



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV STAVEBNÍ MECHANIKY

INSTITUTE OF STRUCTURAL MECHANICS

STANOVENÍ POŽÁRNÍ ODOLNOSTI KONSTRUKCÍ

DETERMINATION OF FIRE RESISTANCE OF STRUCTURES

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Bc. Daniel Jindra

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. PETR HRADIL, Ph.D.

BRNO 2018



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3608T001 Pozemní stavby
Pracoviště	Ústav stavební mechaniky

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Daniel Jindra
Název	Stanovení požární odolnosti konstrukcí
Vedoucí práce	Ing. Petr Hradil, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2018
Datum odevzdání	11. 1. 2019

V Brně dne 20. 11. 2018

prof. Ing. Drahomír Novák, DrSc.
Vedoucí ústavu

prof. Ing. Miroslav Bajer, CSc.
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

1. Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

Seznamte se s programovým systémem ANSYS. Prostudujte problematiku analýz konstrukcí namáhaných teplotním zatížením. Zabývejte se změnou materiálových vlastností, teplotním zatížením a specifickými typy analýz. Sestavte výpočtové modely vybraných konstrukcí nebo jejich částí a proveďte výpočty.

1. Prostudujte možnosti modelování nelineárního chování betonu za běžných a zvýšených teplot
2. Proveďte analýzy a výpočty a rozbor výsledků ocelobetonové konstrukce, která je vystavena účinkům požáru definovaných v normových předpisech.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchování vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).

Ing. Petr Hradil, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Abstrakt

Je preštudovaná možnosť modelovania nelineárneho chovania betónu pri bežných izbových a zvýšených teplotách pri požiari v prostredí programu ANSYS. Je zohľadnená zmena materiálových vlastností pri teplotnom zaťažení. Požiarna odolnosť je analyzovaná na železobetónovej a kompozitnej oceľobetónovej konštrukcii. Požiarna zaťaženie je definované podľa príslušných normových predpisov. Sú prevedené časovo závislé nelineárne štrukturálne analýzy konštrukcií, ktorým predchádzali časovo závislé analýzy teplotných polí. Výsledky z analýzy jednoduchšej železobetónovej konštrukcie sú porovnané s predpokladmi podľa metódy izotermy 500 °C.

Kľúčové slová

analýza požiarnej odolnosti, železobetónový nosník / doska, kompozitná oceľobetónová doska, analýza MKP v systéme ANSYS, nelineárna statická štrukturálna analýza, Menetrey Willam materiálový model pre betón, teplotná závislosť materiálových modelov, metóda izotermy 500 °C podľa EC, časovo závislá teplotná analýza, matica pohľadových faktorov pri prenose tepla žiarením, nelineárna časovo závislá štrukturálna analýza

Abstract

Possibilities of modeling non-linear behavior of concrete within standard room temperatures and increased fire-load values using FEM software ANSYS are studied. Temperature dependences of material models are considered. Fire resistance of reinforced concrete and concrete-steel composite construction is analyzed. Fire loads are defined in accordance with relevant standards. Non-linear structural transient analyses are calculated after temperatures were determined by transient thermal analyses. Results obtained from analyses of simple reinforced concrete structure are compared with approach of isotherm 500 °C method.

Keywords

fire resistance analysis, reinforced concrete beam / slab, concrete-steel composite slab, FEM analysis in ANSYS software, non-linear static structural analysis, Menetrey Willam concrete material model, temperature dependences of material models, EC isotherm 500 °C method, transient thermal analysis, view factor radiation matrix, non-linear transient structural analysis

Bibliografická citácia VŠKP

Bc. Daniel Jindra *Stanovení požární odolnosti konstrukcí*. Brno, 2018. 111 s., 1 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavební mechaniky. Vedoucí práce Ing. Petr Hradil, Ph.D.

Prehlásenie:

Prehlasujem, že som diplomovú prácu spracoval samostatne a že som uviedol všetky použité informačné zdroje.

V Brne dňa

.....
podpis autora

Bc. Daniel Jindra

Pod'akovanie:

Obrovská vďaka patrí mojim rodičom za podporu môjho vysokoškolského štúdia na fakulte stavebnej v Brne.

Tiež moc ďakujem pánu vedúcemu tejto práce Ing. Petrovi Hradilovi, Ph.D. za jeho čas a množstvo užitočných rád ktoré mi venoval počas konzultácií a za jeho trpezlivosť.

Obsah

1.	Úvod.....	1
2.	Možnosti modelovania železobetónových konštrukcií za bežných a zvýšených teplôt	2
2.1	Statické zaťaženie prostého nosníku a dosky pri bežnej teplote	3
2.1.1	Geometria	3
2.1.2	Materiálový model	3
2.1.3	Použitý druh konečných prvkov	7
2.1.4	Okrajové podmienky, zaťaženie a nastavenie riešiča	7
2.1.5	Analýza výstupov - úvod	8
2.1.6	Výsledky analýz nosníka rozpätia 4 m	8
2.1.7	Výsledky analýz nosníka rozpätia 6 m	12
2.1.8	Výsledky analýz 4 m dosky a nosníka	16
2.1.9	Porovnanie výsledkov	21
2.2	Analýza teplotného poľa konštrukcie pri požiarom zaťažení.....	23
2.2.1	Materiálový model	23
2.2.2	Použitý druh konečných prvkov	25
2.2.3	Požiarne zaťaženie, okrajové podmienky a nastavenie riešiča	26
2.2.4	Model pre overenie materiálového modelu.....	27
2.2.5	Model dosky hr.150 mm pre posúdenie podľa metódy izotermy 500 °C	28
2.2.6	Model dosky hr. 150 mm pre získanie tepelného zaťaženia do štruktúrálnej analýzy v ANSYS-e	29
2.3	Požiarne odolnosť dosky.....	30
2.3.1	Materiálový model	30
2.3.2	Sieť KP, okrajové podmienky, nastavenie riešiča a zaťaženie	35
2.3.3	Výsledky analýz.....	36
2.3.4	Zhodnotenie výsledkov.....	60
3.	Model spriahnutej ocelobetónovej konštrukcie.....	62
3.1	Tepelná analýza	65
3.1.1	Materiálový model	65
3.1.2	Overenie radiácie medzi povrchmi a zadania emisivity povrchov na statickej teplotnej analýze.....	67
3.1.3	Zhodnotenie radiácie medzi povrchmi pri časovo závislej tepelnej analýze.....	70
3.1.4	2D modely pre zistenie časového priebehu teplôt vo vybraných bodoch konštrukcie a test teplotného zaťaženia 2D modelu na základe teplôt v týchto bodoch.....	77
3.1.5	Model spriahnutej ocelobetónovej dosky pre výpočet teplotného poľa	85
3.2	Štruktúrálna analýza.....	88
3.2.1	Materiálové modely	88
3.2.2	Doplnenie elementov výstuže, kontaktu a deformačné okrajové podmienky	89

3.2.3	Nastavenie riešiča, zaťaženie	90
3.2.4	Výsledky analýz a zhodnotenie	91
3.2.5	Zhrnutie výsledkov	106
4.	Záver	107
5.	Zoznam použitých zdrojov:	108
6.	Zoznam použitých skratiek a symbolov:	109
7.	Zoznam príloh a prílohy	112
7.1	Príloha A: orientačné určenie priehybu spriahnutej ocelobetónovej konštrukcie od vlastnej tiaže	112

1. Úvod

V tejto práci je preštudovaná problematika analýzy železobetónových, resp. spriahnutých oceľobetónových konštrukcií namáhaných požiarom teplotným zaťažením v prostredí systému ANSYS.

Pred analýzou geometricky zložitejšej spriahnutej oceľobetónovej konštrukcie (kapitola 3) bola aplikácia požiarneho zaťaženia odskúšaná na konštrukcii jednoduchšej geometrie - proste uloženej železobetónovej dosky (kapitola 2).

Najprv je v časti 2.1 popísané modelovanie železobetónových konštrukcií pri zohľadnení materiálovej i geometrickej nelinearity za bežných teplôt. Sú použité nelineárne materiálové modely pre betón i oceľovú výstuž. Zaťaženia v tejto časti sú uvážené vždy staticky, riešia sa štrukturálne úlohy.

Ďalej v časti 2.2 je uvedená aplikácia požiarneho zaťaženia a sú analyzované teplotné profily konštrukcie. Jedná sa o časovo závislé tepelné analýzy - v terminológii prostredia ANSYS tzv. "transient thermal". Výsledky pre vybrané prípady týchto analýz sú porovnávané s teplotnými profilmi podľa príslušnej normy, aby bola overená správnosť zadania vstupných parametrov.

Výsledky analýz z 2.2 sú ďalej používané v časti 2.3, kde sú aplikované ako zaťaženie teplotami pri časovo závislých štrukturálnych analýzach konštrukcií, tzv. "transient structural". Výsledky analýz sú pre jednoduchú doskovú konštrukciu porovnávané s predpokladmi jej požiarnej odolnosti stanovenej na základe metódy izotermy 500 °C.

V kapitole 3 je analyzovaná geometricky zložitejšia spriahnutá oceľobetónová konštrukcia (chránená SDK podhľadom), na ktorej bola v minulosti (cca. 15 rokov dozadu) vykonaná i skúška požiarnej odolnosti.

V prípade časovo závislej tepelnej analýzy konštrukcie (časť 3.1) ktorá predchádzala štrukturálnej analýze (časť 3.2) je v kapitole 3.1 vypracovaná i menšia štúdia modelovania problematiky prenosu tepla radiáciou medzi dvoma, resp. viacerými povrchmi konštrukcie (časti 3.1.2 a 3.1.3). To je z dôvodu zohľadnenia vplyvu prenosu tepla vo vzduchovej vrstve medzi SDK podhľadom a samotnou oceľobetónovou konštrukciou. Tu sa od geometrie oceľobetónovej konštrukcie odbočuje, nakoľko táto problematika bola najprv preskúmaná pri ustálenom stave jednoduchšej skladby konštrukcie, tzv. "static thermal", ktorý bol pri nižších teplotách (rádovo -20 ~ 20 °C) porovnaný s ručným tepelno-technickým výpočtom, aby bola zistená správnosť modelovania danej problematiky. Následne bol prenos tepla žiarením preskúmaný i pri vyšších teplotách a časovo závislej tepelnej analýze.

V časti 3.2 je následne oceľobetónová konštrukcia zaťažená pri časovo závislej štrukturálnej analýze silovo (staticky) i teplotne (v čase) na základe výsledkov z predošlej kapitoly.

Výsledky z jednotlivých častí sú vždy polemizované na konci odpovedajúcej kapitoly.

Kapitola 4 tvorí záver celej práce. Zoznam použitej literatúry je uvedený kapitole 5, za ktorou nasleduje zoznam skratiek a symbolov - 6.

Príloha v kapitole 7 obsahuje len jednu časť v ktorej je ukážka jedného orientačného ručného výpočtu priehybu spriahnutej konštrukcie (konkrétne s uvažovanými hodnotami). Ďalšie výpočty ktoré boli automatizované v prostredí MS-Excel - ako napr. výpočet únosnosti prierezu pri použití metódy izotermy 500 °C, prípadne za bežných teplôt, určenie ohybových tuhostí prierezov a pod. nie sú v tejto práci ukazované, nakoľko samotný postup výpočtov je druhoradý. V jednotlivých kapitolách sú vždy uvedené výsledky s odkazom na daný zdroj ktorý slúžil ako podklad pre výpočty. V podstate sa jedná o literatúru (7) a príslušné časti EC2 - teda zdroje (2) a (3).

Výstupy z analýz boli väčšinou importované ako textové súbory do prostredia MS-Excel, kde boli ďalej spracovávané (s istým stupňom automatizácie procesu).

2. Možnosti modelovania železobetónových konštrukcií za bežných a zvýšených teplôt

Pri zostavovaní konečno prvkového (KP) modelu analyzovaného betónového konštrukčného prvku je možné na základe jeho rozmerov a požadovanej detailnosti zhotoveného KP modelu tento prvok idealizovať za použitia elementov typu prúťového (BEAM), plošných (SHELL) a priestorových (SOLID).

Všetky tri typy týchto prvkov sa dajú doplniť výstužou (elementy REINF264). V celej tejto práci sú betónové časti analyzovaných prvkov modelované priestorovými prvkami. Výnimka nastala len v kapitole 2.1.8 kde bol pre jeden prípad otestovaný i prúťový model železobetónového nosníku pomocou elementov BEAM188, ktorý bol patrične vystužený. V prípade modelovania železobetónovej dosky priestorovými prvkami bol uvážnený len jej pomerne úzky úsek a charakter dosky bol zohľadnený príslušnými okrajovými podmienkami. Pri analýze celej dosky by sa javilo ako efektívnejšie odskúšať model zhotovený z plošných SHELL prvkov, ktorým by bola dodefinovaná výstuž. Taká alternatíva v tejto práci však nie je analyzovaná. Aplikácia teplotného (požiarneho) zaťaženia takého modelu by bola zrejme komplikovanejšia.

Ako priestorové prvky boli pri štruktúrálnej analýze používané elementy SOLID185 vystužené prvkami REINF264. V knižnici ANSYS-u je i prvok CONCR65 (resp. SOLID65), ktorý v sebe priamo umožňuje definíciu výstuže. Tento typ elementu je však v samotnom návode (1) označený pojmom "legacy element" a nie je doporučené ho používať, nakoľko je nahradený novším typom SOLID185. Bol odskúšaný na jednom prípade, ktorého výsledky ani nie sú v tejto práci dokumentované, nakoľko vždy nastali problémy s konvergenciou pri prekonaní ťahovej pevnosti betónu.

Pre získanie teplotného poľa konštrukcie sú pri časovo závislej teplotnej analýze (transient thermal, ktorá predchádza štruktúrálnej analýze) použité elementy SOLID70 s teplotným stupňom voľnosti. Možnosť použitia kombinovaných prvkov, tzv. "coupled-field" SOLID226 (s teplotným i deformačnými stupňami voľnosti, vystužených pomocou REINF264) nevykazovala pri uplatnení požiarneho zaťaženia vysokými teplotami (pri jednej spoločnej štruktúrálnej i tepelnej časovo závislej analýze) rozumné výsledky. Podľa dokumentácie (1) je totiž SOLID226 iba lineárny prvok. Výsledky takýchto analýz v tejto práci tiež nie sú dokumentované.

Podľa návodu (1) sa ako najvhodnejšie nelineárne materiálové modely pre betón javia tzv. "Drucker-Prager concrete" a hlavne "Menetrey Willam". Prvý spomenutý však vykazoval problémy s konvergenciou výpočtov (už pri bežných teplotách) pri definovaní ťahového zmäkčenia materiálu. Bez definovania tohto zmäkčenia sa však správa tuhšie než sa javí byť reálne (časť 2.1.6). Preto je ďalej uvažovaná už iba druhá alternatíva, ktorá je i podľa (1) pre betón vhodnejšia.

V prvej časti (2.1) je modelovaná problematika zaťaženia prostého železobetónového nosníku a neskôr dosky statickým zaťažením pri konštantnej okolitej teplote. Materiálové charakteristiky sú uvažované podľa (2) pre tzv. bežnú teplotu o hodnote 20 °C.

V druhej časti (2.2) je analyzované teplotné pole, resp. teplotné profily konštrukčných prvkov požiarne zaťaženej konštrukcie pri časovo závislej tepelnej analýze. Pre overenie správnosti zadefinovania takéhoto zaťaženia boli tiež vyhotovené kontrolné analýzy vybraných konštrukčných prvkov, ktoré boli porovnané s podkladmi podľa (3) - viď časť 2.2.4. Získanie časovo závislého teplotného poľa ako vstupu pre štruktúrálnu analýzu je popísaný v časti 2.2.6.

Tretia časť (2.3) pojednáva o samotnej štruktúrálnej (časovo závislej) analýze železobetónovej konštrukcie v tvare dosky pri požiarnej zaťažení. Najprv sú popísané závislosti materiálových charakteristík na teplote (2.3.1), následne uvážnené zaťaženie, okrajové podmienky a nastavenie riešiča (2.3.2). Nakoniec veľkú časť kapitoly tvoria výsledky analýz v časti 2.3.3.

V celej tejto kapitole 2 je pre konštrukcie uvažovaný betón triedy C25/30 s výstužou B550B. Vždy sú uvážnené stredné hodnoty materiálových charakteristík.

Sú analyzované jednoduché konštrukcie (prostý nosník, doska). Výsledky sú tak jednoducho overiteľné ručnými výpočtami (resp. v prostredí MS-Excel) na základe príslušných teórií správania sa konštrukčného prvku a príslušných noriem. Týmto spôsobom sú určené isté predpokladané hodnoty, ktoré sú pri analýzach v prostredí ANSYS zhruba očakávané.

Pozn.: V ďalšej kapitole 3 sa často odvoláva na skutočnosti z kapitoly 2. Veľa vecí totiž bolo nastavených rovnako, respektíve analogicky.

