

structures.sk

Navrhovanie, posudzovanie, realizácia a obnova nosných konštrukcií

1.ročník

02/2019

ISSN 2644-6553

1. Diagonály z uholníkových profilov – stabilitná analýza a zosilňovanie
2. Vystuženie priečných škár v cementobetónovom kryte vozovky
3. Konštrukčné riešenia koncových častí cementobetónových vozoviek
4. Experimental verification of stiffness of a steel protection wall
5. Výpočet pomocou ekvivalentného času trvania požiaru

Obsah

Slovo na úvod REDAKCIA	3
Diagonály z uholn. profilov – stabilitná analýza a zosilňovanie JÁN BRODNIANSKY JOZEF RECKÝ	4
Vystuženiepričných škár v ce- mentobetónovom kryte vozovky ANDREA ZUZULOVÁ DOMINIKA HODÁKOVÁ	11
Konstr. riešenia koncových častí cementobetónových vozoviek DOMINIKA HODÁKOVÁ ANDREA ZUZULOVÁ	16
Experimental verification of stiffness of a steel protection wall TOMÁŠ KLAS	20
Výpočet pomocou ekviva- lentného času trvania požiaru MAGDALÉNA ŠTUJBEROVÁ	27

structures.sk

Vedecko-odborný on-line časopis o navrhovaní, posudzovaní, realizácii a obnove nosných konštrukcií v stavebníctve.

1. ročník, číslo 02/2019
ISSN 2644-6553
vychádza 4-krát za rok

Vydavateľ:

structureSS, s.r.o.
Záhradná 22/A
900 31 Stupava
IČO: 46973231
IČ DPH: SK2023689822
tel.: +421 908 756 239
e-mail: redakcia@structures.sk
internet: <http://www.structures.sk>

Redakcia:

Ing. Miloš Slivanský, PhD.
Doc. Ing. Jaroslav Sandanus, PhD.

Odborný garant:

SSOK
Slovenská spoločnosť pre
oceľové konštrukcie

Recenzie článkov:

Vedecké a odborné články sú recenzované. Recenzenti hodnotia obsahovú a formálnu stránku predložených článkov. Recenzné posudky sú poskytované výlučne iba autorom článkov a slúžia ako podklad na rozhodnutie o publikovaní článku.

Všetky práva sú vyhradené. Žiadna časť tohto časopisu sa nesmie reprodukovat', kopírovať ani šíriť bez súhlasu vydavateľa. Vydavateľ neberie zodpovednosť za správnosť publikovaných informácií napriek tomu, že vynaložil maximálne úsilie na zabezpečenie ich aktuálnosti a presnosti.

Slovo na úvod

VÁŽENÍ ČITATELIA,

Dostalo sa Vám do rúk ďalšie vydanie on-line časopisu **structure.sk**. Časopis vychádza niekoľkokrát za rok a jeho cieľom je pravidelne ponúkať zaujímavosti, aktuality a predovšetkým informácie z oblasti navrhovania nosných konštrukcií. V časopise budú zverejňované odborné aj vedecké články, výsledky výskumu, ale aj návody, či tipy využiteľné pri návrhu a posudzovaní nosných konštrukcií.

Jedným z cieľov vydavateľov je prostredníctvom uverejnených článkov a príkladov úspešných (a možno aj neúspešných) realizácií z praxe prepojiť a rozšíriť komunitu zaoberajúcu sa nielen navrhovaním, ale tiež realizáciou nosných kon-

štrukcií. Preto je spolupráca s Vami vítaná a v každom vydaní časopisu **structures.sk** bude ponúknutý priestor aj pre Vaše príspevky, projekty, realizácie, nadobudnuté skúsenosti, či reklamu Vašich odborných a technických schopností.

Rovnako cenné informácie môžu v časopise **structures.sk** nájsť aj mladší kolegovia, alebo študenti, nakoľko veríme, že budú spracované aktuálne témy a široké spektrum problémov z oblasti navrhovania, posudzovania, realizácie a obnovy stavebných konštrukcií.

Redakcia **structures.sk**

Diagonály z uholníkových profilov – stabilitná analýza a zosilňovanie

Súčasnú požiadavku operátorov bezdrôtových telekomunikačných sietí začínajú narážať na problémy nízkej únosnosti niektorých typov konštrukcií stožiarov. Počty antén na stožiaroch sa zvyšujú aj vplyvom zdieľania stožiaru medzi viacerými operátormi. Tento príspevok sa venuje vytypovaným dvom konštrukciám stožiarov, pri ktorých je nutné zohľadniť stratu stability uholníkovej diagonály.

ÚVOD

V príspevku sú popisované dva konkrétne príklady telekomunikačných stožiarov, ktoré je nutné po statickom prepočte z dôvodu dopĺňania technológie mobilného operátora dodatočne zosilňovať. Konkrétne, diagonály tvorené samostatným uholníkovým profilom sú nedostatočné hlavne z hľadiska stabilitného výpočtu. Na základe vykonaného statického prepočtu je jasné, že diagonály musia prenášať tlakové sily a prídavné momenty od excentrického uloženia L profilu. Pri uvažovanom vybočení diagonály (zlyhanie diagonály) dochádza k rámovému efektu v stene stožiaru, čím sú značne preťažované nárožníky a priečky konštrukcie. Je nutné spomenúť fakt, že existujúca dokumentácia jednotlivých stožiarov je v žalostnom stave, resp. v súčasnosti už neexistuje, alebo je stratená v archívoch správcov stožiarov. Jediným možným adekvátnym podkladom k riešeniu predmetných stožiarov je obhliadka so zameraním skutočného stavu konštrukcie, ktorá je do značnej miery odmietaná správcami hlavne z finančných dôvodov. Je až zarážajúce, že pri niektorých stožiaroch je jediným dostupným podkladom statického posudku fotodokumentácia z obhliadky vykonanej pri návrhu anténneho systému.

RIEŠENÉ STOŽIARE

V priebehu prepočtu viacerých stožiarov boli vytypované dva stožiare určené pre dodatočnú montáž technológie mobilných operátorov:

- 44m stožiar Hrubý Vrch (k.ú. Skýcov) 728 m n. m. (Obr.1)

- 30m stožiar Fačkov (k.ú. Kláčno) 863 m n. m. (Obr.2)



Obr. 1 – Stožiar Hrubý Vrch

Oba predmetné stožiare sa nachádzajú v husto zalesnenej neobývanej oblasti vo výške nad 700 m n. m. (oblasť so zvýšenou rýchlosťou vetra). Oba stožiare majú podľa dostupných podkladov a fotodokumentácie konštantný štvorboký priehradový driek po výške s anténami umiestnenými vo vrchnej časti stožiaru (stožiar Fačkov je zaťažovaný 3ks veľkých 1,2m parabol).

DIAGONÁLY STOŽIAROV

Pre dané stožiare boli navrhnuté profily diagonál s osovou dĺžkou diagonály:

- Hrubý vrch, L100x100x10, cca. 4400mm, styčnickový plech hrúbky 12mm, prípoj 2xM16 (8.8) (Obr.3a)
- Fačkov, L100x65x7, cca. 3500mm, styčnickový plech hrúbky 10mm, prípoj zvar po obvode L profilu (Obr.3b)



Obr. 2 – Stožiar Fačkov

Už na prvý pohľad je jasné, že dané profily sa javia nedostatočné. Tento predpoklad bol overovaný a potvrdený statickým prepočtom. V prípade predmetných stožiarov prišla požiadavka na návrh zosilnenia prvkov diagonál (v prípade stožiara Fačkov bolo nutné doplniť aj zosilnenie nárožníkov). Zosilnenie a zaťažovacie účinky je nutné uvážiť podľa v súčasnosti platných noriem STN EN. Posúdenie zosilnených prvkov je nutné realizovať podľa platnej normy [1].



Obr. 3a – Styčnický stožiarov (Hrubý Vrch)

NÁVRH ZOSILNENIA DIAGONÁLY

V počiatočných štádiách boli zvažované rôzne spôsoby zosilnenia:

- Doplnenie rovnako veľkého L profilu z vnútornej strany steny stožiara (privarením cez príložky a na okrajové styčnický)



Obr. 3b – Styčnický stožiarov (Fačkov)

- Dovárание pásovej ocele po celej dĺžke diagonály
- Privarením menšieho L profilu z vnútornej strany diagonály po celej dĺžke
- Privarením menšieho L profilu v oblasti stredu diagonály, nie po celej dĺžke
- Privarením menšieho L profilu v oblasti stredu diagonály, nie po celej dĺžke cez príložky z plechov

Z hľadiska konštrukčného riešenia, náročnosti práce pri zosilňovaní, životnosti zosilňovanej diagonály a ekonomických výdavkov na zosilnenie vyšlo najvhodnejšie zosilnenie privarením dodatočného menšieho L profilu v oblasti stredu diagonály cez príložky z plechu. Daný detail je nutné podrobnejšie riešiť z hľadiska stabilného posúdenia, ale aj z hľadiska vhodnej voľby technológie zvráňania pre zamedzenie dodatočného vnášania reziduálnych namáhání do prvkov diagonál vplyvom zvráňania. Je nutné zdôrazniť, že kvalita vyhotovenia a súčasný dlhodobý nevyhovujúci stav sa podpísal na geometrickom tvare diagonál (niektoré diagonály sú viditeľne skrivené – nie je jasné, či je to vplyvom zaťažovacích účinkov, alebo vplyvom neodbornej montáže).

RIEŠENIE STABILITY TLAČENEJ DIAGONÁLY

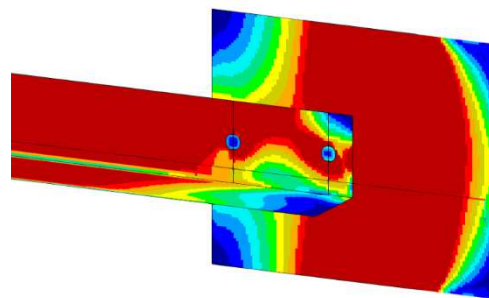
V rámci riešenia problému straty stability bol používaný program RFEM [2] a vlastný výpočtový program na báze metódy konečných prvkov

s prúťovými elementami vytvorený v rámci dizertačnej práce [3]. V rámci modelovania boli zostavené prúťové aj škrupinové modely jednotlivých diagonál. Asi najväčší problém v rámci zjednodušených výpočtov cez vzpernú odolnosť predstavuje správne uváženie vzpernej dĺžky, resp. okrajové podmienky uloženia takejto diagonály. Na základe konzervatívneho odhadu je vhodné určiť vzpernú dĺžku takejto diagonály na hodnotu 1,0 až 0,9 násobku šikmej osovej vzdialenosti medzi styčníkmi. Na základe [1] boli uvažované vzperné krivky pre L profily b, kde podľa článku 5.3.2 tabuľky 5.1 boli uvažované amplitúdy začiatočných lokálnych zakrivení 1/250 L pre pružnostnú (elastickú) analýzu a 1/200 L pre plastickú analýzu. V prípade tzv. novo vytvoreného zloženého členeného prúta bola zvolená vzperná krivka c (norma [1] odporúča takéto prúty posúdiť ako celistvé, otázna je však veľkosť imperfekcie, resp. vzperná krivka zloženého prúta, vzperná krivka c sa používa napr. pri T priereze), kde podľa článku 5.3.2 tabuľky 5.1 boli uvažované amplitúdy začiatočných lokálnych zakrivení 1/200 L pre pružnostnú (elastickú) analýzu a 1/150 L pre plastickú analýzu. Voľba väčšej imperfekcie je opodstatnená hlavne z hľadiska technického stavu oboch konštrukcií. Z hľadiska materiálu bola uvážená oceľ S235 s elastickými ale aj s plastickými materiálovými vlastnosťami. V oboch prípadoch je uvažované s vložkami z plechov P6 na okraji a v tretinách dĺžky pripájaného prvku L. Imperfekcie odvodené v prípade prúťového modelu vychádzajú z metódy náhradného prúta, resp. boli určené podľa metódy v [1] 5.3.2 (11). Tou sa podrobne zaoberá dizertačná práca [2].

