prohlídek. Význam těchto prohlídek je výrazně větší než u běžných prohlídek. Týká se to individuálně stanovených časů a nároků na kvalitu prohlídek.

PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finančního přispění MŠMT ČR, projekt 1M0579 v rámci činnosti Centra integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí CIDEAS.

LITERATURA

- [1] ANDERSON, T.L. *Fracture mechanics: fundamentals and applications*, second edition. CRC Press, Boca Roca, Florida, 1995.
- [2] SMITH, C.W. & PETERS, W.H. & KIRBI, G.C. & ANDONIAN, A. Stress-intensity distribution for natural flaw shapes approximating „Benchmark“ geometries. In *Proceedings of the 13th national symposium on Fracture mechanics*. pp 422-437 (16p), Philadelphia, 1980.
- [3] NEWMAN, J.C. & RAJU, I.S. Analyses of surface cracks in finite plates under tension or bending loads. In *NASA TP-1578 (National aeronautics and space administration)*. Washington, D.C., 1979.
- [4] KREJSA, M. & TOMICA, V. Probabilistic approach to the propagation of fatigue cracks using Direct Determined Fully Probabilistic Method. In *Proceedings of the 7th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings*. Edited by N.Jendželovský a A.Grmanová. pp 155-156 (2 p). Slovakia Faculty of Civil Engineering STU Bratislava and Slovak Society of Mechanics SAS. 22.-23.10.2009, Bratislava. ISBN 978-80-227-3170-6.
- [5] TOMICA, V. & KREJSA, M. Únavová odolnost v metodě přípustných poškození. In *22. česká a slovenská mezinárodní konference Ocelové konstrukce a mosty 2009*. 23.-25.9.2009, Brno. ISBN 978-80-7204-635-5.

- [6] TOMICA, V. & KREJSA, M. & GOCÁL, J. Přípustná únavová trhlina - teorie. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, číslo 1, rok 2008, ročník VIII, řada stavební, článek 9. pp 103-110 (8p). ISBN 978-80-248-1883-2. ISSN 1213-1962.
- [7] TOMICA, V. & KREJSA, M. & GOCÁL, J. Přípustná únavová trhlina - aplikace. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava*, číslo 1, rok 2008, ročník VIII, řada stavební, článek 10. pp 111-124 (14p). ISBN 978-80-248-1883-2. ISSN 1213-1962.
- [8] TOMICA, V. & KREJSA, M. Optimal Safety Level of Acceptable Fatigue Crack. In *5th International Probabilistic Workshop*. Ghent, Belgium, 28.-29.11.2007. Edited by Luc Taerwe & Dirk Proske. ISBN 978-3-00-022030-2.
- [9] TOMICA, V. & KREJSA, M. Možnost pravděpodobnostního výpočtu únavové trhliny metodou PDPV. In *Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské - Technické univerzity Ostrava*. Řada stavební, číslo 1, rok 2007, ročník VII. pp 211-220 (20p). ISSN 1213-1962 ; ISBN 978-80-248-1661-6.
- [10] KREJSA, M. & TOMICA, V. Pravděpodobnostní přístup k šíření povrchových únavových trhlin v návaznosti na vytvoření plochy oslabení. In *Sborník příspěvků mezinárodní konference Modelování v mechanice 2010*. VŠB-TU Ostrava, Stavební fakulta, 18. až 19. květen 2010. pp 3-4 rozšířený abstrakt, (13 p) plné znění na CD-ROM. ISBN 978-80-248-2234-1.
- [11] KREJSA, M. & TOMICA, V. Probabilistic Approach to the Propagation of Fatigue Crack Using Direct Optimized Fully Probabilistic Calculation. In *Sborník referátů mezinárodní konference Civil Engineering Design and Construction (Eurocodes - Science and Practice)*, Varna, Bulharsko, 9. až 11. září 2010. pp 346-353. Prof. Marin Drinov Academic Publishing House, 2010. ISBN 978-954-322-310-7.
- [12] *ProbCalc software a metoda POPV* [on-line]. <<http://www.fast.vsb.cz/popv>>.
- [13] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. Structural Reliability Assessment using a Direct Determined Probabilistic Calculation. In *Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*, B.H.V. Topping, L.F. Costa Neves and R.C. Barros (Editors). Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland. Paper 79, 2009, ISBN 978-1-905088-31-7.
- [14] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. Using the Direct Determined Fully Probabilistic Method for determination of failure. In *Proceedings of the European Safety and Reliability Conference*, Esrel 2009. 7.-10.9.2009, Praha. Reliability, Risk and Safety: Theory and Applications – Briš, Guedes Soares & Martorell (eds), 2010 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-55509-8 (set of 3 volumes + CD-ROM), ISBN 978-0-203-85975-9 (e-book).
- [15] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. Current Possibilities of Direct Determined Fully Probabilistic Method (DDPFM). In *Proceedings of 4th International ASRANet Colloquium*. Athens, Greece, 25.-27.6.2008. ISBN 978-0-9553550-2-8.
- [16] JANAS, P. & KREJSA, M. & KREJSA, V. Structural Reliability Assessment Using Direct Determined Fully Probabilistic Calculation, In *Proceedings of 3rd International ASRANet Colloquium 2006* (abstract p.8, full paper on CD). 10–12th July 2006, Glasgow, UK. ISBN 0-9553550-0-1 / 978-0-9553550-0-4.
- [17] KOTEŠ, P. Vplyv vzniku a šírenia únavovej trhliny na spoľahlivosť oceľových prvkov, 2005.
- [18] KRÁLIK, J. Comparison of Probabilistic Methods to Solve the Reliability of Structures in ANSYS. In *Konference ANSYS*. pp 63-70 (8 p). TechSoft Engineering & SVS FEM, Plzeň, 23.-25. září 2009. ISBN 978-80-254-5437-4.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Zdeněk Kala, PhD., Stavební fakulta, Vysoké učení technické v Brně.

Lenka LAUSOVÁ¹

OSOvě ZATÍŽENÉ SLOUPY ZA POŽÁRU

AXIALLY LOADED COLUMNS DURING FIRE

Abstrakt

V příspěvku jsou srovnány únosnosti centricky tlačných ocelových a ocelobetonových sloupů za požáru. Srovnání je provedeno pro průřezy ocelových sloupů bez protipožární ochrany a také pro průřezy chráněné obkladem ze sádrovláknitých desek v jedné a dvou vrstvách.

Klíčová slova

Sloup, ocel, beton, požár, sádrovláknitá deska

Abstract

This paper compares the compressive load-bearing capacity of the steel column without any protection against fire and also with a protection from the gypsum wood-fibre board and the column protected with the concrete between the flanges in the fire design situation.

Keywords

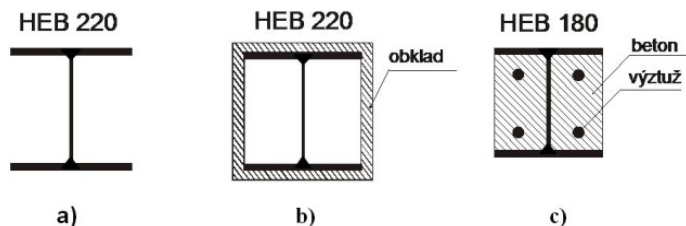
Column, temperature load, steel, concrete, gypsum wood-fibre board

1 ÚVOD

Výpočty v tomto příspěvku patří do kategorie posuzování dílčích prvků konstrukce za požáru, je postupováno podle současně platných norem [1], [2] a publikace [3]. Posuzovaný prvek konstrukce je osově zatížený sloup ocelového nebo ocelobetonového průřezu.

- Posuzované průřezy

Průřez ocelového sloupu je navržen z profilu HEB 220 a průřez ocelobetonového sloupu je HEB 180 s vybetonováním mezi pásnicemi viz obr.1. U ocelových sloupů je řešen průřez protipožárně nechráněný obr.1a) a průřez chráněný obkladem ze sádrovláknitých desek obr.1b) a to v jedné nebo ve dvou vrstvách.



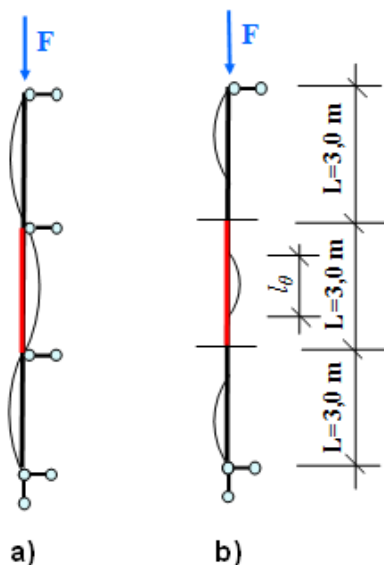
Obr.1: Průřezy posuzovaných sloupů: a) ocelový nechráněný průřez, b) ocelový průřez chráněný obkladem, c) ocelobetonový průřez

¹ Ing. Lenka Lausová, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 326, e-mail: lenka.lausova@vsb.cz.

Průřezy jsou zvoleny tak, aby sloupky za běžné teploty měly srovnatelnou únosnost. Za pokojové teploty vychází únosnost sloupky ocelového průřezu $N_{Rd} = 1820 \text{ kN}$ a ocelobetonového $N_{Rd} = 1890 \text{ kN}$, což je pro tento případ považováno za přibližně srovnatelné hodnoty. V příspěvku je provedeno porovnání únosností těchto sloupů v čase požáru za stejných podmínek.

- Statický model sloupů

Uložení sloupů v obou osách za běžné teploty je předpokládáno kloubové na obou koncích ($L_{cr}=L$), je počítáno s konstrukční výškou sloupů 3,0m. Jedná se o sloupky patrové budovy. Je-li sloup součástí vyztuženého rámu, lze jej za požáru považovat za vetknutý do sousedních pater a jeho vzpěrnou délku zkrátit až na polovinu ($L_{cr}=0,5L$) viz sloup ve středním podlaží na obr.2.



Obr.2: Vzpěrné délky sloupů: a) za běžné teploty, b) za požáru

- Metody výpočtu

Únosnosti ocelových sloupů v čase požáru jsou počítány iterační přírůstkovou metodou podle [3], únosnosti ocelobetonového sloupky jsou určeny podle jednoduchého výpočetního modelu viz [3] v čase trvání požáru 30, 60, 90 a 120 minut. Vzhledem k tomu, že jednoduchý výpočetní model u ocelobetonového prvku předpokládá rozvoj teploty podle nominální teplotní křivky, byla i pro výpočty ocelových průřezů použita stejná funkce pro nárůst teploty plynu.

2 ROZVOJ TEPLOTY V POŽÁRNÍM ÚSEKU

Rozvoj teploty plynu v požárním úseku je počítán podle normové teplotní křivky. Teplota plynu závisí pouze na době požáru a řídí se logaritmickou funkcí:

$$\theta_g = 20 + 345 \log(8t + 1) \quad (1)$$

kde:

θ_g – teplota plynu v příslušném požárním úseku [$^{\circ}\text{C}$] a
 t – čas [min].

3 OCELOVÝ SLOUP ZA POŽÁRU:

Průřezové a materiálové charakteristiky posuzovaného ocelového sloupky HEB 220 jsou:

$A = 9104 \text{ mm}^2$, $I_z = 28,43 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$, $L=3000 \text{ mm}$, ocel S235, $E=2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$.

3.1 Ocelový sloup - nechráněný průřez:

Přírůstek tepla v ocelové konstrukci $\Delta\theta_{a,t}$ je počítán iterační přírůstkovou metodou podle vztahů:

$$\Delta\theta_{a,t} = k_{sh} \frac{\frac{A_m}{V}}{c_a \rho_a} \dot{h}_{net,d} \Delta t \quad (2)$$

$$A_m/V = 1270/9100 = 139m^{-1} \quad (3)$$

kde:

$\Delta\theta_{a,t}$ – přírůstek teploty v průřezu [$^{\circ}C$],

ρ_a – měrná hmotnost oceli (= 7850 kg.m⁻³),

c_a – měrné teplo oceli v závislosti na teplotě viz [3] [Jkg⁻¹K⁻¹],

$\dot{h}_{net,d}$ – hustota tepelného toku viz [3] [Wm⁻²],

k_{sh} – součinitel vlivu zastínění (=1) a

A_m/V – součinitel průřezu vystavenému požáru ze všech stran [m⁻¹].

3.2 Ocelový sloup – obklad sádrovláknitou deskou:

Zpomalení nárůstu teploty v průřezu je ovlivněno tepelně technickými vlastnostmi ochranného materiálu a jeho tloušťkou. V tomto příspěvku byl zvolen obklad ze sádrovláknitých desek Rigidur. Sádrovláknito je sádra armovaná celulóзовými vlákny. Přestože u srovnatelného obkladu ze sádrokartonu je součinitel tepelné vodivosti λ_p nižší a únosnost profilu by tedy vycházela mnohem příznivěji, sádrové desky se při vysokých teplotách rozpadají a tak jsou pro toto srovnání únosností vhodnější sádrovláknité desky díky vyšší pevnosti.

Pro sádrovláknitou desku je uvažována hodnota měrného tepla $c_p=1100$ Jkg⁻¹K⁻¹, součinitel tepelné vodivosti $\lambda_p = 0,35$ WK⁻¹m⁻¹, měrná hmotnost $\rho_p = 1200$ kgm⁻³. Obklad je pro srovnání zvolen jak v jedné vrstvě $d_p=15$ mm, tak i ve dvou vrstvách o celkové tloušťce ochranného materiálu $d_p=30$ mm.

Přírůstek teploty u chráněného průřezu $\Delta\theta_{a,t}$ se vypočte podle (4):

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_p \frac{A_p}{V}}{d_p c_a \rho_a} \frac{\theta_{g,t} - \theta_{a,t}}{1 + \frac{\phi}{3}} \Delta t - (e^{\frac{\phi}{10}} - 1) \Delta\theta_{g,t} \quad (4)$$

$$\phi = \frac{c_p \rho_p}{c_a \rho_a} d_p \frac{A_p}{V} \quad (5)$$

$$A_p/V = 2(220+220)/9100 = 97m^{-1} \quad (6)$$

kde:

$\Delta\theta_{a,t}$ – přírůstek teploty v průřezu [$^{\circ}C$],

$\Delta\theta_{g,t}$ – přírůstek teploty plynu [$^{\circ}C$],

Δt – časový interval [sec],

θ_g – teplota plynu v čase t [$^{\circ}C$],

θ_a – teplota v průřezu v čase t [$^{\circ}C$],

λ_p – součinitel tepelné vodivosti ochranného materiálu [Wm⁻¹K⁻¹],

A_p/V – součinitel průřezu pro truhlíkové zakrytí konstantní tloušťky [m⁻¹],

c_a – měrné teplo oceli v závislosti na teplotě viz [3] [Jkg⁻¹K⁻¹],

ρ_a – měrná hmotnost oceli [kg.m⁻³],

- c_p – měrné teplo ochranného materiálu [$\text{Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}$],
 ρ_p – měrná hmotnost ochranného materiálu [kg.m^{-3}] a
 d_p – tloušťka ochranného materiálu [m].

3.3 Únosnost ocelového sloupu za požáru

Výpočet únosnosti v osové tlaku při zatížení teplotou se vypočte podle vztahu:

$$N_{b,fi,Rd} = \frac{\chi_{fi} A k_{y,\theta} f_y}{1,2 \gamma_{m,fi}} \quad (7)$$

kde:

- χ_{fi} – součinitel vzpěrnosti [-], menší z hodnot $\chi_{y,fi}$ a $\chi_{z,fi}$ a vypočte se podle [1] nebo se odečte z křivky vzpěrné pevnosti c ,
 $k_{y,\theta}$ – redukční součinitel meze kluzu za požáru [-] viz [1],
 f_y – mez kluzu při běžné teplotě [MPa],
 A – průřezová plocha [m^2] a
 $\gamma_{m,fi}$ – součinitel spolehlivosti materiálu pro požární situaci (pro ocel $\gamma_{m,fi} = 1,00$).

Při výpočtech pro požární návrhovou situaci byla použita hodnota vzpěrné délky sloupu $L_{cr} = 0,5L$.

4 OCELOBETONOVÝ SLOUP ZA POŽÁRU

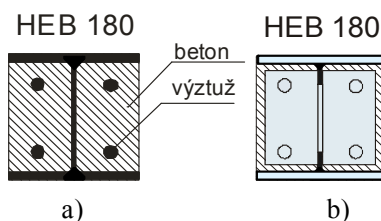
Průřezové a materiálové charakteristiky daného sloupu jsou:

- HEB 180: $A_a = 6530 \text{ mm}^2$, S235, $f_{ak} = 235 \text{ MPa}$, $E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$, $I_{az} = 13,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- Výztuž (4Ø25): $A_s = 4 \cdot (\pi \cdot 25^2 / 4) = 1\,964 \text{ mm}^2$, $f_{sk} = 500 \text{ MPa}$, $E_a = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$, $I_{sz} = 4,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
- Beton: $A_c = 180^2 - A_a - A_s = 23\,906 \text{ mm}^2$, C20/25, $E_{cm} = 0,29 \cdot 10^5 \text{ MPa}$, $I_{cz} = 71,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Výpočet únosnosti ocelobetonového sloupu je proveden podle [2] a [3], kdy se u jednoduchých výpočtů dají použít tabelárně zpracované hodnoty součinitelů, které jsou založeny na odhadech teplot v době trvání požáru. Tímto způsobem lze určit únosnost posuzovaného průřezu v době trvání požáru 30, 60, 90, 120 minut.

4.1 Únosnost ocelobetonového sloupu za požáru:

Průřez sloupu se rozloží na jednotlivé komponenty. Podle narůstající teploty v požárním úseku se určí teplota v dílčích částech průřezu a vlivem této teploty i jejich snížená únosnost. Některé části průřezu mohou mít teplotu tak vysokou, že se jejich únosnost do výpočtu při požárním návrhu vůbec nezapočítá, viz obr.3b). Do výpočtu se uvažuje redukovaná (vybarvená) část průřezu, která se určí podle [3].



Obr.3: a) průřez ocelobetonového sloupu, b) redukovaná plocha průřezu

Následující výpočet je proveden podle [2] a [3].

- Únosnost ocelobetonového sloupu $N_{fi,Rd,z}$:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_{fi} (N_{fi,pl,Rd}) = \chi_{fi} (N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s}) \quad (8)$$

kde:

$N_{fi,pl,Rd,f}$ – únosnost pásnice za požáru [kN],

$N_{fi,pl,Rd,w}$ – únosnost stojiny za požáru [kN],

$N_{fi,pl,Rd,c}$ – únosnost betonu za požáru [kN],

$N_{fi,pl,Rd,s}$ – únosnost výztuže za požáru [kN] a

χ_{fi} – součinitel vzpěrnosti pro křivku c a $\bar{\lambda}_{\theta}$ [-].

- Účinná ohybová tuhost (součet tuhostí dílčích částí):

$$(EI)_{fi,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{fi,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{fi,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{fi,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{fi,s,z} \quad (9)$$

kde:

φ_{θ} - redukční součinitelé jednotlivých částí viz [3].

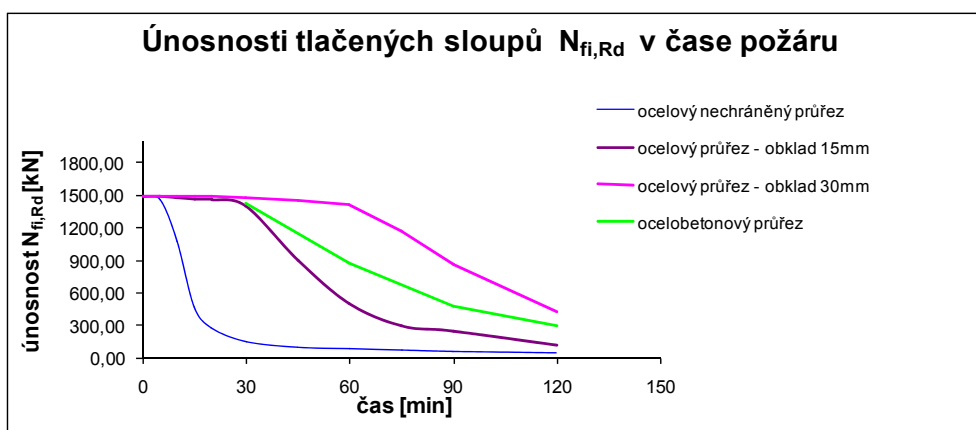
- Kritická Eulerova síla $N_{fi,cr,z}$ se vypočte podle (10). Vzpěrná délka řešeného sloupu za požáru l_{θ} je opět jako u ocelového uvažována $L_{cr} = 0,5L$.

$$N_{fi,cr,z} = \frac{\pi^2 (EI)_{fi,eff,z}}{l_{\theta}^2} \quad (10)$$

- Hodnota poměrné štíhlosti $\bar{\lambda}_{\theta}$ za požáru se vypočte podle (11):

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{N_{fi,pl,Rd}}{N_{fi,cr,z}}} \quad (11)$$

V grafu na obr.4 jsou znázorněny průběhy únosností ve vzpěrném tlaku posuzovaných sloupů v čase probíhajícího požáru.



Obr.4: Únosnosti posuzovaných sloupů v čase požáru

V tabulce 1 jsou vypočtené hodnoty únosností v tlaku $N_{fi,Rd}$ všech sloupů jak za běžné teploty, tak i v čase trvání požáru 30, 60, 90 a 120 minut.

Tab.1: Vybrané hodnoty únosností tlačných sloupů

Únosnost sloupů $N_{fi,Rd}$ [kN]					
typ průřezu	za pokojové teploty	v čase požáru t [min]			
		30	60	90	120
ocelový sloup - nechráněný	1820	147	77	59	46
ocelový sloup - obklad 15mm	1820	1396	498	247	113
ocelový sloup - obklad 30mm	1820	1471	1414	862	426
ocelobetonový sloup	1890	1423	871	473	293

5 ZÁVĚR

Výpočtem únosností osově tlačných sloupů je možné vytvořit si představu, jaký typ průřezu může být vhodnější vzhledem k požadované požární odolnosti viz graf na obr.5 a hodnoty únosností v tabulce 1. Únosnost nechráněného průřezu ocelového sloupu za požáru velmi rychle klesá již v prvních minutách. Vybetonováním ocelového profilu mezi pásnicemi se dosáhne nejen zajištění únosnosti konstrukce, ale také zpomalení nárůstu teploty v ocelovém profilu díky chladnějšímu betonu. Obložení sloupu obkladem ze sádrovláknité desky se dosáhne výrazného zpomalení přestupu tepla do ocelové konstrukce a tím i zachování únosnosti sloupu v čase požáru.

LITERATURA

- [1] ČSN P ENV 1993-1-2 – Navrhování ocelových konstrukcí, Obecná pravidla, Navrhování konstrukcí na účinky požáru.
- [2] ČSN P ENV 1994-1-2 – Navrhování ocelobetonových konstrukcí, Obecná pravidla, Navrhování konstrukcí na účinky požáru.
- [3] WALD, F. a kol. Výpočet požární odolnosti stavebních konstrukcí. ČVUT Praha. 2005. ISBN 80-01-03157-8.
- [4] EN 1993-1-2:2004 – Ocelové konstrukce.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Miloslav Šeliga, STACAD, s.r.o.

Vladimíra MICHALCOVÁ¹, Zdeněk MICHALEC², Tomáš BLEJCHAŘ³

**NUMERICKÁ SIMULACE VLIVU MEZNÍ VRSTVY ATMOSFÉRY NA ROZVOJ
NÍZKOTEPLTNÍ OXIDACE VE SKLÁDCE UHLÍ**

**NUMERICAL SIMULATION OF INFLUENCE ATMOSPHERIC BOUNDARY LAYER ON THE
LOW-OXIDATION PROGRESS IN THE COAL STOCKPILE**

Abstrakt

Článek popisuje proudění větru v mezní vrstvě atmosféry kolem skládky uhlí. Tato úloha představuje dílčí úsek projektu, který řeší rozvoj nízkoteplotní oxidace ve skládkách uhlí a odvalech. Pozornost je věnována také tvorbě povrchu v okolí skládky na základě GIS dat, a následnému zjednodušení geometrie nahrazením budov porézní oblastí. Simulace proudění zahrnuje 8 dominantních směrů větrné růžice definovaných střední rychlostí. Pomocí FFT (fourierova analýza) byla provedena analýza složek okamžité rychlosti a teploty. Spektrum rychlosti a teploty v intervalu 1 měsíce bylo použito k nestacionární simulaci proudění v okolí reálné skládky uhlí.

Klíčová slova

CFD, mezní vrstva atmosféry, skládka uhlí, odval

1 ÚVOD

Proudění v mezní vrstvě atmosféry je charakteristické časově proměnlivou rychlostí a směrem větru. Samovznícování uhelné hmoty v uhelných skládkách a odvalech je silně závislé na lokálních atmosférických podmínkách. Z hlediska problematiky proudění se jedná o poměrně složitou úlohu, neboť proudění v mezní vrstvě je plně turbulentní, ale proudění v haldě nebo odvalu je laminární. Samotné proudění v mezní vrstvě je časově náhodné a i v dnešní době není možné popsat detailně veškeré jevy, ke kterým při transportu hmoty a tepla v atmosféře dochází. Z tohoto důvodu je nutné při modelování provést celou řadu zjednodušení a některé jevy zanedbat. Problematika samovznícování uhlí je také poměrně komplikovaná a samotný proces ještě není zcela spolehlivě vysvětlen a popsán. Samovznícování uhelné hmoty je závislé na teplotě a rychlosti vzduchu, který proudí skrz haldu nebo skládku. Do tohoto procesu vstupuje také vzdušná vlhkost a mnoho dalších komplexních dějů. Jak je z předchozího textu zřejmé, je v této oblasti ještě celá řada nezodpovězených otázek. V této práci se snažíme navrhnout postup při řešení tohoto problému, protože i v dnešní době není možné tuto úlohu řešit komplexně z důvodu nedostatečného výkonu výpočetních prostředků.

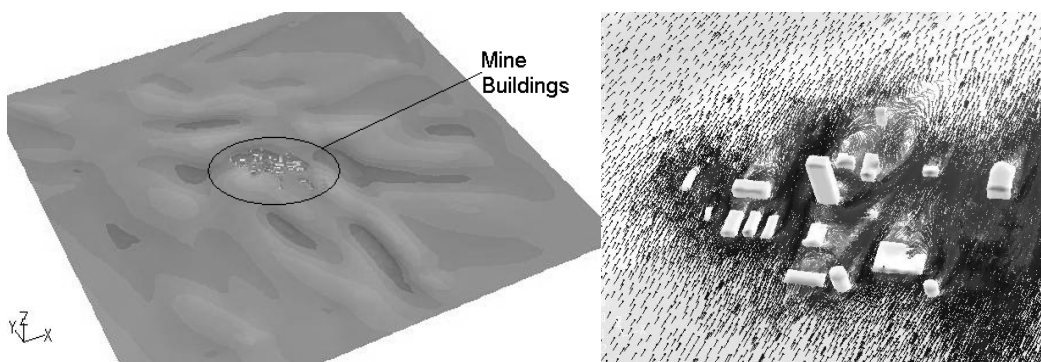
¹ Ing. Vladimíra Michalcová, Ph.D., VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta stavební (FAST), Katedra stavební mechaniky, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 348, e-mail: vladimira.michalcova@vsb.cz.

² Ing. Zdeněk Michalec, Ústav geoniky AV ČR, Studentská 1768, Ostrava Poruba tel.: (+420) 596 747 017, e-mail: michalec@ugn.cas.cz.

³ Ing. Tomáš Blejchař, Ph.D., VŠB - Technická univerzita Ostrava, Fakulta strojní, Katedra hydromechaniky a hydraulických zařízení, 17.listopadu 15, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 325 753, e-mail: tomas.blejchar@vsb.cz.