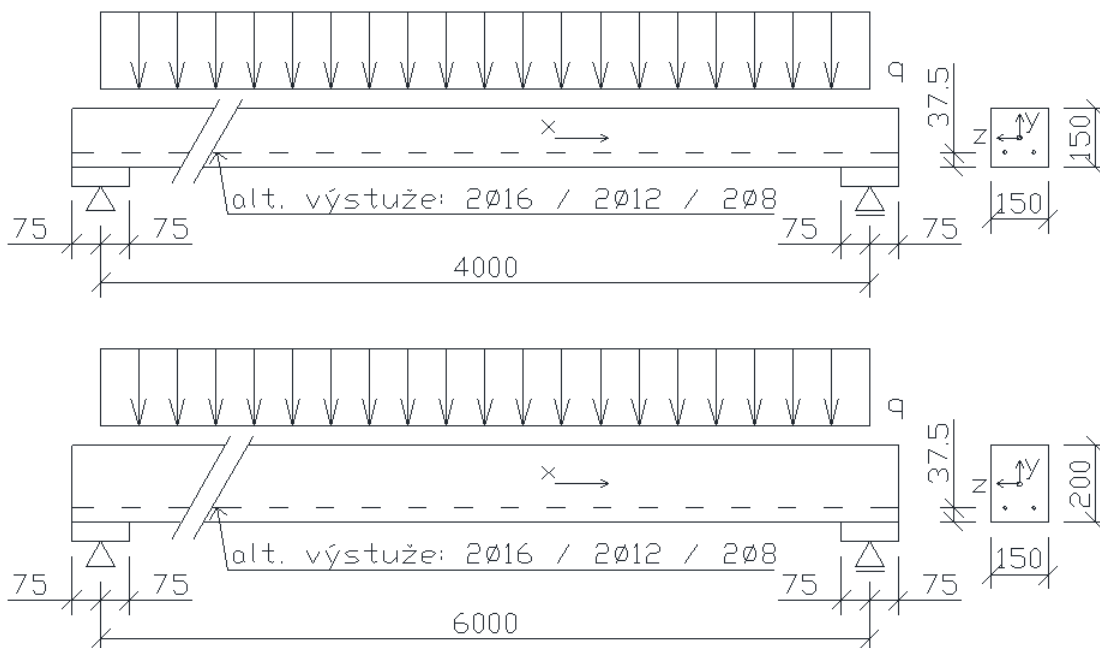
2.1 Statické zaťaženie prostého nosníku a dosky pri bežnej teplote

Test správania sa materiálového modelu betónu pri bežných teplotných podmienkach (20 °C) prebehol na železobetónových nosníkoch (resp. tiež úsekoch dosky) dvoch rôznych statických rozpätí: 4 m a 6 m. Analyzovaná bola problematika prostého ohybu.

2.1.1 Geometria

Rozmery nosníkov (resp. i úsekov dosiek) analyzovaných v tejto kapitole možno konštatovať na obrázku 2.1. Výška nosníka s rozpätím 4 m je $h = 150$ mm. Pri rozpätí 6 m je volená výška 200 mm. Šírka prierezu $b = 150$ mm v oboch prípadoch. Analyzované boli viaceré alternatívy vystuženia prierezu.

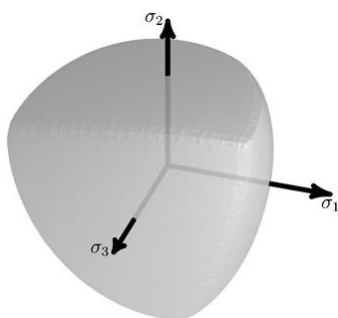
Pre urýchlenie výpočtu je modelovaná polovica nosníka a v strede rozpätia uplatnená symetrická okrajová podmienka.



Obr. 2.1 Geometrie analyzovaných nosníkov

2.1.2 Materiálový model

2.1.2.1 Model Menetrey-Willam pre betón



Obr. 2.2 Plocha plasticity v Haigh-Westergaard priestore pre Menetrey-Willam model podľa (1)

Ako materiál je vo všetkých prípadoch tejto kapitoly uvažovaný betón triedy C25/30. Podľa (2) sú uvažované materiálové charakteristiky nasledovne:

stredná tlaková pevnosť betónu; $f_{cm} = 33$ MPa

stredná ťahová pevnosť betónu; $f_{ctm} = 2,6$ MPa

Youngov modul pružnosti (priesečnicový); $E_{cm} = 31$ GPa

Podľa popisu v (1), Menetrey-Willam model je založený na Willam-Warneke ploche plasticity. Povrch tejto plochy je podobný ploche plasticity Mohr-Coulomb modelu, ale bez ostrých hrán, ktoré môžu spôsobovať obťažnosti v riešení napätí na Mohr-Coulomb povrchu. Niektoré jeho charakteristiky zdieľa s Drucker-Prager modelom a môže sa použiť pri modelovaní podobných materiálov. Menetrey-Willam model má byť podľa (1) vo všeobecnosti lepší pre simuláciu správania sa agregátnych materiálov ako je betón.

Z dôvodu tohto odporúčania je pre betón použitý Menetrey-Willam-ov materiálový model. Materiálový model Drucker-Prager je použitý len v jednom prípade pre porovnanie. Víd 5 2.1.6

Pre materiálový model je potrebné definovať izotropné alebo anizotropné elastické správanie. V tomto prípade bola uvažovaná lineárna izotropia s modulom pružnosti $E = 31 \text{ GPa}$ a Poissonovým číslom $\mu = 0,2$.

Definovanie materiálového modelu ďalej vyžaduje hodnoty: R_c = jednoosová pevnosť v tlaku; R_t = jednoosová pevnosť v ťahu a R_b = dvojosová pevnosť v tlaku, s podmienkou $R_b > R_c > R_t$. Sú uvažované nasledovne: $R_c = 33 \text{ MPa}$; $R_t = 2,6 \text{ MPa}$; $R_b = 1,2 \cdot R_c = 39,6 \text{ MPa}$.

2.1.2.2 Uhol dilatancie

Charakteristika (uvažovaná ako konštanta) rozširujúca vlastnosti Menetrey-Willam materiálového modelu je tzv. uhol dilatancie, v prostredí ANSYS (1) a tiež článku (4) tzv. "dilatancy angle", niekedy na internete, napr. web (5) označovaný ako tzv. "dilation angle" alebo "angle of dilation".

Uhol dilatancie ψ udáva veľkosť plastickej objemovej expanzie a behom plastickeho tečenia je konštantný. Pri $\psi = 0$ sa predpokladá, že materiál pri šmyku nemení svoj objem.

V demonštrácii zavedenia materiálového modelu v (1) bola pre betón o jednoosej tlakovej pevnosti 30 MPa použitá hodnota $\psi = 10^\circ$. Podľa požiadavku (1) sa má uvažovať v rozpätí:

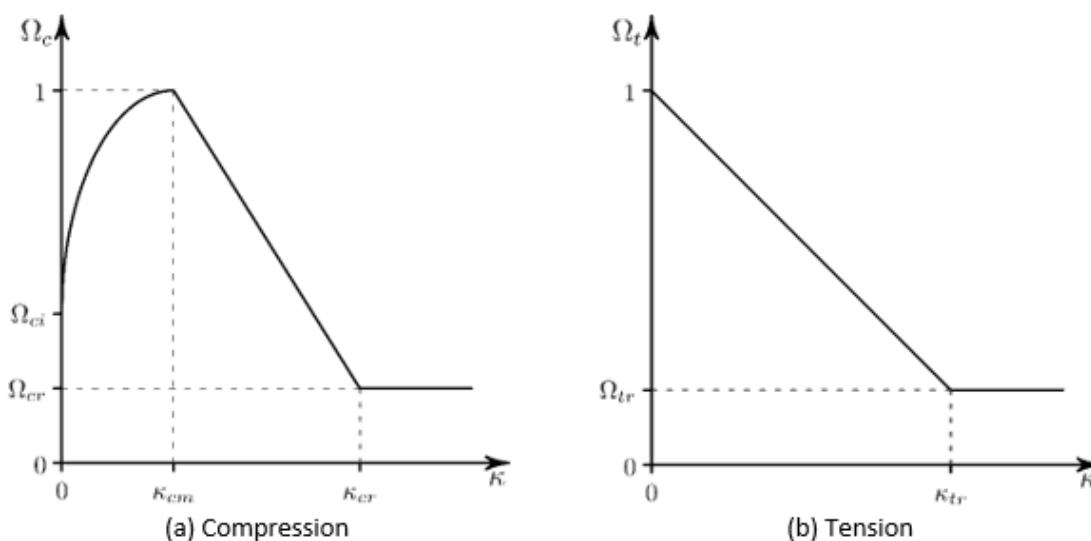
$$\frac{R_t}{\sqrt{2} \cdot R_c} < \tan(\psi) \leq \frac{1}{\sqrt{2}}$$

Teda pre uvažovaný betón triedy C25/30 medzi $3,2^\circ$ a $35,3^\circ$

Podľa článku (4) sa hodnota pre betóny bežne používaných pevností môže pohybovať okolo $\psi = 13^\circ$. V tejto práci je použitá hodnota $\psi = 11,5^\circ$.

2.1.2.3 Lineárne zmäkčenie

Podľa (1) je funkcia sklzu pri tlaku Ω_c daná funkciou nelineárneho spevnenia a funkciou lineárneho zmäkčenia. Funkcia sklzu pri ťahu Ω_t je daná lineárnou zmäkčujúcou funkciou. Vid' obr. 2.3 nižšie. Na osiach x je vynesená plastickejš pomerná deformácia κ .



Obr. 2.3 Lineárne zmäkčenie v tlaku a ťahu podľa (1)

zn.	popis vlastnosti	jedn.	obmedzenie	použitá hodnota
κ_{cm}	Plastické pretvorenie pri jednoosej tlakovej pevnosti	-	$0 < \kappa_{cm} < \kappa_{cr}$	$\varepsilon_{c1} - f_{cm}/E_{cm} = 0,001035$
κ_{cr}	Medzné efektívne plastické pretvorenie v tlaku	-	$\kappa_{cr} > \kappa_{cm}$	0,0021
Ω_{ci}	Relatívne napätie pri začiatku nelineárneho spevňovania	-	$0 \leq \Omega_{ci} \leq 1$	0,4
Ω_{cr}	Reziduálne tlakové relatívne napätie	-	$0 < \Omega_{cr} \leq 1$	0,1
κ_{tr}	Limit plastickeho pretvorenia v ťahu	-	$\kappa_{tr} > 0$	0,0005
Ω_{tr}	Reziduálne ťahové relatívne napätie	-	$0 < \Omega_{tr} \leq 1$	0,2

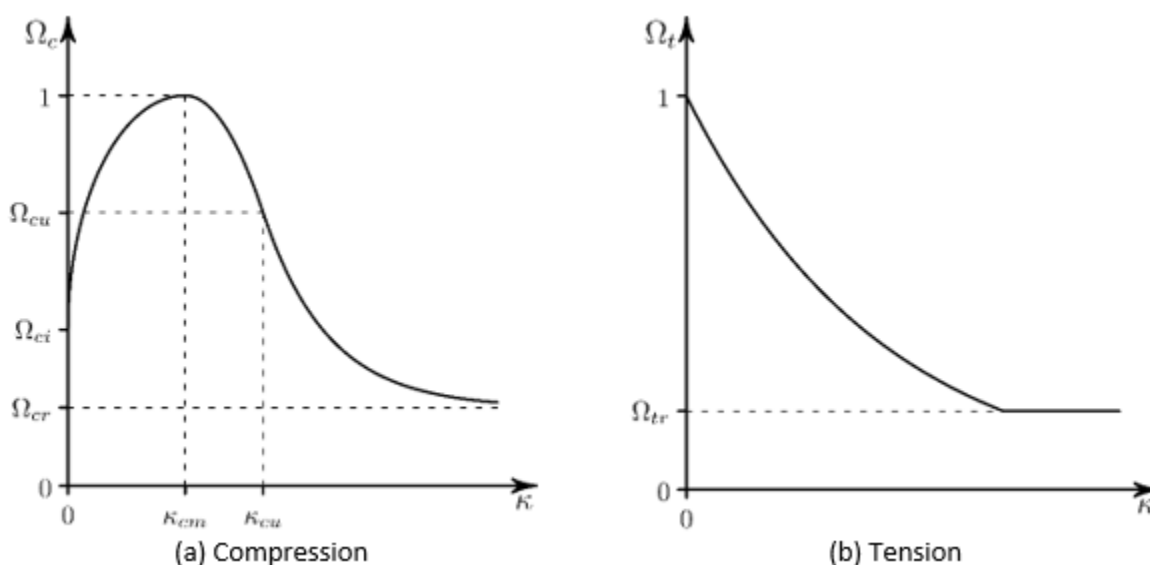
Tab. 2.1 Popis konštánt pre definíciu lineárneho zmäkčenia podľa (1) a použité číselné hodnoty

Pozn.: V Tab. 2.1: Ω_{ci} vychádza z približného použitia $0,4 f_{cm}$ pre definíciu E_{cm} podľa (2); K_{cm} je určené na základe pomernej deformácie ε_{c1} pre betón triedy C25/30 podľa (2); Ostatné hodnoty sú inšpirované demonštračným príkladom definovania Menetrey-Willam materiálového modelu v (1). V ňom bola pre K_{cr} (plastická pomerná deformácia) použitá hodnota $\varepsilon_{c1} = 0,0021$ (elastická pomerná deformácia). Pri analýzach však tlakové zmäkčenie nie je očakávané. Ďalej je uvážené i exponenciálne zmäkčenie.

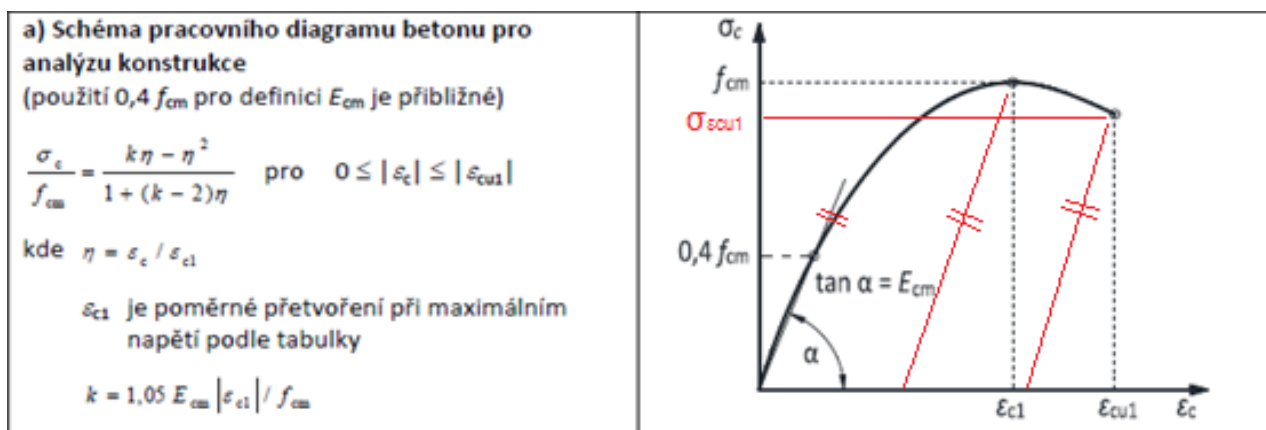
2.1.2.4 Exponenciálne zmäkčenie

Podľa grafického vyobrazenia funkcie skľuzu pri tlaku Ω_c (viď Obr. 2.4) podľa (1) je tvar tejto krivky bližší schéme pracovného diagramu betónu pre analýzu konštrukcie podľa (2), než to bolo v prípade grafov funkcie Ω_c pri lineárnom zmäkčení.

Podľa popisu v (1) je funkcia skľuzu pri ťahu Ω_t daná exponenciálnou zmäkčujúcou funkciou, kde objemová energia rozptýlená pri zmäkčovaní je proporcionálna plošnej špecifickej lomovej energii módu I, značenej G_{ft} . Numerická hodnota pre túto veličinu je pre betón triedy C25/30 prevzatá z prostredia softvéru (6): $G_{ft} = 65 \text{ J/m}^2$.