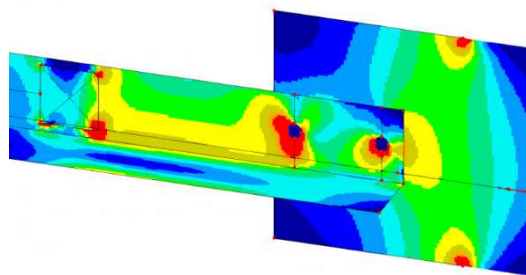
STABILITNÉ POSÚDENIE DIAGONÁLY STOŽIARA HRUBÝ VRCH

Diagonály stožiara Hrubý Vrch L100x100x10 sú dĺžky 4400 mm (osovo). Pri detailnejšom modelovaní diagonály bolo nutné pristúpiť k určitému zjednodušeniu. Na základe statického výpočtu stožiara bola určená maximálna návrhová tlaková sila v diagonále o hodnote 120kN (111,95kN). V prípade prúťového modelu bolo uvážené s kĺbovým aj votknutým uložením na okrajoch prúta s dĺžkou 4400 mm, zaťažovacia sila bola v krajnom uzle. V prípade škrupinových modelov bola

namodelovaná časť styčnickového plechu, skrutky pomocou nekonečne tuhých plošných elementov a samotné L100x100x10 s dĺžkou 4100mm. Sila bola zadaná ako líniové zaťaženie na okraji styčnickového plechu, ktorý bol uvažovaný ako votknutý. Dopĺňaný je profil L80x80x8, ktorý je uvažovaný v uvádzaných vzdialenostiach od okraja odstupňovaných po 100mm. Podľa [1] je riešený prierez L100x100x8 a L80x80x8 kategorizovaný ako prierez triedy 3. Na základe [1] by mal byť použitý len elastický výpočet, avšak pri použití elasticko-plastického materiálového modelu s príslušnou geometrickou imperfekciou a dopočítaným excentrickým zaťažením nevidíme dôvod, prečo nevykonať podrobnejší a presnejší výpočet, v ktorom sa zohľadnia aj parametre materiálu. Z rozsahových dôvodov nie je možné prezentovať všetky výsledky v obrazovej podobe. Na obr.4a je nezosilnená diagonála (model L100x10 el.), kde nastáva výrazné prekročenie medze klzu na celom prúte. Na obr.4b je zvolená dĺžka 600mm od okraja (model L100x10 600 pl.), ktorá je v danom prípade uvažovaná ako najvhodnejší spôsob zosilnenia diagonály. Podrobné zhrnutie výsledkov a zoznam realizovaných modelov sa nachádza v tabuľke č.1.



Obr. 4a – Výsledné napätia L100x10 el.



Obr. 4b – Výsledné napätia L100x10 pl.

Tabuľka č.1 – Modelované prípady s výsledným vyhodnotením – diagonála stožiaru Hrubý vrch

Model [-]	Typ výpočtu [-]	Stuž. [mm]	α_{cr} [-]	Imp. [mm]	Def. [mm]	Zhodnotenie výsledku
Prúťový model KKK*	Elastický	-	0,65	7,5	-	Prúť zlyhal
Prúťový model VVV*	Elastický	-	2,61	6,8	-	Prúť vyhovuje
Prúťový model VKK*	Elastický	-	2,33	7,0 + pootočenie 15,6 mrad	-	Prúť vyhovuje
Prúťový model KKK uvážené ly a lz **	Elastický	-	1,51	4,0 + pootočenie 5,6 mrad	-	Prúť vyhovuje
L100x10 el.***	Elastický	-	1,74	11,0	85,6	Prekročená medza klzu
L100x10 pl.***	Plastický	-	1,72	11,0	-	Prúť zlyhal
L100x10 el.	Elastický	-	1,74	17,6	126,2	Prekročená medza klzu
L100x10 pl.	Plastický	-	1,72	22,0	-	Prúť zlyhal
L100x10 400 el.	Elastický	400	4,92	22,0	9,4	Medza klzu dosiahnutá v prípoji
L100x10 400 pl.	Plastický	400	4,90	29,3	11,5	Plastizácia v prípoji
L100x10 500 el.	Elastický	500	4,90	22,0	9,9	Medza klzu dosiahnutá v prípoji
L100x10 500 pl.	Plastický	500	4,87	29,3	12,0	Plastizácia v prípoji
L100x10 600 el.	Elastický	600	4,83	22,0	10,5	Medza klzu dosiahnutá v prípoji
L100x10 600 pl.	Plastický	600	4,79	29,3	12,7	Plastizácia v prípoji
L100x10 700 el.	Elastický	700	4,70	22,0	11,4	Medza klzu dosiahnutá v prípoji
L100x10 700 pl.	Plastický	700	4,65	29,3	13,7	Plastizácia v prípoji
L100x10 800 el.	Elastický	800	4,50	22,0	12,6	Medza klzu dosiahnutá v prípoji
L100x10 800 pl.	Plastický	800	4,43	29,3	15,1	Plastizácia v prípoji
L100x10 900 el.	Elastický	900	4,25	22,0	14,1	Medza klzu dosiahnutá v prípoji
L100x10 900 pl.	Plastický	900	4,18	29,3	17,0	Plastizácia v prípoji
L100x10 1000 el.	Elastický	1000	3,97	22,0	16,0	Medza klzu dosiahnutá v prípoji
L100x10 1000 pl.	Plastický	1000	3,89	29,3	19,3	Plastizácia v prípoji
L100x10 1100 el.	Elastický	1100	3,68	22,0	18,2	Medza klzu dosiahnutá v prípoji
L100x10 1100 pl.	Plastický	1100	3,60	29,3	22,2	Plastizácia v prípoji
L100x10 1200 el.	Elastický	1200	3,39	22,0	20,9	Medza klzu dosiahnutá v prípoji a čiastočne aj na úseku nezosilňovaného L profilu
L100x10 1200 pl.	Plastický	1200	3,31	29,3	25,9	Plastizácia v prípoji a čiastočne aj na úseku nezosilňovaného L profilu
L100x10 1300 el.	Elastický	1300	3,12	22,0	24,1	Medza klzu dosiahnutá v prípoji a čiastočne aj na úseku nezosilňovaného L profilu
L100x10 1300 pl.	Plastický	1300	3,04	29,3	31,2	Plastizácia v prípoji a čiastočne aj na úseku nezosilňovaného L profilu

* KKK – okrajové podmienky ky; kz; kw (K-kĺb; V- votknutie)

** Profil L bol natočený v súlade s globálnym súradným systémom - nastala priestorová strata stability

*** V modeli uvážená imperfekcia z programu podľa [2], hodnota 7mm ako amplitúda imperfekcie bola dopočítaná na základe porovnania s priestorovým modelom

Navrhované zosilnenie diagonál stožiaru Hrubý Vrch je vhodné realizovať na všetkých diagonálach do výšky 24m podľa modelového prípadu L100x10 600 el..

STABILITNÉ POSÚDENIE DIAGONÁLY STOŽIARA FAČKOV

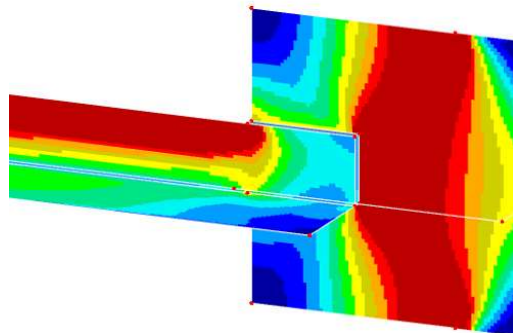
Diagonály stožiara Fačkov L100x65x7 sú dĺžky 3500 mm (osovo). Pri detailnejšom modelovaní diagonály bolo nutné pristúpiť k určitému zjednodušeniu. Na základe statického výpočtu stožiara bola určená maximálna návrhová tlaková sila v diagonále o hodnote 82kN (81,78kN). V prípade prútvového modelu bolo uvažované s kĺbovým aj votknutým uložením na okrajoch prúta s dĺžkou 3500 mm, zaťažovacia sila bola v krajnom uzle. V prípade škrupinových modelov bola namodelovaná časť styčnickového plechu, zvary pomocou nekonečne tuhých plošných elementov a samotné L100x65x7 s dĺžkou 3200mm. Sila bola zadaná ako líniové zaťaženie na okraji styčnickového plechu, ktorý bol uvažovaný ako votknutý. Dopĺňaný je profil L60x60x6, ktorý je uvažovaný v uvádzaných vzdialenostiach od okraja odstupňovaných po 100mm. Podľa [1] je riešený prierez L100x65x7 kategorizovaný ako prierez triedy 3 (použitie tabuľky 5.2, prierez je na hranici medzi triedou 3 a 4), prierez L60x6 je kategorizovaný ako prierez triedy 3. Z rozsahových dôvodov nie je možné prezentovať všetky výsledky v obrazovej podobe. Na obr.5a je nezosilnená diagonála (model L100x65x7 el.), kde nastáva výrazné prekročenie medze klzu na celom prúte. Na obr.5b je zvolená dĺžka 400mm od okraja (model L100x65x7 400 pl.), ktorá je v danom prípade uvažovaná ako druhý najvhodnejší spôsob zosilnenia diagonály, po zosilnení od styčnicka po styčnick model L100x65x7 st. pl.. Podrobné zhrnutie výsledkov sa nachádza v tabuľke č.2.

Zosilnenie diagonál stožiara Fačkov je vhodné realizovať na diagonálach do výšky 5m v zhode s modelom L100x65x7 st. pl., od výšky 5m do výšky 20m v zhode s modelom L100x65x7 400 pl.. Je nutné poznamenať, že pri žiadnom zo zosilňovaných modelov sa plastické zóny výrazne nelíšili od zóny predpokladanej v elastickom výpočte.

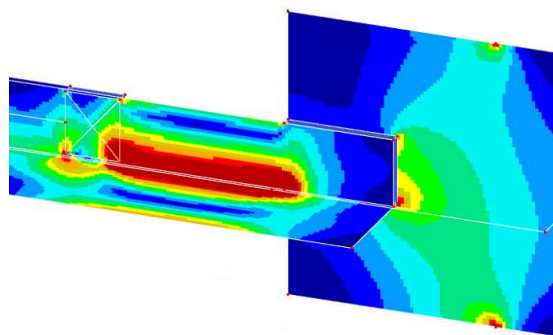
ZÁVER

V článku je popísaný vybraný problém konkrétneho typu stožiarov, ktorý je v súčasnosti používaný na šírenie mobilného signálu operátorov.

Žiaľ, je nutné konštatovať, že zanedbanou údržbou a správou jednotlivých stožiarov je podobných problémov viac.



Obr. 5a – Výsledné napätia L100x65x7 el.



Obr. 5b – Výsledné napätia L100x65x7 pl.

Problém, ktorý vznikol, je zrejme spôsobený nezapočítaním excentricity v prípade umiestnenia len samostatného diagonálneho profilu L na styčnickový plech. Ďalšou možnosťou môže byť použitie iného typu dielcov ako bolo uvažované v pôvodnom projekte stožiara (domnienka v prípade stožiara Hrubý vrch – väčšina podobne vysokých stožiarov obsahuje 2xL100x10). Zhoda medzi koeficientmi rozdvojenia rovnováhy v prípade modelov diagonály stožiara Hrubý Vrch: „Prútvový model KKK uvažované I_y a I_z “ a „L100x10 el.“ a modelov diagonály stožiara Fačkov: „Prútvový model VKK uvažované I_y a I_z “ a „L100x65x7 el.“ nasvedčuje o domnelo správnom spôsobe posúdenia diagonály, pozabudlo sa však na excentricitu ťažiskovej osi diagonálneho L profilu.

Tabuľka č.2 – Modelované prípady s výsledným vyhodnotením – diagonála stožiaru Fačkov

Model [-]	Typ výpočtu [-]	Stuž. [mm]	α_{cr} [-]	Imp. [mm]	Def. [mm]	Zhodnotenie výsledku
Prúťový model KKK*	Elastický	-	0,44	4,5 + pootočenie 2,7 mrad		Prúť zlyhal
Prúťový model VVV*	Elastický	-	1,71	4,5 + pootočenie 11,4 mrad		Prúť vyhovuje
Prúťový model VKK*	Elastický	-	1,70	3,7 + pootočenie 11,4 mrad		Prúť vyhovuje
Prúťový model KKK uvážené I_y a I_z **	Elastický	-	0,74	4,0 + pootočenie 11,4 mrad		Prúť zlyhal
Prúťový model VKK uvážené I_y a I_z **	Elastický	-	2,23	3.8 + pootočenie 12,3 mrad		Prúť vyhovuje
L100x65x7 el.***	Elastický	-	2,07	6,5	34,7	Prekročená medza klzu
L100x65x7 pl.***	Plastický	-	2,04	6,5	-	Prúť zlyhal
L100x65x7 el.	Elastický	-	2,07	14,0	46,9	Prekročená medza klzu
L100x65x7 pl.	Plastický	-	2,04	17,5	-	Prúť zlyhal
L100x65x7 st. el.	Elastický	0	5,10	17,5	8,2	Špička napätí v mieste prípoja na styčnickový plech (zanedbateľná)
L100x65x7 st. pl.	Plastický	0	5,09	23,3	10,3	Špička napätí v mieste prípoja na styčnickový plech (zanedbateľná)
L100x65x7 300 el.	Elastický	300	4,90	17,5	7,6	Medza klzu prekročená v rohu uholníka (na nezosilnenej dĺžke)
L100x65x7 300 pl.	Plastický	300	4,67	23,3	9,2	Plastizácia v rohu uholníka a v prípoji na styčnik a zosilňovací L profil
L100x65x7 400 el.	Elastický	400	4,60	17,5	7,3	Medza klzu prekročená v rohu uholníka (na nezosilnenej dĺžke)
L100x65x7 400 pl.	Plastický	400	4,41	23,3	8,9	Plastizácia v rohu uholníka a v prípoji na styčnik a zosilňovací L profil
L100x65x7 500 el.	Elastický	500	4,39	17,5	8,0	Medza klzu prekročená v rohu uholníka (na nezosilnenej dĺžke)
L100x65x7 500 pl.	Plastický	500	4,25	23,3	10,0	Plastizácia v rohu uholníka a v prípoji na styčnik a zosilňovací L profil
L100x65x7 600 el.	Elastický	600	4,29	17,5	8,8	Medza klzu prekročená v rohu uholníka (na nezosilnenej dĺžke)
L100x65x7 600 pl.	Plastický	600	4,19	23,3	10,7	Plastizácia v rohu uholníka a v prípoji na styčnik a zosilňovací L profil

* KKK – okrajové podmienky k_y ; k_z ; k_w (K-kĺb; V- votknutie)

** Profil L bol natočený v súlade s globálnym súradným systémom - nastala priestorová strata stability

*** V modeli uvážená imperfekcia z programu podľa [2], hodnota 7mm ako amplitúda imperfekcie bola dopočítaná na základe porovnania s priestorovým modelom

V prípade, ak nie je možné vykonať podrobný statický prepočet škrupinovým modelom (prúťovým modelom s uvážením excentricky pôsobiacej sily), je možné zjednodušenie a konzervatívne posúdiť prierez samostatnej diagonály pre stratu stability kolmo k hlavným osiam zotrvačnosti (značená prierezovým momentom zotrvačnosti I_u , resp. I_v).