2 TOPOLOGIE TERÉNU

Jako vzorový příklad, na kterém bude celý proces testován, byla zvolena uhelná skládka dolu Lazy v Orlové. Proudění v okolí haldy je ovlivněno jednak lokálními aerodynamickými poměry, ale hlavně tvarem terénu. Z tohoto důvodu byla pro simulace využita mapa v GIS formátu, jejíž součástí byly také všechny významné budovy. Rozměr mapy byl 4,3 x 4,3 km. Nebyla dodána jako celek, ale po částech, o velikosti cca 1,5 km x 1,5 km. Jednotlivé povrchy bylo nutné sloučit a upravit tak, aby na sebe vzájemně navazovaly. Tím byla vytvořena výpočtová oblast o rozměrech 4,3 x 4,3 km a výšky 400 m. Pro možnosti zadávání vertikálních profilů vstupních turbulentních veličin bylo nutné vytvořit na všech čtyřech stranách náběhové prostory zajišťující shodný vertikální vstupní prostor. Z důvodu zajištění rovnováhy výpočtu turbulentních veličin [1], [2], bylo nutné dodržet velikosti buněk u stěn i poměr velikosti sousedních buněk. Splnění těchto podmínek vedlo k jejich velkému počtu (1,5 mil). Problematické je kromě skutečného vlnitého terénu také počet a velikosti budov v blízkosti skládky. Z tohoto důvodu byly budovy nahrazeny porézní oblastí, která klade ekvivalentní odpor jako při proudění vzduchu okolo budov, respektive přes porézní oblast. Hodnoty odporových součinitelů porézní oblasti jsou v tabulce 1. Toto nahrazení bylo provedeno s ohledem na hardwarové nároky a rychlost výpočtu. Postup při nahrazení budov porézní oblastí byl relativně jednoduchý. Byl proveden výpočet pro čtyři rychlosti větru s reálnými budovami viz obr.1. Na povrchu ohraničující objem, který bude nahrazovat budovy, byla odečtena tlaková ztráta. Z těchto výpočtů byly následně stanoveny odporové koeficienty porézní oblasti. Tímto krokem klesl počet buněk na 523 tisíc.



Obr.1: Geometrie terénu s budovami (vlevo) a detail rychlostního pole v okolí budov (vpravo)

Tab.1: Výpočet odporových součinitelů

Inlet velocity (vstup)	Outlet velocity (výstup)	Rychlost těsně před budovami	Statický tlak na hranicích oblasti budov (přední a zadní)		Tlakový rozdíl Δp	Tlaková ztráta	Ztrátový součinitel	Odporový součinitel
m.s ⁻¹			Pa				-	m ⁻¹
17.4	22.7	21.3	378.2	72.8	305.4	176.17	0.632	0.0021
11.6	15.1	14.2	167.2	32.3	134.9	77.43	0.625	0.0021
5.8	7.6	7.1	42.2	7.8	34.4	19.98	0.645	0.0022
2.3	3.0	2.8	6.9	1.4	5.6	3.26	0.677	0.0023

3 ANALÝZA POVĚTRNOSTNÍCH PODMÍNEK

Pro zjištění vlivu větru na samovznícování uhlé hmoty ve skládce je nutné analyzovat lokální aerodynamické poměry - jmenovitě rychlost i směr větru a teplotu. Tuto analýzu je možné

provést statistickými nástroji, pomocí kterých je možné zcela náhodný směr větru rozložit do osmi základních směrů. V každém z těchto osmi základních směrů orientovaných dle světových stran je určena průměrná rychlost a četnost výskytu. Tato statistická analýza se odborně nazývá větrná růžice. Je možné ji vytvořit pro libovolný časový úsek anebo ji získat z meteorologických ústavů. V našem případě jsme jako referenční měsíc zvolili červenec. Pro tento měsíc byl získán záznam rychlosti, směru větru a teploty v 15ti minutových intervalech. Z těchto dat pak byla následně stanovena větrná růžice. Základní meteorologická data udávají pouze rychlost a směr větru. Tyto podklady bylo nutné před analýzou upravit, protože v simulaci je rychlost řešena ve třech základních složkách v kartézském souřadném systému. Z tohoto důvodu tedy byla rychlost rozložena do směru x a y . Vytvořený měsíční grafický záznam obou směrů rychlosti i teploty jsou v obr.2. Složka ve směru z je nulová, protože vzestupný nebo sestupný směr větru se neměří a není ani běžně udáván. Analýzou dat za měsíc červenec byla vytvořena větrná růžice (tab.2). Tyto veličiny jsou již použitelné v numerické simulaci. Pomocí těchto simulací je možné získat jakýsi statistický průběh rychlostního pole a tlakového namáhání haldy pro osm referenčních případů.

Tab.2: Výsledky statistické analýzy velikosti a směru větru, větrná růžice

Směr	$v_{10} [\text{m.s}^{-1}]$	směrový vektor	
		x	y
S	1.87	0	-1
SV	1.77	-0.7071	-0.7071
V	0.85	-1	0
JV	1.24	-0.7071	0.7071
J	2.28	0	1
JZ	3.54	0.7071	0.7071
Z	3.52	1	0
SZ	1.95	0.7071	-0.7071
bezv.	1.87	0	-1

Rychlost a směr větru jsou určeny ve výšce 10 m. Pro definici rychlostního profilu v atmosféře byl zvolen mocninný profil. Tento profil je specifikován referenční rychlostí v_{10} [3] a mocninným koeficientem p , který je funkcí stavu atmosféry.

$$v = v_{10} \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (1)$$

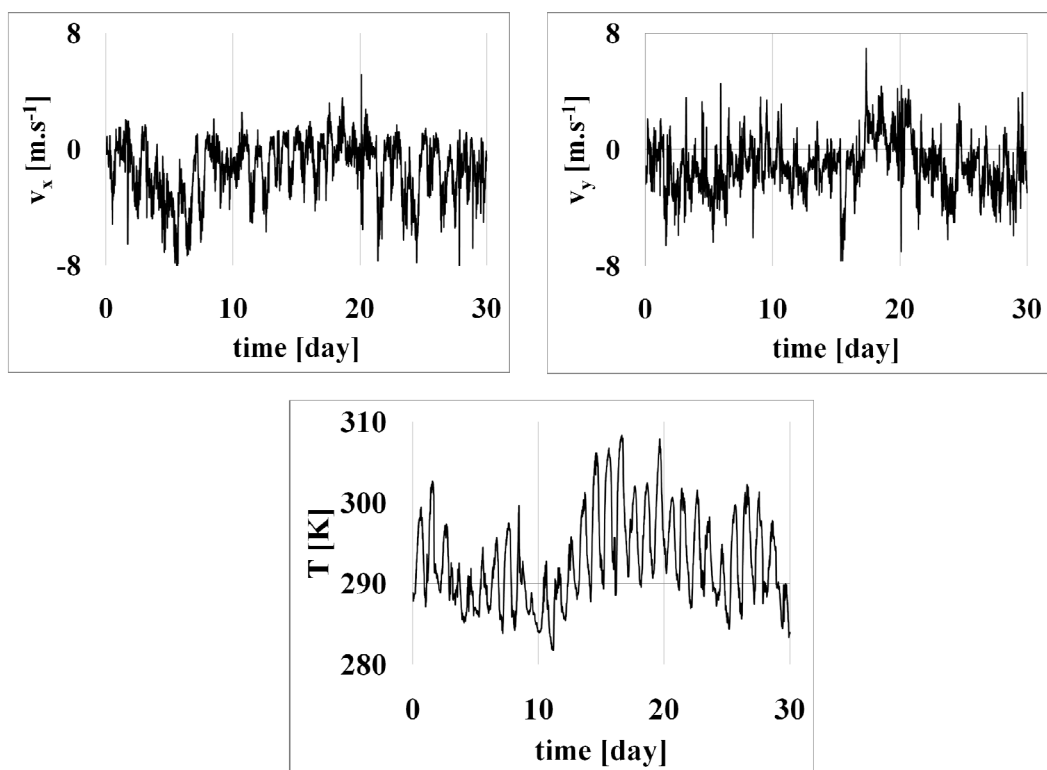
kde:

v_{10} – je referenční rychlost určená z větrné růžice [ms^{-1}],

z – výška měřená od zemského povrchu [m] a

p – mocninný koeficient [-].

Pro stabilní stav atmosféry je mocninný koeficient určen hodnotou $p=0,22$.

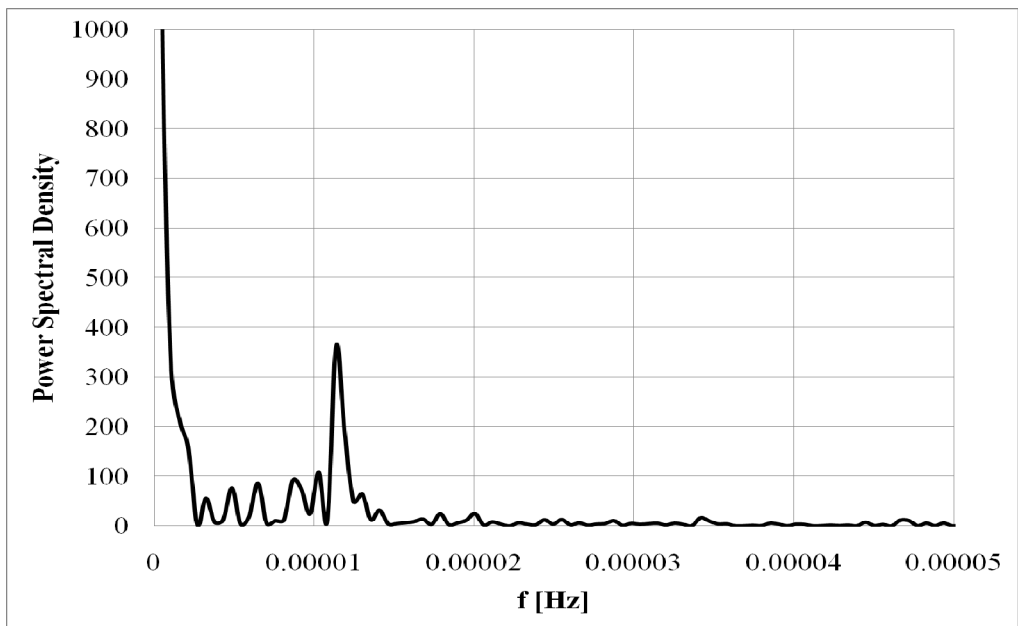


Obr.2: Skutečný časový záznam rychlosti přepočtený do směru x (vlevo), y (vpravo) a teploty vzduchu (dole) v simulovaném období (červenec 2009)

Tyto simulace ale poměrně silně zjednodušují komplexní chování atmosféry. Směr větru a jeho velikost se totiž v čase mění a samotný proces samovzněcování je závislý také na předchozích stavech atmosféry, jako např. střídání dne a noci, náhodné střídání směru a intenzity a pod. Z tohoto důvodu byla také provedena FFT analýza časového záznamu. Touto analýzou bylo získáno časové spektrum rychlosti a teploty, z kterého je pak možné určit amplitudy a frekvence nejčastěji vyskytujících se fluktuací rychlosti. Časově závislá náhodná rychlost je tímto poměrně přesně popsána funkcí, která je dána součtem dominantních sinusových signálů, o frekvenci a amplitudě, které jsou odečtené ze spektra. Teoreticky by bylo nutné signál popsat jako sumu nekonečně mnoha sinusových signálů, my jsme ale využili pouze osm nejvýraznějších maxim v časovém spektru viz (2), [4] a obr.3.

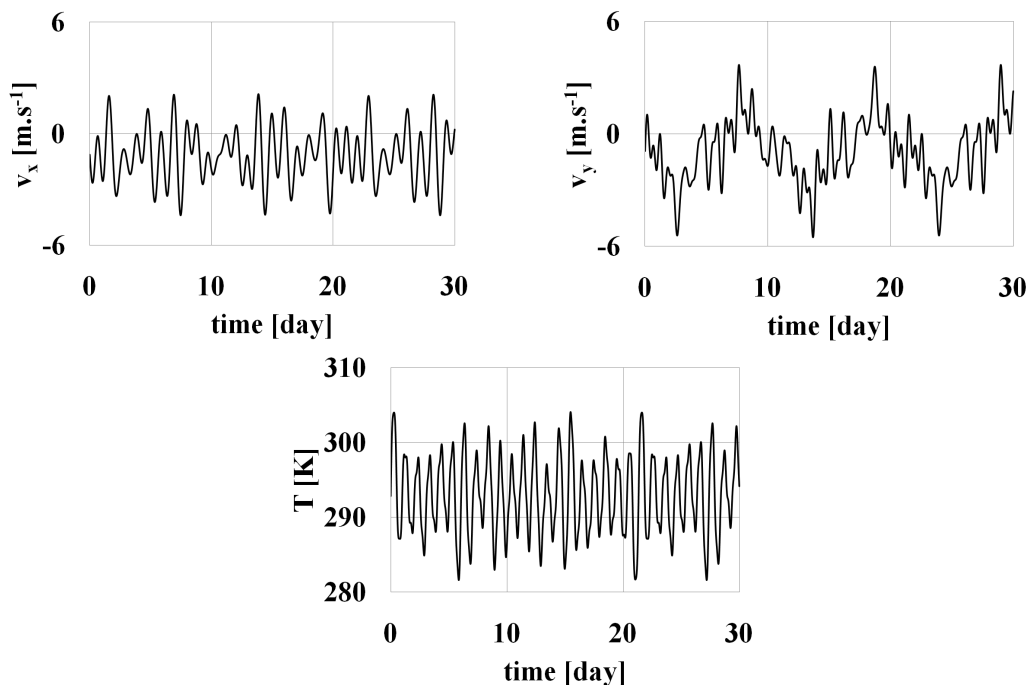
$$v = v_0 + \sum_{i=1}^8 a_i \sin(\omega_i \cdot t), \quad T = T_0 + \sum_{i=1}^8 a_i \sin(\omega_i \cdot t) \quad (2)$$

Všechna časová spektra totiž obsahovala maximálně osm výrazných maxim. Další již byly nevýrazné. Také index korelace již byl pro osm složek akceptovatelný. Pro přesnější analýzu by bylo nutné analyzovat delší časový úsek, ten ale nebyl k dispozici.



Obr.3: Příklad spektrální analýzy pro složku rychlosti v_x

Touto analýzou byly nahrazeny složky rychlosti v_x a v_y , a také teplota vzduchu (obr.4). Využitím této definice rychlosti je možné řešit sice pouze jednu simulaci, ovšem časově závislou. Tato simulace již v sobě zahrnuje ve zjednodušené formě také historické procesy, které se odehrávaly v atmosféře.



Obr.4: Simulovaný časový záznam rychlosti přepočtený do směru x (vlevo), y (vpravo) a teploty vzduchu (dole) v CFD simulaci

4 POPIS ÚLOHY A OKRAJOVÉ PODMÍNKY

Problematika proudění větru v atmosféře byla řešena pro 2 typy úloh.

4.1 Stacionární úloha

První typ úlohy byl stacionární a byl řešen pro osm základních směrů větru, s tím, že každý směr byl řešen samostatně. Rychlost byla v tomto případě definována mocninným profilem (1). Hodnota referenční rychlosti pro dané směry větru byla stanovena z větrné růžice v tab.2. Teplota byla stanovena jako konstantní, a to průměrná za měsíc červenec $t = 19.65\text{ }^{\circ}\text{C}$. Turbulentní parametry byly definovány na základě stavu atmosféry a třetí rychlosti v_* , která se určuje dle vztahu:

$$v_* = \frac{0.419 v_{10}}{\ln((10 + z_0)/z_0)} \quad (3)$$

Třetí rychlost závisí na terénu, rychlosti větru v_{10} a nastavení výpočtu [1]. Parametr $z_0=0$, odpovídá drsnosti okolního terénu v souvislosti s velikostí první buňky u stěny a nastavení drsnosti ve výpočtu [1].

Turbulentní kinetickou energii k je pak možné definovat vztahem, který udává konstantní hodnotu turbulence v mezní vrstvě atmosféry:

$$k = \frac{v_*^2}{0.3} \quad (4)$$

Rychlost disipace ε je definována vztahem, který je funkcí výšky z . Disipace tak není po výšce konstantní, ale mění se s rostoucí výškou:

$$\varepsilon = \frac{v_*^3}{0.419 \cdot z} \quad (5)$$

Hodnoty turbulentních veličin pro dané směry větru dle větrné růžice jsou uvedeny v tab.3. U stacionární úlohy, která řeší každý směr větru samostatně, byla na vstupu do oblasti zadaná okrajová podmínka „velocity inlet“ a na výstupu „pressure outlet“.

Tab.3: Hodnoty vstupních turbulentních veličin

směr větru	referenční rychlost v_{10} [m.s ⁻¹]	třetí rychlost [m.s ⁻¹]	turbulentní kinetická energie [m ² .s ⁻²]	rychlost disipace v 10ti metrech [m ² .s ⁻³]
S	1.87	0.170	0.096	0.00117
SV	1.77	0.161	0.086	0.00099
V	0.85	0.077	0.020	0.00011
JV	1.24	0.112	0.042	0.00034
J	2.28	0.207	0.143	0.00211
JZ	3.54	0.321	0.344	0.00791
Z	3.52	0.319	0.340	0.00778
SZ	1.95	0.177	0.104	0.00132
bezv.	0	0.000	0.000	0.00000

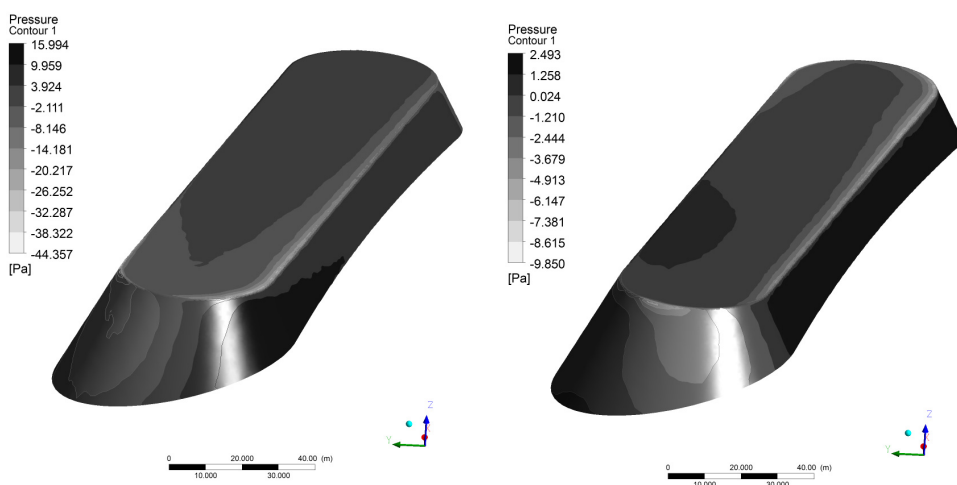
4.2. Nestacionární úloha

Druhý typ úlohy byl řešen jako nestacionární, tj. závislý na čase, tak, aby bylo možno do výpočtu zahrnout změnu rychlosti i jejího směru v průběhu dne. Okrajové podmínky pro turbulentní parametry byly definovány stejně jako u první úlohy. Změna byla pouze u rychlosti a teploty. Rychlost nebyla definována rychlostním profilem, ale jako konstantní po výšce s časově proměnnou hodnotou i směrem prostřednictvím složek rychlosti pro směr x a y (obr.4), které byly specifikovány pomocí sinusového signálu (2). Také teplota byla definována sinusovým signálem, který již respektoval její změnu v průběhu dne.

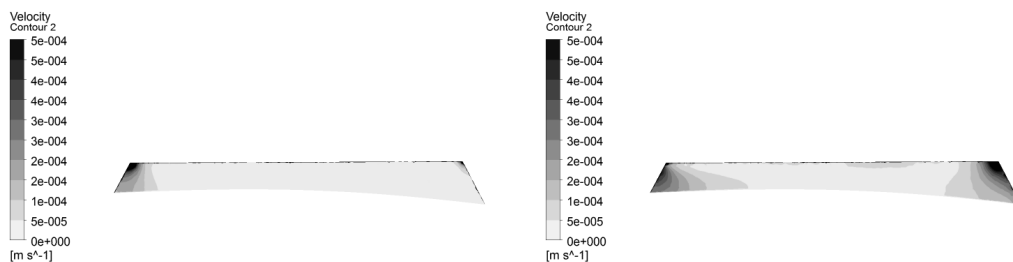
U nestacionární úlohy popisující cyklickou změnu větru bylo nutné zadat po celém obvodu výpočtové oblasti okrajovou podmínku „velocity inlet“. Pro zajištění stability a konvergence výpočtu je nutno pracovat s časovým krokem menším než 60 sekund.

5 VÝSLEDKY

Hlavním výsledkem simulace je rozložení statického tlaku na povrchu skládky uhlí a rychlost uvnitř skládky bez zdroje tepla (obr.5 a 6). Rozvoj nízkoteplotní oxidace uhlí lze předpokládat uvnitř skládky uhlí, kde se rychlost pohybuje v intervalu 0,1-1,0 m/min, je to tzv. kritická rychlost.



Obr.5: Rozložení statického tlaku na povrchu skládky uhlí při směru větru JZ (vlevo) a J (vpravo)



Obr.6: Příčné řezy skládkou.

Rozložení rychlosti proudění uvnitř skládky uhlí při směru větru JZ (vlevo) a J (vpravo)

6 ZÁVĚR

Výše popsaným způsobem výpočtu vycházejícího z větrné růžice byla definována a odzkoušena možnost numerické simulace proudění větru se zahrnutím vlivu reálného terénu i zjednodušených historických procesů odehrávajících se v atmosféře (změny směrů i velikosti rychlosti větru a změny teploty v průběhu dne).

Námi navržená metodika zahrnuje způsob aplikace okamžitých změn rychlosti i směru větru a kolísání teploty v průběhu měsíce pro potřeby numerické simulace působení pohybu atmosférické mezní vrstvy na rozvoj nízkoteplotní oxidace v uhelných skládkách a odvalech.

U obou typů úloh byla zajištěna stabilita výpočtu a jsou tímto připraveny podklady pro řešení další samostatné etapy komplexního úkolu.

Připravená metodika bude využita pro řešení vlivu atmosféry na chemické procesy v uhlénné skládce, jež je dalším dílčím úkolem celkového již zmiňovaného projektu [5]. Problematika samovznícování uhlí je komplikovaná, při řešení je kladen velký důraz na správnou tvorbu sítě modelu skládky. Pro splnění podmínek správného výpočtu to povede k obrovskému nárůstu počtu buněk a k nárokům jednak na hardwarové vybavení i doby výpočtů.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finančního přispění Grantové agentury ČR, *projekt 105/08/1414*.

LITERATURA

- [1] Fluent 12.1, Users Guide, Tutorial Guide, Ansys Inc.2010.
- [2] MICHALCOVÁ, V. Numerické modelování zatížení budov při kvazistatickém působení větru: Disertační práce Fakulta stavební, VŠB–TU Ostrava, Ostrava 2007. ISBN 978-80-248-1529-9
- [3] VESTEEG, H. K. & MALASEKERA, W *Introduction to Computational Fluid Dynamics*. Pearson Education Limited, England, 2007. ISBN 978-0-13-127498-3.
- [4] BROUGHTON, S. A. & BRYAN, K. *Discrete Fourier analysis and wavelets: applications to signal and image processing*, Hoboken : Wiley, 2009. 250 pp. ISBN 978-0-470-29466-6.
- [5] BOJKO, M. & KOZUBKOVÁ, M.: Methodic of the mathematical modelling of the low-temperature oxidation of coal (spontaneous of coal) defined in porous zone. *Mechanical Engineering journal – Strojírenství*. KET Sjf Košice, 2009, pp. 15-17, ISSN 1335-2938.

Oponentní posudek vypracoval:

RNDr. Jan Chura, Ústav geoniky AV ČR, Ostrava Poruba

Lenka RANDÝSKOVÁ¹, Petr JANAS²

STANOVENÍ EFEKTIVNÍ TUHOSTI PRŮŘEZU OCELOVÉHO PRVKU Z OHYBOVÝCH ZKOUŠEK

BENDING TEST-BASED DETERMINATION OF EFFECTIVE CROSS-SECTION STIFFNESS

Abstrakt

Pro většinu používaných materiálů platí, že při překročení limitní hodnoty napětí materiálu již není závislost mezi vektorem napětí a vektorem deformací v určitých úsecích lineární. Vliv fyzikálně nelineárního chování se projeví u konstrukce změnou tuhosti materiálu EI . V tomto článku je uveden postup určení efektivní (sečnové) tuhosti EI průřezu ocelového prvku z ohybových zkoušek v závislosti na relativním natočení průřezu $d\varphi$. K určení EI použijeme obecnou deformační metodu a iterační postup výpočtu.

Klíčová slova

Tuhost materiálu, ohybová zkouška, fyzikální nelinearita, deformační metoda

Abstract

For majority of materials the stress-strain relation becomes non-linear as soon as the normal stress exceeds its limit value. The non-linear behavior manifests itself through the change of the cross-section stiffness EI . In this paper the effective (secant) stiffness EI is determined as a function of the relative cross-section rotation $d\varphi$ from the bending-test. To this end, the displacement method is utilized along with an iterative procedure.

Keywords

Cross-section stiffness, bending test, physical nonlinearity, displacement method

1 ÚVOD

Na fyzikálně a geometricky nelineárním chování konstrukce se může podílet nepružné chování materiálu a změna tvaru profilu prutů konstrukce. Tyto změny se projeví změnou ohybové tuhosti prutů. V [1] byla odvozena efektivní tuhost jako funkce ohybového momentu M . Při geometricky nelineárním řešení oblouků [3] se ukázalo, že jedné hodnotě zatížení (tedy i ohybového momentu M) odpovídají až tři deformované stavy této konstrukce. Dále pak hodnota ohybového momentu nevymezuje ani při nulové nebo konstantní normálové síle v prutu jednoznačně efektivní tuhost EI . Jednomu ohybovému momentu mohou odpovídat při velkých deformacích i dvě hodnoty této tuhosti i při stejných normálových silách. Ukazuje se však, že EI může být jednoznačně definována jako funkce změny jeho pootočení $d\varphi$.

¹ Ing. Lenka Randýsková, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420)597321919, e-mail: lenka.randyskova@vsb.cz.

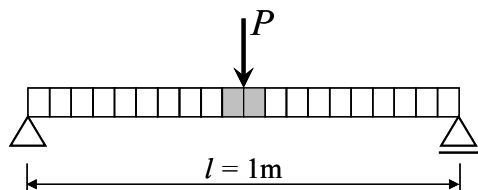
² Doc. Ing. Petr Janas, CSc., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420)597321308, e-mail: petr.janas@vsb.cz.

2 ŘEŠENÍ

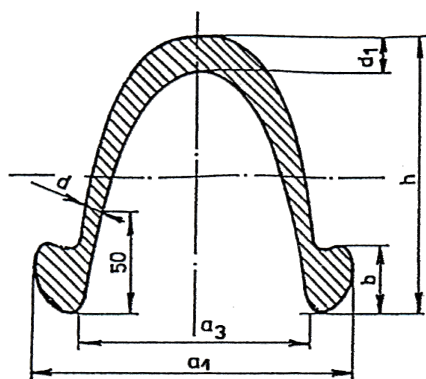
Odvození efektivní (sečnové) tuhosti EI , v tomto případě pro nulovou normálovou sílu, provedeme na prostém nosníku délky 1 metr, který je tvořen profilem P-28. Nosník je po své délce rozdělen na n dílků. Při tomto řešení se vychází z předpokladů, že konstrukce a tedy i každý její průřez je z pružnoplastického materiálu, platí Navier-Bernoulliho hypotézy o zachování rovinnosti průřezu, které se v procesu zatěžování nemění. Zanedbává se vliv posouvajících sil, vlastní pnutí, klopení a ztráta stability. Pro určení efektivní tuhosti použijeme obecnou deformační metodu [2] a iterační postup výpočtu. Při řešení respektujeme geometrickou nelinearitu.