Obr. 2.4 Exponenciálne zmäkčenie v tlaku a ťahu podľa (1)



Obr. 2.5 Schéma pracovného diagramu betónu pre analýzu konštrukcie podľa (2)

Výpočet neznámych z obr. 2.5 pre betón triedy C25/30 ($\varepsilon_{c1} = 2,1 \text{ ‰}$; $\varepsilon_{cu1} = 3,5 \text{ ‰}$) pri ε_{cu1} :

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}} = 2,0714$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}; \text{pre } \varepsilon_{cu1} \rightarrow \eta_{\varepsilon_{cu1}} = \frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} = 1,6667$$

$$\frac{\sigma_{\varepsilon_{cu1}}}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta_{\varepsilon_{cu1}} - \eta_{\varepsilon_{cu1}}^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta_{\varepsilon_{cu1}}} = \mathbf{0,6028}; \sigma_{\varepsilon_{cu1}} = 19,892 \text{ MPa}$$

Hodnoty parametrov potrebných pre popis chovania exponenciálneho zmäkčovania sú zhrnuté v Tab. 2.2. Ω_{cu} vychádza z predošlých výpočtov. Hodnoty pre reziduálne tlakové relatívne napätie Ω_{cr} a reziduálne ťahové relatívne napätie Ω_{tr} sú opäť inšpirované demonštračným príkladom z (1).

zn.	popis vlastnosti	jedn.	obmedzenie	použitá hodnota
K_{cm}	Plastické pretvorenie pri jednoosej tlakovej pevnosti	-	$0 < K_{cm} < K_{cu}$	$\varepsilon_{c1} - f_{cm}/E_{cm} = 0,001035$
K_{cu}	Plastické pretvorenie pri prechode z mocninového zákona na exponenciálne zmäkčovanie	-	$K_{cu} > K_{cm}$	$\varepsilon_{cu1} - \sigma_{\varepsilon_{cu1}}/E_{cm} = 0,002858$
Ω_{ci}	Relatívne napätie pri začiatku nelineárneho spevňovania	-	$0 \leq \Omega_{ci} \leq 1$	0,4
Ω_{cu}	Reziduálne relatívne napätie pri K_{cu}	-	$\Omega_{cr} < \Omega_{cu} \leq 1$	0,6028
Ω_{cr}	Reziduálne tlakové relatívne napätie	-	$0 < \Omega_{cr} < \Omega_{cu}$	0,2
G_{ft}	Plošná špecifická lomová energia módu I	J/m ²	$G_{ft} > 0$	65
Ω_{tr}	Reziduálne ťahové relatívne napätie	-	$0 < \Omega_{tr} \leq 1$	0,1

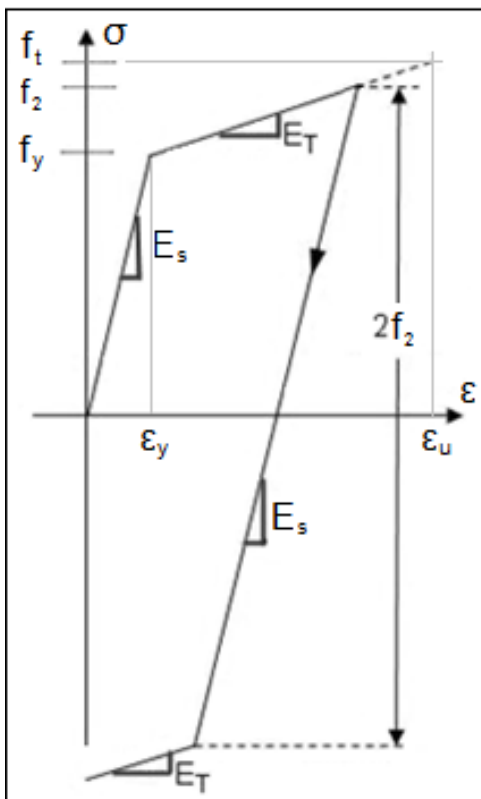
Tab. 2.2 Popis konštánt exponenciálneho zmäkčenia podľa (1) a použité číselné hodnoty

2.1.2.5 Výstuž

Všetky modelované prúty výstuže sú ocelové, triedy B550B, s charakteristickou medzou skazu $f_{y,k} = 550$ MPa. Pre analýzu konštrukcie je použitá stredná hodnota medze skazu $f_{y,mean}$, ktorá sa určí na základe variačného koeficientu $CoV = 0,065$

$$f_{y,mean} = \frac{f_{y,k}}{1 - 2 \cdot CoV} \cong 632 \text{ MPa}$$

Pre oceľ je uvažovaný bilineárny deformačný diagram s izotropným spevnením (Obr. 2.6) a von Misesovým kritériom plasticity (príkaz TB,BISO).



Obr. 2.6 Pružno plastický model oceli s lineárnym izotropným spevnením

Elastické konštanty sú uvažované nasledovne: Youngov modul pružnosti $E_s = 200$ GPa. Poissonove číslo $\mu = 0,3$.

Pre zohľadnenie plastickej vetvy deformačného diagramu oceli sa pre použitý materiálový model dodefinuje medza skazu f_y (vo vyššie uvedenej strednej hodnote) a dotyčnicový modul pružnosti E_T . Takto zvolený materiálový model v prostredí ANSYS však nie je možné zadefinovať ako lineárne pružný ideálne plastický (s hodnotou $E_T = 0$).

Podľa (7) je pre oceľ pevnostnej triedy B500 minimálna pevnosť v ťahu v charakteristickej hodnote $f_{t,k} = 620$ MPa. Pre triedu ťažnosti B sa charakteristická hodnota pomernej deformácie pri napätí na medzi pevnosti (resp. ťažnosť) uvažuje v hodnote $\varepsilon_{u,k} = 4 \sim 5$ %.

Dotyčnicový modul E_T sa potom (pomocou charakteristických hodnôt veličín) určí:

$$E_T = \left(\frac{f_t - f_y}{\varepsilon_u - \varepsilon_y} \right)_k = \frac{620 - 550}{0,05 - \frac{550}{2 \cdot 10^5}} = 1481 \text{ MPa}$$

Pre materiálový model je zadefinovaná hrubšie zaokrúhlená hodnota: $E_T = 1,4$ GPa.

Pozn.: Napätie f_2 na obr. 2.6 je iba demonštratívna hodnota nad medzou skazu pre znázornenie izotropného spevnenia pri použitom materiálovom modeli. Za bežných teplôt však nie je v modelovaných prípadoch pri statických analýzach očakávaná zmena znamienka napätia vo výstuži - teda z ťahových do tlakových hodnôt (prípadne naopak).

2.1.2.6 Materiál v miestach podpôr

V miestach uplatnenia okrajových podmienok sú modelované podložky ktorým je priradený lineárne pružný izotropný materiál s vlastnosťami stavebnej oceli.

2.1.3 Použitý druh konečných prvkov

Nosníky sú modelované pomocou 3D KP typu SOLID185 s tromi stupňami voľnosti (posuny u_x , u_y a u_z) v každom z ôsmich bodov.

Vo väčšine prípadov analyzovaných v tejto kapitole je vygenerovaná pravidelná sieť prvkami v kubickom tvare s veľkosťou hrany 25 mm. V prípadoch kde je tomu inak je táto skutočnosť spomenutá.

Pre zavedenie výstuže do kubických elementov typu SOLID185 sú zadefinované prvky typu REINF264. Tie sú popísané pomocou prierezu typu "REINF" a podtypu "DISCRETE". V dátach prierezu je ďalej zadaná plocha výstuže, vzor umiestnenia a číselné hodnoty určujúce relatívnu pozíciu výstužného prútu v elemente. Pozícia je pre zjednodušenie tvorby výstuže vždy definovaná na stred elementov, t.j. $Y_1 = Z_1 = Y_2 = Z_2 = 0,5$, tak ako je znázornené na obr.2.8.

Ťahová výstuž je definovaná po celej dĺžke nosníka od čelnej hrany až po zadnú hranu.

2.1.4 Okrajové podmienky, zaťaženie a nastavenie riešiča

Stred nosníka je uvažovaný so súradnicami $[0;0;0]$ vzhľadom na počiatok GSS.

Symetrická okrajová podmienka v strede nosníka je uvažovaná nasledovne:

- všetkým uzlom v rovine stredného prierezu je odobratý posuvný stupeň voľnosti v smere osi x (pozdĺž nosníka)

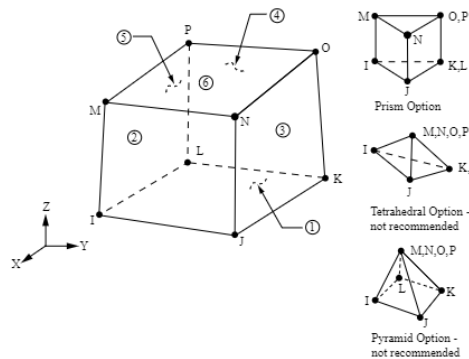
- uzlom na zvislej osi stredného prierezu (po výške nosníka) je odobratý posun v smere osi z (do strán nosníka)

Koniec nosníka je podoprený doštičkou (s lineárne pružným materiálom), ktorej línia spodnej hrany je zabezpečená voči posunom v smere osi z (vertikálne) a jej stredný bod i pozdĺž osi y (t.j. horizontálne do strán nosníka).

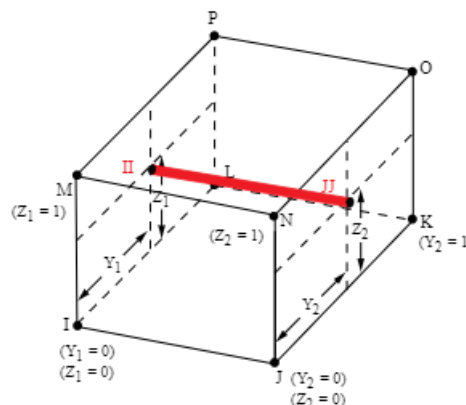
Uvažovaný je jeden zaťažovací stav. Jedná sa o plošné statické rovnomerné tlakové zaťaženie pôsobiace na horný povrch nosníku, resp. po miesto uplatnenia líniovej podpory. Vlastná tiaž v tomto prípade nie je uvažovaná.

Okrem materiálových nelinearít výpočtového modelu je uvažovaná i geometrická nelinearita. Je nastavená statická analýza konštrukcie so zohľadnením vplyvu veľkých deformácií. Počiatočná imperfekcia konštrukcie nie je uvažovaná. Zaťaženie je počas výpočtu pridávané postupne po jednotlivých krokoch.

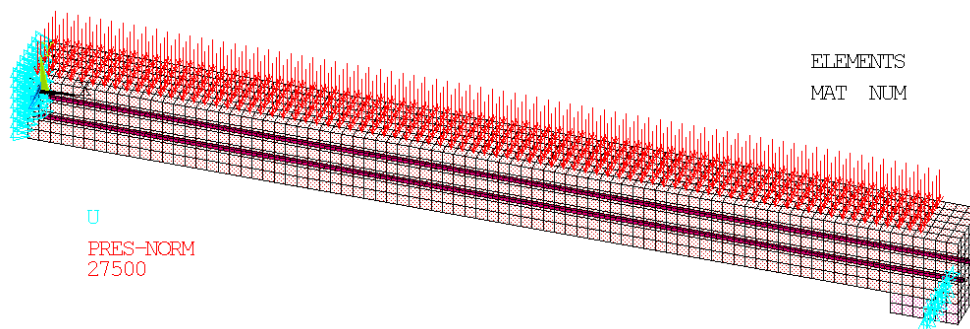
Rýchlosť pridávania zaťaženia v jednotlivých krokoch je nastavená ako NSUBS,100,120,80. Zmenšenie hodnoty zaťaženia pridaného v danom pod kroku je dosiahnuté pridaním menšej hodnoty v danom kroku výpočtu. Zapisované sú výsledky zo všetkých pod krokov analýzy.



Obr. 2.7 Element SOLID185 z (1)



Obr. 2.8 Element REINF264 z (1)

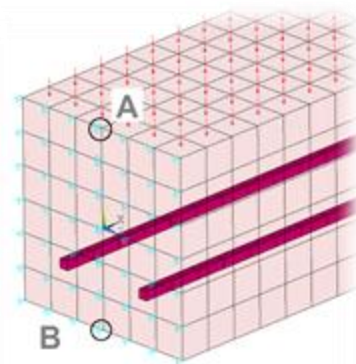


Obr. 2.9 Model symetrickej polovice železobetónového nosníka

Zaťaženie zadané na nosník je ďalej (v grafoch) popisované ako náhradná sila F . Tá sa rovná dvojnásobku súčiny v tom momente uplatneného plošného zaťaženia a plochy na ktoré zaťaženie pôsobí (teda polovica vrchnej hrany nosníku). Náhradná sila F je teda rovná náhradnej sile spojitého zaťaženia na nosníku celej dĺžky.

2.1.5 Analýza výstupov - úvod

Jednotlivé veličiny (napätia a pomerné deformácie) sú pozorované v bodoch stredného prierezu na hornej a spodnej hrane - A a B tak ako je to znázornené na Obr. 2.10. Priehyb nosníka je sledovaný v spodnom bode B. Napätie vo výstuži je sledované v elemente výstuže v strede rozpätia nosníka (jedná sa o element s nižším poradovým číslom, nakoľko tak bol nastavený automatizovaný výber). Výsledky jednotlivých analýz sú spracované graficky. V danej "skupine grafov" vždy krivky rovnakých farieb odpovedajú jednému uvažovanému prípadu analýzy nosníka.



Obr. 2.10 Analyzované miesta v strednom priereze

Výsledky z analýz sú porovnávané s očakávanými približnými hodnotami na základe návrhu konštrukcií podľa EC2 a (7) v tabuľke 2.3 kapitoly 2.1.9. Toto bolo prevedené bokom v automatizovanom hárku tabuľkového procesora MS-Excel. V tejto práci sú uvedené iba výsledky výpočtov. Jedná sa o očakávanú únosnosť nosníka (resp. prierezu) na prostý ohyb podľa postupov EC2 a (7) pri uvážení bilineárneho pracovného diagramu betónu. Únosnosť je vyjadrená veľkosťou náhradnej sily spojitého zaťaženia F_{MR} v návrhových, charakteristických a stredných hodnotách. Tiež je bližšie určené očakávané správanie sa daného prierezu, teda či podľa predpokladov EC2 (opäť pri uvážení bilineárneho pracovného diagramu) pri danom vystužení najprv dôjde k plastizácii betónu v tlačenej oblasti alebo plastizácii tiahnutej výstuže (dávno plastizujúci tiahnutý betón je zanedbaný). Táto hodnota je vyjadrená náhradnou silou označenou F_{el} s uvedenou poznámkou "V" pre ako prvú plastizujúcu výstuž a "B" pre ako prvú plastizujúci betón v tlaku. Ďalej je určená tuhosť nosníka pri uvážení ideálneho prierezu neporušeného trhlinami k_i a plne porušeného trhlinami k_{ir} . Sila F_{cr} odpovedá náhradnému zaťaženiu ktoré vyvolá v priereze moment M_{cr} , teda moment na medzi vzniku prvých ťahových trhlin. Sila F_{vR} vyjadruje náhradné zaťaženie ktoré odpovedá šmykovej únosnosti daného prierezu (v návrhovej hodnote). V niektorých prípadoch je táto hodnota menšia než výsledok analýzy pomocou MKP, $F_{R,ANSYS}$. Reálne však k šmykovému porušeniu nedochádza, nakoľko skutočná šmyková únosnosť prierezu bude výrazne vyššia než návrhová.

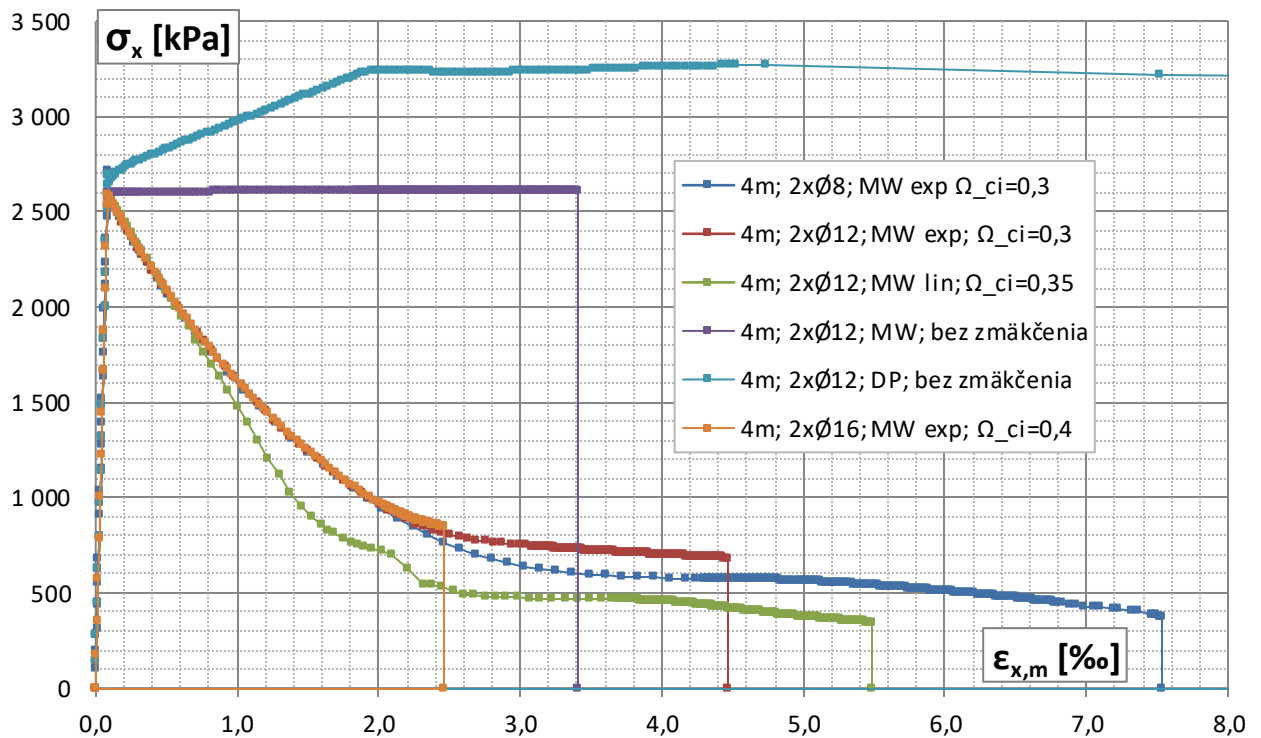
2.1.6 Výsledky analýz nosníka rozpätia 4 m

Boli realizované 3 spôsoby vystuženia. Poloha osí tiahnutej výstuže v priereze ostávala konštantná. Jej vzdialenosť od spodnej hrany nosníku sa rovná 1,5 násobku rozmeru elementu siete konečných prvkov, teda 37,5 mm.