Je navrhnuté riešenie a numerickými modelmi overovaná správnosť riešenia zosilnenia diagonály. Predložený článok má slúžiť ako návod pre obdobné prípady návrhu zosilnenia uholníkových diagonál.

Ako už bolo spomenuté v úvode článku je nutné zaviesť pravidelnú kontrolu stožiarov urč-

ných pre operátorov bezdrôtových telekomunikačných sietí. V roku 2019 bola vydaná norma STN 73 2612 [4], ktorá stanovuje intervaly a druhy prehliadok pre jednotlivé typy telekomunikačných stožiarov. V rámci plánu údržby stožiara autori odporúčajú riadiť sa zmienou normou.

JÁN BRODNIANSKY
JOZEF RECKÝ

Literatúra a použité zdroje:

- [1] STN EN1993-1-1:2006 + STN EN1993-1-1/NA:2007 Eurokód 3: Navrhovanie oceľových konštrukcií – Časť 1-1: Všeobecné pravidlá pre budovy + Národná príloha (Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings + slovak national annex)
- [2] Brodniansky J.: Odolnosť prútov a prútových konštrukcií s použitím imperfekcie vo forme vlastného tvaru straty stability, Dizertačná práca 2016, SvF STU
- [3] RFEM 5.07.13, SHAPE THIN 8 – www.dlubal.com
- [4] STN 73 2612:2019 Hodnotenie a údržba oceľových konštrukcií. Telekomunikačné a osvetľovacie oceľové stožiare

*Ing. Ján Brodniansky, PhD. (*1987)*

*Absolvent Stavebnej fakulty STU v Bratislave.
Pôsobí na Katedre kovových a drevených konštrukcií SvF STU v Bratislave.*

*Ing. Jozef Recký, PhD. (*1959)*

*Absolvent Stavebnej fakulty STU v Bratislave.
Pôsobí na Katedre kovových a drevených konštrukcií SvF STU v Bratislave ako hosťujúci profesor; RECKÝ, spol. s.r.o.*

Vystuženie priečných škár v cementobetónovom kryte vozovky

Klzné trne sú umiestňované do priečných kontrakčných alebo pracovných škár cementobetónového krytu vozovky za účelom obmedzenia ich horizontálneho pohybu a pre zabezpečenie prenosu zaťaženia medzi jednotlivými doskami.

CEMENTOBETÓNOVÉ VOZOVKY

Cementobetónové vozovky sú vhodné najmä pre najviac zaťažené dopravné plochy, kde sa vyžaduje tvarová stálosť a tiež dlhá životnosť. Technický rozvoj v oblasti materiálov a technológií neustále napreduje a preto je potrebné upravovať a zdokonaľovať jednotlivé konštrukčné riešenia pri návrhu a definovaní kritérií hodnotenia týchto vozoviek (obr. 1). Takýmto prípadom je aj návrh usporiadania, typu priečných škár a ich vystuženie. Priečne škáry sú zaťažované účinkami prejazdov ťažkých nákladných vozidiel a teplotným spádom cementobetónových dosiek. Preto je veľmi dôležitý ich správny návrh pre zabezpečenie funkčnosti a životnosti vozovky [7]. Sledovaným parametrom je miera spolupôsobenia na škárach, ktorá je vyjadrená hodnotou LTE (Load Transfer Efficiency).



Obr. 1 – Cementobetónová vozovka [5]

V minulosti sa priečne škáry nevystužovali, no skúsenosti z praxe a poznatky zo správania sa cementobetónových dosiek potvrdili nevyhnutnosť

vystužovania priečných škár. Z dôvodu nevystuženia škár a súčasne pôsobenia dopravného zaťaženia a teplotného spádu vznikajú na konštrukcii vertikálne nerovnosti tzv. schodíkované a tiež vzniknuté napätia v ťahu za ohybu a deformácie sú väčšie z dôvodu nespôsobenia dosiek na ich škárach. To súvisí s negatívnymi účinkami na pohodlie a bezpečnosť jazdy a tiež neskôr dochádza k porušeniu cementobetónovej vozovky ešte pred ukončením životnosti vozovky. Preto sa priečne škáry od roku 1994 vystužujú oceľovými klznými trnami, aby sa tomuto zabránilo a zabezpečil sa prenos zaťaženia na škárach [8].

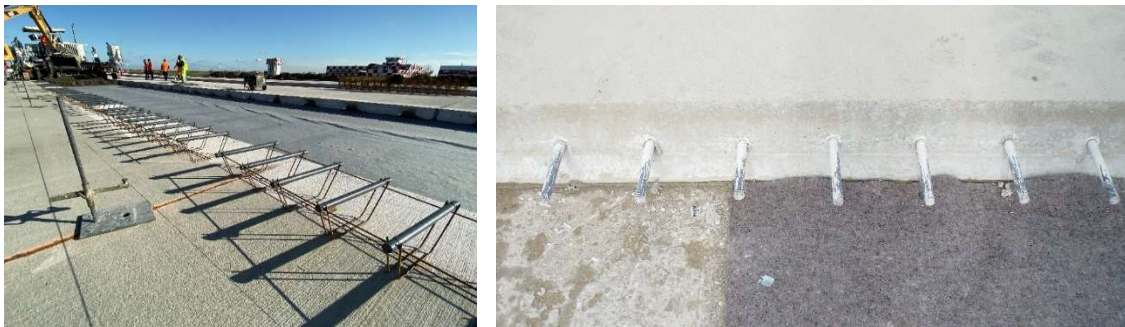


Obr. 2 – Schodíkované

Klzné trne v priečných škárach umožňujú horizontálny pohyb dosiek pri zmršťovaní v období po betonáži cementobetónového krytu, pri klimatických zmenách a súčasne znižujú vertikálne pohyby a momenty na hranách dosiek a tvorbu tzv. schodíkovaní (obr.2) počas životnosti krytu vozovky [6].

Priečne a pozdĺžne škáry, ktorými sa oddeľujú jednotlivé dosky CB krytu, sa robia rôznymi technologickými postupmi. Podľa konštrukčnej úpravy a technologického postupu sa škáry zhotovujú (STN 73 6123) ako dilatačné škáry, kontrakčné škáry a pracovné škáry [1]. Vystužovanie priečných škár klznými trňmi a pozdĺžnych

škár v CB kryte, ako je vylúčenie prípadne obmedzenie vzniku divokých trhlín vplyvom objemových zmien betónu, vylúčenie vzniku trhlín vplyvom tepelnej dilatácie a zmenšenie napätia od teplotného gradientu v kryte, sú už dávno známe. Existujú otázky ako tieto škáry čo najefektívnejšie navrhnuť a vystužiť [9].



Obr. 3 – Umiestnenie klzných trňov

kotvami je na Slovensku povinné pri návrhu všetkých CB vozoviek so skupinou cementobetónového krytu CB I a CB II pre pozemné komunikácie a letiska a to v súlade s platnou STN 73 6123 [1]. V prípade vozoviek skupiny CB III sú výstužné prvky povinné iba pre dopravné plochy zaťažené dopravou nad 3,5 tony. Klzné oceľové trne (obr. 3) a oceľové kotvy musia vyhovovať ustanoveniam STN EN 13877-3 [3]. Priemer klzných trňov sa odporúča najmenej 25 mm a dĺžka minimálne 500 mm. V technickom predpise TP 98 [2] pre navrhovanie cementobetónových vozoviek sú uvedené aj odporúčané rozmery výstužných prvkov v závislosti na hrúbke CB dosky. Rozmiestnenie klzných trňov určuje projektová dokumentácia stavby (obr.3). Požiadavky na klzné trne sú nasledujúce:

- musia byť uložené v strede dosky v jednej rovine,
- rovnobežne s povrchom vozovky a kolmo na škáru.

Na účinnosť trňov má vplyv aj ich poloha. Táto poloha meraná po ztuhnutí betónu sa v žiadnom bode nesmie odchýliť o viac ako 20 mm v horizontálnom a vertikálnom smere [3].

KLZNÉ TRNE A KOTVY U NÁS A VO SVETE

Výsledky rozsiahlych výskumných úloh v zahraničí orientovaných na problematiku miery spolupôsobenia CB dosiek a účinnosti ich vystuženia poukázali na jej aktuálnosť. Dôvody na vytváranie

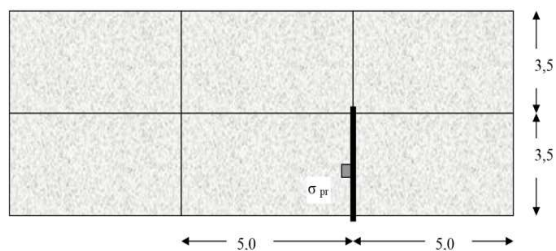
Hľadaná minimálna veľkosť klzného trňa je založená na dostatočnom priemere (obr.4), ktorý má odolávať šmyku a ohybovej sily prenášaných z jednej dosky na druhú a tiež znížiť napätia v ťahu pri ohybe klzného trňa na styku s betónom na prijateľnú hodnotu. Všeobecne platí, že napätie v ťahu pri ohybe v betóne je rozhodujúci návrhový parameter. V mnohých krajinách sú odporúčania pre rozmery klzného trňa (priemer, dĺžka a vzájomná vzdialenosť) odvodené od hrúbky CB dosky.



Obr. 4 – Klzné trne

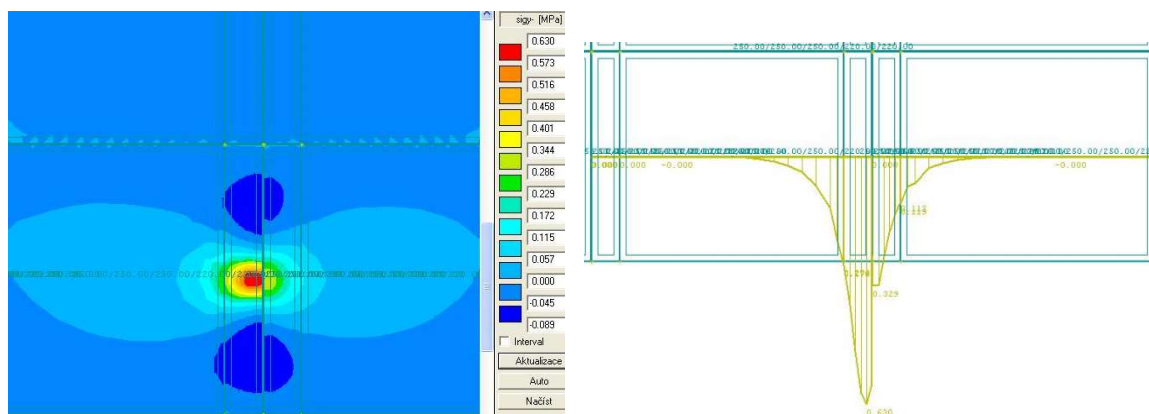
MODELOVANIE NAPÄTÍ POMOCOU MKP

Modelovanie zahrňa analýzu napätí na hranách cementobetónových dosiek s využitím poznatkov praktických meraní na pokusných úsekoch. Programy umožňujú modelovanie napätí spodného líca dosky od dopravného a teplotného zaťaženia so zohľadnením interakcie vozovky s podložím.



Obr. 5 – Schéma sústavy cementobetónových dosiek

Na zvolenej konštrukcii vozovky sa uvažovala rôzna miera spolupôsobenia cementobetónových dosiek. Výsledkom takto namodelovanej konštrukcie je číselné a grafické znázornenie správania sa cementobetónových dosiek (napätia a priehyby). Modelovanie interakcie cementobetónovej dosky s podkladom je urobené na základe redukcie 3D modelu podložja na 2D model,



Obr. 6 – Priebeh napätia (σ_x) od účinku návrhovej nápravy 100kN pôsobiacej na priečnej škáre pri dokonalom spolupôsobení

ktorého zvláštnym prípadom je aj použitý Pasternakov model. Medzi doskou a podkladom sa predpokladá dokonalý preklz, čím dostaneme najnepriaznivejšie hodnoty napätí v doske. Tento jav je obvyklý aj v praxi, najmä pri dilatácií dosiek a pri šuvení dosiek vplyvom teplotného spádu.