Při odvození tuhosti EI , která bude určena v závislosti na relativním natočení jednotlivých průřezů $d\varphi$, postupujeme následně (jako vstupní hodnoty, ze kterých vycházíme, slouží hodnoty získané z ohybových zkoušek na obr. 3):

1. nosník rozdělíme na n dílků (vzhledem k výšce použitého profilu volíme $n = 16$, pak je délka dvou středních dílků, které v tomto případě měří 125 mm, srovnatelná s výškou h daného profilu P-28)
2. určíme hodnotu síly P v závislosti na průhybu středu nosníku w_s (kap. 2.1)
3. získanou hodnotu síly P porovnáme s hodnotou síly P_{zk} , který odpovídá danému průhybu w_s dle ohybové zkoušky (obr. 3)
4. pokud se získaná hodnota síly liší, měníme hodnotu efektivní tuhosti EI dvou středních dílků nosníku (obr. 1) tak dlouho, dokud neobdržíme s určitou zadanou přesností ε_2 hodnotu odpovídající síly P_{zk} z ohybové zkoušky (při prvním kroku výpočtu měníme pouze EI dvou středních dílků, v následujících krocích pak už EI všech dílků)
5. tento postup aplikujeme na všechny hodnoty daných průhybů středu nosníku w_s
6. popsaným postupem získáme hodnoty efektivních tuhostí EI , kterým je vždy přiřazeno relativní natočení daných dílků $d\varphi$ (po vynesení hodnot do grafu získáme požadovanou křivku tuhosti)
7. celý postup opakujeme, ale při následujících krocích již vždy postupně měníme tuhosti všech dílků nosníku dle hodnot tuhostí získaných v předcházejícím kroku, avšak hodnotu tuhosti dvou středních dílků upravujeme stále dle bodů 3 až 4
8. výpočet ukončíme, pokud se hodnoty ohybových tuhostí následujících kroků budou shodovat s požadovanou přesností ε_3

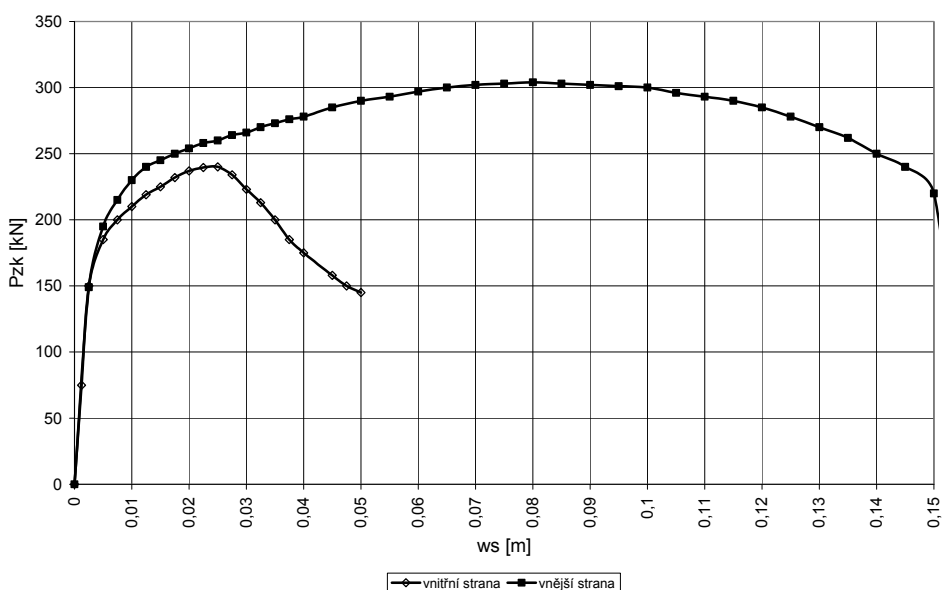


Obr. 1: Schéma zatěžovaného nosníku



a_1 [mm]	148
a_3 [mm]	109
b [mm]	31
d [mm]	7,9
d_1 [mm]	14,5
h [mm]	127,5

Obr. 2: Profil P-28



Obr. 3: Hodnoty z ohybových zkoušek při zatěžování z vnitřní a vnější strany kořene profilu P-28

2.1 Určení síly P v závislosti na průhybu středu nosníku w_s

Nosník je rozdělen na n přímkových dílků. Každý tento dílek budeme považovat za prut uložený oboustranně monoliticky. Tím dostaneme celkem $n_p = [3 \cdot (n+1) - 3]$ neznámých parametrů vektoru deformace $\{r\}$. Tyto neznámé deformace, které představují vodorovný posun u_i , svislý posun w_i a natočení φ_i jednotlivých bodů nosníku, lze získat řešením soustavy rovnic

$$[K] \cdot \{r\} = \{F\}, \quad (1)$$

kde $[K]$ je celková matice tuhosti nosníku a získáme ji lokalizací globálních matic tuhosti jednotlivých dílků $[k_i]$. Matice $[K]$ je při nelineárním řešení funkcí vektoru $\{F\}$. Vektor $\{F\}$ je zatěžovací vektor, který obsahuje jedinou nenulovou hodnotu a to sílu P , která tvoří střední hodnotu tohoto vektoru.

$$\{F\} = \{0 \quad \dots \quad P \quad \dots \quad 0\}^T = P \cdot \{0 \quad \dots \quad 1 \quad \dots \quad 0\}^T = P \cdot \{\bar{F}\} \quad (2)$$

$$[k_i^*] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{ds_i} & 0 & 0 & -\frac{EA}{ds_i} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_i}{ds_i^3} & -\frac{6EI_i}{ds_i^2} & 0 & -\frac{12EI_i}{ds_i^3} & -\frac{6EI_i}{ds_i^2} \\ 0 & -\frac{6EI_i}{ds_i^2} & \frac{4EI_i}{ds_i} & 0 & \frac{6EI_i}{ds_i^2} & \frac{2EI_i}{ds_i} \\ -\frac{EA}{ds_i} & 0 & 0 & \frac{EA}{ds_i} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_i}{ds_i^3} & \frac{6EI_i}{ds_i^2} & 0 & \frac{12EI_i}{ds_i^3} & \frac{6EI_i}{ds_i^2} \\ 0 & -\frac{6EI_i}{ds_i^2} & \frac{2EI_i}{ds_i} & 0 & \frac{6EI_i}{ds_i^2} & \frac{4EI_i}{ds_i} \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$[T_i] = \begin{bmatrix} \cos \varphi_i & \sin \varphi_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \varphi_i & \cos \varphi_i & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \varphi_i & \sin \varphi_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \varphi_i & \cos \varphi_i & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$[k_i] = [T_i]^T \cdot [k_i^*] \cdot [T_i] \quad (5)$$

Při řešení této úlohy máme zadán svislý posun středu nosníku w_s , přičemž hodnota síly P je zde neznámá hodnota. Získáváme tedy smíšenou úlohu, kterou řešíme postupem popsaným následujícími rovnicemi.

$$[K] \cdot \{r\} = P \cdot \{\bar{F}\} \quad (6)$$

$$\begin{bmatrix} k_{11} & \cdots & k_{1s} & \cdots & k_{1n_p} \\ \vdots & \ddots & & \ddots & \vdots \\ k_{s1} & & k_{ss} & & k_{sn_p} \\ \vdots & \ddots & & \ddots & \vdots \\ k_{n_p1} & \cdots & k_{n_ps} & \cdots & k_{n_p n_p} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d_1 \\ \vdots \\ w_s \\ \vdots \\ d_{n_p} \end{Bmatrix} = P \cdot \begin{Bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 1 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (7)$$

$$\begin{bmatrix} k_{11} & \cdots & 0 & \cdots & k_{1n_p} \\ \vdots & \ddots & & \ddots & \vdots \\ k_{s1} & & 1 & & k_{sn_p} \\ \vdots & \ddots & & \ddots & \vdots \\ k_{n_p1} & \cdots & 0 & \cdots & k_{n_p n_p} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d_1 \\ \vdots \\ -P \\ \vdots \\ d_{n_p} \end{Bmatrix} = -w_s \cdot \begin{Bmatrix} k_{1s} \\ \vdots \\ k_{ss} \\ \vdots \\ k_{n_ps} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$[K_F^-] \cdot \{r_p\} = -w_s \cdot \{K_s\} \Rightarrow \{r_p\} = [K_F^-]^{-1} \cdot (-w_s) \cdot \{K_s\} \quad (9)$$

$\{\bar{F}\}$ – zatěžovací vektor vyvolaný jednotkovou silou $P = 1$

$\{K_s\}$ – vektor obsahující prvky z prostředního sloupce původní matice tuhosti soustavy $[K]$

$[K_F^-]$ – modifikovaná matice tuhosti, původní prostřední sloupec je nahrazen vektorem $\{\bar{F}\}$

$\{r_p\}$ – modifikovaný vektor deformací, hodnota w_s je nahrazena zápornou hodnotou P

Vyřešením této úlohy získáme kromě hodnot všech deformací r nosníku i hodnotu svislé síly P , která vyvolá právě daný posun w_s . Po získání všech deformací určíme nové souřadnice bodů nosníku a následně pak novou matici tuhosti $[K]$ již deformovaného nosníku a celou úlohu opět zopakujeme.

Výpočet pro dané w_s probíhá iteračně, dokud neobdržíme požadovanou přesnost řešení, která je dána velikostí zatížení určených v následujících k -tých iteracích.

$$\varepsilon_1 = \left| \frac{(P_k - P_{k-1})}{P_k} \right| \quad (10)$$

2.2 Určení tuhosti EI v závislosti na relativním natočení $d\varphi$

Určíme pro danou hodnotu w_s hodnotu síly P . Získanou hodnoty síly P porovnáme s hodnotou síly P_{zk} , která odpovídá danému průhybu w_s dle ohybové zkoušky (obr. 3). Pokud je získaná hodnota síly odlišná, upravujeme hodnotu efektivní tuhosti EI dvou středních dílků nosníku.

$$\begin{aligned} EI_{n/2}' &= EI_{n/2+1}' = \frac{1}{2}(EI_{n/2} + \tilde{EI}) \\ F < F_{zk} &\Rightarrow \tilde{EI} = EI_{n/2}(1 + \varepsilon_2) \\ F > F_{zk} &\Rightarrow \tilde{EI} = EI_{n/2}(1 - \varepsilon_2) \end{aligned} \quad (11)$$

Hodnotu tuhosti středních dílků upřesňujeme tak dlouho, dokud neobdržíme s určitou zadanou přesností ε_2 hodnotu odpovídající síly P_{zk} z ohybové zkoušky.

$$\varepsilon_2 = \left| \frac{(P_{zk} - P)}{P} \right| \quad (12)$$

Tento postup aplikujeme pro všechny hodnoty daných průhybů w_s . Popsaných postupem získáme hodnoty tuhostí EI_i , kterým vždy přiřadíme příslušné relativní natočení středních dílků $d\varphi_i$ (po vynesení hodnot do grafu získáme požadovanou křivku tuhosti).

$$d\varphi_i = \left| \frac{1}{ds_i}(\varphi_i - \varphi_{i+1}) \right| \quad (13)$$

$$ds_i \approx \sqrt{(x_i - x_{i-1})^2 + (z_i - z_{i-1})^2} \quad (14)$$

Celý postup opakujeme, ale při následujících j -tých krocích již vždy postupně měníme efektivní tuhosti všech i -tých dílků nosníku dle hodnot tuhostí získaných v předcházejícím kroku, přičemž hodnotu tuhosti dvou středních dílků stále upravujeme již popsaných postupem (v závislosti na hodnotě síly P_{zk} z ohybové zkoušky).

$$d\varphi_{i,j} \geq d\varphi_{m-1,j-1} \cap d\varphi_{i,j} < d\varphi_{m,j-1} \Rightarrow EI_{i,j} = EI_{m-1,j-1} - \frac{(d\varphi_{i,j} - d\varphi_{m-1,j-1})}{(d\varphi_{m,j-1} - d\varphi_{m-1,j-1})}(EI_{m-1,j-1} - EI_{m,j-1}) \quad (15)$$

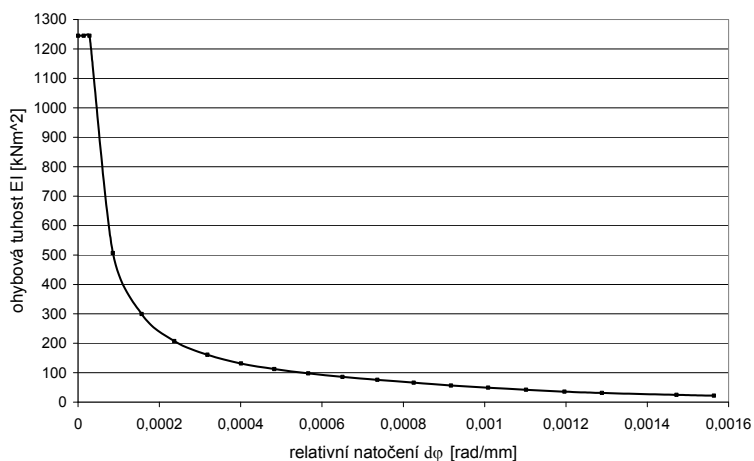
Při změnách efektivních tuhostí stále kontrolujeme, zda hodnoty EI_i v následujících krocích pouze klesají. Pokud by se stalo, že by tuhost začala zpětně stoupat, tak vzrostlou hodnotu tuhosti nahradíme menší tuhostí z předcházejícího kroku.

Výpočet provádíme tak dlouho, dokud neobdržíme požadovanou přesnost řešení ε_3 , která je dána hodnotami tuhostí v následujících krocích.

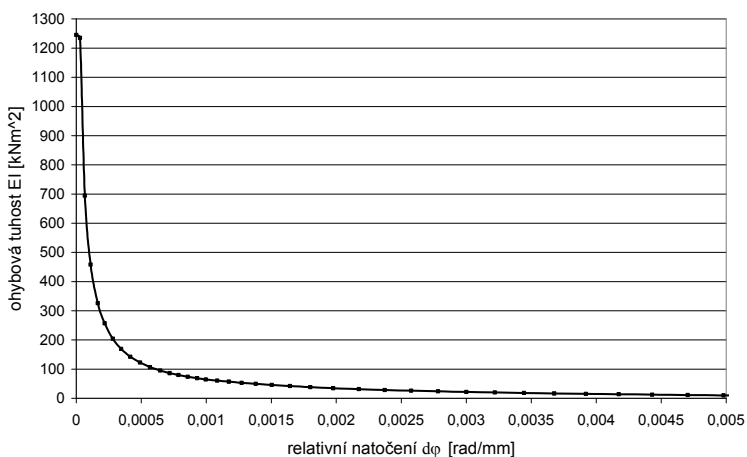
$$\varepsilon_3 = \max \left| \frac{(EI_{i,j} - EI_{i,j-1})}{EI_{i,j}} \right| \quad (16)$$

2.3 Výsledné hodnoty efektivních tuhostí EI

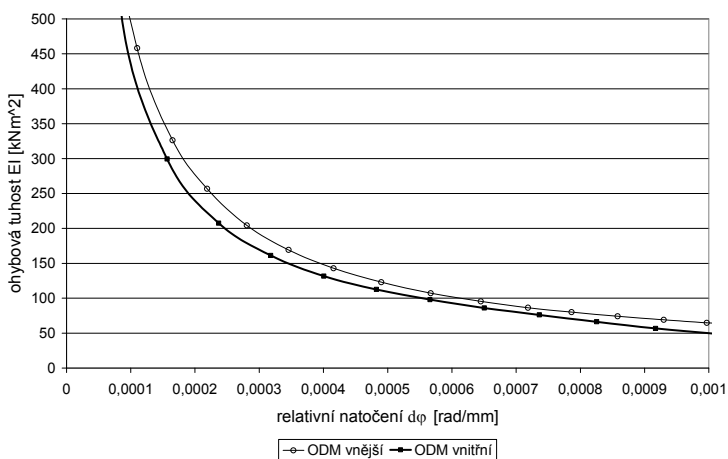
Pomocí popsaneho postupu jsme obdrželi hodnoty efektivních tuhostí EI pro profil P-28 zatěžovaný z vnitřní a vnější strany kořene, z nichž jsme následně zkonstruovali křivky. Na obr. 4 až 6 jsou vyneseny křivky, které byly získány se zadanými přesnostmi $\varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0,0001$. V lineární oblasti (geometricky i fyzikální) je tuhost EI konstantní. Tato lineární oblast tvoří jen malou část křivky. Při rostoucím relativním natočení $d\varphi$ nastává pokles tuhosti EI . Pokles tuhosti má svou příčinu zejména v překročení meze kluzu materiálu, ale také i ve změně geometrie samotného profilu.



Obr. 4: Křivky tuhosti při zatěžování z vnitřní strany kořene profilu P-28



Obr. 5: Křivky tuhosti při zatěžování z vnější strany kořene profilu P-28

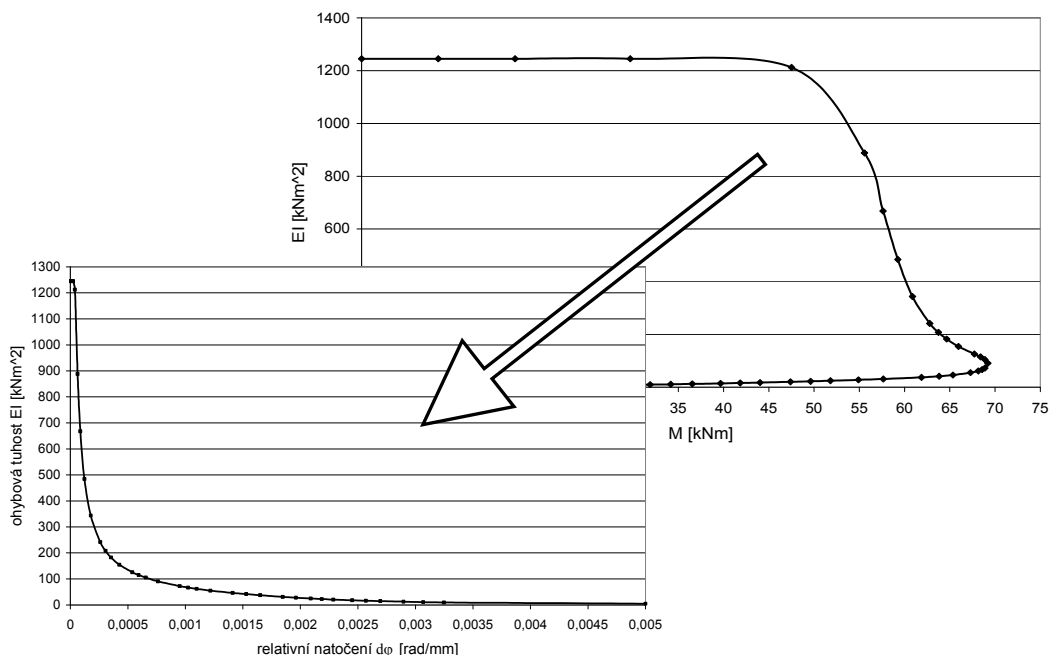


Obr. 6: Srovnání výsledných tuhostí při zatěžování z vnitřní a vnější strany kořene profilu P-28

2.4 Srovnání získaných výsledků s hodnotami získanými pomocí programu ANSYS

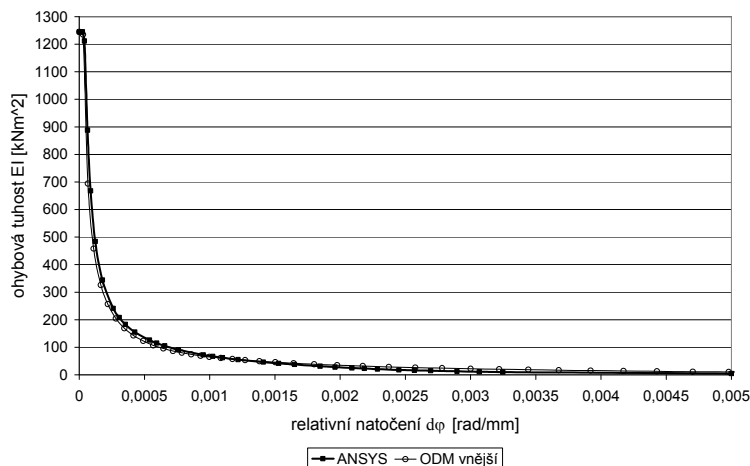
Na základě modelů realizovaných v programu ANSYS byla stanovena efektivní tuhost uvedeného profilu P-28, která je funkcí ohybového momentu M [4]. Máme-li funkční závislost efektivní tuhosti EI na ohybovém momentu M , lze pak dopočítat i odpovídající relativní natočení $d\varphi$ a vykreslit průběh tuhosti EI v závislosti na relativním natočení $d\varphi$ (obr. 7).

$$|d\varphi| = \left| \frac{M}{EI} \right| \quad (17)$$



Obr. 7: Křivky tuhosti EI závislé na M a následně pak $d\varphi$

Na obr. 7 je křivka pro profil P-28 zatěžovaný z vnější strany kořene profilu. Na obr. 8 je pak její srovnání s křivkou získanou z ohybové zkoušky pomocí obecné deformační metody.



Obr. 8: Srovnání křivek získaných pomocí programu ANSYS a z ohybové zkoušky

3 ZÁVĚR

Článek se věnuje určení efektivní (sečnové) tuhosti průřezu EI ocelového profilu P-28 z ohybových zkoušek, které byly provedeny na vzorku délky 1 metr. Tyto hodnoty EI určujeme v závislosti na relativním natočení průřezu $d\varphi$. Hodnoty tuhosti EI byly určeny pomocí obecné deformační metody a iteračního postupu výpočtu a následně z nich byly zkonstruovány křivky. Výsledky byly porovnány s hodnotami získanými pomocí programu ANSYS.

PODĚKOVÁNÍ

Projekt byl realizován za finanční podpory ze státních prostředků prostřednictvím Grantové agentury České republiky. Registrační číslo projektu je 105/08/1562. A dále pak projektu SP/2010156 dotovaného MŠMT na specifický vysokoškolský výzkum.

LITERATURA

- [1] JANAS, P. *Spolehlivost ocelových výztuží dlouhých důlních děl při rázovém zatížení*. Závěrečná zpráva projektu GA ČR 105/04/0458. Ostrava, 2007.
- [2] KADLČÁK, J., KYTÝR, J. *Statika stavebních konstrukcí II*. Brno, 2001. ISBN 80-214-1648-3.
- [3] RANDÝSKOVÁ, L., JANAS, P. Numerické geometricky nelineární řešení soustavy kruhových oblouků pomocí deformační metody. In *Modelování v mechanice 2010*. Mezinárodní konference. Sborník příspěvků, Ostrava, 2010. ISBN 978-80-248-2234-1.
- [4] MARKOPOULOS, A., JANAS, P., PODEŠVA, J. Efektivní ohybová tuhost profilu P-28 se zahrnutím osově síly. In *Modelování v mechanice 2010*. Mezinárodní konference. Sborník příspěvků, Ostrava, 2010. ISBN 978-80-248-2234-1.

Oponentní posudek vypracoval:

Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc., ČVUT Praha, Thákurova 7, Praha 6.

Jakub VALIHRACH¹, Petr KONEČNÝ²

**PODMÍNKA UKONČENÍ PRAVDĚPODOBNOSTNÍHO VÝPOČTU PROVÁDĚNÉHO
METODOU MONTE CARLO**

EXIT CONDITION FOR PROBABILISTIC ASSESSMENT USING MONTE CARLO METHOD

Abstrakt

Příspěvek představuje podmínku sloužící k ukončení pravděpodobnostního výpočtu prováděného metodou Monte Carlo a k jeho vyhodnocení z hlediska vztahu mezi vypočteným odhadem pravděpodobností poruchy a návrhovou pravděpodobností. S odhadem pravděpodobnosti poruchy je nakládáno jako s náhodnou veličinou při uvážení jejího teoretického rozptylu v závislosti na provedeném počtu simulačních kroků Monte Carlo. Po teoretickém odvození rozhodovací podmínky následuje její numerické testování z hlediska přesnosti a výpočetní náročnosti. Představená podmínka je použitelná pro optimalizační návrh s využitím metody Monte Carlo.

Klíčová slova

Simulace Monte Carlo, podmínka ukončení, pravděpodobnost poruchy, návrhová pravděpodobnost, přesnost, konvergence, spolehlivost

Abstract

This paper introduces a condition used to exit probabilistic Monte Carlo simulation, and to evaluate it with regard to relation between computed estimate of probability of failure and design probability. Estimation of probability of failure is treated as a random variable, considering its variance that is dependent on number of performed Monte Carlo simulation steps. After theoretical derivation of the decision condition, it is tested numerically with regard of its accuracy and computational efficiency. The condition is suitable for optimization design using Monte Carlo method.

Keywords

Monte Carlo simulation, exit condition, probability of failure, design probability, accuracy, convergence, reliability

1 ÚVOD

Jednou z metod zkoumaných pro použití při pravděpodobnostním navrhování nebo posuzování stavebních konstrukcí je simulační metoda Monte Carlo, viz např. [2]. Základní předností této metody je její robustnost daná mimo jiné skutečností, že přesnost metody je nezávislá na dimenzi řešeného problému, tedy na počtu náhodných vstupních veličin. Často uváděnou nevýhodou je vysoký počet simulačních kroků nutných k dostatečně přesnému odhadu pravděpodobnosti poruchy P_F , zejména pro velmi malé hodnoty P_F . Podrobněji se této problematice věnoval jeden z autorů tohoto příspěvku v práci [1].

¹ Ing. Jakub Valihrach, Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 384, e-mail: jakub.valihrach@vsb.cz.

² Ing. Petr Konečný, Ph.D., Katedra stavební mechaniky, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava-Poruba, tel.: (+420) 597 321 384, e-mail: petr.konecny@vsb.cz.

V návaznosti na tuto práci se autoři zaměřili na možnost snížení potřebného počtu simulačních kroků při těch aplikacích metody Monte Carlo, kdy není zapotřebí přesně vyčíslit pravděpodobnost poruchy P_f , ale pouze s dostatečnou mírou jistoty stanovit, zda je tato pravděpodobnost větší či menší než zadaná návrhová pravděpodobnost P_d . Příkladem aplikace, kde by tento zjednodušený výpočet našel uplatnění, je metodika pravděpodobnostního optimalizačního návrhu konstrukcí, kterou se zabývá druhý z autorů, viz např. [5].

Tento příspěvek si klade za cíl definovat podmínku, při jejímž splnění lze předčasně ukončit simulaci Monte Carlo a vyhodnotit její výsledek, tedy zda je pravděpodobnost poruchy větší, nebo menší než návrhová pravděpodobnost. Zároveň prezentuje výsledky numerického testování této podmínky při simulačních výpočtech spočívající v ověření její přesnosti a výpočetní náročnosti.

2 ODVOZENÍ PODMÍNKY

Metoda Monte Carlo je při posudku spolehlivosti konstrukcí využívána k výpočtu odhadu pravděpodobnosti poruchy P_f^* definovaného:

$$P_f^* = \frac{N_f}{N} \quad (1)$$

kde:

N_f – počet simulačních kroků, ve kterých byla detekována porucha,

N – celkový počet provedených simulačních kroků.

Přitom je dokázáno, že s rostoucím počtem provedených simulačních kroků takto vypočtený odhad pravděpodobnosti poruchy P_f^* konverguje ke skutečné hodnotě pravděpodobnosti poruchy P_f , viz např. [4].