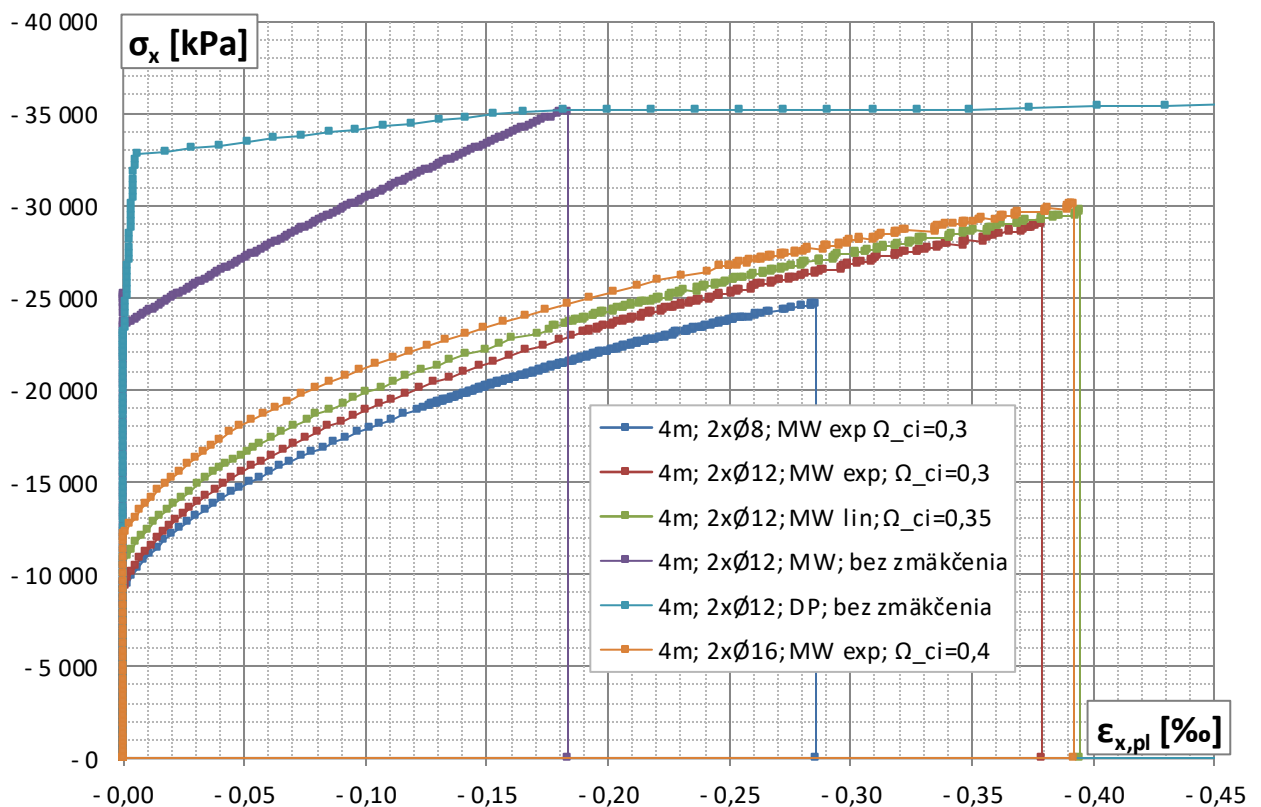
V prípade ① je použitá výstuž $2 \times \emptyset 8$. V prípadoch ② ③ ④ ⑤ je pri rovnakej výstuži $2 \times \emptyset 12$ analyzovaný rozdielne definovaný model betónu, jedná sa o Menetrey-Willam (MW) model s definovaným exponenciálnym, lineárnym zmäkčením, bez zadefinovaného zmäkčenia a materiálový model Drucker-Prager (DP) bez definovaného zmäkčenia. Pri zadefinovaní zmäkčenia (či už exponenciálneho alebo lineárneho) v prípade DP modelu dochádzalo k neskončovaniu výpočtu krátko po dosiahnutí ťahovej pevnosti betónu. Prípade ⑥ pojednáva vystuženie $2 \times \emptyset 16$. Tiež bol menený parameter Ω_{ci} v rozmedzí hodnôt 0,3 - 0,4 a pozorovaný jeho vplyv na výsledky analýz.

Prípady vystuženia sú volené tak, aby postupne vystihli 3 spôsoby predpokladaného sa správania porušenia železobetónového prierezu na základe výpočtov EC2:

V prípade ① je očakávané dosiahnutie plastickej pomernej deformácie (na základe predpokladov bilineárneho pracovného diagramu betónu) vo výstuži skôr ako v tlačenej oblasti. V ostatných prípadoch sa očakáva ako prvá iniciácia plastizácie v tlačenej oblasti (pri zanedbaní ťahového porušenia), pričom v prípade ⑥ k plastizácii výstuže nedôjde ani v momente na medzi ohybovej únosnosti daného prierezu. Jedná sa o tzv. "prevystužený" prierez (stále ale spĺňa definíciu železobetónu, teda percentuálny podiel výstuže v priereze 2,3% je menší než maximálna hodnota 4%).

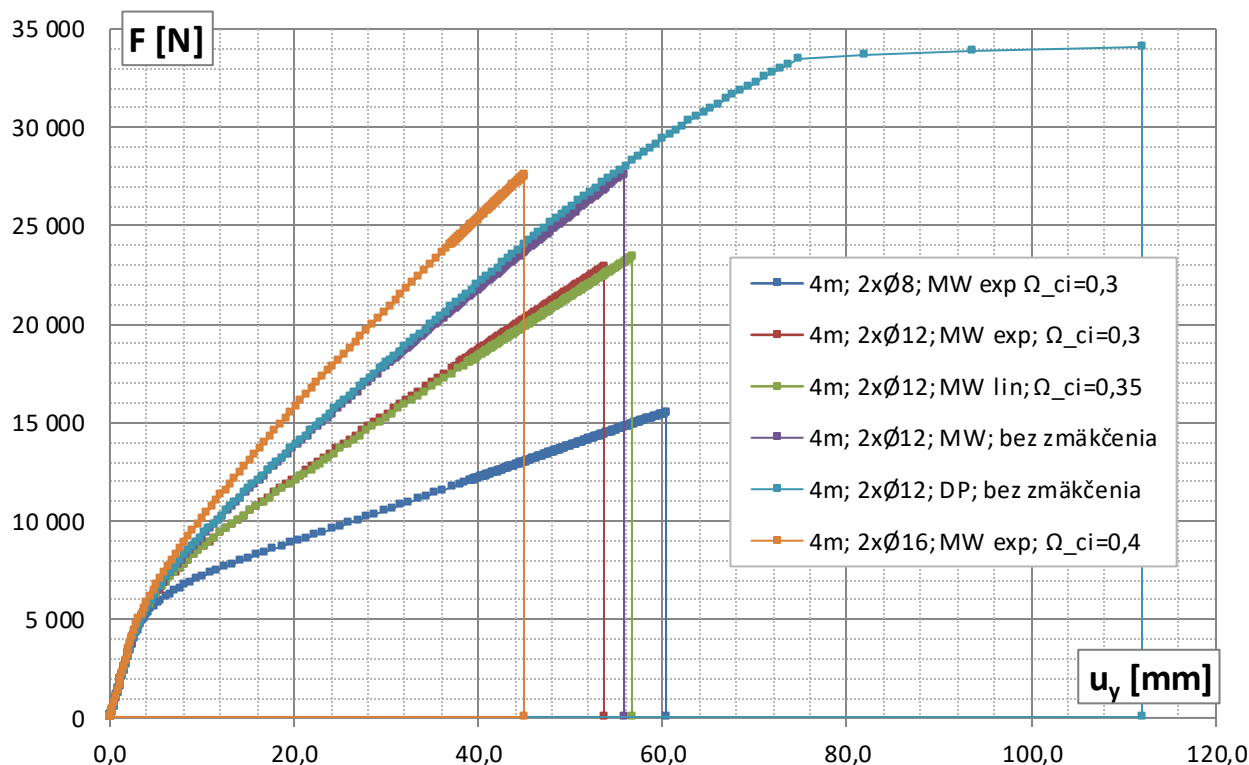


Graf 2.1 Závislosť normálového napätia σ_x v spodných vláknach betónu na pomernej deformácii $\varepsilon_{x,m}$ (výstupy z bodu B obrázku 2.10)



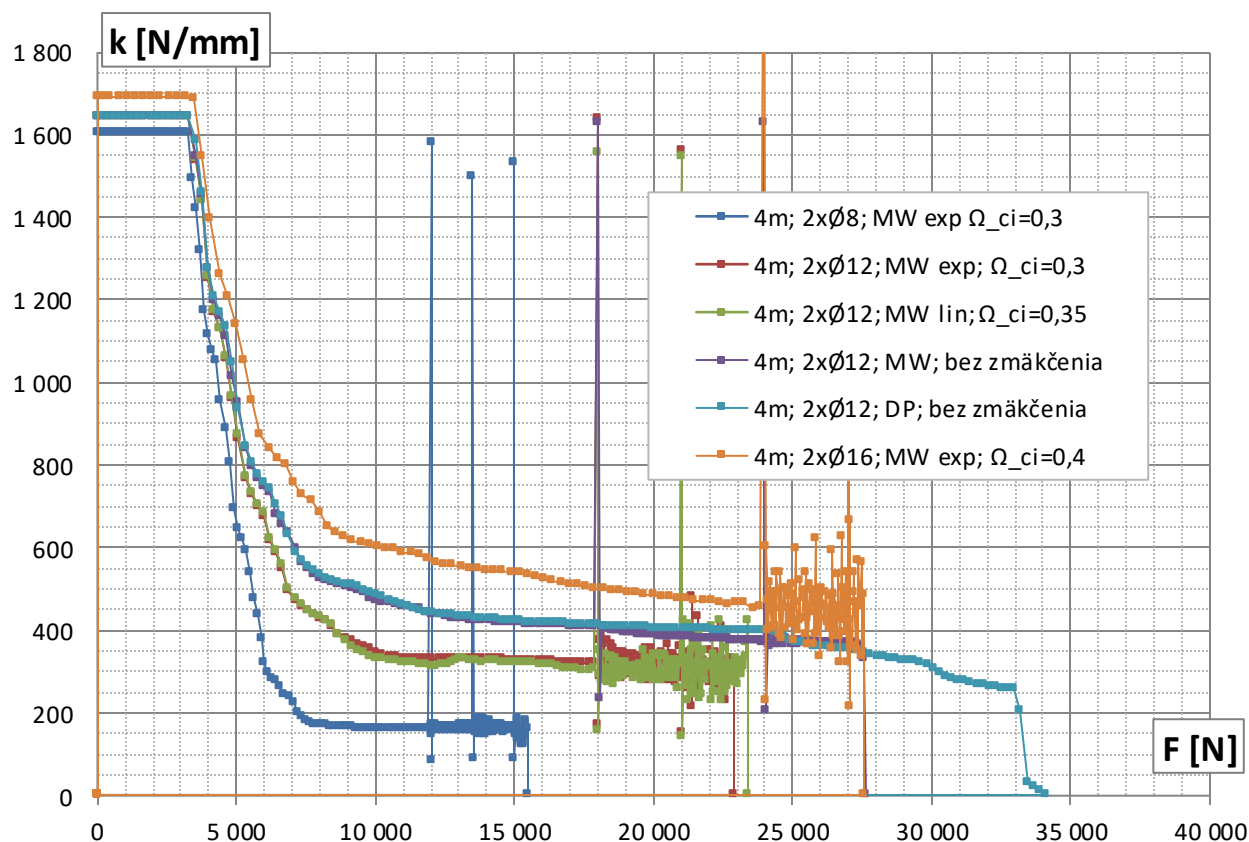
Graf 2.2 Závislosť normálového napätia σ_x v horných vláknach betónu na pomernej deformácii $\varepsilon_{x,pl}$ (výstupy z bodu A obrázku 2.10)

Rozdiel pri uvážení exponenciálneho a lineárneho zmäkčenia betónu v ťahu pri použití materiálového modelu MW - krivky 2 a 3 sa nejaví byť významný. Rovnako hodnota Ω_{ci} , teda počiatok plastických pomerných deformácií v tlačnom betóne volená v rozmedzí 0,3 - 0,4 nemá na výsledky významný vplyv. V prípade 1 nastala plastizácia tiahnutej výstuže skôr než bolo v tlačnom betóne dosiahnuté napätie na medzi pevnosti. Prípady 4 a 5 bez definície plastického zmäkčenia sa javia ako nevhodné, predovšetkým model DP (Drucker-Prager), kde došlo k hodnote ťahového napätia s vyššou hodnotou než je zadaná ťahová únosnosť betónu R_t . Pozn.: $\varepsilon_{x,m}$ je mechanická pomerná deformácia (elastická + plastická).



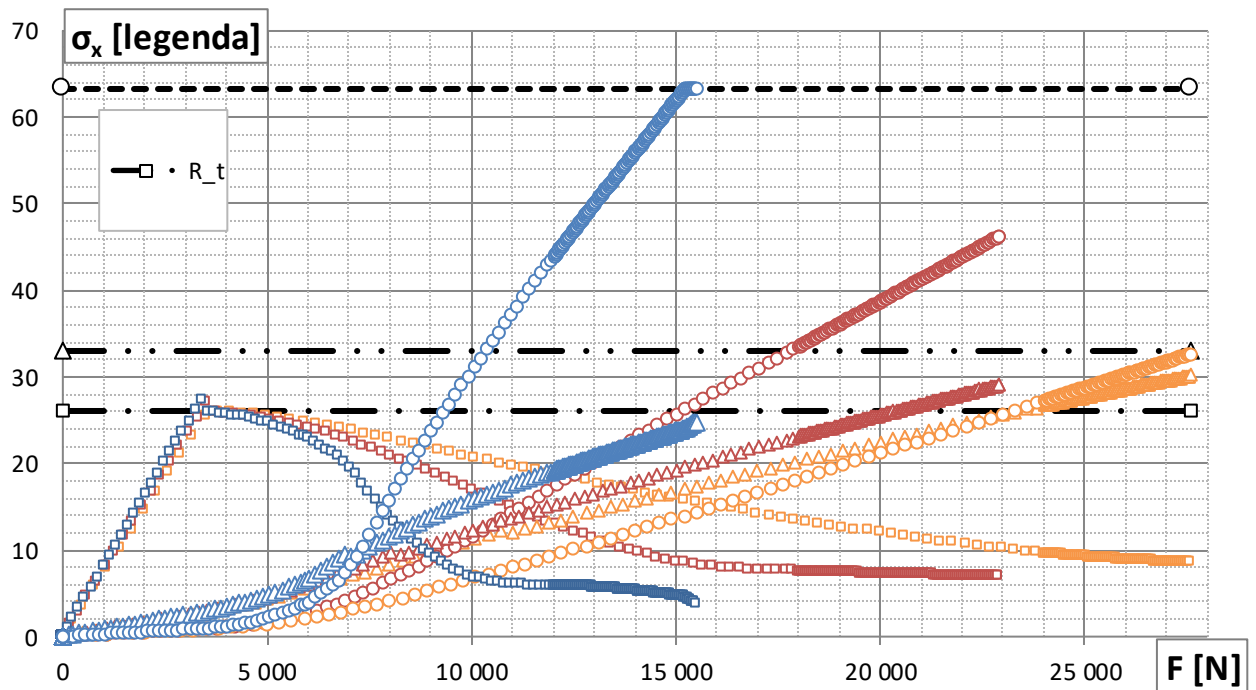
Graf 2.3 Závislosť náhradnej sily spojitého zaťaženia F na zvislom priehybe (u_y v bode B obr. 2.10)

Numerickou deriváciou kriviek v Grafe 2.3 je obsiahnutá tuhosť k (N/mm) nosníka. Jedná sa o pomer nárastu náhradnej sily spojitého zaťaženia ΔF k nárastu priehybu Δu . Závislosť tuhosti k vzhľadom na náhradnú silu F možno pozorovať v Grafe 2.4 nižšie.