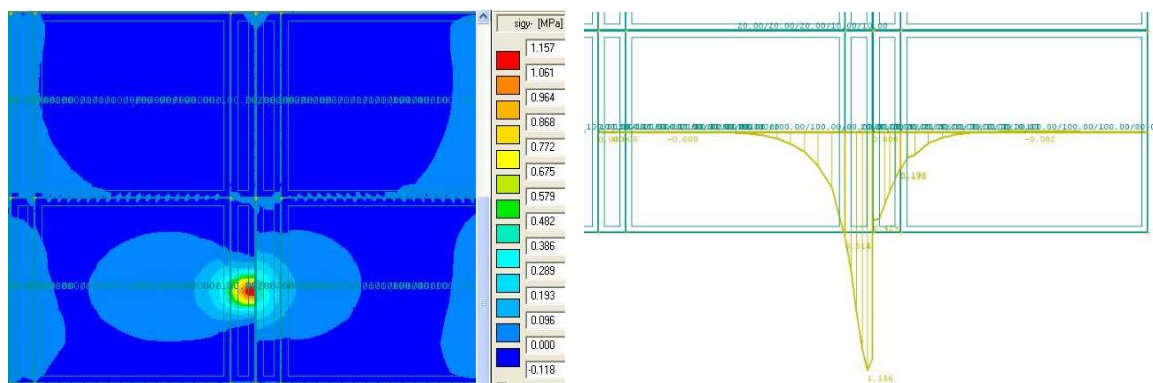
Ďalším krokom pri matematickom modelovaní cementobetónovej vozovky je aj modelovanie priečných a pozdĺžnych škár, ktoré nám prerušujú integritu dosiek. Zvolenému makru 2D možno priradiť konštantnú hrúbku (konštantná izotropia), premennú hrúbku (premenná izotropia) a ortotropiu. V prípadoch, keď bude zadaná konštantná izotropia bude makrám 2D priradená konštantná hrúbka a materiál (kvalita). Týmto spôsobom je možno modelovať akúkoľvek škáru.

Uvedené predpoklady boli aplikované pri výpočte sústavy šiestich CB dosiek. Konštrukcia vozovky pozostávala z CB krytu hrúbky 250 mm, položeného na asfaltovej medzivrstve AC hrúbky 50 mm, podkladu z kameniva stmeleného hydraulickým spojivom CBGM hrúbky 180 mm a ochrannej vrstvy zo štrkodrviny ŠD hrúbky 270 mm. Schéma tejto zostavy cementobetónových dosiek je na obrázku 5, kde je znázornené aj pôsobiace zaťaženie, a posudzovaná škára.

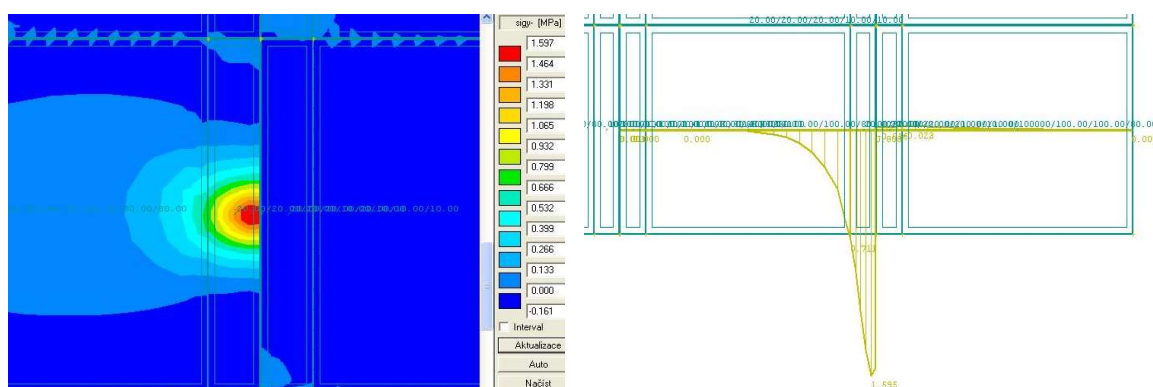
Z výsledkov výpočtov miery spolupôsobenia možno vidieť, že na priečnej škáre, kde bola uvažovaná ortotropia s neredukovanými prvkami matice tuhosti, vidieť vplyv hodnôt prenosu na veľkosť posudzovaných veličín. Napätie v tomto prípade má na zaťaženej strane dosky hodnotu 0,630 MPa a na susednej doske 0,329 MPa, čo je asi 50% z hodnoty na zaťaženej strane dosky. Prie-

hyb v tomto prípade dosahuje hodnoty 0,070mm na zaťaženej a 0,068mm na nezaťaženej strane dosky (obr. 6), preto možno spolupôsobenie hodnotiť ako veľmi dobré (97%).

V ďalších prípadoch, kde sa na posudzovanej priečnej škáre tiež uvažovalo s ortotropiou, ale už s redukovanými prvkami matice tuhosti boli redukované aj hodnoty parametrov podložja C1 a C2 v okolí posudzovanej priečnej škáry. Z výsledkov možno vidieť, že napätie na zaťaženej strane dosky vzrástlo na hodnotu 1,157 MPa, ale na nezaťaženej strane na 0,429 MPa, čo je len 35%. Aj keď veľkosť priehybu na tejto konštrukcii vozovky je v porovnaní s predchádzajúcim príkladom väčšia a dosahuje hodnoty 0,260 mm na zaťaženej strane a 0,236 mm na nezaťaženej

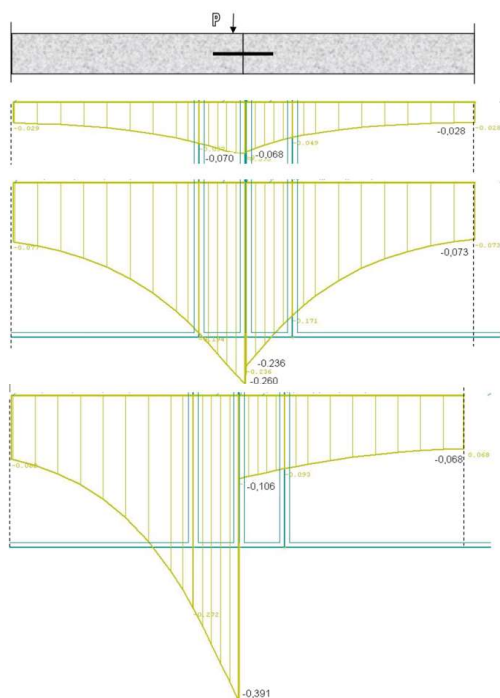


Obr. 7 – Priebeh napätia (σ_x) od účinku návrhovej nápravy 100kN pôsobiacej na priečnej škáre pri zníženej miere spolupôsobenia



Obr. 8 – Priebeh napätia (σ_x) od účinku návrhovej nápravy 100kN pôsobiacej na priečnej škáre pri minimálnej miere spolupôsobenia

strane dosky (obr. 7), možno spolupôsobenie hodnotiť ako veľmi dobré (90%).



Obr. 9 – Porovnanie priebehov priehybu na priečnej škáre sústavy CB dosiek

Namodelovaný bol aj prípad kedy parametre tuhosti priečnej škáry boli redukované výraznejšie a niektoré z parametrov majú aj nulovú hodnotu. Výsledné napätia majú na zaťaženej strane dosky hodnotu 1,597 MPa a na nezaťaženej strane dosky sú rovné nule. Na susednej doske nevzniká napätostný stav od tohto zaťaženia. Napätia v tomto prípade sú takmer 1,5-násobne väčšie ako napätia v prvom prípade, keď konštrukcia pôsobí ako celok. Priehyb má veľkosť 0,391 mm na zaťaženej strane a 0,106 mm na nezaťaženej strane dosky, čo je až 4-násobne väčšie ako v prvom prípade (obr. 8). Spolupôsobenie je veľmi nízke (27%).

Na obrázku 9 je porovnanie priebehov priehybov na posudzovanej priečnej škáre sústavy cementobetónových dosiek pri rôznej miere spolupôsobenia.

ZÁVER

V mnohých krajinách sú odporúčania pre rozmery klzného trňa (priemer, dĺžka a vzájomná vzdialenosť) rôzne a odvodené najmä od hrúbky

cementobetónovej dosky. Pomerne veľké rozdiely sú najmä pri hrubších cementobetónových doskách, kde napríklad pre hrúbku dosky viac ako 300 mm je v niektorých krajinách (Francúzsko, USA, Poľsko) odporúčaný priemer trňa 38 až 44 mm. V Nemecku, Rakúsku a v ČR je veľkosť klzného trňa rovnaká pre všetky hrúbky cementobetónových dosiek a to priemeru 25 mm. Veľkosť klzného trňa má významný účinok na správanie sa cementobetónových vozoviek. Účinnosť výstužných trňov je tiež ovplyvnená ich správnou polohou v škárach, tento vplyv možno dosiahnuť dodržaním požadovaného technologického postupu počas betonáže.

Technický rozvoj napreduje a preto je potrebné vyriešiť a overiť rad teoretických otázok o správaní sa cementobetónovej vozovky modelovaním alebo výskumom.

ANDREA ZUZULOVÁ
DOMINIKA HODÁKOVÁ

Literatúra a použité zdroje:

- [1] STN 73 6123 Stavba vozoviek. Cementobetónové kryty. 2018
- [2] TP 98 - Navrhovanie cementobetónových vozoviek na cestných komunikáciách. MDVRR SR, Bratislava 2015
- [3] STN EN 13877-3 Cementobetónové vozovky. Časť 3: Technické podmienky na klzné trne pre betónové kryty. 2006
- [4] STN EN 13877-1 Cementobetónové vozovky. Časť 1: Materiály. 2006
- [5] PN-75/S-96015: Drogowe i lotniskowe nawierzchnie z betonu cementowego, PKN
- [6] GROŠEK, Jiří - ZUZULOVÁ, Andrea - BŘEZINA, Ilja. Effectiveness of dowels in concrete pavement. In Materials. Vol. 12, iss. 10 (2019), online, [15] s. ISSN 1996-1944 (2018: 2.9272 - IF; DOI: 10.3390/ma12101669
- [7] LEITNER, B., DECKY, M., KOVAC, M. 2019: Road pavement longitudinal evenness quantification as stationary stochastic process. In TRANSPORT, ISSN 1648-4142 / eISSN 1648-34802019. Vol. 34, iss.2, p. 195–203
- [8] GROŠEK, Jiří. – CHUPÍK, V. – STRYK, J. Výzkum moderních cementobetónových vozoviek. In Silniční obzor. Roč. 76, č. 7-8 (2015), s. 194-198. ISSN 0322-7154
- [9] HODÁKOVÁ, Dominika - ZUZULOVÁ, Andrea - CÁPAYOVÁ, Silvia [Štefunková, Silvia] - SCHLOSSER, Tibor. Temperature changes as decisive loads on cement concrete pavements. In SGEM 2019. 19th International Multidisciplinary Scientific GeoConference. Volume 19. Energy and Clean Technologies : conference proceedings. Albena, Bulgaria, 30 June - 6 July 2019. 1. vyd. Sofia : STEF 92 Technology, 2019, S. 1093-1100. ISSN 1314-2704. ISBN 978-619-7408-83-6. V databáze: SCOPUS: 2-s2.0-85071941457 ; DOI: 10.5593/sgem2019/4.1/S19.139.
- [10] ZTV A-StB 11 - Additional technical terms of contract and guidelines for excavation in traffic areas, 2011 German Road and Transportation Research Association (FGSV) e. V., Köln 2011

*Ing. Andrea Zuzulová, PhD. (*1978)*

*Absolvent Stavebnej fakulty STU v Bratislave.
Pôsobí na Katedre dopravných stavieb SvF STU v Bratislave.*

*Ing. Dominika Hodáková, PhD. (*1984)*

*Absolvent Stavebnej fakulty STU v Bratislave.
Pôsobí na Katedre dopravných stavieb SvF STU v Bratislave*

Konštrukčné riešenia koncových častí cementobetónových vozoviek

Z opakujúcich sa teplotných extrémov vyplýva zmena technológie pri stavbe tuhých vozoviek. Jednou z možností je návrh stlačiteľných priestorových škár a návrh dilatačných opatrení, ktorý je často a opakovane zanedbávaný, čo vedie k poruchám závažného charakteru. Možno konštatovať, že sa sem zaraďuje vplyv krátkodobého extrémneho ohriatia cementobetónovej (CB) dosky, dlhodobý vplyv rozpínania cementobetónu a jeho príslušná alkalická reakcia, vplyv nasiaknutia betónu resp. podkladových stmelených vrstiev vodou, čo pozdĺžna rozťažnosť betónu neumožňuje.