Pravděpodobnost, že v jednotlivém kroku simulace Monte Carlo bude vygenerována porucha, je právě hledaná P_f ; lze tedy říci, že počet poruch vygenerovaných v jednom simulačním kroku je dán alternativním (též Bernoulliho) rozdělením $A(p)$ s parametrem $p = P_f$. Zároveň také platí, že tato pravděpodobnost je nezávislá na výsledcích předchozích simulačních kroků. Počet poruch N_f vygenerovaných v N krocích je tedy náhodnou veličinou danou součtem N těchto alternativních rozdělení, a lze jej tedy reprezentovat binomickým rozdělením $B(n, p)$:

$$N_f = B(n, p) = B(N, P_f) = \sum_{i=1}^N A_i(P_f) \quad (2)$$

Je známo, že pro dostatečně vysokou hodnotu parametru n lze binomické rozdělení aproximovat normálním (též Gaussovým) rozdělením $N(\mu, \sigma)$. Tento fakt lze odvodit z centrální limitní věty, podle které má součet velkého počtu náhodných veličin s libovolnými rozděleními normální rozdělení. Jak je patrné z výrazu (2), uvedený předpoklad je pro dostatečně velký počet simulačních kroků N splněn. Pro parametry μ (střední hodnota) a σ (směrodatná odchylka) získaného normálního rozdělení platí stejné vztahy dle [6] jako pro aproximované binomické rozdělení $B(N, P_f)$, tedy:

$$\mu_{N_f} = N \cdot P_f \quad (3)$$

$$\sigma_{N_f} = \sqrt{N \cdot P_f \cdot (1 - P_f)} \quad (4)$$

Jelikož je počet kroků, kdy byla detekována porucha, náhodnou veličinou s výše popsaným rozdělením, je náhodnou veličinou také odhad pravděpodobnosti poruchy P_f^* definovaný rovnicí (1), P_f^* má proto normální rozdělení s parametry:

$$\mu_{P_f^*} = \frac{\mu_{n_f}}{N} = P_f \quad (5)$$

$$\sigma_{P_f^*} = \frac{\sigma_{N_f}}{N} = \sqrt{\frac{P_f \cdot (1 - P_f)}{N}} \quad (6)$$

V průběhu simulačního výpočtu lze chápat průběžně aktualizovaný odhad pravděpodobnosti poruchy jako funkci $P_f^*(N)$, tedy náhodný proces. Ze vztahu (5) je patrné, že tento náhodný proces je centrován kolem pravděpodobnosti poruchy P_f , a ze vztahu (6) vyplývá, že směrodatná odchylka toho procesu klesá úměrně s $N^{-1/2}$. Je tedy zjevné, že pro $N \rightarrow \infty$ platí $P_f^*(N) \rightarrow P_f$, jak bylo uvedeno v úvodu této kapitoly.

Podstatou pravděpodobnostního posudku je porovnání vypočtené pravděpodobnosti poruchy P_f (resp. v případě použití metody Monte Carlo jejího odhadu) s návrhovou pravděpodobností P_d . Posuzovaná konstrukce je prohlášena za spolehlivou, pokud je splněna podmínka:

$$P_f^* < P_d \quad (7)$$

V optimalizačním výpočtu [5] je mnohokrát posuzována konstrukce s proměnlivými parametry ovlivňujícími pravděpodobnost poruchy, přitom pro většinu kombinací parametrů platí buď $P_f \gg P_d$, nebo $P_f \ll P_d$. Při takto značných nepoměrech mezi oběma pravděpodobnostmi není zapotřebí počítat P_f^* s velkou přesností, postačí, když lze s dostatečnou mírou jistoty prohlásit, zda je či není splněna podmínka (7). Tímto lze velmi výrazně snížit počet simulačních kroků potřebných v celém optimalizačním výpočtu.

Návrh řešení vedoucího k tomuto cíli, který autoři představují, předpokládá, že během simulačního výpočtu je hodnota odhadu pravděpodobnosti poruchy P_f^* průběžně sledována a porovnávána s návrhovou pravděpodobností P_d . Pokud je tento odhad blízký hodnotě P_d , výpočet pokračuje dalším simulačním krokem. Vzdálí-li se hodnota odhadu o více než definovanou toleranci ε , je výpočet ukončen. Tedy:

$$\begin{aligned} P_f^* < P_d - \varepsilon & \Rightarrow \text{Výsledek: } P_f < P_d. \\ P_d - \varepsilon < P_f^* < P_d + \varepsilon & \Rightarrow \text{Pokračuj dalším simulačním krokem.} \\ P_d + \varepsilon < P_f^* & \Rightarrow \text{Výsledek: } P_f > P_d. \end{aligned} \quad (8)$$

Pro výpočet tolerance ε je použit následující vztah:

$$\varepsilon = t \cdot \sigma = t \cdot \sqrt{\frac{P_d \cdot (1 - P_d)}{N}} \quad (9)$$

kde:

- t – násobek směrodatné odchylky,
- P_d – návrhová pravděpodobnost,
- N – počet dosud provedených simulačních kroků.

Ve vztahu (9) je využita směrodatná odchylka σ vypočtená podle vztahu (6), ovšem s použitím návrhové pravděpodobnosti P_d . Není tak zapotřebí počítat směrodatnou odchylku procesu $P_f^*(N)$, což vede k dalšímu zjednodušení celého simulačního výpočtu. Toto zjednodušení vychází z následujícího předpokladu: Pokud je hodnota P_f blízká hodnotě P_d , jsou si blízké i hodnoty tolerance ε vypočtené z $P_f^*(N)$ a z P_d a přesnost výpočtu tak není ovlivněna; tento předpoklad byl ověřen numericky, výsledek je na obr. 2. Naopak jsou-li hodnoty P_f a P_d vzdálené, na hodnotě ε příliš nezáleží, protože simulační výpočet bude ukončen již po malém počtu kroků, a tedy rozdíl absolutního počtu simulačních kroků pro ε vypočtené z $P_f^*(N)$ a z P_d není významný.

Uvedený násobek směrodatné odchylky t je závislý na požadované míře spolehlivosti výpočtu, tedy správného vyhodnocení podmínky (8). Platí, že čím je t vyšší, tím je vyšší i tato jistota, ovšem za cenu vyššího potřebného počtu simulačních kroků, viz též tab. 1. Při stanovení hodnoty t se vychází z šířky konfidenčního intervalu pro normální rozdělení podle vztahu:

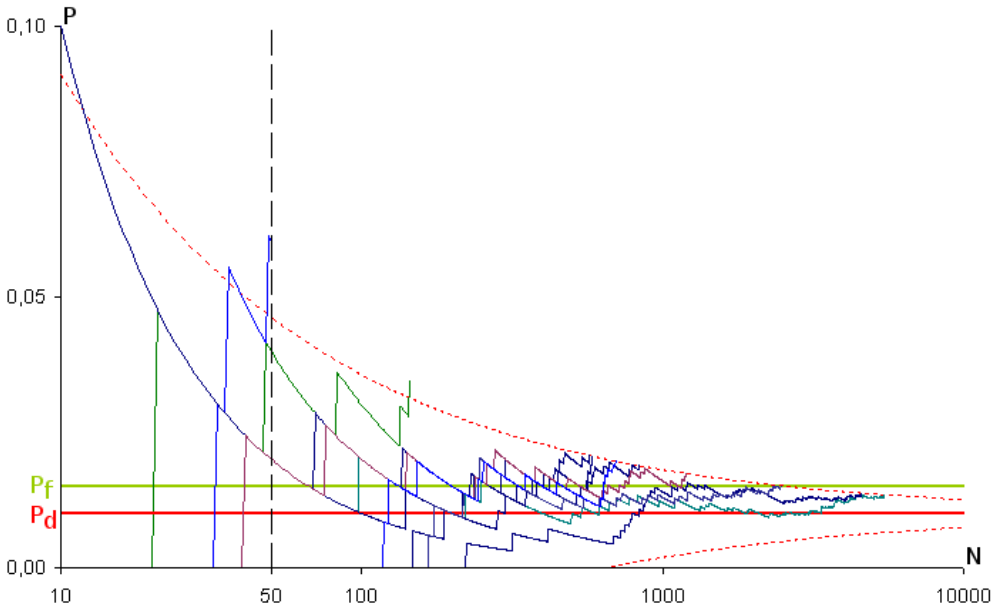
$$t = \Phi^{-1}\left(\frac{1+c}{2}\right) \quad (10)$$

kde:

Φ^{-1} – inverzní distribuční funkce normálního rozdělení,

c – teoretická míra jistoty, z intervalu (0; 1).

V průběhu testování podmínky se ukázalo, že velká část chybně vyhodnocených simulací byla způsobena tím, že odhad pravděpodobnosti poruchy $P_f^*(N)$ opustil meze $P_d \pm \varepsilon$ po velmi malém počtu kroků. Toto chování autoři připisují faktu, že pro malé N neplatí centrální limitní věta, a tím ani následující odvozené vztahy vycházející z předpokladu normálního rozdělení P_f^* . Proto byl zaveden další parametr podmínky ukončení simulačního výpočtu, kterým je minimální počet simulačních kroků $N_{\min}$, během kterých se podmínka netestuje. Podrobnosti o hodnotě $N_{\min}$ a jejím vlivu na průměrný potřebný počet kroků a na spolehlivost výpočtu jsou uvedeny v následující kapitole. Příklad realizace takového výpočtu je uveden na obr. 1.



Obr.1: Příklad realizace podmínky pro 10 nezávislých simulačních běhů, plnou červenou čarou je hodnota $P_d = 0,010$, čárkovanou červenou čarou meze $P_d \pm \varepsilon$, světlezeleně hodnota $P_f = 0,015$, svislá čárkovaná čára představuje hodnotu $N_{\min} = 50$, před kterou se podmínka netestuje

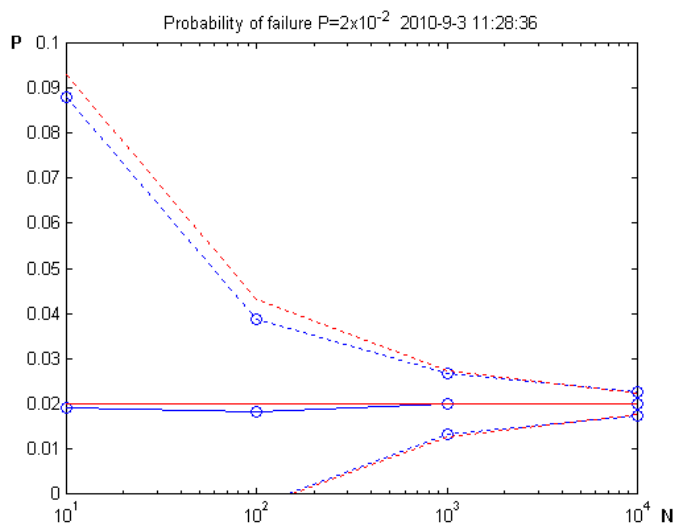
Dále je vhodné zavést maximální počet simulačních kroků $N_{\max}$, po kterých se výpočet ukončí, i když odhad $P_f^*(N_{\max})$ neopustil meze $P_d \pm \varepsilon$. Toto omezení zabrání situaci, kdy by v případě velmi blízkých hodnot P_f a P_d vedl výpočet k vysokému počtu simulačních kroků. Hodnota $N_{\max}$ může být stanovena obvyklým způsobem jako nutný počet simulačních kroků pro posudek metodou Monte Carlo, např. podle [4]:

$$N_{\max} = P_d \left(1 - P_d\right) \left(\frac{t}{\varepsilon}\right)^2 \quad (11)$$

P_d – návrhová pravděpodobnost,

t – násobek směrodatné odchylky dle zvolené úrovně spolehlivosti,

ε – přípustná absolutní tolerance (polovina šířky konfidenčního intervalu).



Obr.2: Ověření předpokladu o směrodatné odchylce; modře hodnoty pro 100 simulovaných výpočtů, červeně teoretické hodnoty podle vztahů (8)

2 NUMERICKÉ TESTOVÁNÍ PODMÍNKY

2.1 Ověření předpokladu o směrodatné odchylce

Prvním předpokladem, který byl ověřován, je přesnost aproximace odhadu pravděpodobnosti poruchy P_f^* normálním rozdělením s parametry podle vztahů (5) a (6). V prostředí Matlab s využitím [3] bylo simulováno celkem 100 pravděpodobnostních výpočtů metodou Monte Carlo. Z hodnot odhadů pravděpodobnosti po 10, 100, 1000 a 10000 simulačních krocích byl vypočten průměr $\mu_{P_f^*}$ a směrodatná odchylka $\sigma_{P_f^*}$. Při předpokladu normality odhadů pravděpodobnosti poruchy P_f^* byly následně odvozeny 5% a 95% kvantily, které byly porovnány s mezemi vypočtenými podle vztahu (8) pro 90% teoretickou míru jistoty ($c = 0,9$). Výsledek tohoto porovnání je na obr. 2, z něžž je patrná dobrá shoda obou průběhů.

2.2 Vliv teoretické míry jistoty

K testování toho a následujících vlivů byl vytvořen program v jazyce C, který prováděl vlastní simulace a zároveň také počítal potřebné charakteristiky. Tyto charakteristiky byly exportovány do textových souborů, přičemž grafy (obr. 1, 3, 4) byly vytvořeny za pomoci software Excel.

Test vlivu teoretické míry jistoty zahrnoval vždy 10 000 simulačních výpočtů s hodnotami $P_f = 0,009$, $P_d = 0,010$ a $N_{\min} = 50$. Měněna byla hodnota násobku směrodatné odchylky t tak, aby odpovídala teoretickým mírám jistoty (konfidenčním intervalům) c uvedeným v tab. 1.

Tab.1: Vliv šířky konfidenčního intervalu pro $P_f = 0,009$, $P_d = 0,010$ a $N_{\min} = 50$

c	t	Míra spolehlivosti výpočtu (úspěšnost vyhodnocení $P_f < P_d$)	Průměrný počet simulačních kroků
0,9	1,645	71,94 %	9 306
0,99	2,576	92,67 %	50 215
0,999	3,291	97,24 %	94 471
0,9999	3,891	99,06 %	139 554

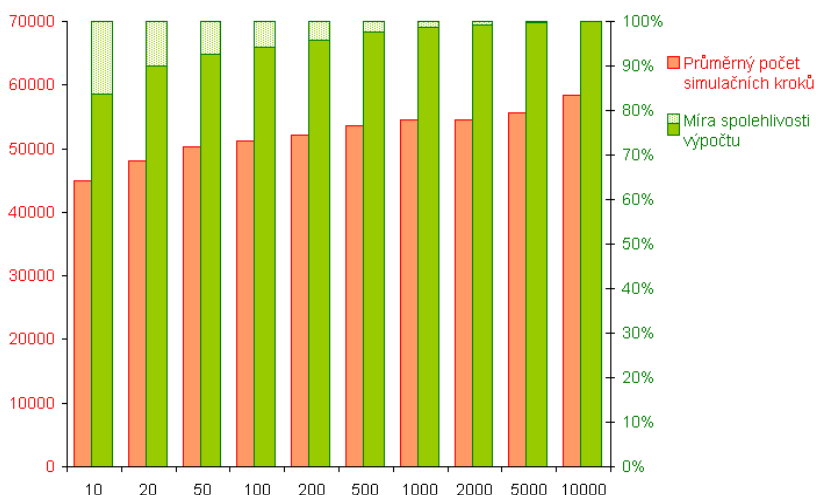
Kvalita vyhodnocení závisí na vzdálenosti mezi P_f a P_d – čím je rozdíl mezi pravděpodobnostmi větší, tím je větší úspěšnost rozhodovací procedury.

2.3 Vliv minimálního počtu simulačních kroků

Dalším testovaným parametrem byl minimální počet simulačních kroků, během nichž se neověřuje podmínka ukončení výpočtu. Stejně jako v předchozím testu bylo použito vždy 10 000 simulačních výpočtů s hodnotami $P_f = 0,009$, $P_d = 0,010$, $c = 0,99$ ($t = 2,576$). Měněna byla hodnota počtu kroků $N_{\min}$ uvedená v tab. 2 a na obr. 3. Pro zajímavost, doporučený počet simulačních kroků metodou Monte Carlo pro výše uvedené parametry podle (10) činí 100 000 až 200 000. Je vidět, že i při vysoké hodnotě $N_{\min} = 10\,000$ je skutečnost, že $P_f < P_d$, vyhodnocena s takřka stoprocentní úspěšností průměrně už po cca 60 000 krocích.

Tab.2: Vliv minimálního počtu simulačních kroků pro $P_f = 0,009$, $P_d = 0,010$ a $t = 2,576$

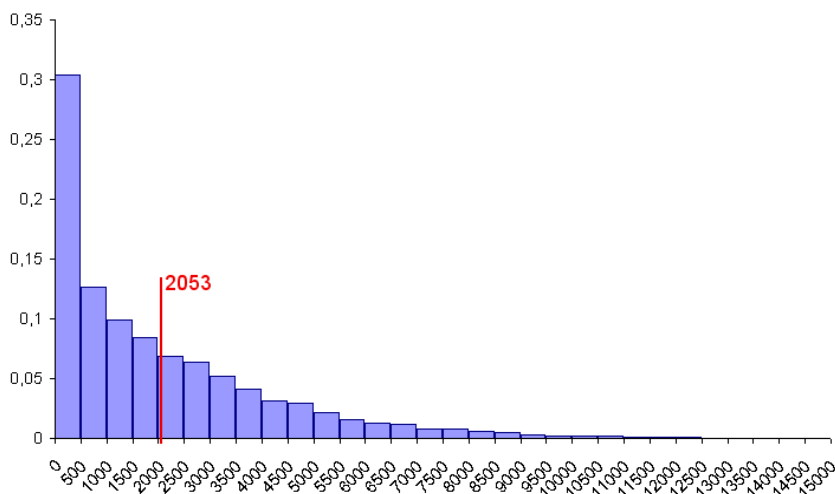
$N_{\min}$	Míra spolehlivosti výpočtu (úspěšnost vyhodnocení $P_f < P_d$)	Průměrný počet simulačních kroků
10	83,70%	44 989
20	90,04%	48 029
50	92,67%	50 215
100	94,19%	51 169
200	95,83%	52 147
500	97,57%	53 513
1000	98,77%	54 473
2000	99,15%	54 556
5000	99,75%	55 711
10000	99,95%	58 452



Obr.3: Vliv minimálního počtu simulačních kroků $N_{\min}$ na průměrný počet simulačních kroků (levá svislá osa) a na míru spolehlivosti výpočtu (vyjádřeno podílem zaplnění zeleného sloupce)

2.4 Rozdělení počtu simulačních kroků

V předchozích tabulkách 1 a 2 je uveden průměrný počet simulačních kroků, po kterých bylo zjištěno splnění podmínky a ukončen simulační výpočet. Zajímavou charakteristikou, která pomůže zlepšit představu o fungování podmínky, je podoba rozdělení popisujícího počet těchto simulačních kroků. Toto rozdělení, pro hodnoty $P_f = 0,015$, $P_d = 0,010$, $t = 2,576$ a $N_{\min} = 50$, je zobrazeno pomocí histogramu na obr. 4. Průměrný počet simulačních kroků do skončení simulačního běhu byl v tomto případě 2053, dobře patrná je výrazná asymetrie rozdělení, cca 62 % hodnot se nachází pod průměrem.



Obr.4: Histogram počtu kroků, po kterých byla ukončena simulace, červeně průměrná hodnota

3 ZÁVĚR

V článku byla představena podmínka určená k ukončení simulace typu Monte Carlo. Cílem autorů je zejména snížení potřebného počtu simulačních kroků v případech, kdy je pravděpodobnost poruchy P_f výrazně odlišná od návrhové pravděpodobnosti P_d .

Při odvození podmínky je zavedeno a odůvodněno zjednodušení spočívající v tom, že vzdálenost mezi ε není počítána ze směrodatné odchylky odhadu pravděpodobnosti poruchy P_f^* , ale do pro ni odvozeného vztahu je dosazena návrhová pravděpodobnost P_d .

Představená podmínka je použitelná ke zrychlení optimalizačního výpočtu s využitím metody Monte Carlo. Z jejího numerického testování vyplynulo, že kvalita vyhodnocení závisí na zvolené míře spolehlivosti odhadu, vyjádřené parametrem t , a na minimálním počtu simulačních kroků $N_{\min}$, při kterých není podmínka ověřována, neboť zřejmě s dostatečnou mírou přesnosti neplatí předpoklady, na jejichž základě byla odvozena.

Zvolený přístup bude dále ověřován při optimalizačních výpočtech. Získané poznatky budou využity k upřesnění parametrů představené podmínky, případně k upřesnění definice samotné podmínky pro malý počet simulačních kroků.

PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl realizován za finanční podpory z veřejných prostředků prostřednictvím Studentské grantové soutěže v rámci specifického výzkumu na VŠB – Technické univerzitě Ostrava. Registrační číslo projektu je SP/2010151.

LITERATURA

- [1] KONEČNÝ, P. Vliv počtu náhodně proměnných na přesnost odhadu pravděpodobnosti poruchy metodou Monte Carlo. *Sborník vědeckých prací VŠB-TUO, řada stavební*, 2009, s. 173-180. ISSN 1213-1962
- [2] MAREK, P., GUŠTAR, M., ANANOS, T. *Simulation-Based Reliability Assesment for Structural Engineers*. Boca Raton, Florida, CRC Press, 1995, ISBN 0-8493-8286-6.
- [3] PRAKS, P. Numerical aspects of Simulation Based Reliability Assessment of Systems. In *International Colloquium Euro-SiBRAM'2002*. Volume II. Prague : Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the CzechRepublic, 2002. ISBN 80-86246-17-5.
- [4] SCHUËLLER, G. Past, present & Future of Simulation-based Structural Analysis In *International Colloquium Euro-SiBRAM'2002*. Volume II. Prague : Institute of Theoretical and Applied Mechanics, Academy of Sciences of the CzechRepublic, 2002. ISBN 80-86246-17-5.
- [5] VALIHRACH, J., MAREK, P. Algoritmus pro navrhování konstrukcí s využitím simulace Monte Carlo. In *Vedecko-pedagogické aspekty stavebnej mechaniky, Zborník príspevkov z medzinárodného seminára*. Košice : TU Košice, 2009. ISBN 978-80-553-0245-4.
- [6] WEISSTEIN, E. W. *MathWorld--A Wolfram Web Resource* [online]. 1999, 2010-08-30 [cit. 2010-09-06]. Binomial Distribution. Dostupné z WWW: <<http://mathworld.wolfram.com/BinomialDistribution.html>>.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D., ČVUT v Praze - Kloknerův ústav.

Iveta SKOTNICOVÁ¹, Miloslav ŘEZÁČ²

**VLIV ZMĚNY ABSORPČNÍCH VLASTNOSTÍ POVRCHU ZÁDLAŽBOVÉHO PANELU
NA ÚTLUM HLUKU Z TRAMVAJOVÉ DOPRAVY**

**INFLUENCE OF CHANGE OF SOUND ABSORPTION PROPERTIES OF TRAMWAY LINE
SURFACE ON TRAFFIC NOISE ATTENUATION**

Abstrakt

Príspevok popisuje průběh a výsledky experimentu, při kterém byl ověřován vliv změny akustických pohltivých vlastností betonového krytu tramvajové tratě na hluk z tramvajové dopravy. Celý experiment proběhl ve spolupráci Fakulty stavební VŠB-TU Ostrava s podniky: Dopravní podnik Ostrava, a.s., ODS – Dopravní stavby Ostrava, a.s., INTERTECH plus, s.r.o. a s Fakultou strojní VŠB-TU Ostrava [1].

Klíčová slova

Činitel akustické pohltivosti, betonový zádlážbový panel, dopravní hluk

Abstract

The article describes course and results of experiment, which provided influence of change of acoustic absorption properties of concrete tramway line surface on traffic noise attenuation.

Keywords

Sound absorption coefficient, concrete tramway panel, traffic noise

1 ÚVOD

Dopravní podnik Ostrava v posledních letech aplikuje řadu odhlučňovacích prvků, které prokazatelně snižují hluk i vibrace od tramvajové dopravy. Dosud se však nenašel vhodný prvek, který by znatelně snižoval hladinu hluku v konstrukcích tramvajové tratě s krytem (s betonovými zádlážbovými panely). Proto vznikla potřeba vyvinout a ověřit takový kryt tratě, který by oproti dosud stávajícím krytům (ze železobetonových panelů, z asfaltobetonu) vykazoval lepší absorpční vlastnosti a vyšší útlum emisí vyzařovaného hluku. Na základě požadavku Dopravního podniku byl Fakultou stavební VŠB-TU Ostrava proveden dvouletý experiment, při kterém byl ověřován vliv změny akustických pohltivých vlastností betonového krytu tramvajové tratě na hluk z tramvajové dopravy [1].

2 NÁVRH ÚPRAVY ZÁDLAŽBOVÉHO PANELU

Betonový zádlážbový panel patří k materiálům zvukově odrazivým. Jednou z možností, jak ověřit vliv odrazivého povrchu tramvajové tratě na hlukovou zátěž od tramvajové dopravy, je změnit

¹ Ing. Iveta Skotnicová, Ph.D., Katedra prostředí staveb a TZB, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 957, e-mail: iveta.skotnicova@vsb.cz.

² Doc. Ing. Miloslav Řezáč, Ph.D., Katedra dopravního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Podéště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 313, e-mail: milos.rezac@vsb.cz.

absorpční vlastnosti povrchu betonového panelu. Na základě požadavků Dopravního podniku Ostrava byla prověřována možnost zlepšení pohltivých vlastností povrchu zádlážbového panelu pomocí vrstvy z recyklované pryže.

2.1 Vlastnosti betonového zádlážbového panelu

Výrobce betonových zádlážbových panelů jsou ODS - Dopravní stavby Ostrava, a.s. Zádlážbové panely jsou obdélníkového půdorysu 1240 x 1980 mm (typ B - mezikolejnicový) a 1430 x 1980 mm (typ C - mezikolejový). Hrany delších stran jsou zkoseny tak, aby panel sledoval hrany uložení kolejnic. Stávající výška panelu je 170 mm. Panely jsou vyrobeny z betonu C-/40 sap3b a vyztuženy svařovanými sítěmi z výztuže 10 505 (R), při dolním povrchu Ø8/Ø8 – 150/100 s roztečí 100 mm pro podélné vložky. Krytí u obou povrchů je 45 mm. Panely jsou v tramvajových tratích uloženy na pražce v roztečích 600 mm a mohou být zatěžovány i silniční dopravou (obr.1).

Vzhledem k průřeznímu profilu tramvajového vozu nebylo možné libovolně navyšovat výšku stávajícího panelu o další vrstvu. Předpokladem pro provedení úpravy byla možnost snížení výšky stávajícího betonového panelu a jeho následné doplnění o navrženou tloušťku pryžové vrstvy. Jako maximální tloušťka pryžové vrstvy byla navržena tloušťka 40 mm. Vzhledem k tomu, že zádlážbový panel je dimenzován i pro možné zatížení silniční dopravou, bylo nutné nejdříve ověřit změnu výšky panelu statickým výpočtem.

V rámci úpravy zádlážbového panelu bylo řešeno i vzájemné spojení pryžové vrstvy s betonovým panelem. Byla vyloučena varianta přilepení, která se běžně využívá např. u protihlukových betonových stěn s pohltivou povrchovou úpravou z recyklované pryže. Vzhledem k možnému smykového namáhání panelu od brzdných a rozjezdových sil vozidel, byla pro zajištění lepší přídržnosti pryžové vrstvy k podkladu navržena varianta úpravy stykové plochy obou materiálů. Také tato úprava byla rovněž ověřena statickým výpočtem.

Statickým posouzením bylo prokázáno, že oslabení průřezu panelu nebude mít vliv na jeho mechanické vlastnosti. Je třeba ovšem uvážit možnost poškození panelu během transportu a montáže.



Obr.1: Tramvajová trať s krytem z betonových zádlážbových panelů (foto: Ing.L.Hudeček, Ph.D.)

2.1 Akustické vlastnosti desek z recyklované pryže

Recyklovaná pryž patří mezi porézní materiály, které jsou schopny ve své porézní struktuře absorbovat (pohlcovat) dopadající akustickou energii. Pohltivost vyjadřuje poměr zvukové energie, která se při dopadu absorbuje a nevratně přemění v teplo, k celkově dopadající zvukové energii. K absorpci akustické energie dochází:

- násobnými odrazy zvukového paprsku v pórech materiálu,
- třením vzduchu přenášejícího akustickou energii o stěny pórů,
- přeměnou akustické energie na expanzní práci periodicky stlačovaného vzduchu v pórech.

Veličinou, která vyjadřuje schopnost konstrukce pohlcovat část akustického výkonu dopadající zvukové vlny je činitel zvukové pohltivosti α [-] v kmitočtovém pásmu, definovaný jako:

$$\alpha = \frac{W_a}{W_i} \quad (1)$$

kde W_a je akustický výkon pohlcený materiálem [W],

W_i celkový akustický výkon dopadající na materiál [W].

Hodnota činitele zvukové pohltivosti materiálu je závislá na vztahu jeho tloušťky d a frekvenci f dopadajícího zvuku a na velikosti pórů materiálu. Obecně platí, že v oblasti nízkých frekvencí se hodnota činitele zvukové pohltivosti zvětšuje s rostoucí tloušťkou materiálu. Svého maxima dosáhne při tloušťce d právě tehdy:

$$d = \frac{c}{4f} \quad (2)$$

kde c je rychlost šíření zvuku ve vzduchu [m/s],

f frekvence dopadajícího zvuku [Hz].