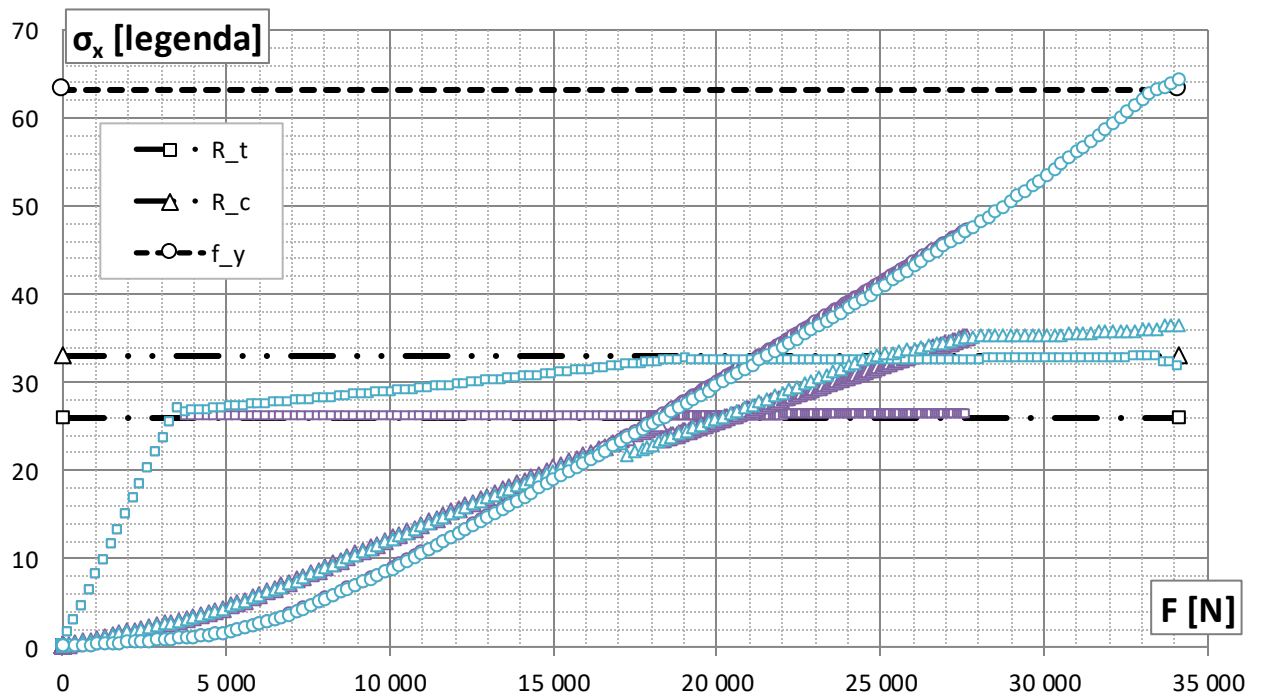


Graf 2.4 Závislosť ohybovej tuhosti nosníka k na pôsobiacej sile F

Možno konštatovať veľmi presnú zhodu počiatkových tuhostí k s predpokladanými ideálnymi tuhosťami trhlínami neporušeného železobetónového prierezu k_i uvedenými v tabuľke 2.3. V II. štádiu prierezu porušenom ťahovými trhlínami sa tuhosť v prípadoch 4 a 5 bez uváženia zmäkčenia zhoduje s vypočítanou tuhosťou $k_{ir} = 403$ N/mm. Pri zadeinovaní zmäkčenia však dosahuje tuhosť po ustálení jej poklesu približne 80% hodnoty k_{ir} .



Graf 2.5 Závislosť napätí na zaťažení F v sledovaných bodoch konštrukcie pre prípady 1 2 6



Graf 2.6 Závislosť napätí na zaťažení F v sledovaných bodoch konštrukcie pre prípady 4 a 5

Legenda farieb symbolov:

- | | |
|--|---|
| 1 4m; 2xØ8; MW exp $\Omega_{cl} = 0,3$ | 4 4m; 2xØ12; MW bez zmäkčenia |
| 2 4m; 2xØ12; MW exp $\Omega_{cl} = 0,3$ | 5 4m; 2xØ12; DP bez zmäkčenia |
| 3 4m; 2xØ12; MW lin $\Omega_{cl} = 0,35$ | 6 4m; 2xØ16; MW exp $\Omega_{cl} = 0,4$ |

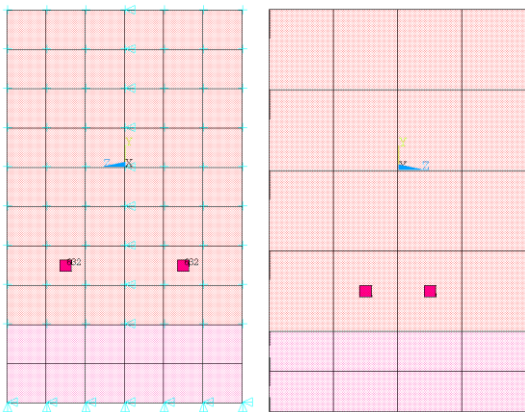
Legenda tvarov symbolov:

- ťahové napätie σ_x v spodných vláknoch prierezu (bod B) [desiatiny MPa]
- ťahové napätie σ_x vo výstuži [desiatky MPa]
- △ tlakové napätie σ_x v horných vláknoch prierezu (bod A) [MPa]

R_t = ťahová pevnosť betónu; R_c = tlaková pevnosť betónu; f_y = medza sklzu výstuže

Porovnanie s predpokladanými výsledkami možno nájsť v tabuľke 2.3 v kapitole 2.1.9. kde je aj zhrnutý popis.

2.1.7 Výsledky analýz nosníka rozpätia 6 m

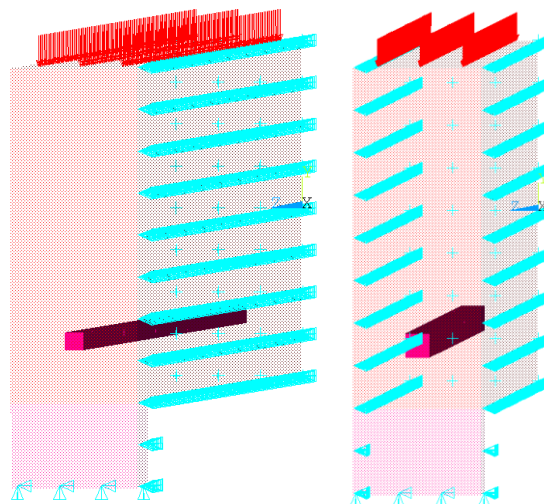


Modely dlhšieho nosníka sú principiálne rovnaké s predošlými modelmi s menším rozpätím. Šírka prierezu ostáva rovnaká, $b = 150$ mm. Výška je zmenená z pôvodných $h = 150$ na 200 mm. V prípade vystuženia $2 \times \text{Ø}8$ je prevedený test hrubšej siete, prípad 7 ktorý dopadol neúspešne. Pre ďalšie modely bola sieť opäť s veľkosťou hrán konečných prvkov 25 mm. Grafický rozdiel medzi prípadom hrubšej siete a pôvodnej 25 mm pri vystužení $2 \times \text{Ø}8$, prípad 8 je demonštrovaný na obr. 2.11.

Obr. 2.11 Rozdiel medzi prípadmi 7 a 8.

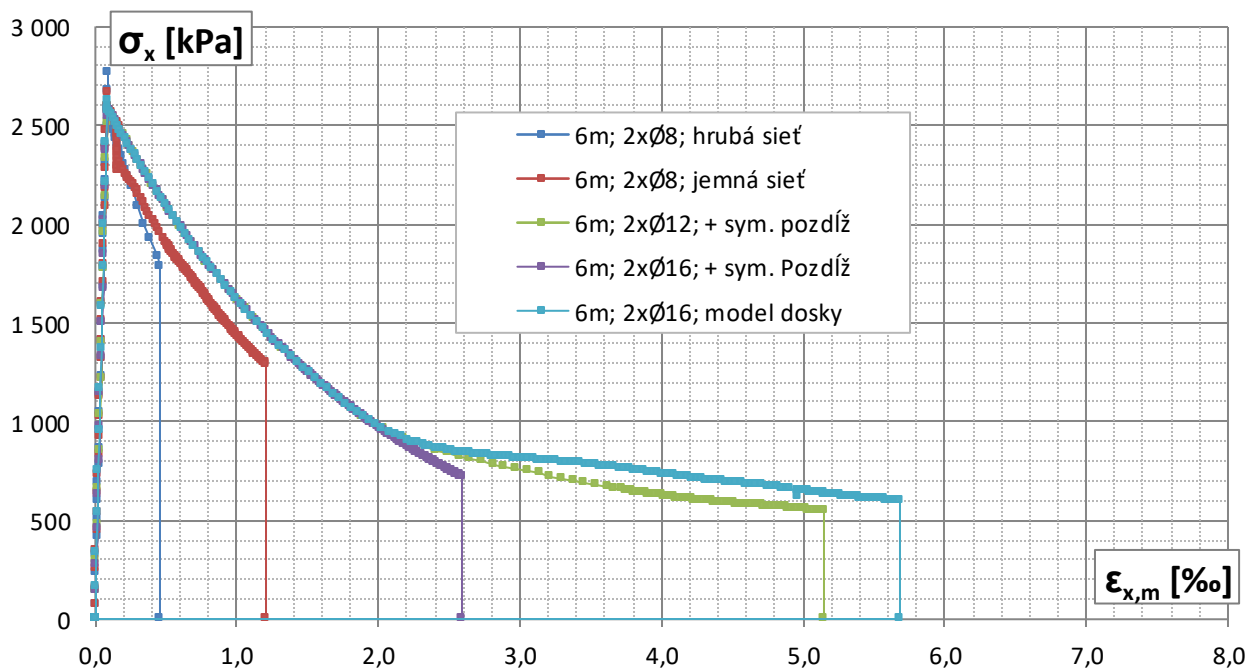
Pre úsporu výpočtového času je doplnený variant symetrickej okrajovej podmienky pozdĺž dĺžky nosníka. Je modelovaná len jedna polovica prierezu (teda 75 mm) s jedným prútom výstuže. Všetkým bodom ktoré sa nachádzajú na zvislej osi prierezu je pozdĺž celej dĺžky nosníka zabránený posun do boku. Takto je modelovaný prípad vystuženia 9 - $2 \times \text{Ø}12$; a 10 - $2 \times \text{Ø}16$.

Prípad 11 pojednáva modelovanie proste uloženej železobetónovej dosky hrúbky 200 mm s rozpätím 6 m, ktorá je vystužená $\text{Ø}16$ á 75 mm. Je modelovaný úsek šírky 75 mm, teda šírky 3 konečných prvkov typu SOLID185 s dĺžkou hrán 25 mm. Pozdĺžna okrajová podmienka popísaná vyššie je aplikovaná i na protiahlú pozdĺžnu stranu nosníka. Touto okrajovou podmienkou je simulovaná "rovinná" deformácia dosky v rovine xy. Grafickú demonštráciu vid' obr. 2.12.

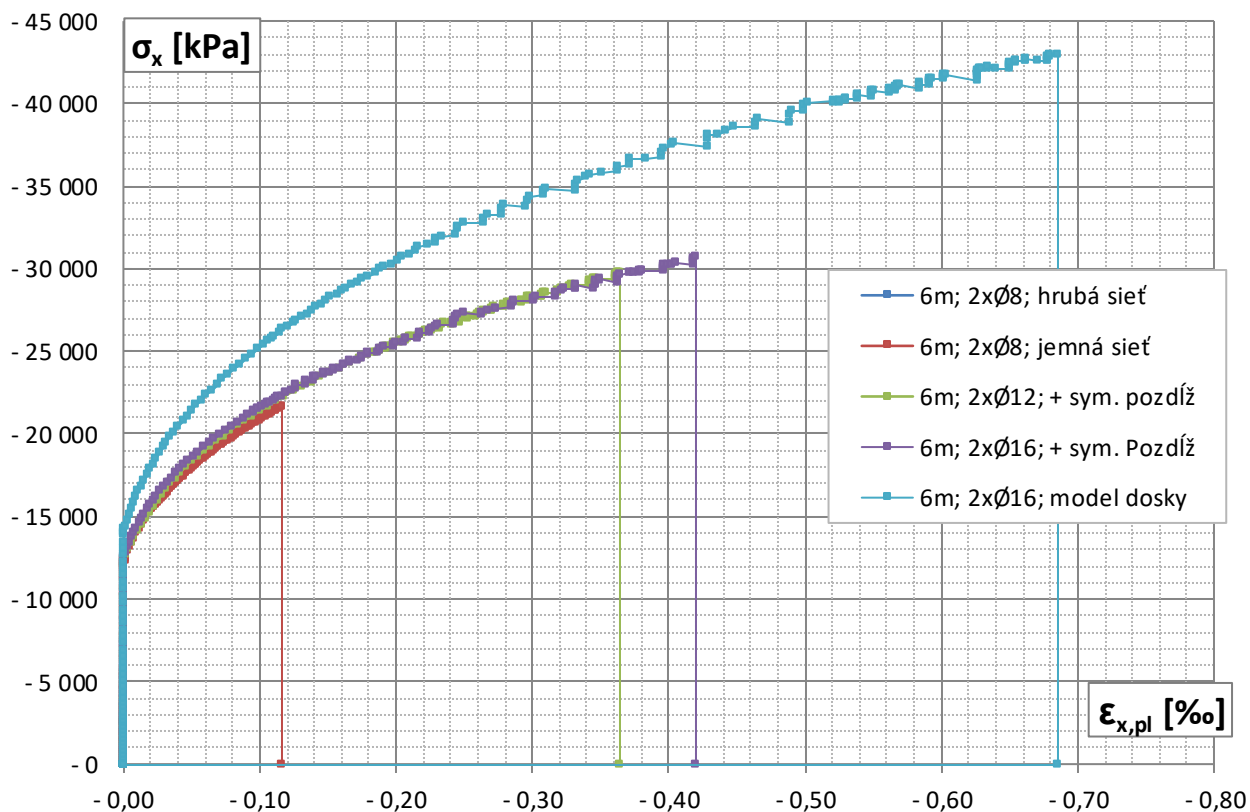


Obr. 2.12 Demonštrácia uplatnenia pozdĺžnej symetrickej okrajovej podmienky pre nosník - prípad 9 a 10; vpravo ukážka okrajovej podmienky dosky, prípad 11

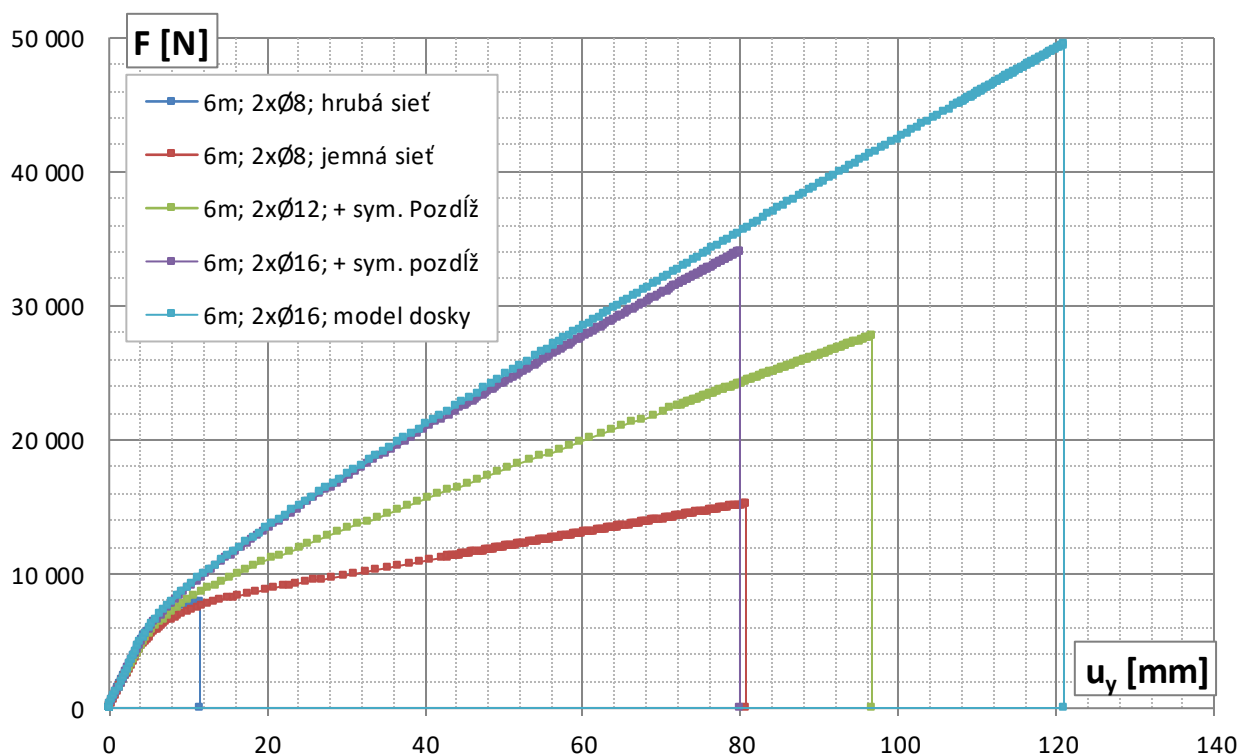
Veľkosť náhradnej pôsobiacej sily je v prípadoch tejto podkapitoly (2.1.7) vo všetkých prípadoch uvažovaná na celú šírku pôvodného prierezu 150 mm, i v prípade dosky, aby boli výsledky porovnateľnejšie s modelmi nosníkov.