ÚVOD

Pri zmene charakteristických vlastností materiálov použitých na stavbu konštrukcie vozovky je prvotným problémom objemová zmena betónu vplyvom teploty a s tým súvisiaci súčiniteľ teplotnej rozťažnosti. Meraním súčiniteľa dĺžkovej rozťažnosti betónu skúšobnými metódami a modelovaním dosiek z cementobetónu sa potvrdilo, že nerovnomerne zohriatia alebo ochladenia plošných konštrukcií (teplotný spád po hrúbke), akou je aj betónová doska uložená na podkladovej vrstve, vyvoláva ohyb a zakrivenie plošnej konštrukcie. Okrem vodorovného posunu dosky, ktorý je zapríčinený zmenou vlhkosti a teploty betónu sa doska na svojich okrajoch dvíha smerom hore (zakriví sa), keď je jej horný povrch suchší alebo chladnejší ako spodný povrch. Doska sa oddelí od podkladovej vrstvy a nadvihnutý okraj pôsobí ako konzola. Pri pohybe vozidiel vzniká opakovaný zvislý posun okraja dosky, čím sa vytvára nebezpečenstvo porušenia betónu. Výsledky rozsiahlych výskumných projektov ukázali, že súčiniteľ teplotnej rozťažnosti betónu závisí od viacerých faktorov, napr. druhu kameniva, obsahu cementu, vodného súčiniteľa, rozsahu teploty, veku betónu a relatívnej vlhkosti. [1]

V cementobetónových doskách s vysokým koeficientom teplotnej rozťažnosti budú vznikať v priebehu životnosti väčšie napätia od teplotných zmien a dosky budú viac náchylné na vznik úna-

vových trhlín. Pokiaľ ide o priebeh napätí, konečná teplota je teplota, pri ktorej sa cementobetón začína brániť napätiam, ktoré vznikajú pri zmršťovaní, tvrdnutí alebo zmenách teploty materiálu.

TEPLOTNÝ REŽIM CEMENTOBETÓNOVÝCH VOZOVIEK

Konštrukcie vozoviek, ktoré sa budovali v minulom storočí odolávali dopravnému aj teplotnému namáhaniu počas mnohých rokov. Od roku 2013 boli zaznamenané viaceré poruchy, ktorých príčina viedla k prekročeniu hodnôt teplotného namáhania počas letných dní (obr. 1).

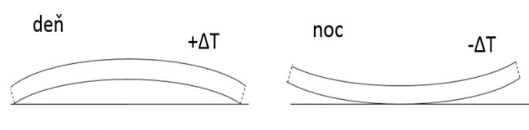


Obr. 1 – Porušenie vozovky vplyvom teploty

Denné zmeny teplôt na povrchu vozovky ovplyvňujú zmenu teploty v konštrukčných vrstvách vozovky najmä do hĺbky 500 mm. Zmena

teploty vzduchu v priebehu roka zapríčiňuje zmeny teplôt do podstatne väčších hĺbok. Cyklus zmien teplôt v konštrukcii vozovky v priebehu dňa a roka nazývame teplotným režimom. Z hľadiska navrhovania vozoviek nás zaujíma určité charakteristické rozdelenie teplotného režimu, ktoré vstupuje do návrhu vrstiev konštrukcie. [2] Návrh CB krytu si vyžaduje dostatočne podrobnú analýzu teplotného režimu v najmä v letnom období. Rozsah teplotných zmien v betónovej doske v priebehu letného dňa môže dosahovať na povrchu dosky až 51 °C a na jej spodnej ploche približne 30 °C.

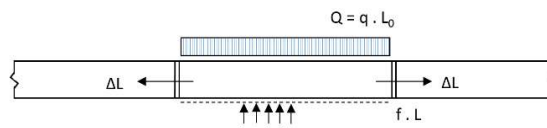
Rozhodujúcou charakteristikou teplotného režimu CB krytov je teplotný rozdiel horného povrchu a spodného povrchu dosky T_n (°C) resp. ΔT . Hovoríme o teplotnom gradiente resp. teplotnom spáde, ktorý spôsobuje deformovanie dosiek, ich tzv. šuverenie (obr. 2). V závislosti od hmotnosti dosky a trenia na styku dosky a podkladu vznikajú napätia v betóne, ktoré dosahujú až takú veľkosť ako napätia od štandardného zaťaženia.



Obr. 1 – Správanie sa CB dosky počas kladného resp. záporného teplotného spádu v priebehu dňa

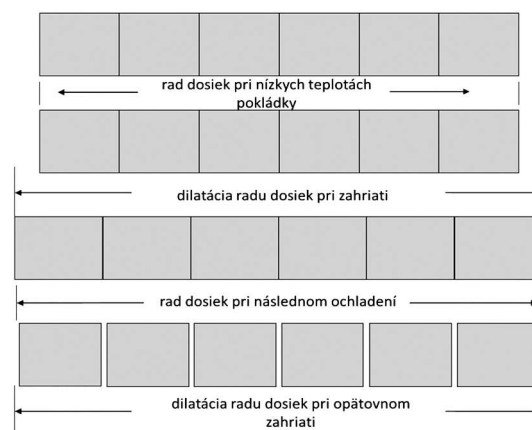
Účinky teplotného zaťaženia sa prejavujú v dvoch obdobiach. Prvé vplyvy sú už bezprostredne po položení a v prvých dňoch tvrdnutia betónu, kedy účinky teploty sú sprevádzané účinkami zmršťovania. Druhým obdobím je obdobie počas jeho životnosti. Teplotná zmena aj zmršťovanie sa prejaví zmenou dĺžky cementobetónovej dosky, za predpokladu voľného pohybu, alebo napätím, ak je tento pohyb zabránený. Voľnému pohybu dosky bráni trenie dosky po podklade. Sila trenia je závislá od vlastnej tiaže dosky a koeficientu trenia. V strede dosky dosahuje táto trecia sila maximum. Pri predĺžení dosky spôsobuje trenie na podklade tlak, pri skrátení ťah. [3] Zmena dĺžky dosky od teplotného účinku ΔL sa potom podľa obr. 3 stanoví ako súčin zvýšenia

teploty ΔT , súčiniteľa teplotnej rozťažnosti α dĺžky dosky L_0 .



Obr. 3 – Schéma na výpočet dilatácie

Pri obmedzení pozdĺžnej rozťažnosti dochádza k prírastku normálových napätí. Bez obmedzenia rozpínania zostáva prierez betónu bez napätí. Na obr. 4 je uvedený rad dosiek pri zohriatí, následnom ochladení a opätovnom zahriatí za ideálnych okrajových podmienok a bez obmedzenia rozpínania, tzn. bez rastu napätí. Môžeme pozorovať jedno rázovú rozťažnosť radu dosiek, ktorá sa v ďalších cykloch ohrievania môže iba zvyšovať, pokiaľ sa zvyšuje rozdiel teploty vzťahnutý k teplote pri položení cementového betónu.



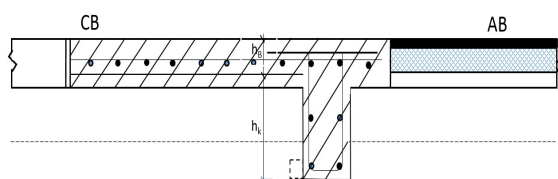
Obr. 4 – Správanie sa systému dosiek v pozdĺžnom smere pri zmene teploty

RIEŠENIA KONCOVÝCH ČASTÍ SYSTÉMU DOSIEK

V opatreniach a riešeniach sa musia uvažovať objemové zmeny betónu pri jeho tuhnutí a tvrdnutí a zmeny objemu vplyvom zmeny teploty. Zmršťovanie sa môže regulovať vlastnosťami cementu, obmedzením podmienok betónovania aj spôsobom ošetrovania betónu. Pri riešení bezporuchovej dilatácie pásu betónových dosiek vplyvom zmeny teploty vychádzame zo vzťahov zapracovaných v STN 73 6123 [1]. Ak zabránime dilatovaniu (horizontálnemu posunu) dosky alebo sústavy dosiek prejaví sa to napätím v tlaku. Pev-

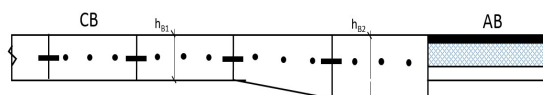
nosť betónu v tlaku je pomerne veľká, čo sa aj využíva. Existujú však určité neistoty - ako je orientovaný horizontálny posun, ako je zaistené centrálné prenášanie sily, aj aké resp. aké veľké je trenie dosky na podkladovej vrstve. Jedným zo spoľahlivých opatrení na centrálné prenášanie síl sú oceľové trne v priečných kontrakčných škárách, ale napriek tomu sa vyskytuje tzv. vystreľovanie dosiek v priestore škár.

Jedným z riešení je úprava koncovkej časti pásu dosiek. Rozumie sa miesta styku s inou konštrukciou, objektom, alebo aj začiatok a koniec stavebného úseku. Na začiatku/konci pásu dosiek sa navrhuje priečne kotvenie. V podstate vystužený betónový trám ako súčasť dosky, ktorý je zapustený do podkladových vrstiev. Môže mať šírku 600 mm a výšku 800 mm (do podkladu zasahuje 550 - 600 mm). Schéma takéhoto kotvenia pásu dosiek je na obr. 5 [4], avšak pri takomto riešení ukončenia sa vyskytovali problémy. Koncová časť pásu dosiek sa posúvala a na asfaltovej vozovke v prechodovej časti dochádzalo k poruchám.



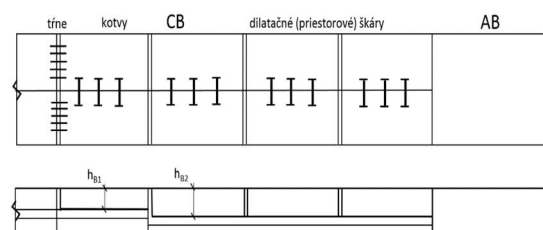
Obr. 5 – Priečne kotvenie CB dosky

Ďalším riešením je postupné zväčšovanie hrúbky dosiek pred ukončením pásu, pričom posledná doska môže mať hrúbku 350 – 400 mm. Priečne škáry sú kontrakčné, vystužené obvyklým spôsobom oceľovými trnami. Schéma ukončenia pásu dosiek zväčšovaním ich hrúbky je na Obr. 6. Realizácia takéhoto riešenia určite komplikuje postup úpravy podkladu aj samotnú betonáž [5]. Použitie mechanizácie môže byť otázne. Dimenzovanie vozoviek s CB krytom na podmienky zaťažovania je pomerne zložitá a robí sa pomocou výpočtov s využitím rôznych predpokladov. Konštrukčné riešenia na redukovanie vplyvov zmien teploty by sa mali dokumentovať výpočtami horizontálneho posunu a namáhania (napätí) prvkov kotvenia. Potrebné výpočty by mali byť súčasťou projektovej dokumentácie aj pri riešení rekonštrukcií týchto vozoviek. [6]



Obr. 6 – Ukončenie pásu dosiek zväčšením ich hrúbky

Na základe poznatkov o účinnosti a správaní sa vozoviek s úpravami ukončenia pásu dosiek, ako aj hodnotení v literatúre, navrhujeme použiť hrubé cementobetónové dosky a zriadiť dilatačné škáry medzi doskami. Keď hrúbka pôvodných dosiek je 240 až 280 mm, hrubšími budú dosky 320 až 360 mm. Danú hrúbku je vhodné použiť pre tri alebo až päť dosiek. Technologický postup bude taký, že sa vyberajú dosky na konci pásu pred stykom s asfaltovou vozovkou a upraví sa podklad pod nové dosky. Schéma ukončenia pásu dosiek po rekonštrukcii vozovky je na obr. 7.



Obr. 7 – Návrh ukončenia pásu dosiek dilatačnými škárami

Ako vidieť, priestorové dilatačné škáry nie sú vystužené a mali by regulovať (absorbovať) horizontálny posun pásu. Je známe, že údržba dilatačných škár musí byť starostlivá a ich stav kontrolovaný pravidelne po 4 až 6 rokoch. [7]

ZÁVER

Vzhľadom na vplyv teplotného režimu a zmeny z toho vyplývajúce, vznikla požiadavka praxe na prehodnotenie konštrukcií cementobetónových vozoviek uskutočnením merania teplôt s analýzou správania sa cementobetónového krytu pri pozdĺžnom rozpínaní.

Teplotný režim cementobetónových vozoviek je rozsiahlou témou vedecko výskumnej práce. V súčasnosti je nutné zväžiť fakt, že zaťaženie poveternostnými podmienkami enormne vzrástlo a zapracovať tieto vplyvy do normových a technických predpisov. V stavebnej praxi vyplýva pozna-

tok, že návrh dilatačných opatrení je často a opakovane podceňovaný a zanedbávaný, čo vedie k vzniku porúch krytu vozovky. Už v projektovej dokumentácii je potrebné návrh konštrukčného riešenia cementobetónových vozoviek rozšíriť o návrh dilatačných celkov a spôsob ukončenia pásov dosiek resp. systému dosiek.