Cílem experimentu bylo ověřit optimální tloušťku a tvar povrchu, který by zajišťoval, co největší pohlcení akustické energie a zároveň dostatečnou odolnost a trvanlivost materiálu v daných podmínkách.

Tvar a velikost prostorového členění povrchu pryžové desky jsou limitovány možnostmi výroby. Tloušťka pryžové vrstvy je limitována průjezdním profilem tramvajového vozu.

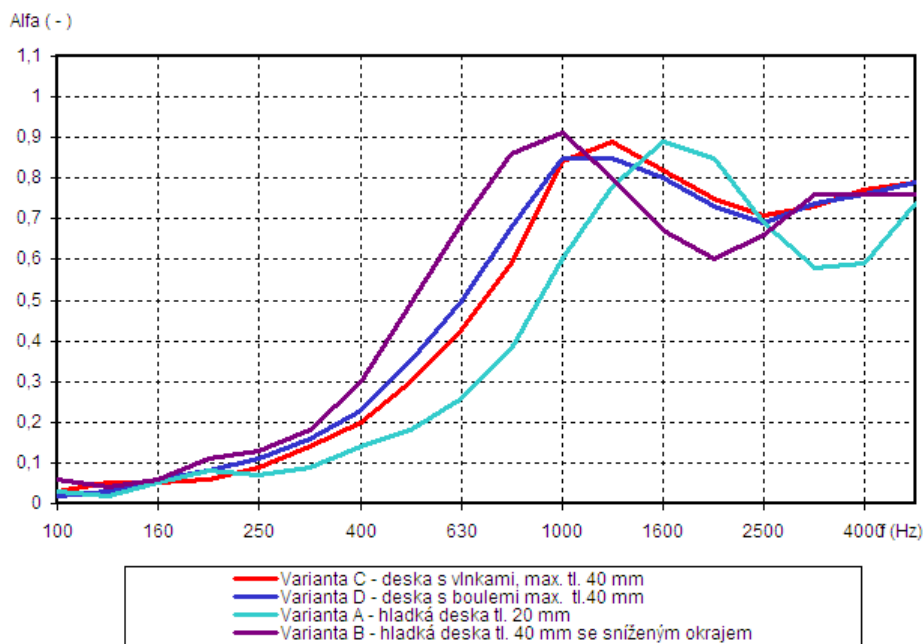
Pro dosažení možného srovnání akustických vlastností různých tloušťek a tvarů horního povrchu vrstvy z recyklované pryže byly posuzovány celkem čtyři varianty návrhu:

- varianta A – vrstva pryže s hladkým povrchem tl. 20 mm,
- varianta B – vrstva pryže s hladkým povrchem tl. 40 mm se sníženými okraji tl. 20 mm,
- varianta C – vrstva pryže s tvarovaným povrchem - příčnými vlnami, max. tl. 40 mm,
- varianta D – vrstva pryže s tvarovaným povrchem - prostorovými boulemi, max. tl. 40 mm.

U desky s hladkým povrchem se předpokládá větší trvanlivost, u desek s tvarovaným povrchem větší zvuková absorpce.

Akustické vlastnosti všech posuzovaných variant tvarů povrchu pryžových vrstev byly ověřovány stanovením činitele zvukové pohltivosti v dozvukové komoře. Zkouška byla provedena akreditovanou zkušební laboratoří CSI, a.s. Zlín. Hodnocení absorpčních účinků se podle ČSN EN 1793-1:1998 provádí na základě měření činitele zvukové pohltivosti v laboratorních podmínkách podle normy ČSN ISO 354. Absorpční účinky protihlukových stěn charakterizuje jednočíselná veličina DL_α [dB], která je uvedena pro porovnání vlastností jednotlivých variant řešení.

Na obr. 2 jsou uvedeny výsledky měření činitele zvukové pohltivosti pro všechny posuzované varianty tvaru pryžových vrstev.



Obr.2: Naměřené hodnoty činitele zvukové pohltivosti všech posuzovaných variant pryžových desek

Na základě zhodnocení akustických vlastností všech variant pryžových desek lze konstatovat, že optimálním řešením se jeví varianta C – deska s vlnkami, max. tl. 40 mm a varianta D – deska s boulemi o max. tloušťce 40 mm, která pohlcuje zvuk i v oblasti vyšších kmitočtů (kolem 1600 Hz). Snížení hladin hluku vyšších frekvencí je pro lidský organismus příznivější, neboť tyto hluky jsou vnímány jako rušivější. Varianta D byla z navržených typů desek vybrána pro úpravu betonového zádlážbového panelu a jeho realizaci ve zkušebním úseku.

3 REALIZACE ZKUŠEBNÍHO ÚSEKU

Jako zkušební úsek pro ověření vlastností navržené úpravy betonového zádlážbového panelu, byl vybrán přímý úsek dvojkolejné tramvajové tratě na ulici Závodní v Ostravě-Hrabůvce (viz obr. 3). Úsek je z obou stran lemovaný jednoproudou silnicí, travnatými pruhy a ploty zahrad rodinných domů na jedné straně a plotem městského hřbitova na straně druhé. Celková délka zkušebního úseku je 50 m.

Výměna zádlážbových panelů proběhla v září 2008. Výměnu tramvajového svršku provedl DPO, a.s. Základním předpokladem pro výsledné posouzení vlivu změny povrchu zádlážbového panelu na hladinu hluku bylo provedení pouze výměny panelů bez dalších odhlučňovacích prvků.

Stávající zádlážbové panely byly vytaženy, původní podsyp byl vybrán až na pražce a štěrkové lože. Nově byla položena separační vrstva geotextilie a na ní podsyp z kameniva frakce 0-4. Následně byly do lože položeny nové panely. Zálivka z cementové malty byla pokládána s použitím čerpadla, aby se minimalizovalo zanesení cementové malty do porézní struktury povrchu panelu.



Obr. 3: Realizace zkušebního úseku tramvajové tratě (foto: archiv autora)

4 MĚŘENÍ HLUKU Z TRAMVAJOVÉ DOPRAVY NA ZKUŠEBNÍM ÚSEKU

Měření hluku na zkušebním úseku na ulici Závodní v Ostravě-Hrabůvce proběhlo ve dnech 28. srpna a 8. října 2008. První měření bylo provedeno pro původní stav tramvajové tratě, druhé měření proběhlo po výměně původních zádlážbových panelů za upravené panely s pryžovou vrstvou (varianta D).

Cílem měření bylo ověření vlivu změny absorpčních vlastností povrchu zádlážbových panelů (s povrchovou úpravou z recyklované pryže) na hladinu hluku od tramvajové dopravy.

4.1 Princip měření hluku z tramvajové dopravy

Měření hluku provedla Katedra částí a mechanismů strojů, Fakulta strojní, VŠB-TU Ostrava [2]. K měření hluku byl použit zvukoměr typu 2250B firmy Brüel&Kjaer, kterým byly snímány a zaznamenávány okamžité hodnoty akustického tlaku p_A [Pa] s frekvenčním vážením A po celou dobu průjezdu referenční tramvaje měřeným úsekem. Délka časového záznamu akustického tlaku byla $T = 8$ s. Záznamy jednotlivých jízd byly uloženy do paměti počítače se vzorkovací frekvencí 10 kHz.

Během měření byl zvukoměr umístěn na stativu v horizontální poloze ve výšce 1,1 m nad vozovkou a okolním terénem, tak, aby se mezi referenční tramvají a zvukoměrem nenacházela žádná překážka. Jednalo se o měření hluku ve volném hlukovém poli. Na mikrofonu zvukoměru byla nasazena větrná clona z měkčeného PUR.

Pro dvě různé rychlosti průjezdu (40 a $50 \text{ km.h}^{-1} \pm 2 \text{ km.h}^{-1}$) a dvě různé vzdálenosti zvukoměru od osy pojezdové koleje ($7,5$ a 15 metrů) bylo měřeno vždy 5 průjezdů referenční tramvaje (obr.4) měřeným úsekem. Tramvaj projížděla měřeným úsekem setrvačností, bez sešlápnutého pedálu akcelerace.

V klidovém stavu před a po měření byl zaznamenán také hladina hluku pozadí. Jeho hodnota byla vždy o více než 10 dB nižší, v souladu s požadavky nařízení vlády č. 148 „o ochraně osob před nepříznivými účinky hluku a vibrací“ z 15. března 2006.

Měření probíhalo vždy v nočních hodinách, od cca 23.30 hodin, provoz na okolních komunikacích byl velmi malý. Měření byly pouze ty průjezdy referenční tramvaje, které nebyly rušeny jinou dopravou v měřeném úseku na ulici Závodní.



Obr. 4: Referenční tramvaj (foto: archiv autora)

4.2 Vyhodnocení výsledků měření

Z naměřeného záznamu okamžité hodnoty akustického tlaku $p_{A, 8s}$ byla následně vyhodnocena hladina akustického tlaku L_{Afast} [dB] a z 15 nejvyšších hodnot (v časovém úseku 4 s) byla vypočtena ekvivalentní hladina akustického tlaku $L_{Aeq, 4s}$ [dB]. Následně byla vyhodnocena výsledná ekvivalentní hladina akustického tlaku $L_{Aeq, 4s}$ [dB] jako střední hodnota z pěti záznamů. Referenční hodnota akustického tlaku $p_0 = 2 \cdot 10^{-5}$ Pa.

Dále byla vyhodnocena amplitudová spektra (FFT) reprezentativních záznamů ve frekvenčním pásmu od 0 do 5 000 Hz a z frekvenčního pásma 500 až 5 000 Hz pro posouzení účinků hluku z hlediska ergonomických a hygienických kritérií, kdy hluk ve frekvenčním pásmu okolo 1 000 Hz je lidským uchem vnímán nejvíce. V těchto frekvenčních rozsazích také byly stanoveny ekvivalentní hladiny akustického tlaku $L_{Aeq, 4s}$ a $L_{Aeq, 4s, cut}$ (ekvivalentní hladina akustického tlaku ze záznamu akustického tlaku s hornopropustným filtrem 500 Hz).

V tab. 1 a na obr. 5 jsou uvedeny výsledky měření a jejich vyhodnocení dvěma způsoby, pomocí:

- ekvivalentní hladiny hluku,
- spektrální analýzy hladin hluku (případně akustického tlaku).

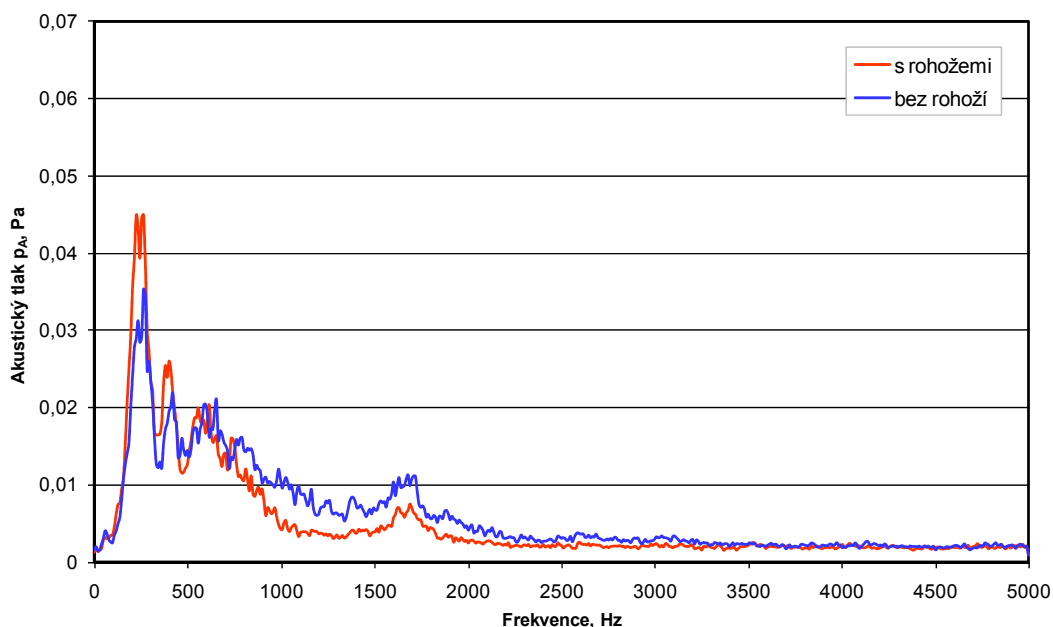
Ekvivalentní hladina hluku - jednočíselné hodnocení hluku, uvádějící ekvivalentní, příp.maximální nebo jinou charakteristickou hladinu hluku pro určitý časový interval. Toto hodnocení je vhodné z hygienického hlediska pro posouzení akustického klimatu životního nebo pracovního prostředí. Ale pro hodnocení akustických vlastností konstrukcí nemá dostatečnou vypovídací schopnost, jako samostatné hodnocení není tedy příliš vhodné.

Spektrální analýza hladin hluku - frekvenční analýza hladin hluku. Je vhodnější pro technické hodnocení konstrukcí (pro určení významných frekvenčních složek a navržení vhodných ochranných opatření). Pomocí spektra hladin hluku je tedy možné, při dostatečném počtu měření, posoudit v jaké frekvenční oblasti se projeví změna konstrukce tramvajové trati, vliv vloženého tlumicího prvku nebo vliv broušení.

Tab.1: Výsledné ekvivalentní hladiny akustického tlaku $L_{Aeq,4s}$

Rychlost průjezdu referenční tramvaje [km/hod]	Původní stav tramvajového svršku		Stav po výměně upravených panelů s pryžovou vrstvou	
	$L_{Aeq,4s \text{ cut}}$ [dB]		$L_{Aeq,4s \text{ cut}}$ [dB]	
	7,5 m od osy	15 m od osy	7,5 m od osy	15 m od osy
50	81,34	78,03	81,34	77,98

Při porovnání naměřených jednočíselných hodnot ekvivalentních hladin akustického tlaku $L_{Aeq,4s}$ je vidět pouze nepatrný vliv nových upravených panelů na hladiny hluku, i když při samotném měření byl při poslechu rozeznatelný pokles hluku při průjezdu referenční tramvaje upraveným zkušebním úsekem. Tento jev je způsobený změnou frekvenční skladby hladin hluku v důsledku změny absorpčních vlastností povrchu zádlazbového panelu.



Obr. 5: Průměrná spektra akustického tlaku při vzdálenosti zvukoměru 7,5 m a při rychlosti průjezdu referenční tramvaje 50 km.h⁻¹ [2]

Na uvedeném grafu naměřených průměrných spekter akustického tlaku je zřejmý výrazný pokles akustického tlaku v případě položených nových upravených panelů. Pohltivé vlastnosti povrchové pryžové vrstvy se výrazněji projeví zejména ve frekvenčních oblastech 500 až 5000 Hz.

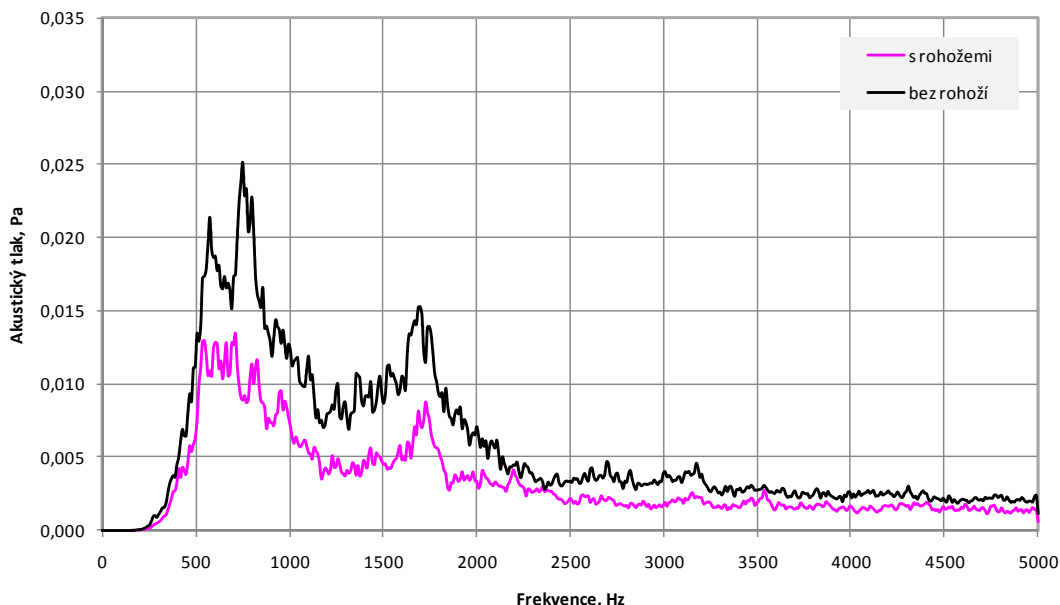
V oblasti nízkých kmitočtů se vliv změny pohltivosti povrchu panelu neprojeví, naopak se může zdát, že hodnoty akustického tlaku jsou dokonce o něco vyšší než pro původní stav. Příčina tohoto jevu pravděpodobně spočívá v tom, že měření nového stavu proběhlo krátce po uložení nových panelů do kolejového lože.

Aby bylo možné přesněji vymezit velikost útlumu hladin hluku v případě nových upravených panelů, byly vyhodnoceny výsledné ekvivalentní hladiny akustického tlaku $L_{Aeq,4s \text{ cut}}$ [dB] pouze pro frekvenční pásmo 500 až 5000 Hz (tab. 2), a dále byla vyhodnocena amplitudová spektra (FFT) akustického tlaku p_{Acut} [Pa] ve frekvenčních pásmech 500 až 5000 Hz pro reprezentativní záznamy průjezdu (obr. 6).

Tab.2: Výsledné ekvivalentní hladiny akustického tlaku $L_{Aeq,4s}$ pro frekvenční pásmo 500 až 5000 Hz

Rychlost průjezdu referenční tramvaje [km/hod]	Původní stav tramvajového svršku		Stav po výměně upravených panelů s pryžovou vrstvou	
	$L_{Aeq,4s \text{ cut}}$ [dB]		$L_{Aeq,4s \text{ cut}}$ [dB]	
	7,5 m od osy	15 m od osy	7,5 m od osy	15 m od osy
50	78,81	75,56	76,01	73,21

Při porovnání naměřených jednočíselných hodnot ekvivalentních hladin akustického tlaku $L_{Aeq,4s \text{ cut}}$ ve frekvenčním rozsahu 500 až 5000 Hz (což je rozsah pro lidské ucho nejvíce citlivější) je vidět již znatelný rozdíl naměřených hladin 2,2 až 2,8 dB mezi původním stavem tramvajového svršku a novým stavem po výměně panelů. Takový rozdíl je lidským uchem již vnímatelný.



Obr. 6: Průměrná spektra akustického tlaku při vzdálenosti zvukoměru 7,5 m a při rychlosti průjezdu referenční tramvaje 50 km.h⁻¹ pro frekvenční rozsah 500 až 5000 Hz [2]

Na uvedeném obrázku naměřených průměrných spekter akustického tlaku je zřejmý výrazný pokles akustického tlaku v případě položených nově upravených panelů, zejména ve frekvenčních oblastech 500 až 5000 Hz

5 ZÁVĚR

Na základě provedeného výzkumu a měření lze konstatovat, že úprava pohltivosti povrchu betonového zádlazbového panelu pomocí vrstvy z recyklované pryže může být vhodnou cestou k eliminaci hluku z tramvajové dopravy. Ovšem širší uplatnění tohoto systému v praxi, bude vyžadovat ještě další opatření.

Pozitiva, která přinese použití zádlážbového panelu s povrchovou úpravou z recyklované pryže, lze shrnout do následujících bodů:

- výrazné snížení hladiny hluku v oblasti maximální citlivosti lidského sluchu až o cca 2,8 dB,
- snadná konstrukční výměna stávajících panelů za nově upravené panely,
- na upravených panelech zůstává možnost pojíždění tramvajového pásu vozidly s právem přednosti (v nutných případech i ostatními),
- snadná údržba tramvajové tratě (pouze v zimním období je nutná vyšší opatrnost při práci se sněhovou radlicí),
- krátký technologický čas realizace,
- dostupnost dodavatele, dobré dodavatelsko-odběratelské vztahy.

Ale objevují se i negativa pro použití nového zádlážbového panelu s povrchovou úpravou z recyklované pryže:

- nezaznamenán útlum nízkých prahových hodnot hluku (kolem 250 – 300 Hz),
- nutnost další investice pro dořešení útlumu v oblasti nízkých prahových hodnot hluku,
- nedostatek údajů pro stanovení konečné životnosti nového prvku (zatím po dvou letech provozu bez závad),
- odvádění srážkových vod,
- nedostatek údajů pro stanovení pravděpodobnosti poruch nového prvku,
- možné snížení účinnosti pohltivosti panelu při zanesení nečistotami (zatím nepotvrzeno),
- vyšší realizační náklady (momentálně největší překážka pro širší uplatnění).



Obr.7: Zkušební úsek tramvajové tratě s upravenými panely na ul. Závodní v Ostravě-Hrabůvce (foto: archiv autora)

LITERATURA

- [1] SKOTNICOVÁ, I., ŘEZÁČ, M., OŽANOVÁ, E., HUDEČEK, L. *Odhlučnění tramvajové tratě s krytem : závěrečná zpráva HS 229/702*. Ostrava : VŠB-Technická univerzita Ostrava, Stavební fakulta, 2008. 180 s.
- [2] HRUDIČKOVÁ, M. *Zpráva o měření hluku na ulici Závodní : Příloha 1 závěrečné zprávy HS 229/702*. Ostrava : VŠB-Technická univerzita Ostrava, Stavební fakulta, 2008. 12 s.

Oponentní posudek vypracoval:

Doc. Ing. Zdeněk Foltá, Ph.D., Katedra částí a mechanismů strojů, Fakulta strojní, VŠB-TU Ostrava, 17. listopadu 15/2172, 708 33 Ostrava-Poruba.

Lukáš ČÁBI¹, Pavel VLČEK²

**BEDNĚNÍ STĚN A STROPU HLOUBENÉ ČÁSTI TUNELU II-VMO DOBROVSKÉHO
BEDNICÍM SYSTÉMEM PERI**

**WALL- AND CEILINGFORMWORK OF CUT AND COVER TUNNEL II-VMO
OF DOBROVSKY WITH FORMWORK SYSTEM PERI**

Abstrakt

Tunel Dobrovského je součástí velkého městského okruhu (VMO) města Brna, který tvoří silniční síť ČR (I/42) i mezinárodní síť (E 461). Tunel se skládá ze dvou paralelních dvoupruhových tunelů spojující městskou část Žabovřesky a Královo Pole.

Cílem příspěvku je popis realizace bednění stěn a stropu jednotlivých dilatačních úseků hloubené části Tunelu II – portálu Žabovřesky pomocí bednicího systému PERI.

Klíčová slova

Tunel Dobrovského, Bednění, PERI, SB-Opěrný rám, Podpěrný systém ST-A4

Abstract

Dobrovského tunnel is part of large city circuit (VMO) of city Brno, which creates traffic net in the Czech Republic (I/42) as well as international traffic net (E 461). The Tunnel consists two parallel two-lane tunnels which are connecting city area Zabovresky and Kralovo Pole.

The main target of report is description of execution of wall and ceiling form work in individual dilatation section of cut and cover tunnel – Zabovresky gantry using formwork system PERI.

Keywords

Dobrovského Tunnel, Formwork, SB-Brace frame, Support system ST-A4

1 VELKÝ MĚSTSKÝ OKRUH (VMO) - TUNEL DOBROVSKÉHO

Tunel Dobrovského je tvořen dvěma tunely, které se skládají z hloubených a ražených částí. Z pohledu situace (Obr. 1) je osa T2 Tunelu II na začátku tunelu odpojena od osy Tunelu I TI dvěma protisměrnými oblouky. Následuje přímá část k poslednímu úseku tunelu, kde se osa opět dvěma protisměrnými oblouky vrací k ose TI Tunelu I. Největší osová vzdálenost obou tunelů je cca 90 m [1]. Tunelové trouby jsou dvoupruhové světlé šířky 8,50 m mezi obrubami, po obou stranách vozovky jsou nouzové chodníky šířky 1,15 m. Výška průjezdního průřezu v tunelu je 4,50 m. V každé tunelové troubě je jeden nouzový záliv pro odstavení vozidla při poruše. Tunely jsou propojeny čtyřmi tunelovými spojkami - únikovými cestami pro pěší. Z jedné z těchto tunelových spojek je možné se dostat po schodišti nebo evakuačním výtahem přímo na povrch do oblasti technologického centra na ulici Dobrovského. Tunely mají oddělený dopravní prostor a prostor pro

¹ Ing. Lukáš Čábi, Ph.D., PERI spol. s r. o., Průmyslová 392, 252 42 Jesenice, tel.: (+420) 222 359 462, e-mail: l.cabi@peri.cz.

² Ing. Pavel Vlček, Katedra pozemního stavitelství, Fakulta stavební, VŠB-Technická univerzita Ostrava, Ludvíka Poděště 1875/17, 708 33 Ostrava - Poruba, tel.: (+420) 597 321 914, e-mail: pavel.vlcek1@vsb.cz.

odsávání znečištěného vzduchu s výdechem dvěma komíny v technologickém centru. Technologické vybavení tunelů odpovídá nejaktuálnějším požadavkům dle evropských standardů (automaticky řízené větrání, monitorovací zařízení, SOS skříně, kamerový dozor, požární vodovod) [2].

Ze situace (Obr. 1) je patrná trasa ražených úseků tunelů pod městskou zástavbou, která přinášela vysoké nároky na zhotovitele stavby (např. omezení hluku, prašnost, čistotu komunikací atd.) [1].

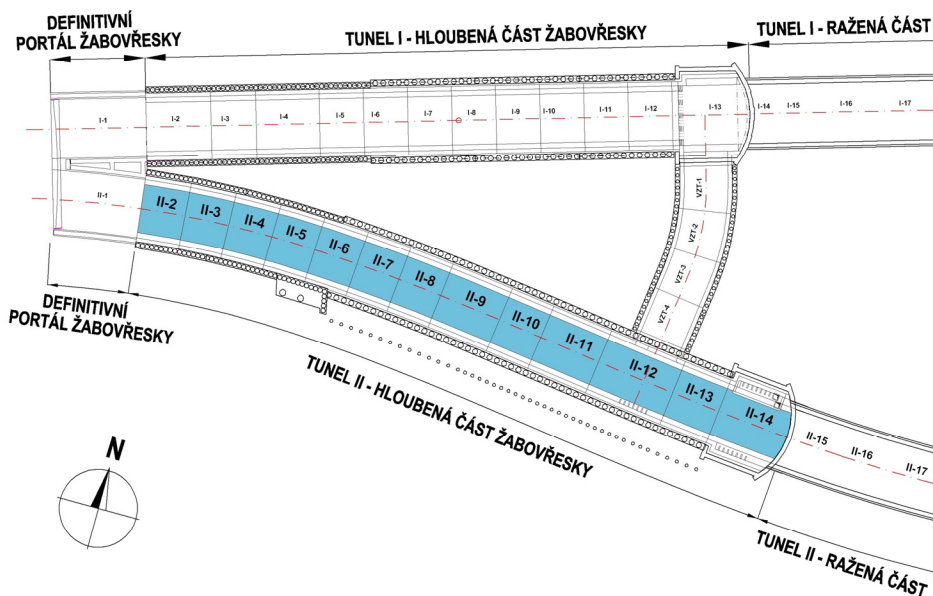


Obr.1: Situace Tunelu Dobrovského v Brně (PERI s.r.o. ©)

1.1 Popis konstrukce hloubené části Tunelu II – část Žabovřesky

Tunel II je budován jako dvoupruhový, který po svém dokončení převede jednosměrnou dopravu z městské části Žabovřesky do směru Brno – Královo Pole. Konstrukce tunelu je provedena jako železobetonový uzavřený rám v otevřené pažené stavební jámě. V průběhu výstavby byly stěny jednotlivých dilatačních úseků rozepřeny pomocí ocelových rozpěr (Obr. 9), které dočasně zajišťovaly stabilitu stěn tunelu. Celková délka tunelu II je 1258 m. Ražená část tunelu má délku 1060 m a hloubená část tunelu má délku 149 m (část Žabovřesky). Tunel II od žabovřeského portálu klesá ve sklonu 4,5 %. Je situován cca 60 m jižněji a směrově je trasován tak, aby co nejšetrněji podcházela povrchovou zástavbu [2].