Graf 2.7 Závislosť normálového napätia σ_x na pomernej deformácii $\epsilon_{x,m}$ (v bode B)



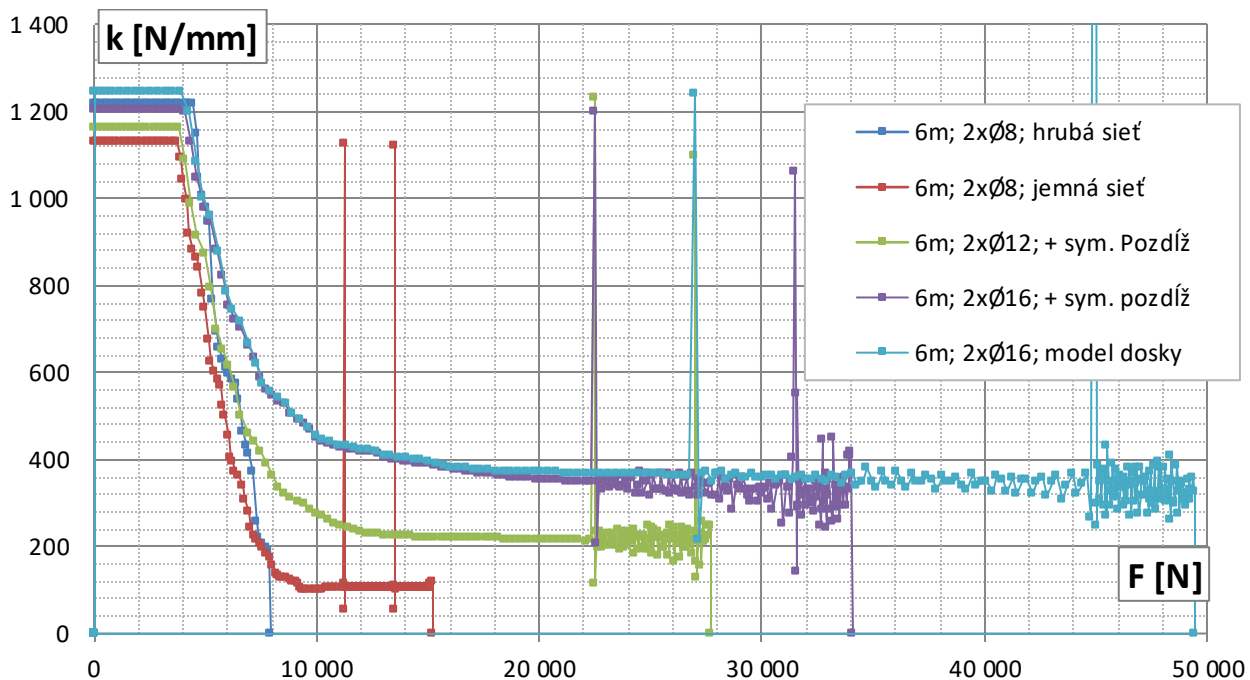
Graf 2.8 Závislosť normálového napätia σ_x v horných vláknoch betónu na plastickej pomernej deformácii $\epsilon_{x,pl}$ (výstupy z bodu A)



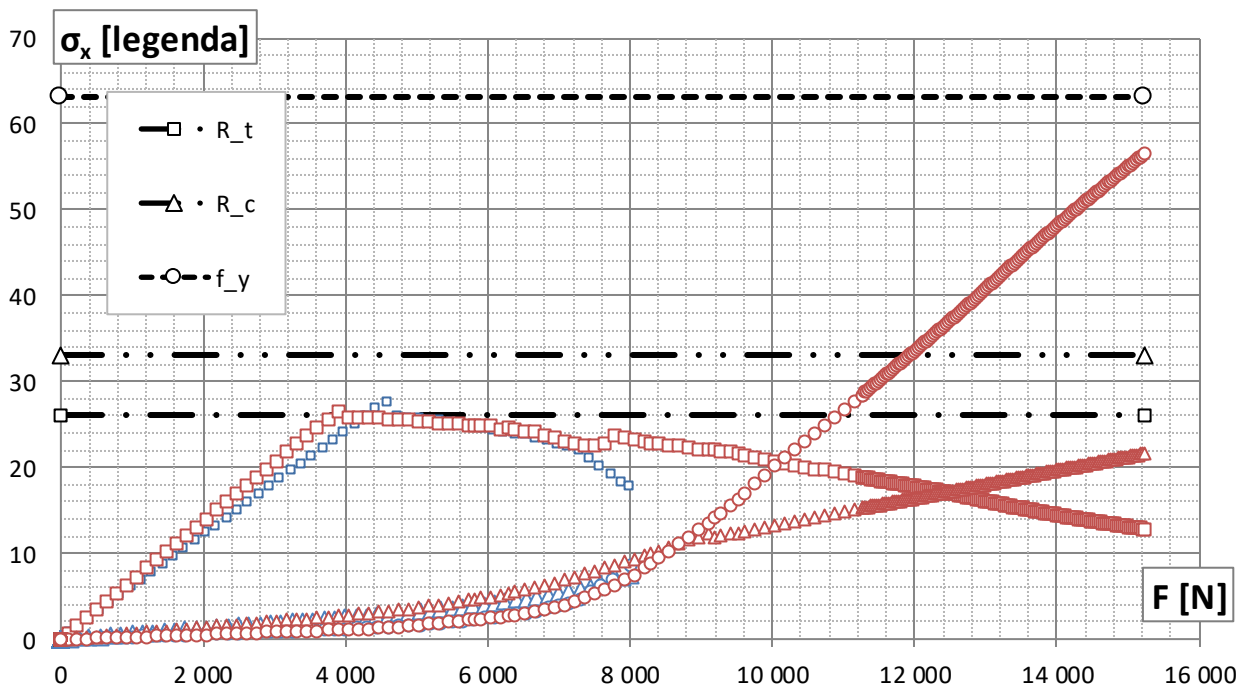
Graf 2.9 Závislosť náhradnej sily spojitého zaťaženia F na zvislom priehybe (u_y je posun v bode B)

V prípade dosky 11, teda modelu so zavedenou "rovinnou" deformáciou možno konštatovať výrazný nárast únosnosti oproti modelu rovnako vystuženého nosníka 10 s umožnenou deformáciou do strán, resp. modelom "rovinnej" napätosti. Únosnosť vyjadrená náhradnou silou spojitého zaťaženia (v prepočte na celú šírku nosníka) F_R vzrástla z 34,07 kN v prípade 10 na 49,46 kN v prípade 11 teda viac než očakávaná hodnota $F_{MR,m} = 46,05$ kN určená pre stredné hodnoty materiálových charakteristík.

Tuhosť sa zvýšila menej výrazne. Aj v týchto prípadoch tuhosti k_i a k_{ir} uvedené v tabuľke 2.3 s istými odchýlkami súhlasia s tuhosťami ktoré možno pozorovať na grafe 2.10.



Graf 2.10 Závislosť ohybovej tuhosti nosníka k na zaťažení F v prípadoch 7 8 9 10 11



Graf 2.11 Závislosť napätí na zaťaženie F v sledovaných bodoch konštrukcie pre prípady 7 8

Legenda farieb symbolov:

7 6m; 2xØ8; hrubá sieť

8 6m; 2xØ8; jemná sieť

Legenda tvarov symbolov:

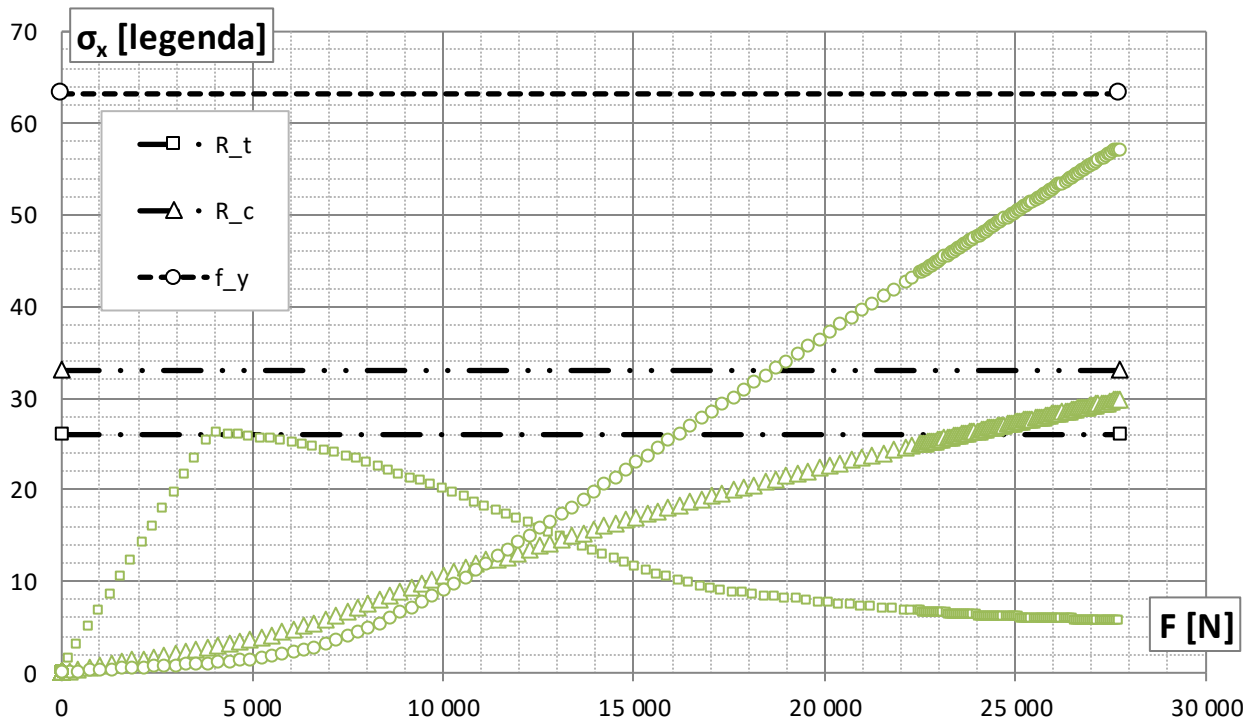
□ ťahové napätie σ_x v spodných vláknach prierezu (bod B) [desiatiny MPa]

○ ťahové napätie σ_x vo výstuži [desiatky MPa]

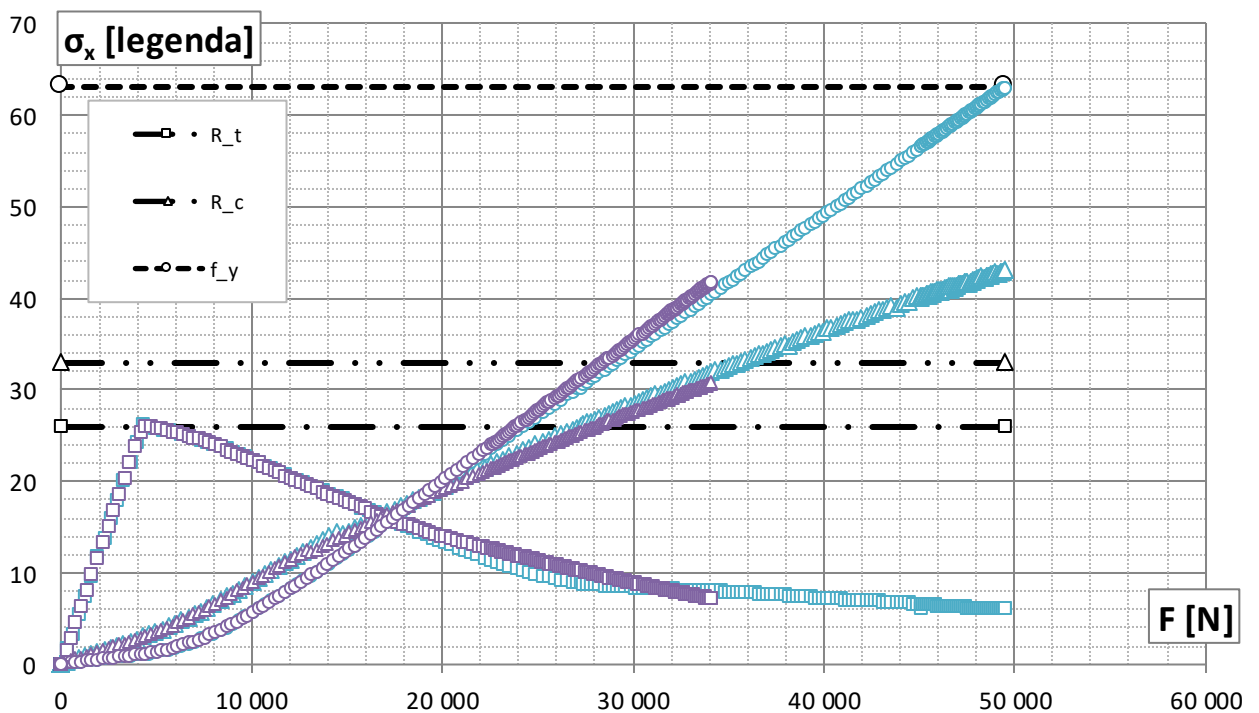
Δ tlakové napätie σ_x v horných vláknach prierezu (bod A) [MPa]

R_t = ťahová pevnosť betónu; R_c = tlaková pevnosť betónu; f_y = medza sklzu výstuže

Na základe výpočtov podľa (7) pre prípad 8 ako prvá nastane plastizácia tiahnutej výstuže a očakávaná únosnosť v stredných hodnotách je $F_{MR,m} = 13,21\text{kN}$. Výpočet neskonvergoval ešte pred dosiahnutím plastizácie tiahnutej výstuže a tlakovej pevnosti v betóne pri $F_R = 15,22\text{kN}$, teda väčšej než predpoklad. Jedná sa však o nepraktický prípad nosníka, ktorý by pri výpočte v návrhových hodnotách podľa EC preniesol okrem vlastnej tiaže osamelé bremeno premenlivého zaťaženia o hmotnosti 250 kg situované v strede rozpätia.



Graf 2.12 Závislosť napätí na zaťaženie F v sledovaných bodoch konštrukcie pre prípad 9



Graf 2.13 Závislosť napätí na zaťaženie F v sledovaných bodoch konštrukcie pre prípady 10 a 11

Legenda farieb symbolov:

9 6m; 2xØ12; + sym. pozdĺž

10 6m; 2xØ16; + sym. pozdĺž

11 6m; 2xØ16; model dosky

Legenda tvarov symbolov:

□ ťahové napätie σ_x v spodných vláknach prierezu (bod B) [desiatiny MPa]

○ ťahové napätie σ_x vo výstuži [desiatky MPa]

△ tlakové napätie σ_x v horných vláknach prierezu (bod A) [MPa]

R_t = ťahová pevnosť betónu; R_c = tlaková pevnosť betónu; f_y = medza skľuzu výstuže

Vzájomné porovnania sú v kapitole 2.1.9 a v tabuľke 2.3.

2.1.8 Výsledky analýz 4 m dosky a nosníka

V práci bolo ďalej pokračované s nosníkom menšieho rozpätia, nakoľko jeho výpočet prebieha výrazne rýchlejšie. Pre ďalšie zjednodušenie je v prípade 12 tiež uplatnená pozdĺžna symetrická okrajová podmienka. a výstuž 2×Ø12. Možno tak porovnať s prípadom 2 a 3 v kapitole 2.1.6, kde pri rovnakej výstuži pozdĺžna okrajová podmienka nie je uplatnená. Vo všetkých prípadoch 12 ~ 17 tejto kapitoly bol uvažovaný parameter $\Omega_{ci} = 0,4$.

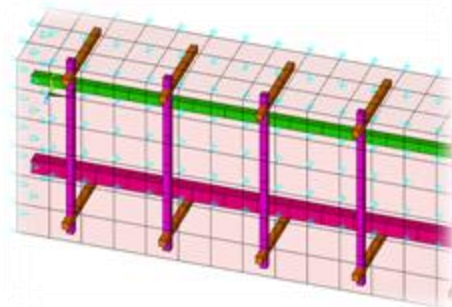
Podľa konštrukčných zásad vystužovania tráv z (2) je maximálna osová vzdialenosť strmienok daná vzťahom:

$$S_{l,max} = 0,75 * d * (1 + \cotg(\alpha)) \leq 400 \text{ mm}$$

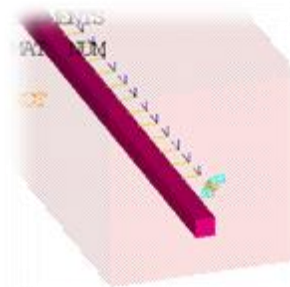
Pre prípad uvažovaného prierezu 150x150 s účinnou výškou $d = 112,5$ mm teda $S_{l,max} = 84,375$ mm. Sú namodelované dva prípady vystuženia nosníka strmienkami. Prípad 13 má strmienka osovo vzdialené 200 mm a v prípade 14 je táto vzdialenosť 75 mm.