DOMINIKA HODÁKOVÁ
ANDREA ZUZULOVÁ

Literatúra a použité zdroje:

- [1] STN 73 6123 Stavba vozoviek. Cementobetónové kryty. 2018
- [2] TP 98 - Navrhovanie cementobetónových vozoviek na cestných komunikáciách. MDVRR SR, Bratislava 2015
- [3] LEITNER, B., DECKY, M., KOVAC, M. 2019: Road pavement longitudinal evenness quantification as stationary stochastic process. In TRANSPORT, ISSN 1648-4142 / eISSN 1648-34802019. Vol. 34, iss.2, p. 195–203
- [4] FGSV: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulische Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton – Stb 07, Ausgabe 2007
- [5] GROŠEK, Jiří. – CHUPIK, V. – STRYK, J. Výzkum moderních cementobetonových vozoviek. In Silniční obzor. Roč. 76, č. 7-8 (2015), s. 194-198. ISSN 0322-7154
- [6] ZTV A-StB 11 - Additional technical terms of contract and guidelines for excavation in traffic areas, 2011 German Road and Transportation Research Association (FGSV) e. V., Köln 2011
- [7] HODÁKOVÁ, Dominika - ZUZULOVÁ, Andrea - CÁPAYOVÁ, Silvia [Štefunková, Silvia] - SCHLOSSER, Tibor. Temperature changes as decisive loads on cement concrete pavements. In SGEM 2019. 19th International Multidisciplinary Scientific GeoConference. Volume 19. Energy and Clean Technologies : conference proceedings. Albena, Bulgaria, 2019, S. 1093-1100. ISSN 1314-2704. ISBN 978-619-7408-83-6. V databáze: SCOPUS: 2-s2.0-85071941457

*Ing. Dominika Hodáková, PhD. (*1984)*

*Absolvent Stavebnej fakulty STU v Bratislave.
Pôsobí na Katedre dopravných stavieb SvF STU
v Bratislave.*

*Ing. Andrea Zuzulová, PhD. (*1978)*

*Absolvent Stavebnej fakulty STU v Bratislave.
Pôsobí na Katedre dopravných stavieb SvF STU
v Bratislave*

Experimental verification of stiffness of a steel protection wall

The article considers about experimental verification of stiffness of steel protection wall located at nuclear power plant Mochovce during controlled loading and evaluation of experiment. Experiment was realised on 10th and 11th of September 2014. The loading frame and loading system was provided by ISK Košice. Measuring was performed by Faculty of Civil Engineering, dept. of Steel and Timber Structures, SUT Bratislava.

INTRODUCTION

Interior surface of the rooms of nuclear plant is from stainless steel – “oblicovka” with thickness 4 – 6mm, which has protective function. It protects concrete load-bearing structures against chemicals which can occur in the premises. Interior surface is reinforced by welded ribs from L-profiles in distance of 400-600mm. In order to connect steel construction, studs are welded to the steel plate and then embedded in concrete (Fig. 1).



Fig. 1 – Detail of back side of interior surface

MEASURING PROCESS

Preparation procedures

The loading console was welded by the company ISK Košice to the selected place in room A201/1. In accordance with purchaser's requirements, provider placed strain gauges in four positions in vertical and horizontal directions near the

console. Two force transducers were used to measure the load applied by hydraulic press. Displacement transducers (I1, I2) were placed in two positions to measure the displacement of welded plate. Arrangement of strain gauges (1v, 1h, 2v, 2h, 3v, 3h, 4v, 4h) and sensors (I1, I2) is demonstrated on figure 2.

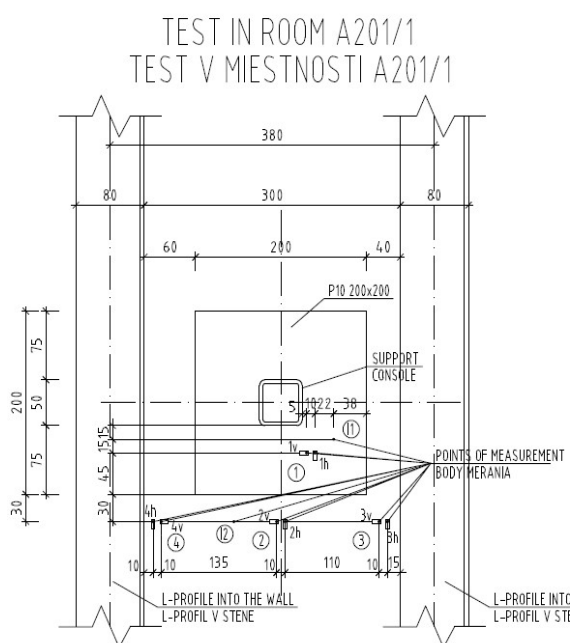


Fig. 2 – Arrangement of strain gauges and sensors in room A201/1

Bonding of strain gauges

All measurement instruments used in experiments are product of Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH (HBM). Linear strain gauges with 1 measurement grid 1-LY6x-10/120 were

used for strain measuring. The paint from steel structure was scraped off and the place of bonding was ground with sandpaper. The surface was also degreased using grease remover RMS-Spray. The strain gauges were bonded to the surface with cold curing glue X60. Electrical resistance of $120\ \Omega$ was applied in order to replace the compensation strain gauge (Fig 3). These compensation strain gauges, designed to eliminate thermal differences, were not used, because it was a short-time experiment in constant thermal conditions. After the application, the strain gauges were protected against humidity by polyurethane covering material PU140. Displacement transducers of the 1-WA/100mm-1 with loose plunger were used for displacement measuring. The measured data was recorded by Spider 8 device together with CatMan software (Fig 4).



Fig. 3 – Strain gauges with electrical resistance

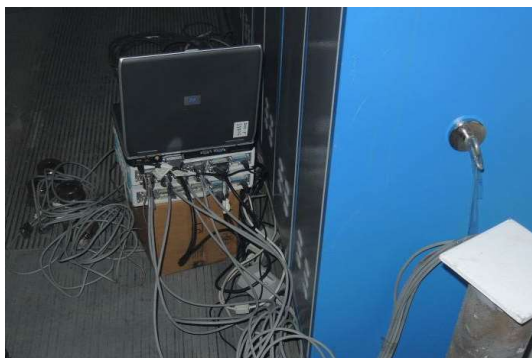


Fig. 4 – Recording device Spider 8 and Notebook with CatMan software

Loading

Loading was applied by hydraulic presses, which were controlled by electric pump (Fig. 7). The presses were arranged in various configurations in relation to the console in order to generate different loading states:

1. Tension + bending + torsion (Fig. 8)
2. Bending (Fig. 9)
3. Bending + torsion (short arm) (Fig. 10)
4. Bending + torsion (long arm) (Fig. 11)
5. Tension



Fig. 5 – Loading console welded to the steel structure front view



Fig. 6 – Loading console bottom view



Fig. 7 – Electric hydraulic pump

MEASURING RESULTS

Measuring results of test are shown in the following charts. Vertical axis on the left side shows stress in MPa. The right side vertical axis shows values of load measured by force transducers in kN.



Fig. 8 – Loading system no.1 and no.5



Fig. 10 –Loading system no.3



Fig. 9 –Loading system no.2



Fig. 10 –Loading system no.4

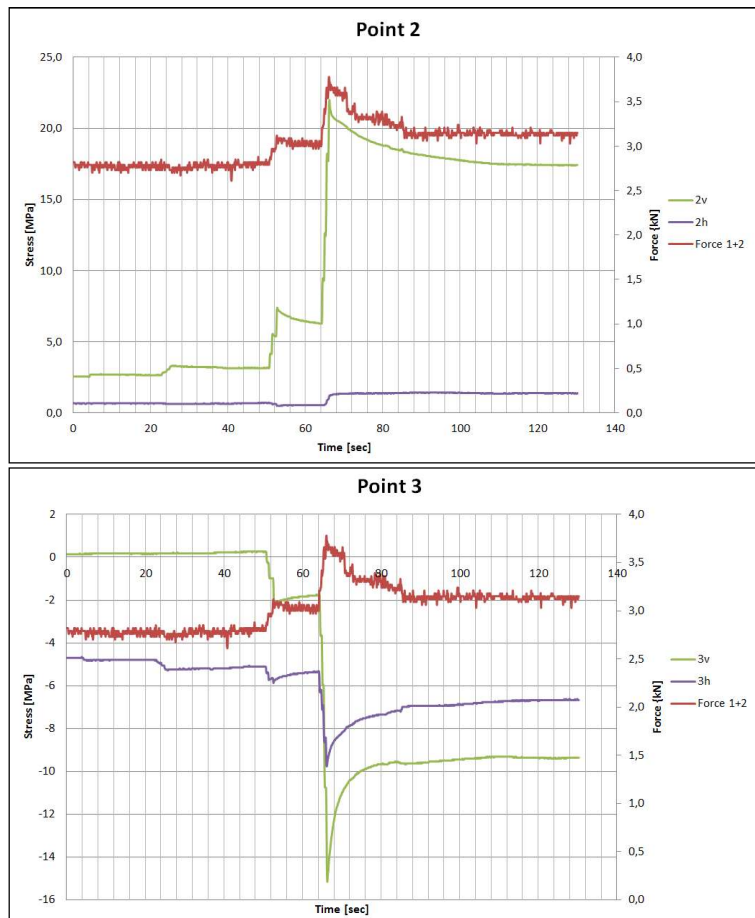


Fig. 11 – Loading system 1: Tension + bending + torsion

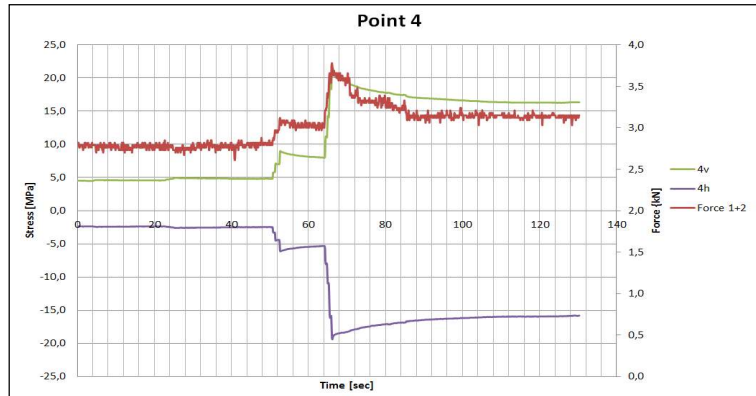


Fig. 12 – Loading system 1: Tension + bending + torsion

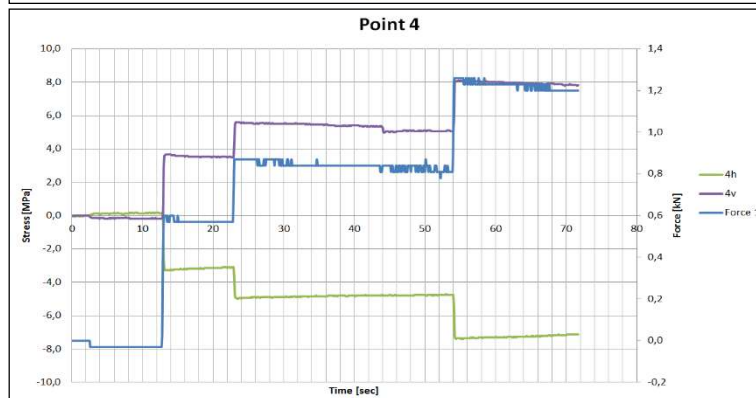
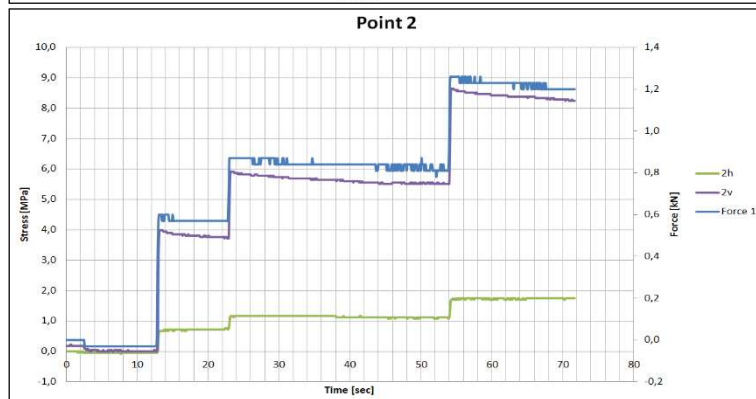
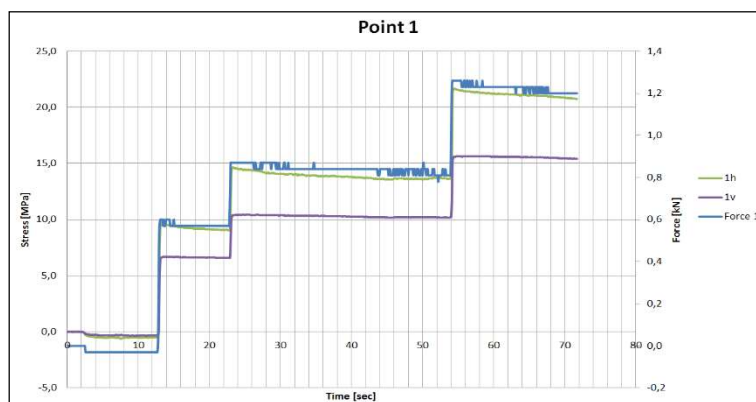