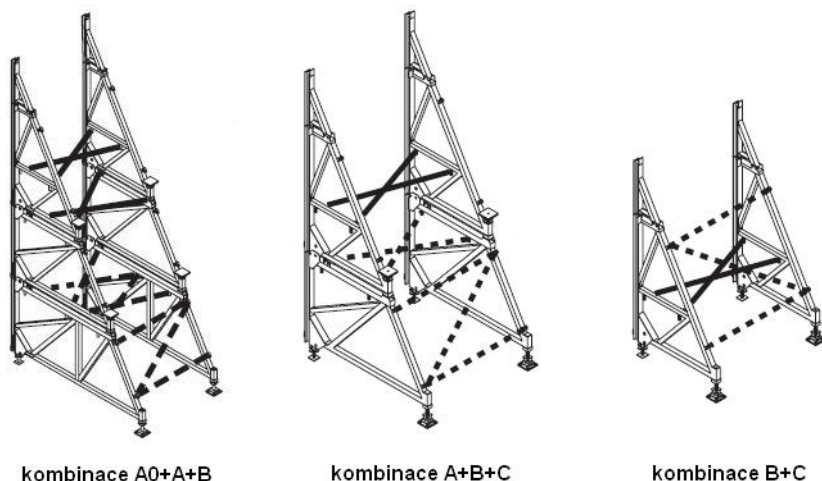
V následujících odstavcích bude popsán návrh a provedení bednění stěn a stropů pro dilatační úseky II-2 až II-14 (délka cca 130 m) hloubené části Tunelu II – část Žabovřesky (Obr. 2).



Obr.2: Dilatační celky hloubené části Tunelu II (PERI s.r.o. ©)

2 BEDNĚNÍ STĚN TUNELU SYSTÉMEM OPĚRNÝCH SB-RÁMŮ

Opěrný rám SB je ocelový příhradový nosník ve tvaru pravoúhlého trojúhelníku, který se používá pro jednostrannou betonáž. Opěrné rámy se dodávají ve čtyřech základních velikostech (SB-A0, SB-A, SB-B a SB-C), které je možno kombinovat až do výšky 8,75 m. Při realizaci jednotlivých dilatačních úseků hloubené části Tunelu II (Obr. 2) byly rozdílné výšky pracovních spár (např. pro dilatační úsek II-8 byla výška 4,8 m a pro dilatační úsek II-10 byly výška 6,89 m). Z tohoto důvodu byly použity kombinace ráků A0+A+B, A+B+C a B+C (Obr. 3).



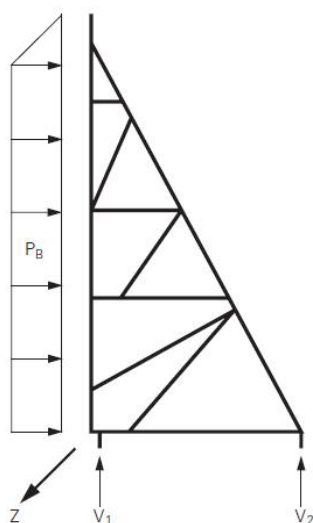
Obr. 3: Schéma kombinací ráků použitých při realizaci tunelu (foto PERI s.r.o. ©)

Plášť bednění stěn pro jednotlivé dilatační celky byly vytvořeny z VARIO panelů. Každý bedňící VARIO panel byl spojen se dvěma opěrnými rámy pomocí závorové spony SB-A,B,C a klínu K (Obr. 4). Hlavní funkcí opěrných ráků bylo přenesení zatížení vzniklého od tlaku čerstvého betonu do podloží. Při použití opěrných ráků bylo nutné zaručit, aby působící síly Z a tlakové síly V_1 a V_2 (Obr. 5) byly bezpečně převedeny do spodní stavby. Tlakové síly V_1 a V_2 byly bezpečně přeneseny skrz betonové panely do předem provedené betonové desky. Tahová síla Z byla určena na základě následujících vstupních údajů:

- výška betonáže,
- tlak čerstvého betonu,
- kombinace opěrných ráků,
- osová vzdálenost opěrných ráků.



Obr. 4: Spojení VARIO panelu s opěrným rákem (foto PERI s.r.o. ©)

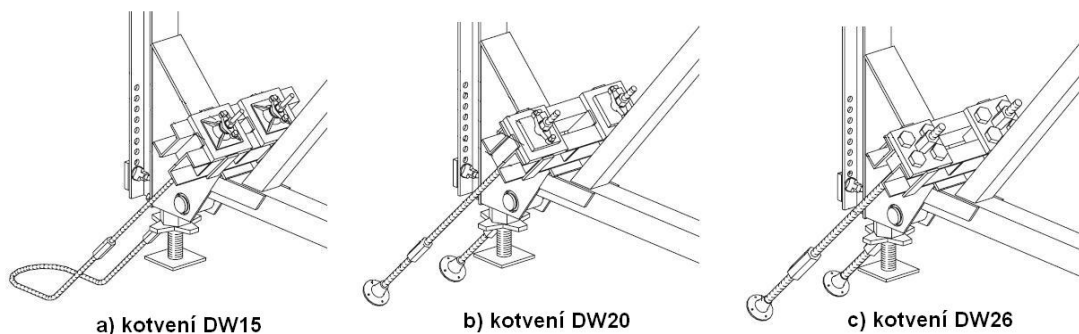


Obr. 5: Schéma namáhání opěrného rámu (foto PERI s.r.o. ©)

Na základě určené tahové síly Z byl navržen kotevní systém opěrných ráků. Firma PERI dodává pro opěrné ráky celkem 3 druhy kotevních systémů (Tab.1). Hodnoty přípustného zatížení v Tabulce 1 platí pouze pro jednu kotevní tyč. Pro kotevní systémy platí pravidlo, že pro každý opěrný rám se použijí dvě kotevní tyče (Obr. 6a, 6b a 6c).

Tab.1: Kotevní systémy opěrných ráků (PERI s.r.o. ©)

Kotevní systém	Přípustné zatížení [kN]
DW 15 (Obr. 6a)	90
DW 20 (Obr. 6b)	150
DW 26 (Obr. 6c)	250



Obr. 6: Kotevní systém opěrného ráku (foto PERI s.r.o. ©)

Kotevní tyče byly kotveny pod úhlem 45° pomocí kotevního držáku V (Obr. 7) a montážního kónusu, které byly současně montovány k hlavní výztuži spodní desky tunelu. Předem zabetonované kotevní držáky umožňovaly vyšroubování kotevních táhel a následně jejich přepoužití do dalších dilatačních úseků, což zvyšovalo hospodárnost kotevního systému.



Obr. 7: Montáž kotevního držáku V k hlavní výztuži spodní desky (foto PERI s.r.o. ©)

Při návrhu bednění stěn byl kladen požadavek ze strany zhotovitele stavby (OHL ŽS Brno a.s.), aby bylo možno bednění stěn snadno přemístit do dalšího pracovního záběru. Z tohoto důvodu bylo navrženo rozdělení bednění na dílčí bednicí celky, které se skládaly z jednoho VARIO bednicího panelu a ze dvou opěrných rámců. Na každý opěrný rám byly připevněny dva kusy pojezdových koleček SB-A,B (Obr. 8) o únosnosti 1,2 tuny/ 1 ks, které umožňovaly přesun rámců do dalšího pracovního záběru. Pro zajištění stability byla každá dvojice opěrných rámců závětrována pomocí lešenářských trubek a kloubových spojek (Obr. 8). Na začátku přesunu bednění stěny se celá bednicí sestava rozdělila na výše uvedené dílčí bednicí celky, které se po přesunu do dalšího pracovního záběru opět spojily do jednotné bednicí sestavy.



Obr. 8: Opěrné rámy s pojezdovými kolečky SB-A,B (foto PERI s.r.o. ©)

3 BEDNĚNÍ STROPU TUNELU POMOCÍ POJÍZDNÉHO VOZU ST-A4

Pro bednění stropu jednotlivých dilatačních úseků hloubeného tunelu byl použit pojezdový bednicí vůz ST-A4. Konstrukce bednicího vozu byla navržena jako prostorová rámová konstrukce s výškou 6,59 m, šířkou 11,35 m a délkou 12 m. Základní konstrukci bednicího vozu (Obr. 9) tvoří nosné věže vytvořené skládáním jednotlivých rámců do výšky cca 4,3 m. Jednotlivé nosné věže jsou v osové vzdálenosti 3,26 m spojené s dvojicí podélných nosníků pomocí stavěcích vřeten. Na každou nosnou věž je pomocí stavěcích vřeten připojena ocelová hlavice, na kterou je osazen a připojen pomocí nosníkových spojek podélný nosník. Na horní příruby podélných nosníků byly osazeny v osové vzdálenosti 1,5 m příčné nosníky, které tvořily s dřevěnými nosníky GT 24 (Obr. 9) nosný podklad pro bednicí plášť ve formě překližky.



Obr. 9: Bednicí pojízdný vůz ST-A4, ocelové rozpěry stěn tunelu (foto PERI s.r.o. ©)

Bednicí vůz ST-A4 byl opatřen pojízdnými rolnami (Obr. 10), které umožňovaly přesun bednicího vozu do dalšího pracovního záběru. Pojezdové rolny byly doplněny stavěcími klíny (Obr.10), jejichž hlavní funkcí byl přenos zatížení od betonáže a bednicího vozu do podloží. Hmotnost bednicího vozu byla cca 45 tun. Na tuto hmotnost byl navržen počet pojízdných roln (celkem 4 ks s únosností 650 kN / 1 ks). Pojezdná rolna byla přišroubována k příčnému nosníku (Obr. 10), který byl spojen s dvojicí podélných nosníků pojízdného bednicího vozu ST-A4.

Při betonáži byl bednicí vůz zvednut na stavěcích klínech rozmístěných pod podélné nosníky (Obr. 10) a jejich stabilita byla zajištěna upínacími svorkami. Princip spouštění bednicího vozu na rolny do ocelového profilu U spočíval v tom, že se povolením matice stavěcího šroubu poklesového klínu zmenšovala výška klínu až do okamžiku, kdy pojezdová rolna dosedla do ocelového profilu U a celá váha bednicího vozu byla přenášena přes pojezdové rolny do podloží.



Obr. 10: Pojezdové rolny a stavěcí klíny pod podélným nosníkem (foto PERI s.r.o. ©)

Rovinná tuhost podpěrných věží bednicího vozu ST-A4 byla vytvořena pomocí závětrování z kotevních táhel DW 15 (Obr. 9), které byly orientovány do tvaru diagonálního překřížení. Jednotlivé táhla byly spojeny s horním a dolním podélným nosníkem pomocí upínacích válců a kloubových matic.

Přikotvení bednicího vozu ST-A4 k podkladu při betonáži bylo zajištěno pomocí převázky ve formě ocelového nosníku SRU (Obr. 11), který byl stáhnut k podkladu pomocí kloubové matice a táhel DW 15, jenž se našroubovaly do kotev zabudovaných do podkladu při betonáži spodní desky.

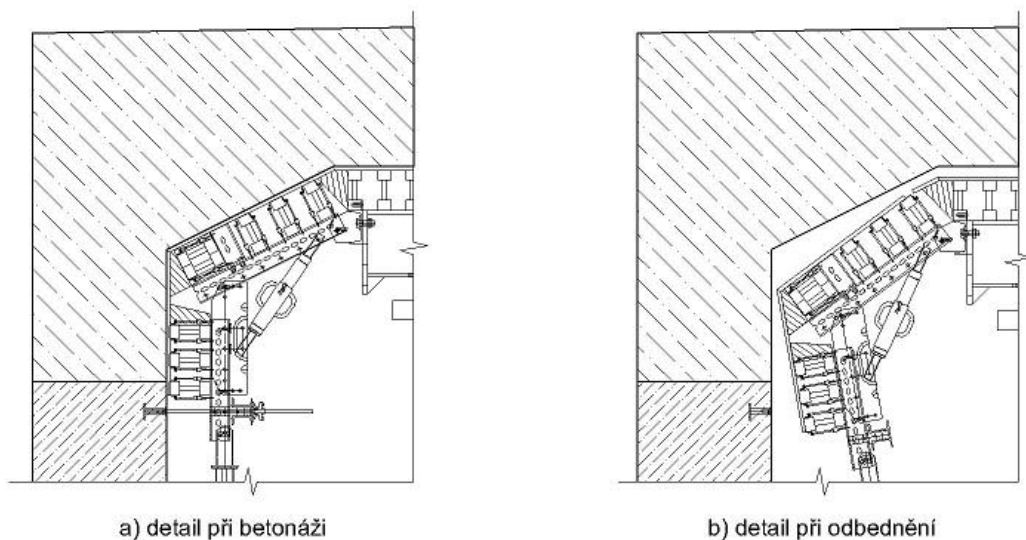


Obr. 11: Převázka podélného nosníku bednicího vozu ST-A4 (foto PERI s.r.o. ©)

Komplikovaným místem pro návrh bednění byl přechod mezi stěnou a stropem, kde dochází k náběhu (Obr. 12). Tato část bednicího pláště byla řešena jako odklopné křídlo, které bylo možno vyklopit o potřebný úhel při pojezdu do dalšího pracovního záběru.

Následně bylo však nutné vyřešit v tomto místě problém přenesení vodorovných sil vznikajících zejména pod náběhem (Obr. 12) při betonáži stropní desky. Z tohoto důvodu byly použity kotevní krčky (Obr. 12) předem zabudované při betonáži stěn. Tyto kotevní krčky byly řešeny jako ztravné prvky bednění. Kotevní krček byl spojen s odklopným křídlem pomocí převázky (ocelové táhlo DW15 a ocelový nosník SRU), čímž byla zajištěna stabilita spodní části odklopného křídla, na kterou působil tlak čerstvého betonu.

V přední a zadní části bednicího pláště v podélném směru byl přesahem dřevěných příhradových nosníků GT 24 vytvořen montážní prostor potřebný pro manipulaci při betonářských pracích. Bednicí plášť zároveň sloužil jako podklad pro čílkování (bednění čelních ploch pracovního záběru) provedené z rámových bednicích panelů DOMINO.



Obr. 12: Bednění náběhu hloubené části tunelu (foto PERI s.r.o. ©)

4 DŮLEŽITÉ POZNATKY Z BETONÁŘSKÝCH PRACÍ

Přemísťování VARIO stěnových panelů spojených s dvojicí SB opěrných ráků bylo provedeno pomocí pojezdových koleček. Pro zajištění stability opěrných ráků proti překlopení byly použity silniční panely (Obr. 8) jako protizávaží kladené na spodní příruby opěrných ráků. Pro snadné odbedňování byl povrch bednicího pláště opatřen nátěrem PERI BIO Clean, což je biologicky snadno odbouratelný separační olej vyrobený na čistě rostlinné bázi. Stavební proces pro výstavbu stěn jednoho dilatačního celku (bednění, armování, betonáž, přemístění bednění do dalšího pracovního záběru) trval cca 7 dnů. Tlak čerstvého betonu při betonáži dosahoval hodnoty 30 – 50 kN / m². Z důvodu požadavku pohledovosti betonu ze strany subzhotovitele stavby (OHL ŽS Brno a.s.) bylo nutné při návrhu bednění stěn vytvořit tzv. spárořez, což je rozvržení spar jednotlivých bednicích desek na zatvrdlém povrchu vybetonované stěny.

Pro bednění stropu dilatačních úseků tunelu byl použit bednicí pojízdný vůz vyrobený ze systému ST-A4. Tento systém se vykazuje snadnou a rychlou montáží / demontáží a zároveň se používá jako systém pro těžké podsukružení. Použitím tohoto systému bylo dosaženo průjezdného profilu šířky 4,1 m a výšky 5,6 m. Z výše uvedených faktů byl zhotovitel stavby spokojen s nasazením tohoto bednicího systému. Přemístění pojízdného bednicího vozu probíhalo pomocí rolen, které pojížděly po ocelovém profilu U. Na začátku procesu pojíždění se musely odklopit boční křídla bednicího pláště (Obr. 12) a bednicí vůz poklesl o cca 7 cm. Potom následovalo posunování bednicího vozu do dalšího pracovního záběru pomocí řetězového navijáku. Ocelové rozpěry (Obr. 9) byly řešeny jako univerzální rozpěry, které se přepoužily do dalších dilatačních úseků, kde bylo nutno rozepřít stěny tunelu. Přemístění ocelových rozpěr a pojízdného bednicího vozu ST-A4 do dalšího pracovního záběru proběhlo souběžně. Jednotlivé rozpěry byly demontovány a uloženy na podélné nosníky pojízdného vozu ST-A4, který se přesunul do dalšího pracovního záběru, a potom byly jednotlivé rozpěry opět montovány na předem připravené ocelové plotny.

Dobrá spolupráce mezi subzhotovitelem stavby (OHL ŽS Brno a.s.) a projekční kanceláří bednění (PERI s.r.o.) zajistila uspokojivý průběh výstavby jednotlivých dilatačních celků hloubené části Tunelu II – část Žabovřesky.

LITERATURA

- [1] BAČA, J. – DOHNÁLEK, V.: *Silniční obzor – Královopolský tunel – popis díla a shrnutí dosavadního popisu výstavby*. 71st ed. Praha : PeMa, 2010. 87 pp. ISSN 0322-7154.
- [2] <<http://www.modernibrno.cz/tema/Tunely/clanek.htm?clanek=52>> .
- [3] *PERI opěrný rám SB pro jednostranné bednění do výšky 8,75 m – Výrobní program PERI*. PERI s.r.o., Průmyslová 392, 252 42 Jesenice u Prahy, www.peri.cz.
- [4] *ST-A4 Podpěrný systém pro velká zatížení – Výrobní program PERI*. PERI s.r.o., Průmyslová 392, 252 42 Jesenice u Prahy, www.peri.cz.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Jiří Pechman, AMBERG Engineering Brno, a.s.

Gabriela LAJČÁKOVÁ¹

**VPLYV PARAMETROV VOZIDLA NA INTERAKČNÉ SILY VZNIKAJÚCE
MEDZI KOLESOM A JAZDNOU DRÁHOU**

**THE EFFECT OF VEHICLE PARAMETERS ON THE INTERACTIVE FORCES OCCURRING
BETWEEN THE WHEEL AND THE ROAD**

Abstrakt

Veľkosť interakčných síl vznikajúcich medzi kolesom vozidla a vozovkou je ovplyvňovaná predovšetkým parametrami vozidla a nerovnosťami povrchu jazdnej dráhy. Hodnoty interakčných síl je možné sledovať experimentálne na reálnych vozidlách, alebo modelovať numerickou cestou. Predkladaná štúdia na základe metód numerickej simulácie sleduje vplyv parametrov vozidla na hodnoty interakčných síl vznikajúcich počas jeho prejazdu cez umelú nerovnosť. Poukazuje na extrémne hodnoty interakčných síl, ktoré sa môžu reálne vyskytnúť pri jazde motorových vozidiel po pozemných komunikáciách.

Kľúčové slová

Interakcia vozidlo jazdná dráha, interakčné sily, numerické modelovanie, výpočtové modely vozidiel, dynamické účinky vozidiel

Abstract

The magnitude of interactive forces occurring between a vehicle's wheel and a road are, above all, effected by the vehicle parameters and the unevenness of the road surface. The magnitude of interactive forces can be observed in an experimental way by using real vehicles or they can be modeled digitally. The submitted study, on the basis of computer simulation observes the effect of the vehicle parameters on the magnitude of interactive forces occurring while passing over artificial unevenness. It draws attention to extreme values of interactive forces that can be found in real situations.

Keywords

Vehicle runway interaction, interacting forces, numerical modeling, computing models of vehicles, dynamic effects of vehicles

1 ÚVOD

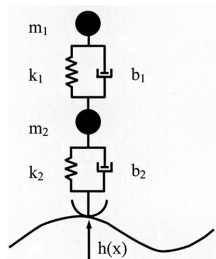
Vozovky pozemných komunikácií sú vystavené dynamickým účinkom pohybujúcich sa dopravných prostriedkov, ktoré majú najrôznejšie vlastnosti z hľadiska perovania, tlmenia a prenosu kontaktných síl na vozovku. V procese navrhovania vozoviek a posudzovania otázok ich životnosti je potrebné mať dostatočné informácie o ich dynamickom zaťažení. Inými slovami povedané je potrebné mať dostatočné informácie o interakčných silách vznikajúcich medzi kolesom vozidla a jazdnou dráhou a o ich zmenách v čase a v priestore. Tieto údaje je možné získavať na základe experimentálnych meraní, ale núkajú sa aj možnosti využiť metódy numerickej simulácie. Ako najefektívnejšia cesta sa v súčasnosti ukazuje vzájomná kombinácia experimentálnych a numerických metód [1], [2].

¹ Ing. Gabriela Lajčáková, PhD., Fakulta stavebná, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (+421) 41 513 5605, e-mail: gabriela.lajcakova@fstav.uniza.sk .

Predkladaná parametrická štúdia sa venuje sledovaniu vplyvu parametrov vozidla na hodnoty extrémov kontaktných síl pri jazde vozidla cez umelú nerovnosť v tvare jednej kosínusovej vlny pomocou metód numerickej simulácie. Používa tzv. štvrtinový model vozidla, modelujúci vplyv jedného kolesa jednej nápravy vozidla. Dosiahnuté výsledky prezentuje v grafickej forme.

2 VÝPOČTOVÝ MODEL VOZIDLA A JAZDNEJ DRÁHY

Pre potreby tohto príspevku je použitý štvrtinový výpočtový model vozidla podľa obr. 1. Výpočtový model má 3 stupne voľnosti – 2 hmotné a 1 nehmotný. Hmotným stupňom voľnosti zodpovedajú 2 funkcie času $r_1(t)$ a $r_2(t)$ popisujúce vertikálne pohyby hmotných bodov m_1 a m_2 v čase t . K nehmotnému stupňu voľnosti sa viaže reakcia vozovky $F_{RV}(t)$, respektíve interakčná sila $F_{INT}(t)$. Pohybové rovnice sú odvodené v tvare diferenciálnych rovníc a riešia sa numericky.



Obr. 1: Štvrtinový výpočtový model vozidla

Pohybové rovnice je možné zapísať v tvare

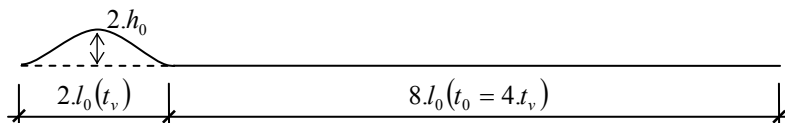
$$\ddot{r}_1(t) = \{-k_1 \cdot [r_1(t) - r_2(t)] - b_1 \cdot [\dot{r}_1(t) - \dot{r}_2(t)]\} / m_1, \quad (1)$$

$$\ddot{r}_2(t) = \{+k_1 \cdot [r_1(t) - r_2(t)] - k_2 \cdot [r_2(t) - h(t)] + b_1 \cdot [\dot{r}_1(t) - \dot{r}_2(t)] - b_2 \cdot [\dot{r}_2(t) - \dot{h}(t)]\} / m_2. \quad (2)$$

Pre reakciu vozovky platí vzťah

$$F_{RV}(t) = G - k_2 \cdot [r_2(t) - h(t)] - b_2 \cdot [\dot{r}_2(t) - \dot{h}(t)]. \quad (3)$$

Vozidlo je kinematicky budené prejazdom cez osamelú nerovnosť v tvare jednej kosínusovej vlny s dĺžkou $2 \cdot l_0 = 1,2$ m a výškou $2 \cdot h_0 = 0,04$ m, obr. 2



Obr. 2: Tvar jazdnej dráhy

Takúto vlnu je možné matematicky popísať nasledovným matematickým vzťahom:

$$h(x) = +\frac{1}{2} \cdot 2 \cdot h_0 \cdot (1 - \cos(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{2 \cdot l_0})) = +h_0 \cdot (1 - \cos(\frac{\pi \cdot x}{l_0})), \text{ pre } 0 \leq x \leq 2 \cdot l_0, \text{ respektíve}$$

$$h(t) = +h_0 \cdot (1 - \cos(\omega \cdot t)), \text{ pre } 0 \leq t \leq 2 \cdot l_0/c. \quad (4)$$

V predchádzajúcom vzťahu je použité nasledovné označenie

$$x = c \cdot t, \quad \omega = \pi \cdot c / l_0, \quad (5)$$

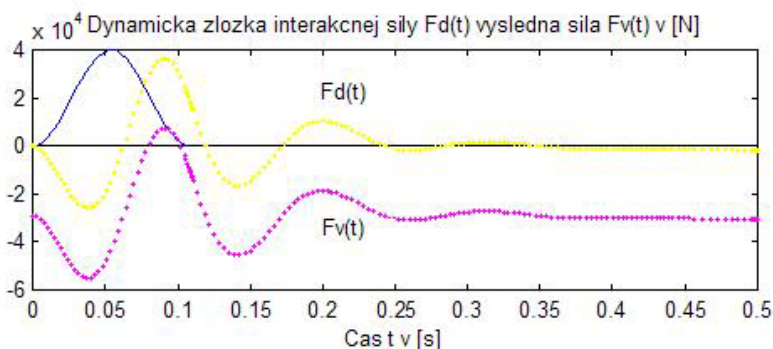
kde h_0 je výška sínusovej polovlny v [m], l_0 je dĺžka sínusovej polovlny v [m], x je dĺžková súradnica v [m] a t je časová súradnica v [s], c je rýchlosť pohybu vozidla v [m/s], ω je uhlová frekvencia v [rad.s⁻¹].

3 ČÍSLICOVÁ SIMULÁCIA POHYBU VOZIDLA PO JAZDNEJ DRÁHE

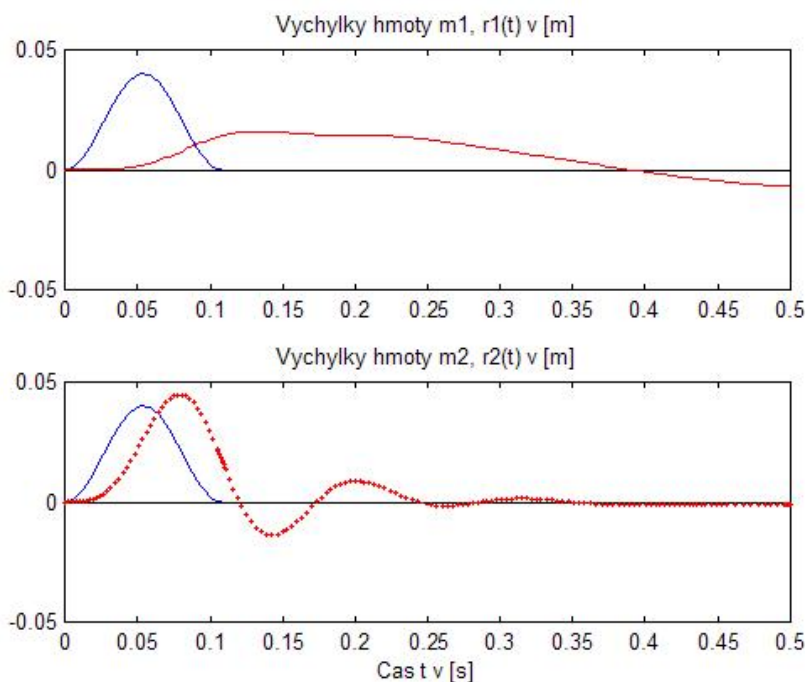
Pre účely číslicovej simulácie pohybu vozidla po jazdnej dráhe bol vytvorený program v prostredí programovacieho jazyka vyššej úrovne MATLAB. Pohybové rovnice 2. rádu boli pomocou vhodnej substitúcie transformované na rovnice 1. rádu. Vzniknutá sústava štyroch diferenciálnych rovníc 1. rádu sa riešila numericky metódou Runge-Kutta 4. rádu. V prvom kroku boli vypočítané časové priebehy všetkých sledovaných veličín $r_1(t)$, $r_2(t)$, $d_1(t)$, $d_2(t)$, $\dot{r}_1(t) \equiv rd_1(t)$, $\dot{r}_2(t) \equiv rd_2(t)$, $\ddot{r}_1(t) \equiv rdd_1(t)$, $\ddot{r}_2(t) \equiv rdd_2(t)$ pre parametre vozidla označené ako *základné*:

$$\begin{aligned} m_1 &= 2\,514,138 \text{ kg}, & m_2 &= 440,0 \text{ kg}, \\ k_1 &= 197\,965,0 \text{ N.m}^{-1}, & k_2 &= 1\,200\,000,0 \text{ N.m}^{-1}, \\ b_1 &= 11\,423,6 \text{ kg.s}^{-1}, & b_2 &= 1\,373,4 \text{ kg.s}^{-1}. \end{aligned}$$

Ukážka výstupu v grafickej podobe vzťahujúca sa k časovému priebehu interakčných síl (výsledná hodnota interakčnej sily $F_v(t)$ a jej dynamická zložka $F_d(t)$) je zobrazená na obr. 3. Je možné zobrazit aj časové priebehy kinematických veličín, napr. vertikálnych výchyliek $r_1(t)$, $r_2(t)$, obr. 4.