Nosníky spevnené strmienkami sú porovnané s modelmi dosky 16, resp. 18. Jedná sa o jeden a ten istý výpočet dosky modelovanej výsekom šírky 75 mm s tým rozdielom, že prípad 18 má únosnosť prepočítanú na dvojnásobnú šírku (pre lepšie porovnanie s nosníkmi). Prípady 15 a 16 sa líšia tvarom siete KP. V 15 je sieť tvorená KP v tvare kociek s hranou 25 mm po celej dĺžke nosníka. Pre 16 je sieť modelovaná úspornejšie a zväčšená v oblasti podpôr tak ako demonštruje obrázok 2.15.

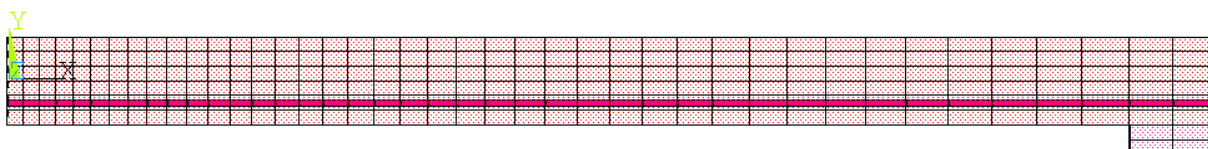
V prípade 17 je problematika ohýbaného nosníku modelovaná prvkami BEAM188, vystuženými elementmi typu REINF264 s definovaným diskretným podtypom "BEAM" a plochou odpovedajúcou 2×Ø12. Dĺžka elementov je 25mm a ostatné parametre modelu sú volené tak, aby sa tento model čo najviac podobal objemovým.



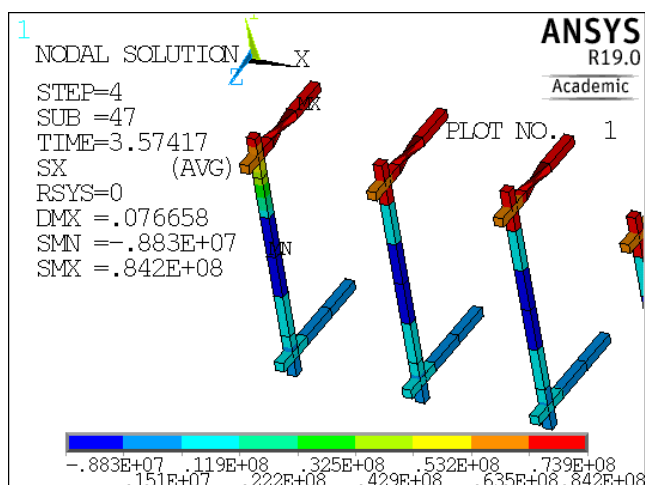
Obr. 2.13 Model 14 so strmienkami



Obr. 2.14 Model 17 z prvkov typu BEAM188



Obr. 2.16 Model 16 resp. 18 - doska s úspornejšou sieťou KP

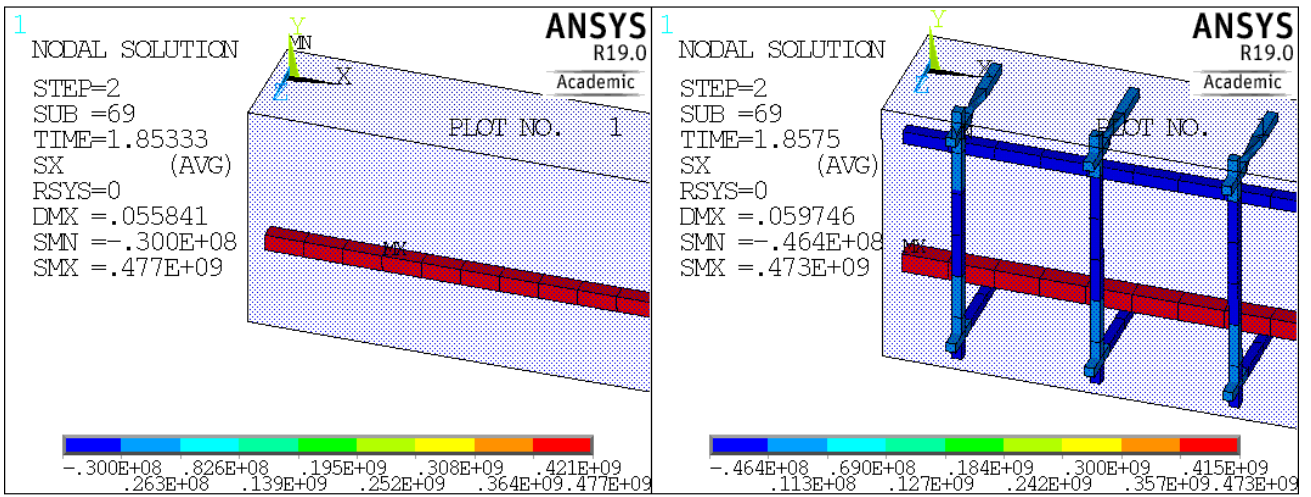


Obr. 2.15 Osové napätia σ_x v strmienkoch modelu 14 pri zaťažení na medzi únosnosti

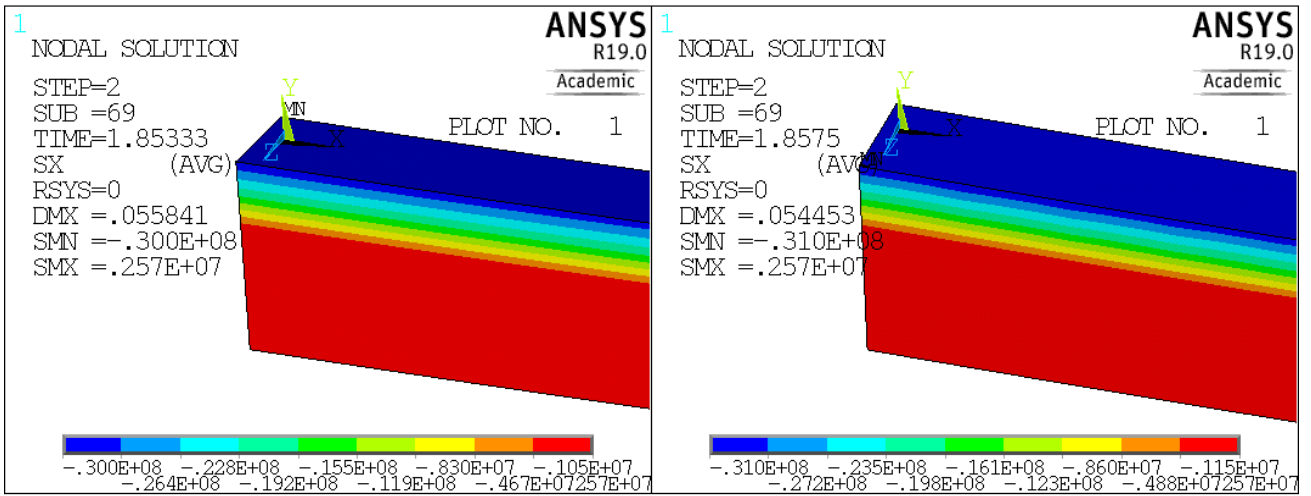
V momente na medzi únosnosti nosníka s aplikovanými strmienkami ($F = 28,72$ kN) je v strmienku v strede nosníka v jeho hornej časti ťahové osové napätie $\sigma_x = 84,2$ MPa. Vid' obrázok 2.16 vľavo.

Pridanie strmienok podľa konštrukčných zásad výrazne zvýšilo ohybovú únosnosť nosníka. Približne o 22% oproti prípadom s absenciou strmienok. V nasledujúcom slede dvoch obrázkov 2.17 - 2.21 je vždy vpravo model so strmienkami 14. V ľavo variant bez 12. Zaťaženie je pre oba prípady vždy rovnaké, a jedná sa o medzné zaťaženie pre prípad bez strmienok vyjadrené náhradnou silou $F = 23,56$ kN.

Aplikovanie strmienok výrazne pomôže v tiahnutej i tlačenej plastizujúcej oblasti betónového prierezu. V hornej časti strmienka zachytávajú priečne ťahy a do istej miery bránia bočnému rozpínaniu. Únosnosť modelu je tak bližšie k predpokladom podľa výpočtov na základe postupov podľa (7).

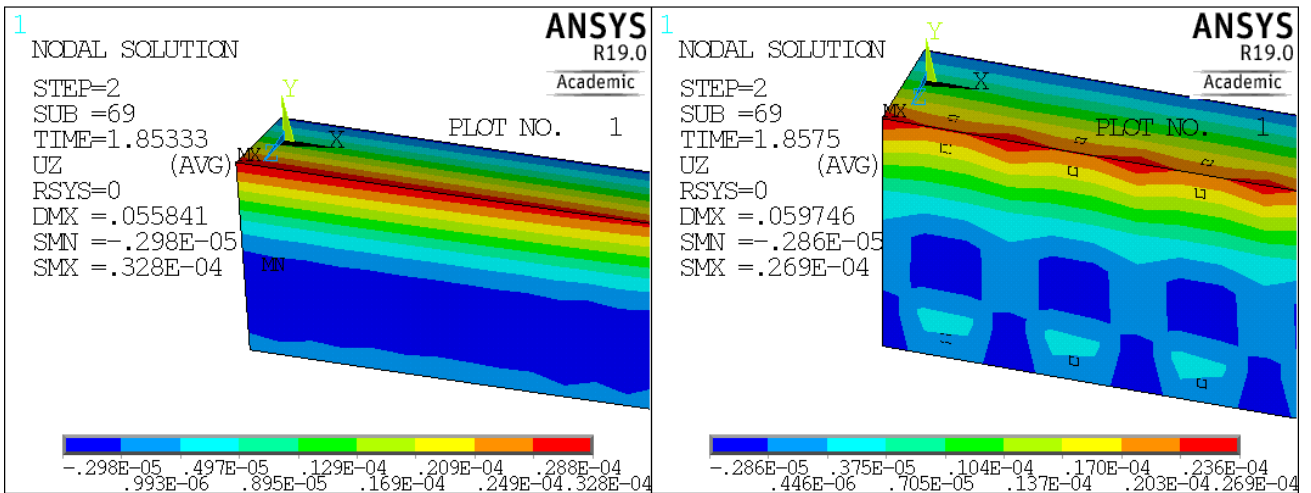


Obr. 2.17 Normálové napätia σ_x [Pa]: vľavo model bez strmienkov, vpravo osovo po 75 mm



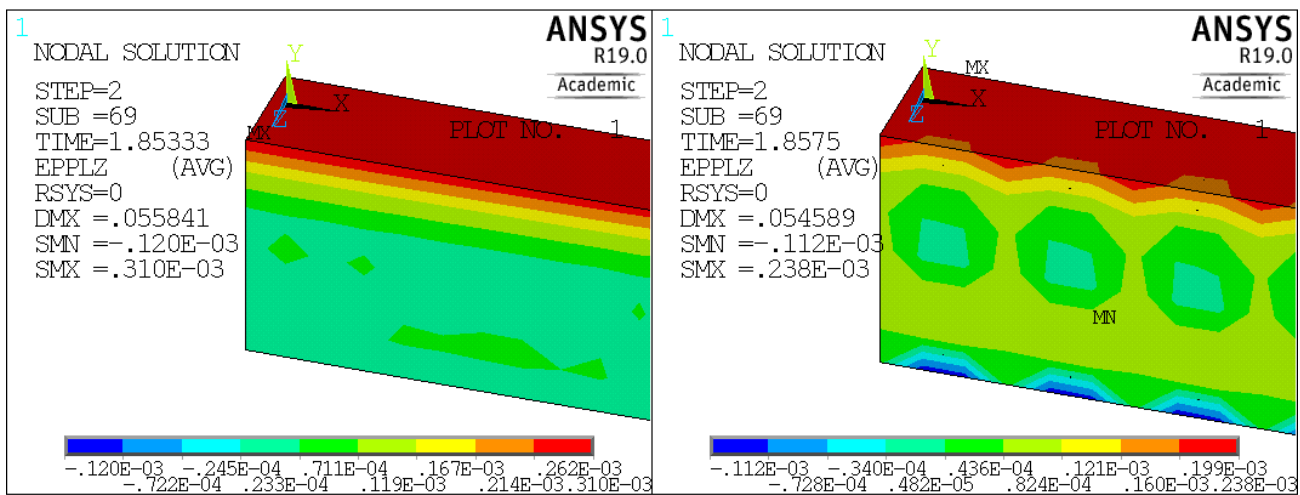
Obr. 2.18 Normálové napätia σ_x [Pa]: vľavo model bez strmienkov, vpravo osovo po 75 mm

V prípade aplikácie strmienkov je namodelovaná i horná výstuž, ktorá preberá časť tlaku. Pozdĺžne napätie σ_x v betóne dosahuje približne rovnaké hodnoty v oboch prípadoch, avšak mierne vyšší tlak je v prípade aplikovania strmienkov (31 MPa so strmienkami, 30 MPa bez). Napätie vo vrchnom priečnom strmienku v strede rozpätia (Obr. 2.17) je približne 53,5 MPa. Je pozorovaný mierny pokles napätia hlavnej ťahovej výstuže z 477 MPa na 473 MPa.



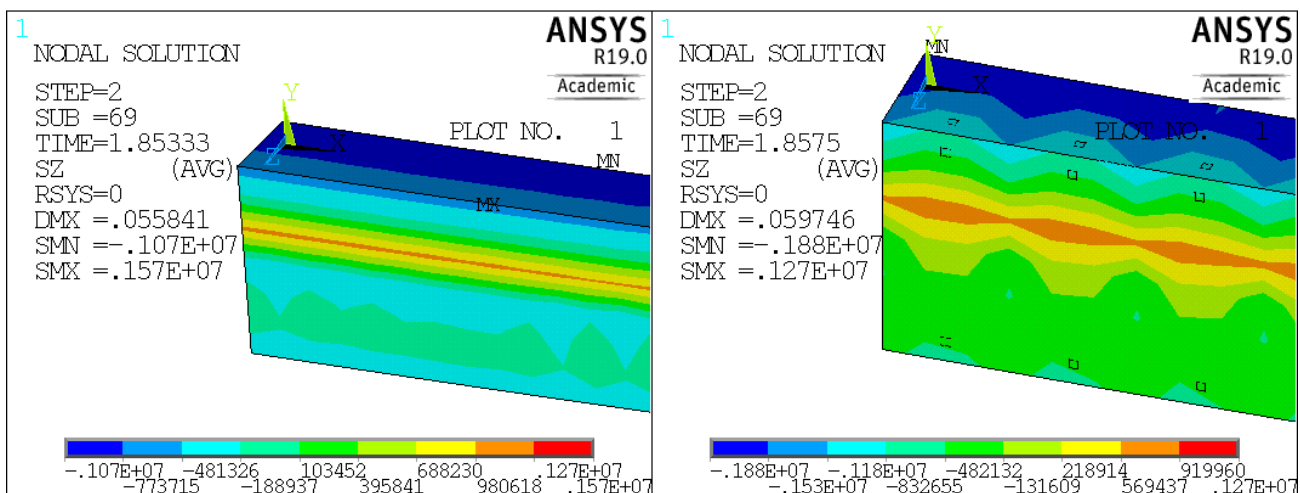
Obr. 2.19 Priečny posun U_z [m]: vľavo model bez strmienkov, vpravo osovo po 75 mm

Je zreteľné zníženie priečného posunu horného krajného bodu v polovici rozpätia nosníku v prípade aplikovania strmienkov z hodnoty 0,0328 mm na 0,0269 mm, teda cca. na 82% z pôvodnej hodnoty.



Obr. 2.20 Pomerná deformácia $\varepsilon_{z,pl}$ [-]: vľavo model bez strmienkov, vpravo osovo po 75 mm

Pri zavedení strmienok dochádza k výrazne menšej pomernej plastickej deformácii v priečnom smere $\varepsilon_{z,pl}$ na hornom povrchu nosníka v strede rozpätia. V prípade s absenciou strmienok bola maximálna hodnota v tejto oblasti veľkosti 0,310‰. Po aplikácii strmienok došlo k zníženiu na 0,238‰ pri aplikácii rovnakého, resp. dokonca mierne vyššieho zaťaženia (na obrázku vpravo hodnota "TIME" 1,8575 je mierne vyššia než 1,85333 vľavo. Teda bolo uplatnených 85,75% zaťaženia definovaného v druhom kroku výpočtu, pričom vľavo 85,333%). V relatívnej mierke teda došlo k zníženiu pomernej plastickej deformácie v betóne na cca. 76,8% pôvodnej hodnoty bez strmienok. Táto priečna pomerná plastická deformácia má kladnú hodnotu, teda indikuje vznik priečných ťahových trhlin v plastizujúcom betóne.