Fig. 13 – Loading system 2: Bending

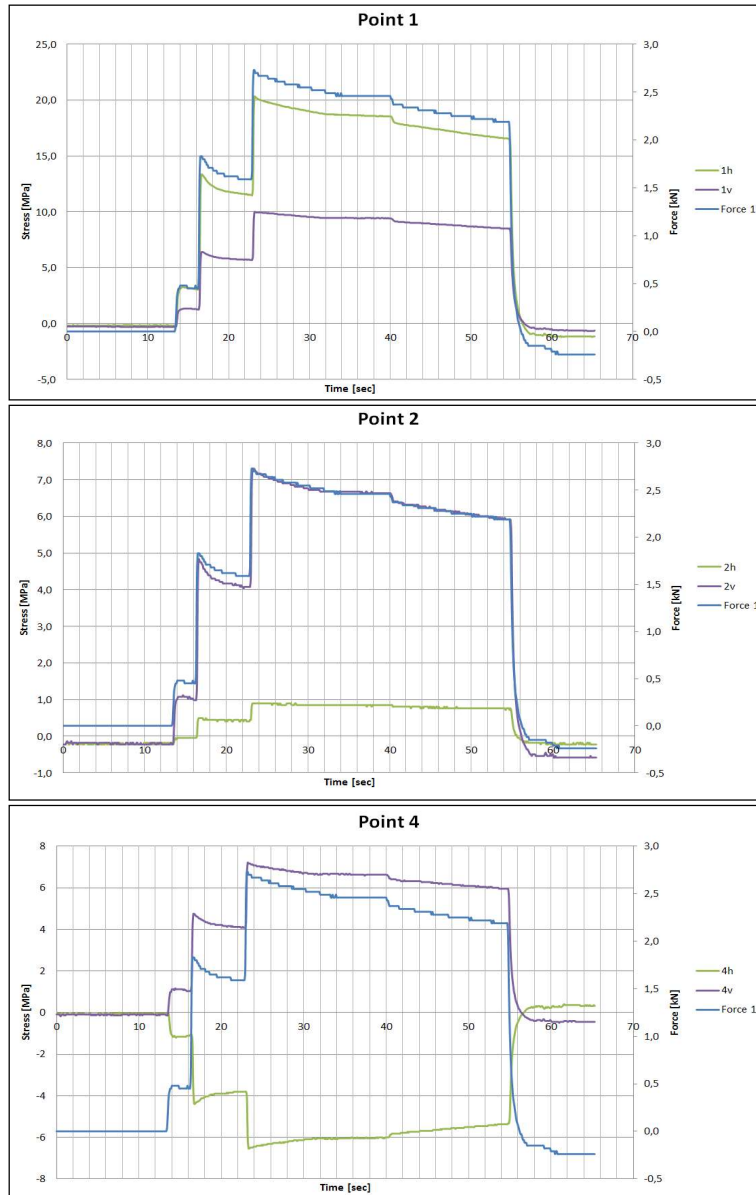


Fig. 14 – Loading system 3: Bending + torsion (short arm)

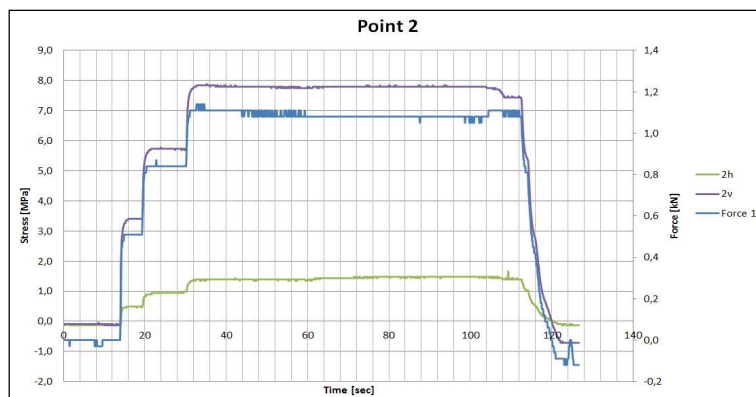


Fig. 15 – Loading system 4: Bending + torsion (long arm)

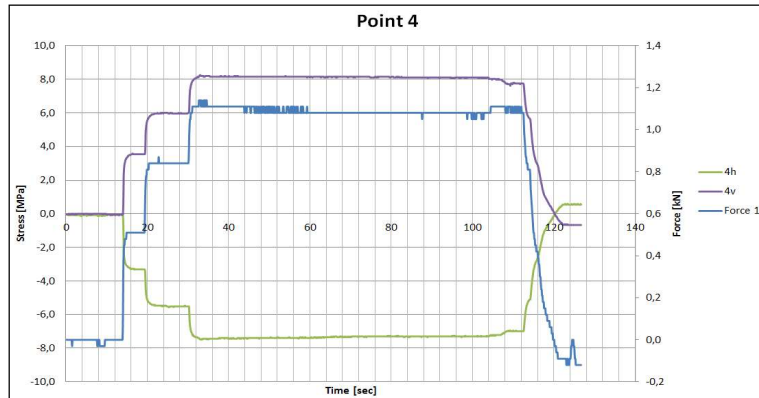


Fig. 16 – Loading system 4: Bending + torsion (long arm)

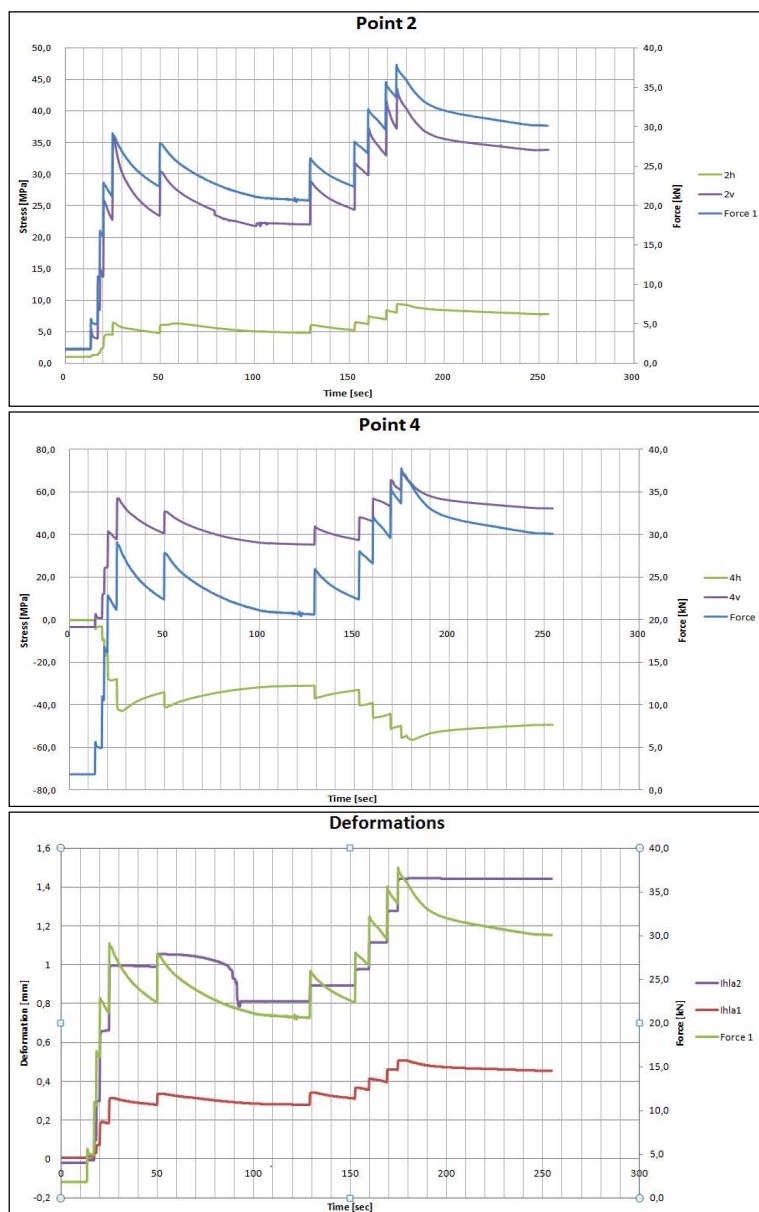


Fig. 17 – Loading system 5: Tension

CONCLUSION

On 11th of September 2014, experimental measurement of steel structure located in room A201/1 at nuclear power plant Mochovce was realised. Loading was applied with 5 systems in order to generate different loading states:

1. Tension + bending + torsion
2. Bending
3. Bending + torsion (short arm)
4. Bending + torsion (long arm)
5. Tension

Highest stress level was reached by loading system 5 – tension. Maximum force was 37,5kN and stress in console plate (Point 1) was 140MPa. In steel structure under the console (Point 2 – 4), stress reached 70MPa. This value is lower than yield stress of steel 210MPa.

TOMÁŠ KLAS

Literatúra a použité zdroje:

- [1] Magura, M., Klas, T., Experimentálne meranie ocelevej konštrukcie ZoD PN77, SvF STU v Bratislave, Bratislava 2014

*Ing. Tomáš Klas, PhD. (*1978)*

*Absolvent Stavebnej fakulty STU v Bratislave.
Pôsobí na Katedre kovových a drevených konštrukcií SvF STU v Bratislave.*

Výpočet pomocou ekvivalentného času trvania požiaru

Teplota požiaru závisí od mnohých faktorov – najmä od ventilačných podmienok, požiarneho zaťaženia, rozmerov požiarneho úseku a v ňom použitých materiálov. Výpočet pomocou ekvivalentného času trvania požiaru je spôsob, ako zohľadniť účinok reálneho požiaru bez komplikovaných výpočtov. Ako však uvádzajú niektorí autori, v súčasnosti používané vzťahy nedávajú vždy bezpečné výsledky.

ÚVOD

Výpočet konštrukcií na účinky požiaru má dve časti - tepelný výpočet a statický výpočet.

Pri tepelnom výpočte je potrebné určiť tepelnú odozvu konštrukcie (ohrievanie prierezov, zmenu fyzikálnych vlastností) na tepelné požiarne zaťaženie, ktoré býva vyjadrené teplotnými krivkami.

Priebeh teplôt je pri každom konkrétnom požari iný a závisí od druhu a vlastností horiacej látky, jej rozloženia v požiarom úseku, od prístupu kyslíka, od rozmerov požiarneho úseku a od tepelno-technických vlastností ohraničujúcich konštrukcií. Zjednodušene sa môže počítať pomocou nominálnych teplotných kriviek vyjadrujúcich skutočný požiar len približne. Najpresnejší obraz o priebehu teplôt pri požari podávajú spresnené výpočtové modely - jednozónové, dvojjónové alebo dynamické, ktoré však vyžadujú použitie programov MKP. Kompromisom medzi týmito dvomi spôsobmi výpočtu je výpočet pomocou parametrických teplotných kriviek, ktoré prirodzený požiar vystihujú presnejšie ako nominálne krivky, ale nevyžadujú použitie špeciálnych MKP programov.

EKVIVALENTNÝ ČAS TRVANIA POŽIARU

Na základe spresnených výpočtových modelov alebo parametrických teplotných kriviek sa dajú pomerne jednoducho počítať teploty kovových prvkov či už chránených alebo nechránených.

Toto však neplatí napr. pre betónové prvky alebo čiastočne alebo úplne obetónované spriahnuté oceľobetónové prvky, keďže v ich prípade je výpočet vedenia tepla pomerne komplikovaný. Z tohto dôvodu sú v príslušných eurokódoch (EN 1992-1-2, EN 1994-1-2) uvedené zjednodušené a tabuľkové postupy slúžiace na návrh týchto konštrukčných prvkov na účinky požiaru. Tieto sú však založené na normalizovanej teplotnej krivke. Takisto skúšky požiarne ochranných materiálov napr. oceľových konštrukcií a príslušné návrhové tabuľky uvádzané výrobcami sú robené na základe krivky ISO834. Aby sa aj v takýchto prípadoch dali zohľadniť čo najpresnejšie podmienky v požiarom úseku, bola odvodená metóda ekvivalentného času trvania požiaru, pri ktorej sa reálny požiar prevádza na normalizovaný. Ekvivalentná doba vystavenia účinkom požiaru je čas, za ktorý by prvok ohrievaný podľa ISO 834 dosiahol teplotu rovnú maximálnej teplote dosiahnutej pri skutočnom požari, alebo čas, pri ktorom odolnosť prvku ohrievaného podľa ISO 834 klesne na hodnotu minimálnej odolnosti prvku ohrievaného skutočným požiarom (Obr. 1 - 4). Táto metóda zohľadňuje veľkosť požiarneho zaťaženia, podmienky odvetrania a tepelné vlastnosti ohraničujúcich konštrukcií. Vzťahy boli pôvodne odvodené pre betónové prierezy s krytím výstuže 30mm. Jedným z prvých autorov bol Ingberg, ktorý odvodil jednoduchý vzťah [5]:

$$t_e = k_c e_f \quad (1)$$

kde $k_c = 1,0$ ak je požiarne zaťaženie e_f v kg/m^2 .

Kawagoe vzťah upravil a zohľadnil v ňom aj ventilačné podmienky [5]:

$$t_e = k_c e_f (A_t / A_v \sqrt{H_v})^{0,23} \quad (2)$$

kde $k_c = 1,06$; e_f je požiarne zaťaženie v kg/m^2 a $0,5 \leq A_t / A_v \sqrt{H_v} \leq 30$. A_v je celková plocha otvorov, A_t celková plocha (včítane otvorov) v m^2 a H_v výška okien v m.