Obr. 3: Časový priebeh interakčných síl pri jazde cez osamelú nerovnosť



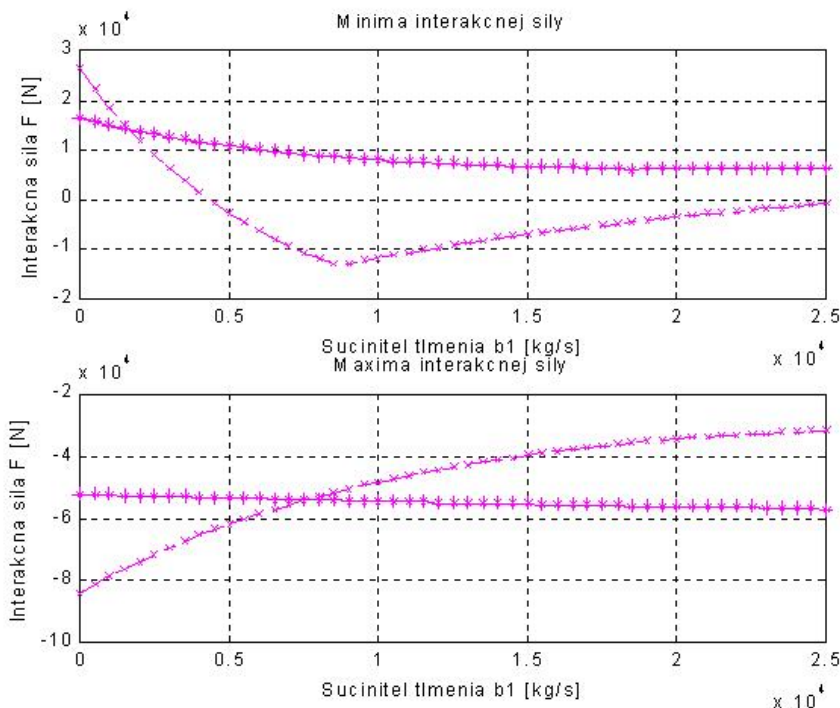
Obr. 4: Časový priebeh vertikálnych výchyliek $r_1(t)$, $r_2(t)$ hmôt m_1 , m_2 modelu vozidla

4 PARAMETRICKÁ ŠTÚDIA SLEDUJÚCA VPLYV PARAMETROV VOZIDLA NA HODNOTY INTERAKČNÝCH SÍL

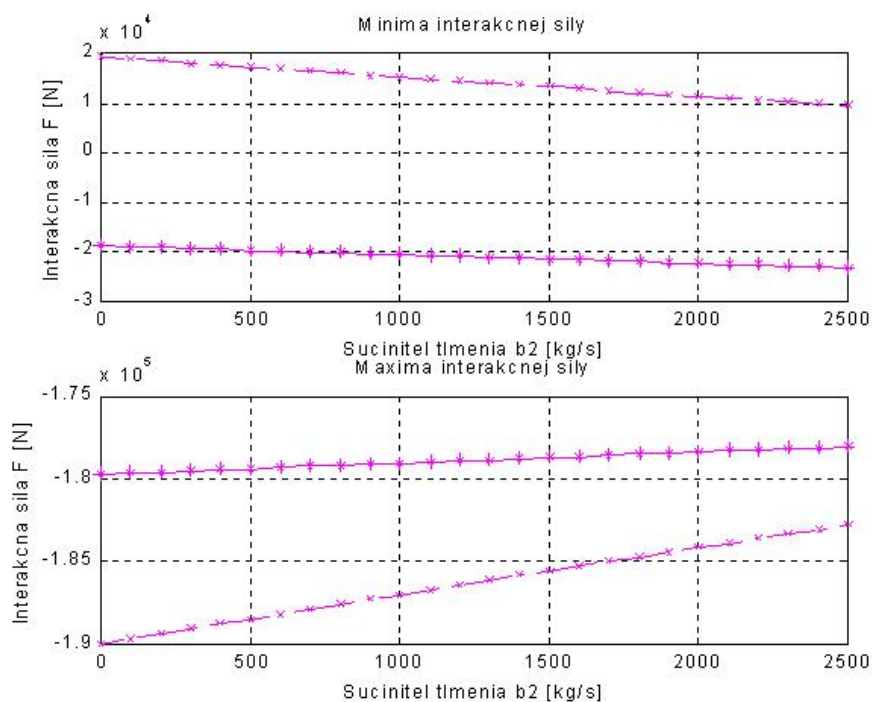
V druhom kroku sa realizovala parametrická štúdia, v rámci ktorej sa vždy menil jeden parameter výpočtového modelu vozidla (b_1 , b_2 , k_1 , k_2 , m_1 , m_2) a sledovali sa extrémne hodnoty (max a min) výsledných hodnôt interakčných síl $F_v(t)$. Parametre výpočtového modelu vozidla sa v rámci parametrickej štúdie menili nasledovným spôsobom:

m_1	od 100 kg	do 5 000 kg	s krokom 100 kg
m_2	od 40 kg	do 1 000 kg	s krokom 20 kg
k_1	od 10 000 N/m	do 500 000 N/m	s krokom 10 000 N/m
k_2	od 50 000 N/m	do 2 500 000 N/m	s krokom 50 000 N/m
b_1	od 0 kg.s ⁻¹	do 25 000 kg.s ⁻¹	s krokom 500 kg.s ⁻¹
b_2	od 0 kg.s ⁻¹	do 2 500 kg.s ⁻¹	s krokom 100 kg.s ⁻¹

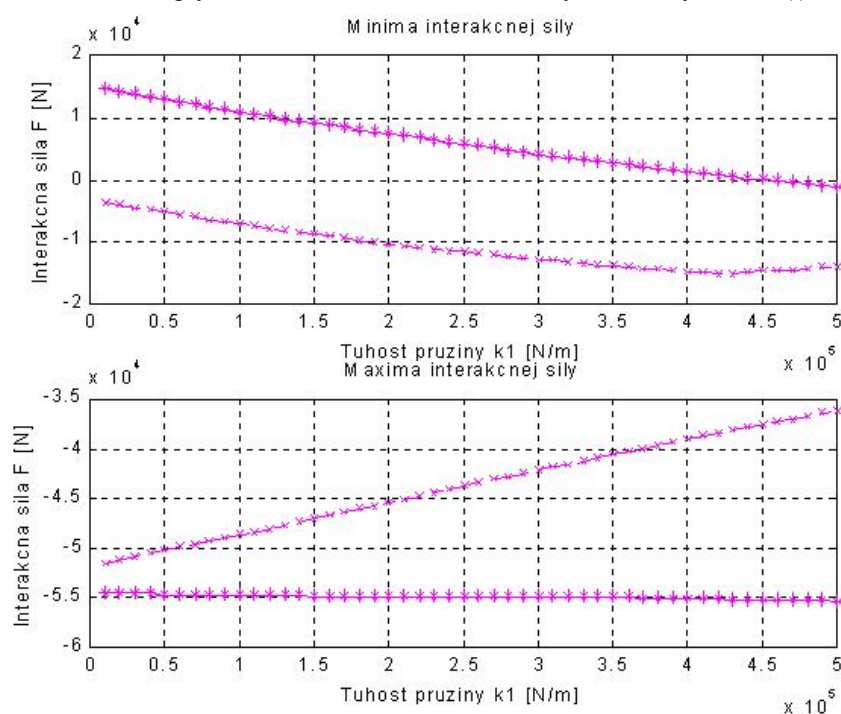
Riešenie je v časovej oblasti rozdelené na 2 intervaly: prejazd vozidla cez nerovnosť a jazda vozidla po hladkej dráhe v časovom intervale rovnom štvornásobku času potrebného na prejazd nerovnosti. Extrémy zodpovedajúce prvému časovému intervalu (jazda cez nerovnosť) sú v grafoch zobrazované hviezdíčkou (*) a extrémy zodpovedajúce druhému časovému intervalu (hladká jazda – dokmitávanie vozidla) sú v grafoch zobrazené krížikom (x). Výsledky sú zobrazené na obr. 5 – 10. Uvažovaná rýchlosť pohybu vozidla je 40 km/h.



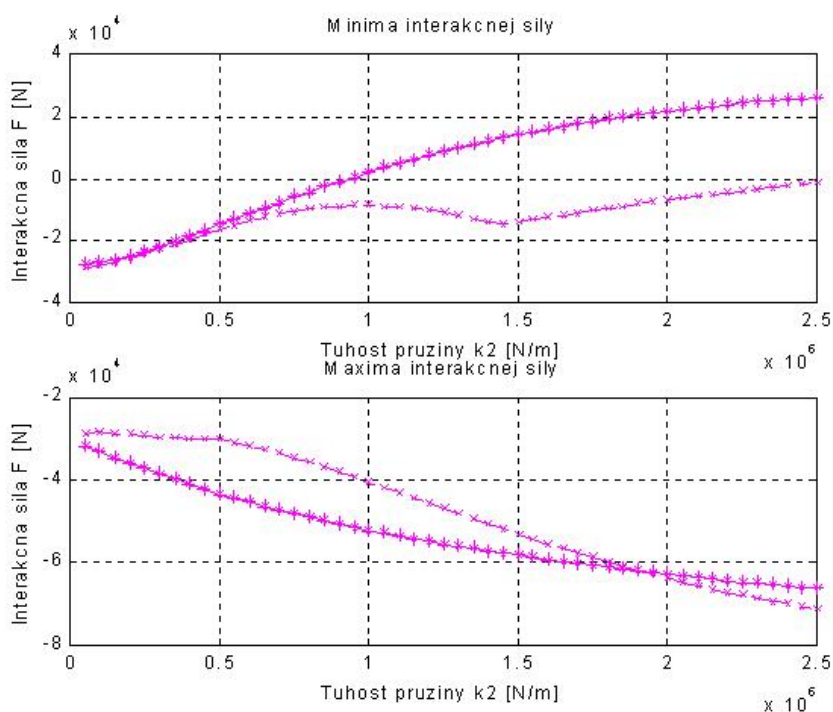
Obr. 5: Vplyv súčiniteľa tlmenia b_1 na hodnoty interakčných síl $F_v(t)$



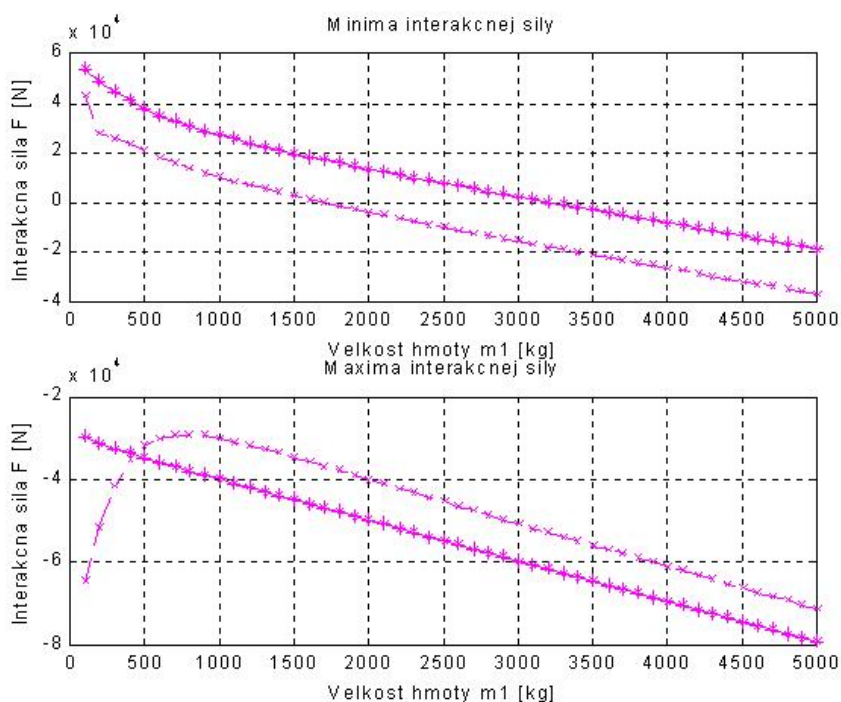
Obr. 6: Vplyv súčiniteľa tlmenia b_2 na hodnoty interakčných síl $F_v(t)$



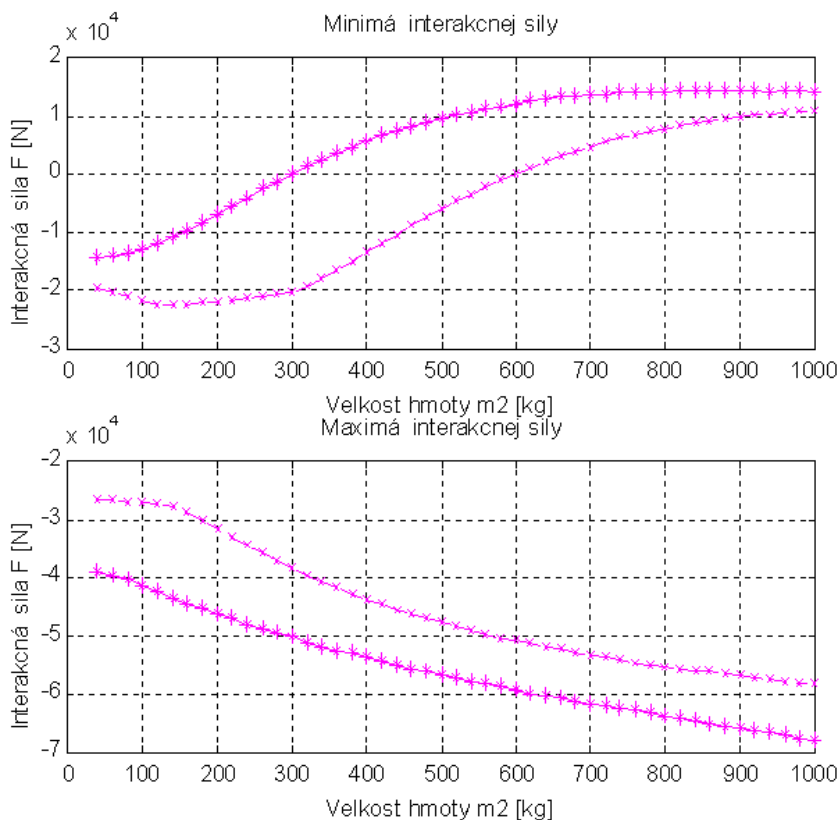
Obr. 7: Vplyv konštanty tuhosti k_1 na hodnoty interakčných síl $F_v(t)$



Obr. 8: Vplyv konštanty tuhosti k_2 na hodnoty interakčných síl $F_v(t)$



Obr. 9: Vplyv hmotnosti m_1 na hodnoty interakčných síl $F_v(t)$



Obr. 10: Vplyv hmotnosti m_2 na hodnoty interakčných síl $F_v(t)$

5 ZÁVER

Z výsledkov parametrickej štúdie vyplýva jeden všeobecný poznatok, že v mnohých prípadoch, pri určitých konkrétnych hodnotách parametrov systému, extrémna hodnota sledovanej veličiny vzniká nie pri jazde vozidla cez samotnú nerovnosť, ale až po prejazde nerovnosti. Prehľad o polohe vozidla vzhľadom na prekážku, pri ktorej extrémna hodnota sledovanej veličiny vzniká, je symbolicky zaznamenaný v tab. 1. Z grafických výstupov je vidieť, že niektoré sledované funkčné závislosti majú len monotónne klesajúcu alebo stúpajúcu tendenciu a niektoré závislosti vykazujú extrém.

Tab. 1: Poloha vozidla vzhľadom na prekážku, pri ktorej extrém vzniká

	minimá		maximá		minimá		maximá	
	extrém pri polohe		extrém pri polohe		extrém pri polohe		extrém pri polohe	
	nad prek	za prek.	nad prek	za prek.	nad prek	za prek.	nad prek	za prek.
	Vplyv b_1				Vplyv b_2			
F_v	viac *	*	viac *	*		*		*
	Vplyv k_1				Vplyv k_2			
F_v	*		*		*		viac *	*
	Vplyv m_1				Vplyv m_2			
F_v	*		viac *	*	*		viac *	*

Číselné hodnoty extrémov sledovanej veličiny sú zoradené do tab. 2. Maximálna hodnota výslednej interakčnej sily vo všetkých sledovaných prípadoch nepresiahla veľkosť $F_v = -190\,000,0\text{ N}$.

Tab. 2: Extrémne hodnoty interakčnej sily F_v

	minimá				maximá			
	nad prekážkou		za prekážkou		nad prekážkou		za prekážkou	
	$b_1 [\text{kg.s}^{-1}]$	extr. h.	$b_1 [\text{kg.s}^{-1}]$	extr. h.	$b_1 [\text{kg.s}^{-1}]$	extr. h.	$b_1 [\text{kg.s}^{-1}]$	extr. h.
$F_v [\text{N}]$	0	16253,3	0	26421,4	25000	-57299,9	0	-84474,3
	$b_2 [\text{kg.s}^{-1}]$	extr. h.	$b_2 [\text{kg.s}^{-1}]$	extr. h.	$b_2 [\text{kg.s}^{-1}]$	extr. h.	$b_2 [\text{kg.s}^{-1}]$	extr. h.
$F_v [\text{N}]$	0	-18804,1	0	19285,5	0	-179708	0	-189987
	$k_1 [\text{N.m}^{-1}]$	extr. h.	$k_1 [\text{N.m}^{-1}]$	extr. h.	$k_1 [\text{N.m}^{-1}]$	extr. h.	$k_1 [\text{N.m}^{-1}]$	extr. h.
$F_v [\text{N}]$	10000	14619,6	10000	-36385,6	500000	-55377,0	10000	-51636,2
	$k_2 [\text{N.m}^{-1}]$	extr. h.	$k_2 [\text{N.m}^{-1}]$	extr. h.	$k_2 [\text{N.m}^{-1}]$	extr. h.	$k_2 [\text{N.m}^{-1}]$	extr. h.
$F_v [\text{N}]$	2500000	25908,0	2500000	-1518,35	2500000	-66324,6	2500000	-71245,1
	$m_1 [\text{kg}]$	extr. h.	$m_1 [\text{kg}]$	extr. h.	$m_1 [\text{kg}]$	extr. h.	$m_1 [\text{kg}]$	extr. h.
$F_v [\text{N}]$	100	53676,8	100	42936,7	5000	-79332,0	5000	-71315,3
	$m_2 [\text{kg}]$	extr. h.	$m_2 [\text{kg}]$	extr. h.	$m_2 [\text{kg}]$	extr. h.	$m_2 [\text{kg}]$	extr. h.
$F_v [\text{N}]$	40	14544,8	740	10886,7	40	-67768,7	740	-58257,0

POĎAKOVANIE

Tento príspevok bol vypracovaný v rámci výskumnej činnosti podporovanej vedeckou grantovou agentúrou SR VEGA.

LITERATÚRA

- [1] CEBON, D.: *Handbook of Vehicle-Road Interaction*. Swets and Zeitlinger Publishers, Lisse, the Netherlands, 1999.
- [2] LAJČÁKOVÁ, G.: *Dynamická interakcia v systéme vozidlo – pozemná komunikácia*. KDP, Žilinská univerzita, Žilina, 2009.

Oponentní posudek vypracoval: Ing. Stanislav Pospíšil, Ph.D., ÚTAM Praha.

Ivana MARTINICKÁ¹

ANALÝZA KRITICKÝCH RÝCHLOSTÍ VOZIDLA PRI POHYBE PO PERIODICKY SA OPAKUJÚCICH NEROVNOSTIACH

ANALYSIS OF CRITICAL VELOCITIES OF VEHICLE AT THE MOVEMENT ALONG PERIODICALLY REPEATED UNEVENNESS

Abstrakt

Nerovnosti povrchu jazdnej dráhy sú hlavným zdrojom kinematického budenia vozidla. Z praktického hľadiska patrí významné miesto periodicky sa opakujúcim nerovnostiam. Existujú určité kritické rýchlosti pohybu vozidla pri ktorých dochádza k zvýšeniu dynamických účinkov, respektíve ku vzniku rezonančného kmitania určitých častí vozidla. Analýzou takýchto možností sa zaoberá predkladaný príspevok.

Abstract

Road unevenness represents the main source of kinematical excitation of vehicle. From the practical point of view the responsible position belongs to the periodically repeated unevenness. There are some critical speeds of vehicle motion by which the increased dynamical effects occur respectively the resonance vibration of certain parts of vehicle originates. This paper is dedicated to the analysis of such cases.

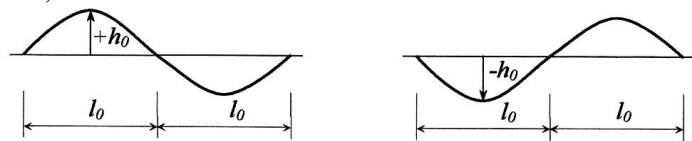
1 ÚVOD

Nerovnosti povrchu jazdnej dráhy, ktoré sú hlavným zdrojom kinematického budenia vozidla, je možné charakterizovať ako odchýlky malej hodnoty medzi skutočným a stredným profilom jazdnej dráhy. Klasifikácia výškových nerovností na pozemných komunikáciách bola prijatá na XVIII. cestnom svetovom kongrese v Bruseli v roku 1987 [1], [2]. Nerovnosti je možné klasifikovať z rôznych hľadísk, napríklad z hľadiska orientácie k pozdĺžnej osi komunikácie (prične, pozdĺžne), z hľadiska veľkosti (mikronerovnosti, makronerovnosti) alebo z hľadiska tvaru (periodicky sa opakujúce, miestne osamelé, náhodne premenné).

Z praktického hľadiska významné miesto patrí periodicky sa opakujúcim nerovnostiam, nakoľko pri určitých kritických rýchlostiach pohybu vozidla dochádza k zvýšeniu dynamických účinkov na vozidlo, respektíve k vzniku rezonančného kmitania určitých častí vozidla. Z hľadiska vzniku rezonančných javov nie je ani tak dôležitý tvar nerovností, ako frekvencia ich výskytu.

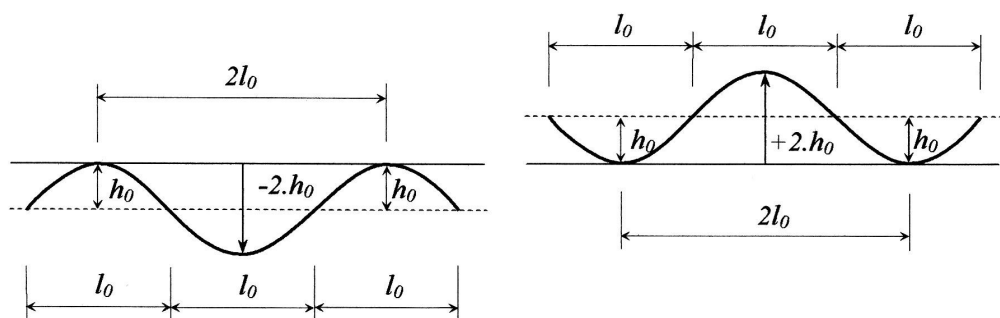
2 KONTAKT KOLESA S VOZOVKOU

Periodicky sa opakujúce nerovnosti je možné približne aproximovať sínusovými alebo kosínusovými vlnami, obrázok 1 a 2.



Obr. 1 Periodicky sa opakujúce nerovnosti v tvare sínusových vln

¹ Ing. Ivana Martinická, PhD., Fakulta stavebná, Žilinská univerzita v Žiline, Univerzitná 8215/1, 010 26 Žilina, tel.: (+421) 41 513 5612, e-mail: ivana.martinicka@fstav.uniza.sk .



Obr. 2 Periodicky sa opakujúce nerovnosti v tvare kosínusových vĺn

Takéto vlny je možné matematicky popísať nasledovnými matematickými vzťahmi:

$$h(x) = \pm h_0 \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l_0}\right), \text{ respektíve } h(t) = \pm h_0 \cdot \sin(\omega \cdot t). \quad (1)$$

$$h(x) = \pm \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot h_0 \cdot (1 - \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot x}{2 \cdot l_0}\right)) = \pm h_0 \cdot (1 - \cos\left(\frac{\pi \cdot x}{l_0}\right)), \text{ respektíve}$$

$$h(t) = \pm h_0 \cdot (1 - \cos(\omega \cdot t)). \quad (2)$$

V predchádzajúcich vzťahoch je použité nasledovné označenie

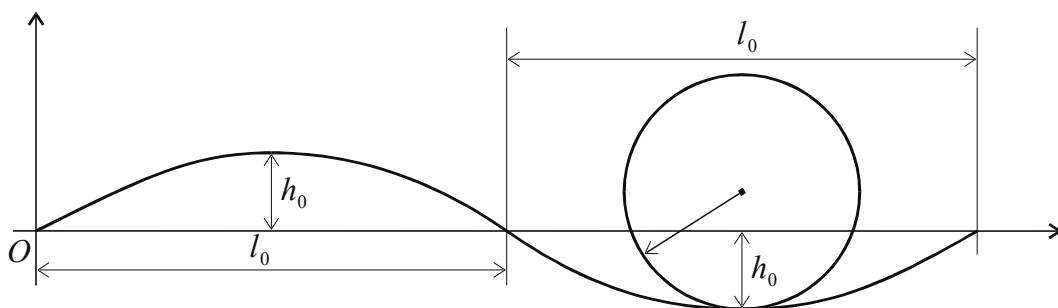
$$x = c \cdot t, \quad \omega = \pi \cdot c / l_0, \quad (3)$$

kde h_0 je výška sínusovej polovlny v [m], l_0 je dĺžka sínusovej polovlny v [m], x je dĺžková súradnica v [m] a t je časová súradnica v [s], c je rýchlosť pohybu vozidla v [m/s], ω je uhlová frekvencia v [rad.s⁻¹].

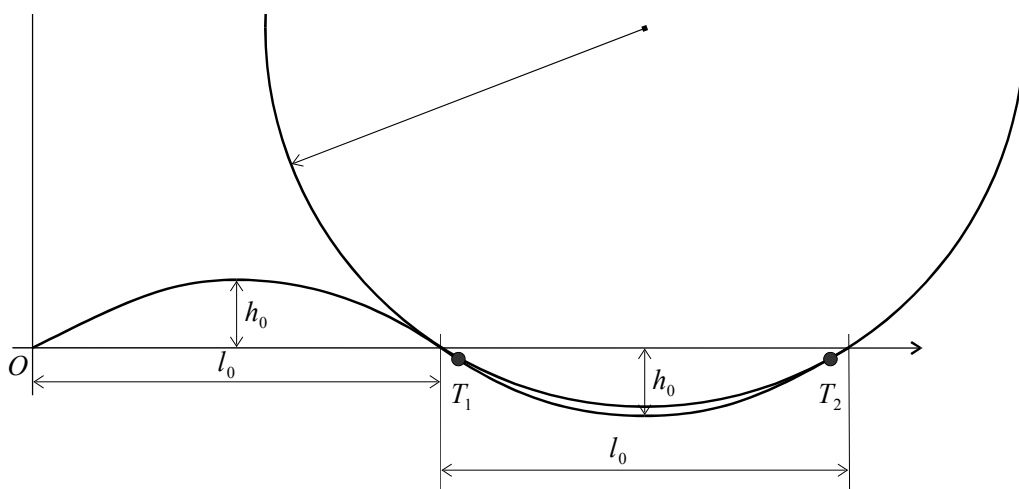
Aby koleso s polomerom r mohlo kopírovať jazdnú dráhu a nastával teoreticky len jednobodový dotyk, tak ako je to zobrazené na obrázok 3, a nie dvojbodový dotyk, ako je to zobrazené na obrázok 4, musia byť podľa [3] medzi parametrami r , h_0 , l_0 dodržané určité vzájomné relácie. Pri danom polomere kolesa r a výške nerovnosti h_0 musí platiť, že

$$l_0 \geq \pi \cdot \sqrt{h_0 \cdot r}. \quad (4)$$

Pre polomer kolesa $r = 0,5$ m, zodpovedajúci polomeru kolesa bežne sa vyskytujúcich nákladných automobilov, sú pre rôzne výšky nerovnosti h_0 limitné hodnoty dĺžky sínusovej polovlny l_0 uvedené v tabuľke 1.