Margaret Law upravila vzťah pre väčšie požiarne úseky z betónu a tehly v roku 1973 [4], [5]

$$t_e = \frac{A_f e_f}{\Delta H_c \sqrt{A_v (A_t - A_v)}} \quad (3)$$

kde e_f je požiarne zaťaženie v kg/m^2 a $\Delta H_c = 17,5$ je výhrevnosť dreva v MJ/kg .

Vzťah bol upravený Petterssonom (1973) na tvar [5]

$$t_e = 1,21 \frac{A_f e_f}{\Delta H_c \sqrt{A_v A_t \sqrt{H_v}}} \quad (4)$$

V roku 1986 zverejnila W14 CIB (Conseil International du Bâtiment = International Council for Building) vzťah v tvare [4]

$$t_e = k_c w e_f \quad (5)$$

kde e_f je hustota požiarneho zaťaženia v MJ/m^2 vztiahnutá na pôdorysnú plochu, k_c je prevodný súčiniteľ vyjadrujúci tepelné vlastnosti ohraničujúcich konštrukcií (je uvedený v tabuľke 1) a w je súčiniteľ ventilácie

$$w = \frac{A_f}{\sqrt{A_v A_t \sqrt{H_v}}} \quad (6)$$

kde A_f je plocha podlahy, A_v celková plocha otvorov, A_t celková plocha (včítane otvorov) v m^2 a H_v výška okien v m.

Všetky tieto rovnice platia len pre požiarne úseky bez otvorov v strechách ale len v zvislých stenách.

Do eurokódu bol prevzatý upravený vzťah, ktorý je použiteľný aj pre oceľové prierezy chránené alebo nechránené [2]:

$$t_{e,d} = (q_{f,d} k_b w_f) k_c \quad (7)$$

kde $q_{f,d}$ je návrhová hustota požiarneho zaťaženia; k_b prevodný súčiniteľ pre tepelné vlastnosti ohraničujúcich konštrukcií (je uvedený v tabuľke 1); w_f súčiniteľ odvetrania a k_c opravný súčiniteľ materiálu, tvoriaceho nosné prierezy (chránená oceľ a betón 1,0; nechránená oceľ 13,6 . O , kde O je otvorový súčiniteľ.)

w_f je súčiniteľ vetrania podľa vzťahu [2]:

$$w_f = (6,0 / H)^{0,3} [0,62 + 90(0,4 - \alpha_v)^4 / (1 + b_v \alpha_h)] \geq 0,5 \quad (8)$$

V tabuľke 1 sú uvedené hodnoty súčiniteľov k_c resp. k_b použitých vo vzorcoch (5), (7) a (8). Uvedené sú tiež hodnoty používané v Novozélandskej norme (FEDG) a hodnoty, ktoré odporúča Kirby [6].

Tab. 1 – Súčinitele k_c resp. k_b vyjadrujúce vplyv tepelnotechnických vlastností ohraničujúcich konštrukcií.

Vzorec	$b = \sqrt{\lambda \rho c}$			bez zohľadnenia b
	> 2500	720 - 2500	< 720	
EN 1991-1-2	0,04	0,055	0,07	0,07
EN 1991-1-2 (FEDG)	0,045	0,055	0,08	0,067
EN 1991-1-2 (Kirby)	0,05	0,07	0,09	
CIB W14	0,05	0,07	0,09	0,1

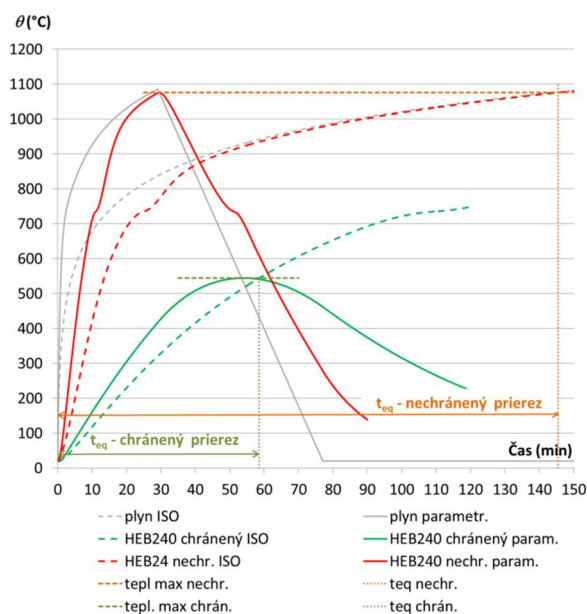
Postup podľa EN 1991-1-2 však nie je použiteľný pre spriahnuté oceľobetónové konštrukcie, keďže ide o dva materiály s veľmi rozdielnymi tepelno-technickými vlastnosťami a ani pre drevené konštrukcie u ktorých aj pri klesajúcich teplotách môže ešte prebiehať uhoľnatenie a teda pokles odolnosti.

POROVNANIE EKVIVALENTNÝCH ČASOV TRVANIA POŽIARU

V nasledujúcom sú ukázané ekvivalentné časy trvania požiaru určené presne z teplôt ocele a z odolnosti a podľa hotových vzťahov podľa vzťahov EN, CIB a Law. Pri presných výpočtoch sa uvažovalo jednak s parametrickou teplotnou krivkou a jednak s teplotnou krivkou podľa jednozónového modelu určeného pomocou programu Ozone.

Vo výpočtoch sa uvažovalo s požiarom úsekom s výškou 3,5 m; šírkou 18,5 m a dĺžkou 36,0 m. Výška okien bola 2,0 m s celkovou dĺžkou 50 m; tepelná prijímavosť b ohraničujúcich konštrukcií $1037 \text{ J/m}^2\text{s}^{1/2}\text{K}$ a požiarne zaťaženie vztiahnuté na pôdorysnú plochu 700 MJ/m^2 . Priebehy teplôt plynu a chránenej aj nechránenej ocele sú na obr. 2 a 4.

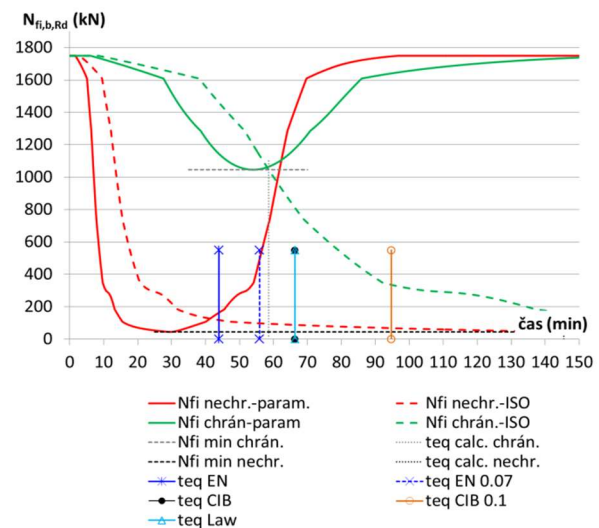
Ekvivalentné časy trvania požiaru boli určené pre chránený stĺp HEB 240 so vzpernou dĺžkou za požiaru 3 m. Materiál v ohraničujúcich konštrukciách sa pre jednoduchosť uvažoval betón z ľahkého kameniva. Ako požiarne ochranný materiál sa uvažoval nástrek z minerálneho vlákna, hrúbka bola volená tak, aby vyhovoval podľa parametrickej resp. podľa presnej krivky s čo najväčším využitím.



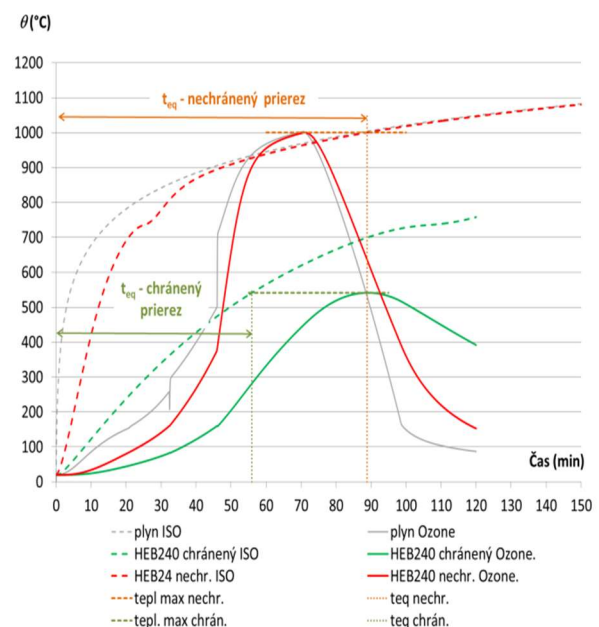
Obr. 1 – Ekvivalentný čas určený z STN EN 1991-1-2 a výpočtom na základe teplôt – parametrická krivka

Na obrázkoch 1 a 3 je znázornené určenie t_{eq} podľa parametrickej resp. presnej krivky na základe maximálnej teploty.

Na obrázkoch 2 a 4 je znázornené určenie t_{eq} podľa parametrickej resp. presnej krivky na základe minimálnej vzpernej odolnosti. Zároveň sú tu niektoré porovnania s výsledkami zo vzťahov podľa niektorých autorov.



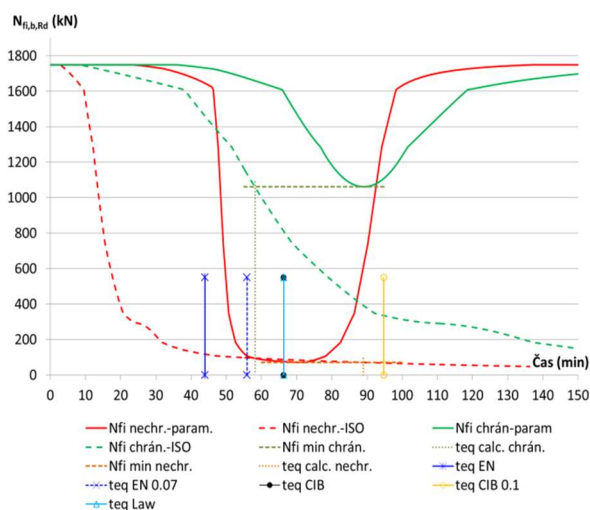
Obr. 2 – Porovnanie ekvivalentného času podľa rôznych vzťahov s vypočítanou hodnotou na základe odolnosti – parametrická krivka



Obr. 3 – Ekvivalentný čas určený z STN EN 1991-1-2 a výpočtom na základe teplôt – Ozone

Tabuľka č.2 – Hodnoty t_{eq} určené presným spôsobom a pomocou približných vzťahov

vzťah	hodnota t_{eq}	t_{eq} určené presne na základe maximálnej teploty/minimálnej odolnosti	
		parametrická	Ozone
Ingberg (1)	40'	58,5'/58,6'	55,9'/58,2'
Kawagoe (2)	88'		
Margaret Law (3)	66'		
Pettersson (4)	65'		
W14 CIB (5)	66'		
EN 1991-1-2	44'		
EN 1991-1-2 (FEDG)	44'		
EN 1991-1-2 (Kirby)	56'		



Obr. 4 – Porovnanie ekvivalentného času podľa rôznych vzťahov s vypočítanou hodnotou na základe odolnosti - Ozone

ZÁVER

Výpočet ekvivalentného trvania požiaru poskytuje spôsob na približné porovnanie skutočného požiaru a normalizovanej krivky. Hodnoty získané z výpočtu by mali byť konzervatívne, aby umožňovali bezpečný návrh. Z porovnania v tabuľke 2 je však zrejmé, že pre daný prípad sa výsledky dostávajú líšia. Najmä výsledky podľa eurokódu dávajú menšie hodnoty, t.j. na strane nebezpečnej. Určovanie ekvivalentného trvania požiaru si vyžaduje ďalší výskum, tak, aby výsledky umožňovali bezpečné a zároveň hospodárne navrhovanie konštrukcií na účinky požiaru.

MAGDALÉNA ŠTUIBEROVÁ

Literatúra a použité zdroje:

- [1] Norma STN EN 1991-1-2: Eurokód 1. Zaťaženie konštrukcií, Časť 1-2: Zaťaženie konštrukcií namáhaných požiarom
- [2] Norma STN EN 1993-1-2: Eurokód 3: Navrhovanie ocelových konštrukcií, Časť 1-2: Všeobecné pravidlá: Navrhovanie konštrukcií na účinky požiaru
- [3] Wald F. a kolektív: Výpočet požárnej odolnosti stavebných konštrukcií. Vydavateľstvá ČVUT, Praha 2005. 336 strán. ISBN 80-01-03157-8
- [4] Buchanan, A. H.: Structural Design for Fire Safety. John Wiley & Sons, Ltd, 2001. 421 pages. ISBN 0 471 88993 8
- [5] Law, M.: A Review of Formulae for T-Equivalent. January 1997. In: Fire Safety Science 5: 985-996. DOI: 10.3801/IAFSS.FSS.5-985
- [6] Thomas G.C., Buchanan A.H., Fleischmann C.M.: Structural Fire Design: The Role of Time Equivalence. In: Fire Safety Science 5: 607-618. DOI:10.3801/IAFSS.FSS.5-607

doc. Ing. Magdaléna Štujberová, PhD.
(*1967)

Absolventka Stavebnej fakulty STU v Bratislave.
Pôsobí na Katedre kovových a drevených konštrukcií SvF STU v Bratislave.