Obr. 3 Jazdná dráha, umožňujúca jednobodový dotyk pri odvažovaní kolesa



Obr. 4 Jazdná dráha, neumožňujúca jednobodový dotyk pri odvaľovaní kolesa

Tab. 1 Limitné hodnoty dĺžky sínusovej polovlny l_0 pri známej hodnote r a h_0

r [m]	h_0 [m]	l_0 [m]
0,5	0,005	0,15707
	0,010	0,22214
	0,015	0,27207
	0,020	0,31415
	0,025	0,35124
	0,030	0,38476
	0,035	0,41559
	0,040	0,44428
	0,045	0,47124
	0,050	0,49672

3 KRITICKÉ RÝCHLOSTI POHYBU VOZIDLA

Doba prejazdu nápravy vozidla po jednej sínusovej vlne sa dá vyjadriť vzťahom

$$T = (2 \cdot l_0) / c = (2 \cdot l_0 \cdot 3,6) / V, \quad (5)$$

kde c je rýchlosť pohybu vozidla v [m/s] a V je rýchlosť pohybu vozidla v [km/h]. Potom frekvencia pohybu vozidla na nerovnosti je

$$f = 1/T = c / (2 \cdot l_0) = V / (2 \cdot l_0 \cdot 3,6) \quad (6)$$

a jej zodpovedajúca uhlová frekvencia

$$\omega = 2 \cdot \pi \cdot f = (\pi \cdot c) / l_0 = (\pi \cdot V) / (3,6 \cdot l_0). \quad (7)$$

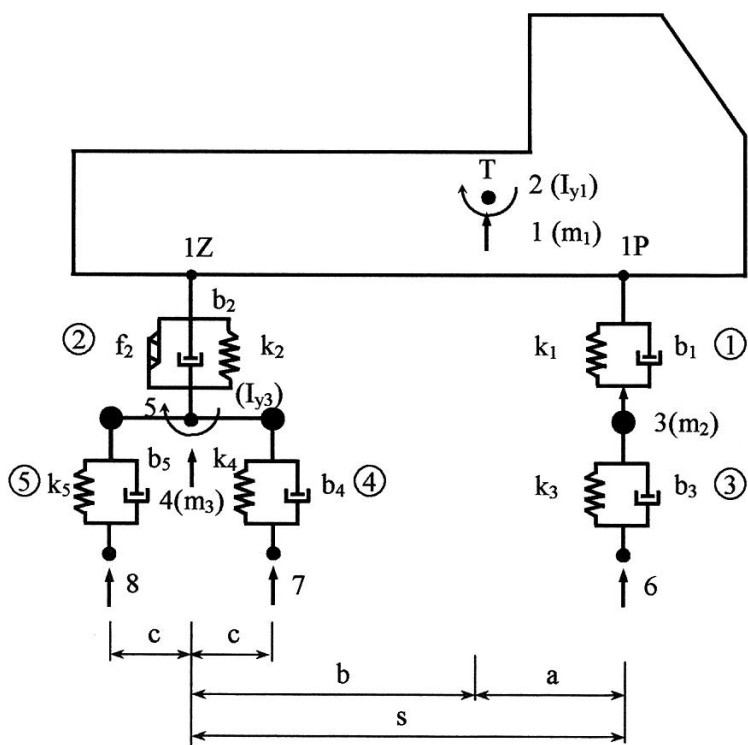
Ku každej dĺžke l_0 sínusovej polovlny nerovnosti existuje určitá kritická rýchlosť V pohybu vozidla, kedy dochádza k zvýšeniu dynamických účinkov na vozidlo, respektíve k vzniku rezonančného kmitania určitých častí vozidla. Závislosť možno odvodiť zo vzťahu

$$\omega = \omega_{(j)}, \text{ pre } j = 1, 2, 3, \dots, n, \quad (8)$$

kde $\omega_{(j)}$ je uhlová frekvencia kmitania vozidla v j -tom vlastnom tvare. Dosadením za ω podľa vzťahu (7) do vzťahu (8) vychádza pre kritické rýchlosti $V_{(j)}$

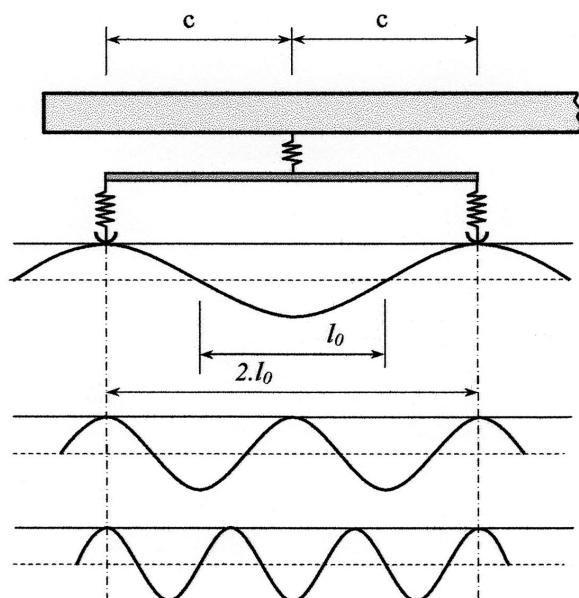
$$V_{(j)} = (3,6 \cdot l_0 / \pi) \cdot \omega_{(j)} . \quad (9)$$

Pre analýzu kritických rýchlostí bol uvažovaný polovičný model vozidla z obrázka 5. Periodicky sa opakujúce nerovnosti boli volené v takých rozmeroch, aby umožňovali vznik zvýšených dynamických účinkov na vozidlo, respektíve vznik rezonančného kmitania určitých častí vozidla. Kritické rýchlosti pohybu vozidla $V_{(j)}$ boli vypočítané vzhľadom na teoreticky stanovené hodnoty vlastných uhlových frekvencií $\omega_{(j)}$, ktoré boli pre polovičný výpočtový model plne naloženého vozidla z obrázka 5 vypočítané numerickou cestou. Uvažovali sa periodicky sa opakujúce nerovnosti v tvare kosínusových vln s hodnotou výšky kosínusovej vlny $2 \cdot h_0 = -2,0,010 = -0,020$ m, čomu zodpovedá limitná dĺžka kosínusovej vlny $2 \cdot l_0 = 2,0,22214 = 0,44428$ m. Vytipovali sa 4 základné prípadové štúdie.



Obr. 5 Rovinný výpočtový model vozidla

1. prípadová štúdia (PŠ1) predpokladá, že dĺžky kosínusových vln sú rovné podielom vzdialenosti kolies zadnej dvojnápravy vozidla $2 \cdot c = 2,0,66 = 1,32$ m, čo by mohlo vyvolať vznik zvýšených dynamických účinkov na vozidlo, respektíve vznik rezonančného kmitania zadnej dvojnápravy vozidla vo vertikálnom smere, obrázok 6. Číselné hodnoty možných dĺžok kosínusových vln $2 \cdot l_0$, hodnoty vlastných uhlových frekvencií $\omega_{(j)}$ a im zodpovedajúce hodnoty kritických rýchlostí $V_{(j)}$ pre tento prípad sú v tabuľke 2.

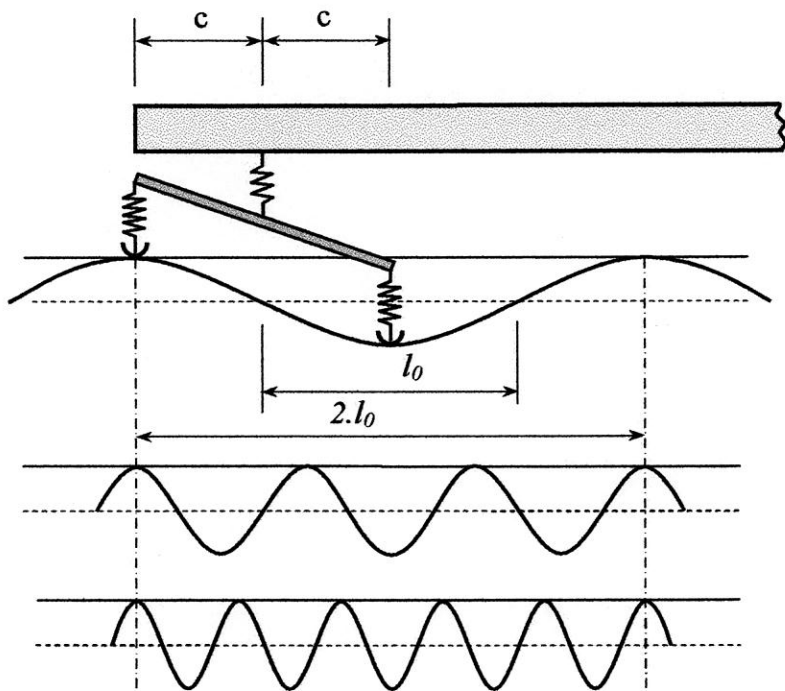


Obr. 6 Možné tvary nerovností pre PŠ1

Tab. 2 Číselné hodnoty l_0 , $2.l_0$, $\omega_{(i)}$, $V_{(i)}$ pre PŠ1

l_0 [m]	0,66	0,33	0,22
$2.l_0$ [m]	1,32	0,66	0,44
$\omega_{(1)}$ [rad/s]	8,53245149		
$V_{(1)}$ [km/h]	6,4531	3,2265	2,1510
$\omega_{(2)}$ [rad/s]	11,58798911		
$V_{(2)}$ [km/h]	8,7640	4,3820	2,9213
$\omega_{(3)}$ [rad/s]	56,47640779		
$V_{(3)}$ [km/h]	42,7133	21,3566	14,2377
$\omega_{(4)}$ [rad/s]	67,29528193		
$V_{(4)}$ [km/h]	50,8957	25,4478	16,9652
$\omega_{(5)}$ [rad/s]	77,82929062		
$V_{(5)}$ [km/h]	58,8626	29,4313	19,6208

2. prípadová štúdia (PŠ2) predpokladá, že dĺžky kosínusových vĺn sú rovné podielom dvojnásobnej vzdialenosti kolies zadnej dvojnápravy vozidla $2.(2.c) = 2.(2.0,66) = 2,64$ m, čo by mohlo vyvolať vznik zvýšených dynamických účinkov na vozidlo, respektíve vznik rezonančného kmitania zadnej dvojnápravy vozidla pri jej pozdĺžnom nakláňaní, obrázok 7. Číselné hodnoty možných dĺžok kosínusových vĺn $2.l_0$, hodnoty vlastných uhlových frekvencií $\omega_{(i)}$ a im zodpovedajúce hodnoty kritických rýchlostí $V_{(i)}$ pre tento prípad sú v tabuľke 3.

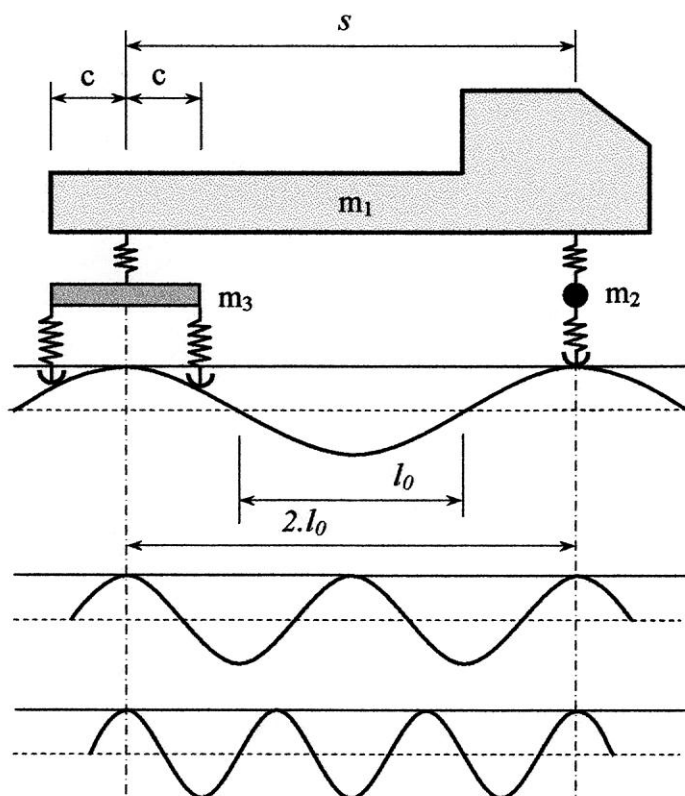


Obr. 7 Možné tvary nerovností pre PŠ2

Tab. 3 Číselné hodnoty l_0 , $2.l_0$, $\omega_{(i)}$, $V_{(i)}$ pre PŠ2

l_0 [m]	1,32	0,44	0,264
$2.l_0$ [m]	2,64	0,88	0,528
$\omega_{(1)}$ [rad/s]	8,53245149		
$V_{(1)}$ [km/h]	12,9062	4,3020	2,5812
$\omega_{(2)}$ [rad/s]	11,58798911		
$V_{(2)}$ [km/h]	17,5281	5,8426	3,5056
$\omega_{(3)}$ [rad/s]	56,47640779		
$V_{(3)}$ [km/h]	85,4266	28,4755	17,0853
$\omega_{(4)}$ [rad/s]	67,29528193		
$V_{(4)}$ [km/h]	101,7914	33,9304	20,3582
$\omega_{(5)}$ [rad/s]	77,82929062		
$V_{(5)}$ [km/h]	117,7252	39,2417	23,5451

3. prípadová štúdia (PŠ3) predpokladá, že dĺžky kosínusových vĺn sú rovné podielom vzdialenosti stredov prednej a zadnej nápravy vozidla $s = 4,35$ m, čo by mohlo vyvolať vznik zvýšených dynamických účinkov na vozidlo, respektíve vznik rezonančného kmitania odpruženej hmoty m_1 vozidla pri jej vertikálnych pohyboch, obrázok 8. Číselné hodnoty možných dĺžok kosínusových vĺn $2.l_0$, hodnoty vlastných uhlových frekvencií $\omega_{(i)}$ a im zodpovedajúce hodnoty kritických rýchlostí $V_{(i)}$ pre tento prípad sú v tabuľka 4.

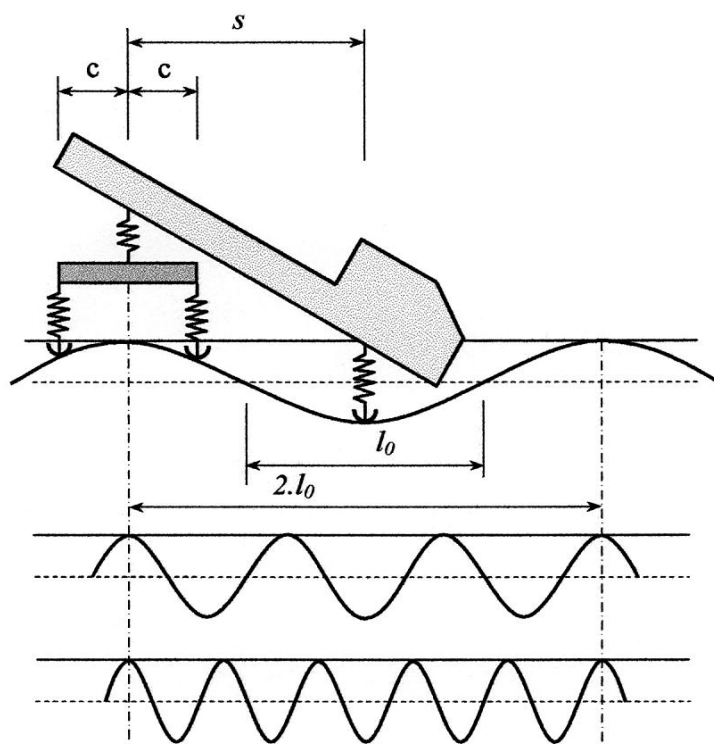


Obr. 8 Možné tvary nerovností pre PŠ3

Tab. 4 Číselné hodnoty l_0 , $2.l_0$, $\omega_{(i)}$, $V_{(i)}$ pre PŠ3

l_0 [m]	2,175	1,0875	0,7250	0,5437	0,4350	0,3625	0,3107	0,2718	0,2416
$2.l_0$ [m]	4,3500	2,1750	1,4500	1,0875	0,8700	0,7250	0,6214	0,5437	0,4833
$\omega_{(1)}$ [rad/s]	8,53245149								
$V_{(1)}$ [km/h]	21,265	10,632	7,0886	5,3164	4,2531	3,5443	3,0379	2,6582	2,3628
$\omega_{(2)}$ [rad/s]	11,58798911								
$V_{(2)}$ [km/h]	28,881	14,440	9,6271	7,2203	5,7763	4,8135	4,1259	3,6101	3,2090
$\omega_{(3)}$ [rad/s]	56,47640779								
$V_{(3)}$ [km/h]	140,75	70,379	46,919	35,189	28,151	23,459	20,108	17,594	15,639
$\omega_{(4)}$ [rad/s]	67,29528193								
$V_{(4)}$ [km/h]	167,72	83,862	55,908	41,931	33,544	27,954	23,960	20,965	18,636
$\omega_{(5)}$ [rad/s]	77,82929062								
$V_{(5)}$ [km/h]	193,97	96,989	64,659	48,494	38,795	32,329	27,711	24,247	21,553

4. prípadová štúdia (PŠ3) predpokladá, že dĺžky kosínusových vĺn sú rovné podielom dvojnásobnej vzdialenosti stredov prednej a zadnej nápravy vozidla $2.s = 2.4,35 = 8,70$ m, čo by mohlo vyvolať vznik zvýšených dynamických účinkov na vozidlo, respektíve vznik rezonančného kmitania odpruženej hmoty m_1 vozidla pri jej natáčení v pozdĺžnom smere, obrázok 9. Číselné hodnoty možných dĺžok kosínusových vĺn $2.l_0$, hodnoty vlastných uhlových frekvencií $\omega_{(i)}$ a im zodpovedajúce hodnoty kritických rýchlostí $V_{(i)}$ pre tento prípad sú v tabuľke 5.



Obr. 9 Možné tvary nerovností pre PŠ4

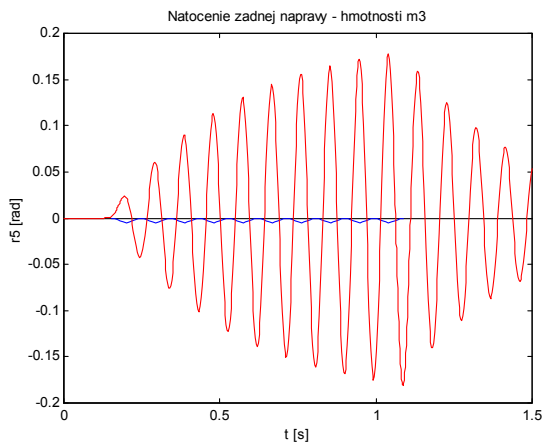
Tab. 5 Číselné hodnoty l_0 , $2.l_0$, $\omega_{(i)}$, $V_{(i)}$ pre PŠ4

l_0 [m]	4,3500	1,4500	0,8700	0,6214	0,4833	0,3954	0,3346	0,2900	0,2558
$2.l_0$ [m]	8,7000	2,9000	1,7400	1,2428	0,9666	0,7909	0,6692	0,5800	0,5117
$\omega_{(1)}$ [rad/s]	8,53245149								
$V_{(1)}$ [km/h]	42,531	14,177	8,5063	6,0759	4,7257	3,8665	3,2716	2,8354	2,5018
$\omega_{(2)}$ [rad/s]	11,58798911								
$V_{(2)}$ [km/h]	57,763	19,254	11,552	8,2518	6,4181	5,2511	4,4433	3,8508	3,3978
$\omega_{(3)}$ [rad/s]	56,47640779								
$V_{(3)}$ [km/h]	281,51	93,839	56,303	40,217	31,279	25,592	21,655	18,767	16,559
$\omega_{(4)}$ [rad/s]	67,29528193								
$V_{(4)}$ [km/h]	335,44	111,81	67,089	47,921	37,272	30,495	25,803	22,363	19,732
$\omega_{(5)}$ [rad/s]	77,82929062								
$V_{(5)}$ [km/h]	387,95	129,31	77,591	55,422	43,106	35,268	29,842	25,863	22,821

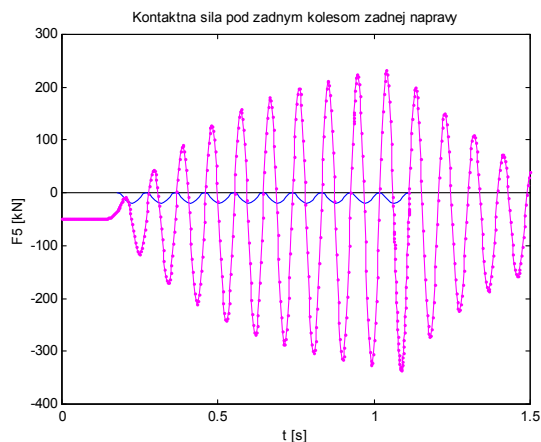
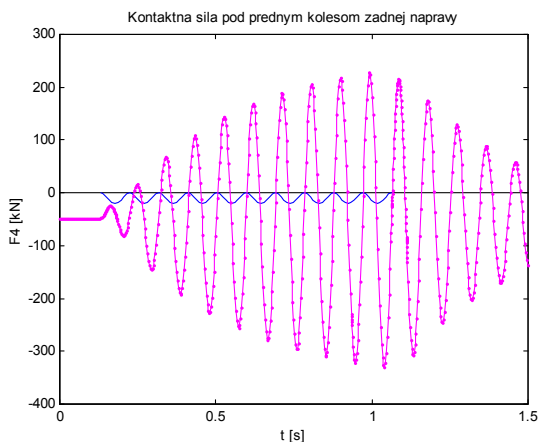
4 ZÁVĚR

Periodicky sa opakujúce nerovnosti povrchu jazdnej dráhy majú určité špecifické postavenie, nakoľko pri jazde vozidla po takýchto nerovnostiach určitými kritickými rýchlosťami dochádza k zvýšeniu dynamických účinkov na vozovku. Za určitých podmienok môže dôjsť aj k vzniku rezonančného kmitania. Táto skutočnosť je dokumentovaná na obrázku 10 a 11, kde sú zobrazené časové priebehy kmitania veličiny r_5 (zatáčanie zadnej dvojnápravy) a veličín F_4 a F_5 (kontaktné sily pod predným a zadným kolesom zadnej dvojnápravy) pri jazde po periodicky sa opakujúcich

nerovnostiach v tvare kosínusových vln s dĺžkou $2.l_0 = 2,64$ m, pri rýchlosti pohybu vozidla $V_{(4)} = 101,7914$ km/h, PŠ2.



Obr. 10 PŠ2, časový priebeh kmitania veličiny r_5 v rezonancii



Obr. 11 PŠ2 časový priebeh kontaktných síl F_4 a F_5 v rezonancii

Je nutné poznamenať, že pre vznik rezonančného javu nie je dôležitý tvar nerovností ale frekvencia ich výskytu. Veľkosť kritickej rýchlosti súvisí s dĺžkou vlny nerovnosti. Dlhším vlnám zodpovedajú vyššie kritické rýchlosti, kratším vlnám zodpovedajú nižšie kritické rýchlosti. Typické periodicky sa opakujúce nerovnosti, tzv. rolety, objavujúce sa pred križovatkami, vznikajú pri zastavovaní ťažkých nákladných vozidiel, teda pri malých rýchlostiach a kopírujú rozmery pneumatík. Ich vlnové dĺžky korešpondujú prevládajúcim vlastným frekvenciám pohybujúcich sa vozidiel. Aby koleso s polomerom r mohlo kopírovať jazdnú dráhu a nastával teoreticky len jednobodový dotyk, musia byť podľa [2] medzi parametrami r , h_0 , l_0 (polomer kolesa, výška a dĺžka polvlny) dodržané určité vzájomné relácie.

POĎAKOVANIE

Tento príspevok vznikol vďaka podpore v rámci OP Výskum a vývoj pre projekt „Centrum excelentnosti pre dopravné stavitelstvo“ (ITMS26220120027) spolufinancovaný zo zdrojov Európskeho fondu regionálneho rozvoja.

LITERATÚRA

- [1] Surface characteristics. *Technical report No. 1*. XVIIIth World Road Congress, Brussels, 1987.
- [2] CEBON, D.: *Handbook of Vehicle-Road Interaction*. Swets and Zeitlinger Publishers, Lisse, the Netherlands, 1999.
- [3] STACHOVÁ, D.: O jednom probléme pri riešení interakcie v systéme vozidlo – jazdná dráha. *Proceedings of the International Conference on Dynamics of Civil Engineering and Transport Structures and Wind Engineering, DYN-WIND'2003*, Slovak Republic, Tále, Hotel Stupka, May 19-22, 2003, p. 178-181.

Oponentní posudek vypracoval:

Ing. Stanislav Pospíšil, Ph.D., ÚTAM Praha.

Sborník vědeckých prací
Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava
číslo 1, rok 2010, ročník X, řada stavební

Transactions of the VŠB – Technical University of Ostrava
No.1, 2010, Vol.X, Civil Engineering Series

Sborník vědeckých prací Vysoké školy báňské – Technické univerzity Ostrava, řada stavební, je členem
Seznamu recenzovaných neimpaktovaných periodik vydávaných v České republice.
(seznam zřizuje Rada pro výzkum a vývoj vlády ČR)

Redakční rada:

Šéfredaktor: Ing. Martin Krejsa, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
Zástupce šéfredaktora: doc. RNDr. Hrubešová Eva, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební

Členové redakční rady:

prof. Ing. Radim Čajka, CSc., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
doc. Ing. arch. Ján Ilkovič, CSc., Fakulta architektúry STU v Bratislave, Slovensko
doc. Ing. Janas Petr, CSc., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
doc. RNDr. Zdeněk Kaláb, CSc., Ústav geoniky AV ČR a VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
prof. Ing. Jozef Melcer, DrSc., Žilinská univerzita v Žiline, Stavebná fakulta, Slovensko
doc. Ing. Jaroslav Navrátil, CSc., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební
Ing. arch. Hana Paclová, VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
prof. Dr.hab. inž. Jaroslav Rajczyk, Fakulta stavební, Polytechnika Czeszochowa, Polsko
doc. Ing. Vlastislav Salajka, CSc., Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební
doc. Ing. Jaroslav Solař, Ph.D., VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební
doc. Ing. Richard Šňupárek, CSc., Ústav geoniky AV ČR

Technický redaktor:

Eva Janků, VŠB-TU Ostrava, Fakulta stavební

Publikované články jsou recenzovány.
Za jazykovou správnost odpovídá autor.

Adresa redakce:

Ludvíka Poděště 1875/17
708 33 Ostrava - Poruba
Česká republika

web: <http://www.fast.vsb.cz/cs/okruhy/veda-a-vyzkum/odborna-cinnost-fakulty/sbornik-vedeckych-praci>

© Vydala Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava

Tisk: DEVELOP centrum s.r.o., Hlučín
Vazba: Ediční středisko VŠB-TU Ostrava

Náklad: 150 ks

Neprodejné

ISBN 978-80-248-2332-4
ISSN 1213-1962