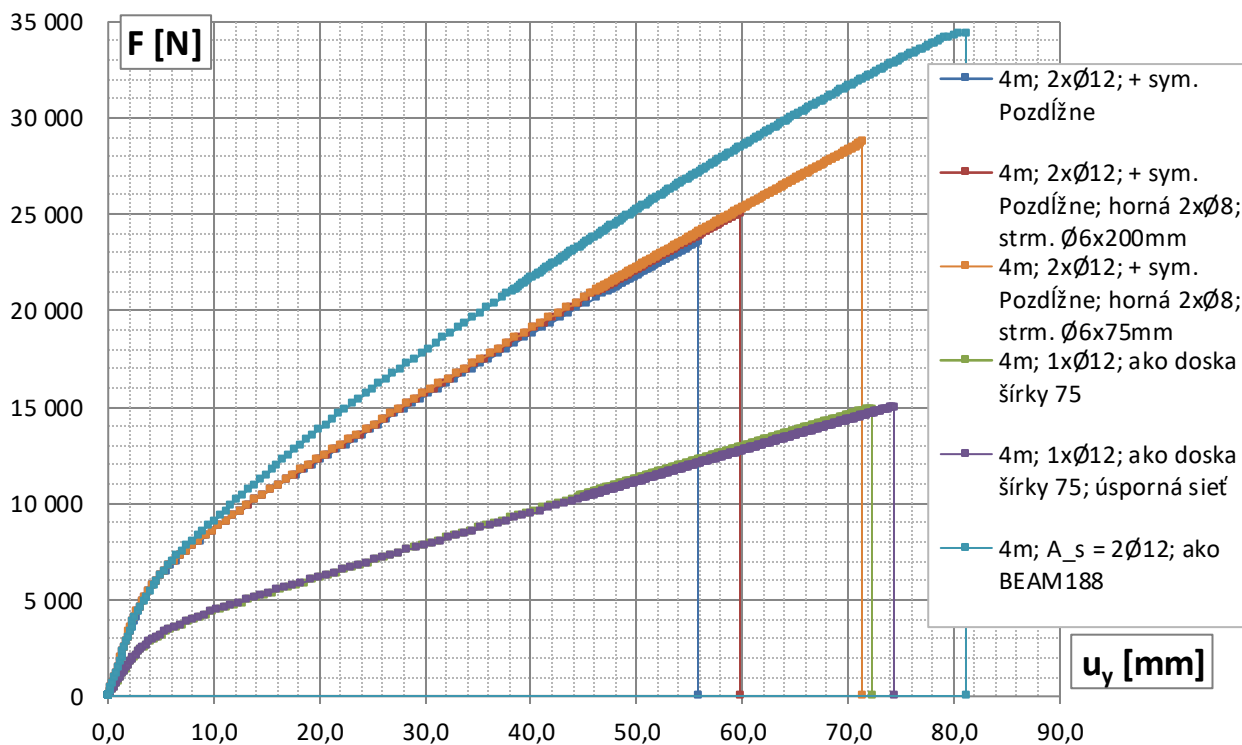


Obr. 2.21 Priečne napätia σ_z [Pa]: vľavo model bez strmienkov, vpravo osovo po 75 mm

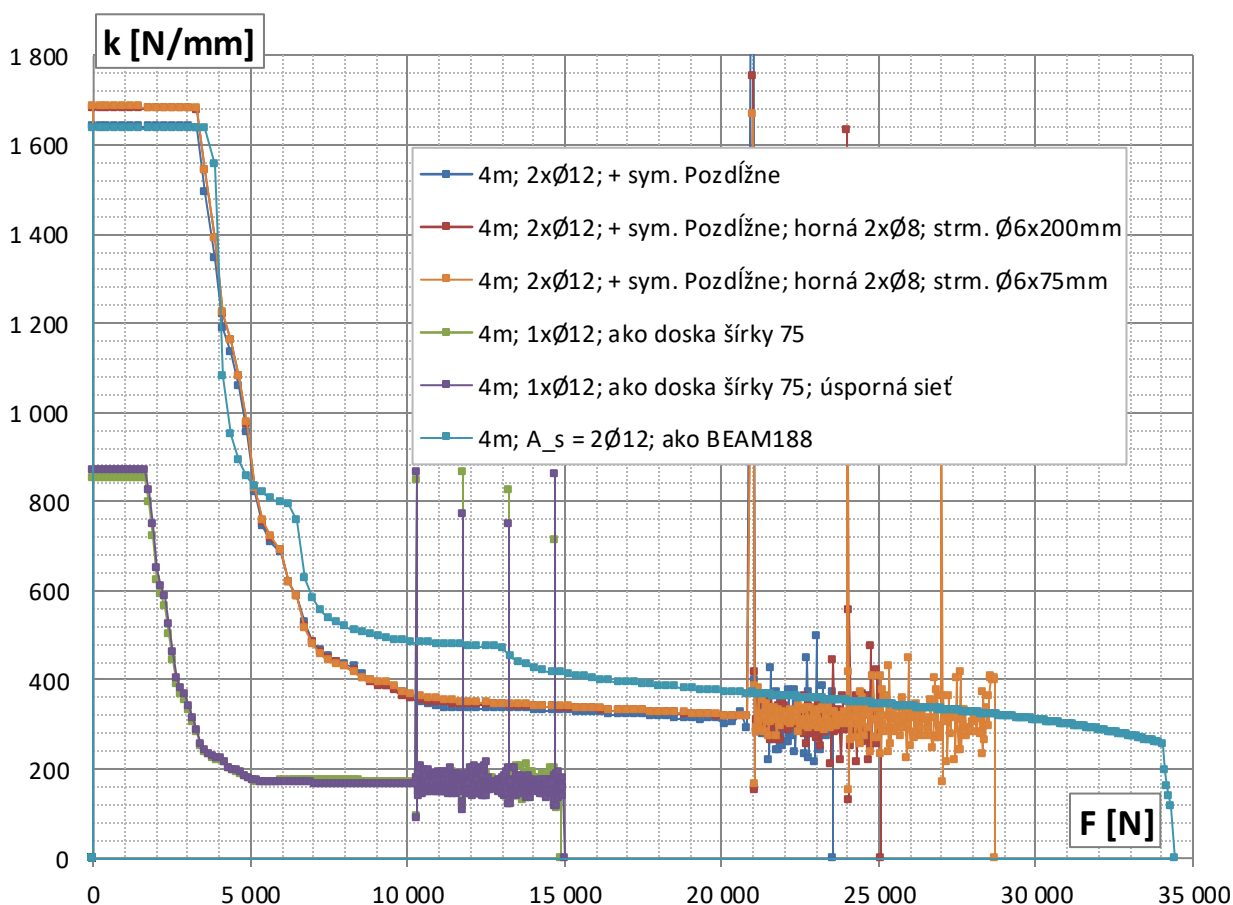
Pri pôsobení menšieho zaťaženia, ktoré v konštrukcii vyvolá iba lineárne chovanie všetkých materiálov (ťah v betóne je menší ako ťahová pevnosť) je priečne napätie σ_z v betóne na hornej strane nosníka ťahové. Pritom menších hodnôt je dosiahnutých práve v prípade aplikácie strmienkov, kde časť ťahu je nimi prenášaná.

Priečne ťahové napätie σ_z v betóne v hornej oblasti nosníka sa pridávaním zaťaženia postupne zvyšovalo. Neskôr ale došlo k zmene jeho znamienka z ťahových hodnôt na hodnoty tlakové. Tie sú demonštrované i na obrázku 2.21 vyššie. Je tiež vidno že na nosníku so zavedenými strmienkami dosahujú tieto tlakové hodnoty v strede rozpätia cca. 1,8 MPa. Pri absencii strmienok sú hodnoty tlakových napätí menšie, približne 1 MPa. Mierne väčší tlak v priečnom smere napomáha proti tlakovému porušeniu betónu v smere pozdĺžnom (väčšia pevnosť betónu pri dvojosej tlakovej napätosti).

Obrázky vyššie demonštrujú významné zmeny v napätosti a pomerných deformáciách železobetónovej konštrukcie pri zanedbaní konštrukčnej výstuže (strmienka v strede rozpätia ohýbaného nosníka) a pri ich aplikácii. Na túto skutočnosť je tiež ďalej poukázané v nasledujúcich grafoch. Vývoj pozdĺžnych normálových napätí v betóne i výstuži pre prípad s a bez strmienok je znázornený na grafe 2.16.

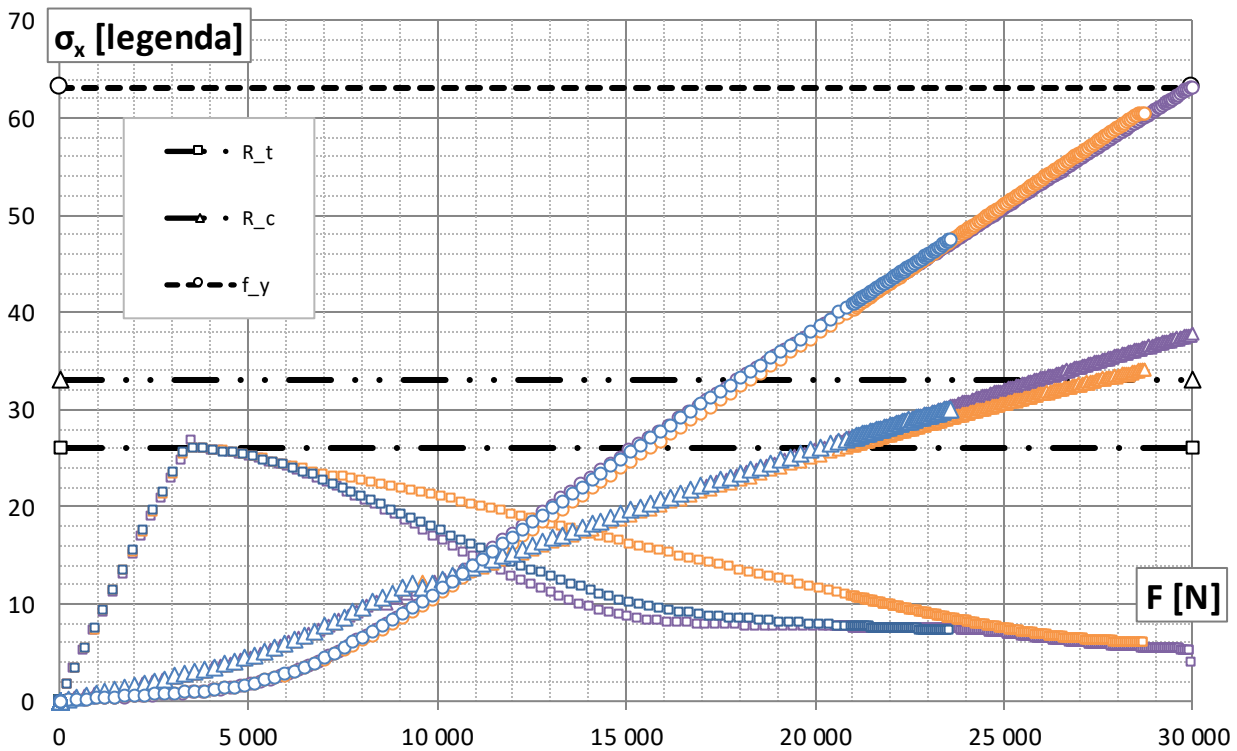


Graf 2.14 Závislosť náhradnej sily spojitého zaťaženia F na zvislom priehybe (u_y je posun v bode B)



Graf 2.15 Závislosť ohybovej tuhosti nosníka k na zaťažení F v prípadoch 12 13 14 15 16 17

Tuhosť modelu pri použití vystužených prvkov typu BEAM188 je v elastickej oblasti veľmi podobná tuhostiam ostatných modelov obdobných rozmerov. V plastickej oblasti sa však tento model správa výrazne tuhšie. Rovnako nie je možné vyobraziť akékoľvek napätia na prvkoch typu BEAM188 vystužených prvkami REINF264. K dispozícii je jedine napätie σ_x (resp. osová sila F_x) vo výstuži pre prvky typu REINF264 a pre prvky typu BEAM188 vyobrazenie vnútorných síl v bode pre zvyšok prierezu (betónovú časť) cez sumáciu typu "SMIS". Z týchto dvoch údajov sa dá celkový moment dopočítať. Výsledky z tohto modelu 17 sú omnoho menej transparentnejšie.



Graf 2.16 vývoj napätí v sledovaných bodoch konštrukcie pre prípady 12 14 18

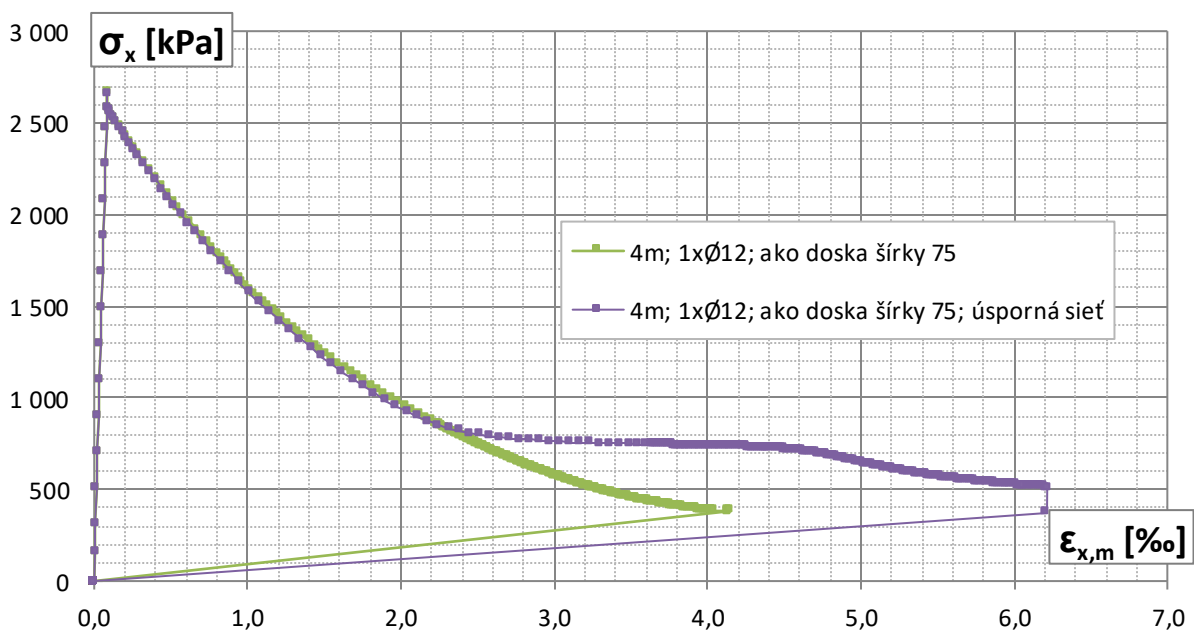
Legenda farieb symbolov:

- 12 4m; 2xØ12; + sym. Pozdĺžne 14 4m; 2xØ12; + sym. Pozdĺžne; strm. á 75 mm
18 4m; model dosky Ø12 á 75 mm

Legenda tvarov symbolov:

- ťahové napätie σ_x v spodných vláknoch prierezu (bod B) [desatiny MPa]
○ ťahové napätie σ_x vo výstuži [desiatky MPa]
△ tlakové napätie σ_x v horných vláknoch prierezu [MPa]

R_t = ťahová pevnosť betónu; R_c = tlaková pevnosť betónu; f_y = medza skazu výstuže



Graf 2.17 Závislosť normálového napätia σ_x na pomernej deformácii $\epsilon_{x,m}$ (v bode B)

Možno konštatovať že rozdiely vo výsledkoch modelov 15 a 16 sú zanedbateľné. V ďalšej kapitole bude preto použitá úspornejšia sieť KP.

Pozn.: pomerná deformácia $\epsilon_{x,m} = \epsilon_{x,el} + \epsilon_{x,pl}$

2.1.9 Porovnanie výsledkov

grafy	krivky	popis modelu (statická dĺžka, výstuž, poznámka)	$F_{R,ANSYS}$	výpočty podľa EC2 a (7)									
				tuhosti		stredné hodnoty (m)			charakteristické (k)		návrhové hodnoty (d)		
				k_i	k_{tr}	$F_{cr,m}$	$F_{el,m}$	$F_{MR,m}$	$F_{MR,k}$	$F_{MR,d}$	$F_{VR,d}$		
kapitola 2.1.6	1	2xØ8	15,47	1602	213	3,03	12,88	V	13,45	11,60	9,90	19,93	
	2	MW exp. $\Omega_{ei} = 0,3$	22,90										
	3	MW exp. $\Omega_{ei} = 0,3$	23,42										
	4	MW lin. $\Omega_{ei} = 0,35$	27,62	1641	403	3,16	22,16	B	27,89	23,70	19,50	26,11	
	5	MW - DP -	34,11										
kapitola 2.1.7	6	2xØ16	27,56	1691	607	3,32	26,18	B*	40,65	32,70	23,40	31,64	
	7	MW exp. $\Omega_{ei} = 0,4$	7,99										
	8	hrubá sieť - nevhodné	15,22	1130	140	3,60	12,60	V	13,21	11,40	9,80	25,47	
	9	jerná sieť; MW exp. $\Omega_{ei} = 0,4$	27,74	1162	272	3,76	27,31	V+B**	28,13	24,10	20,20	33,37	
	10	sym. pozdĺž	34,07	1205	419	3,99	32,84	B	46,05	38,90	30,50	40,42	
kapitola 2.1.8	11	1xØ16	49,46										
	12	doska š.75 prepočet na š.150	23,56	1641	403	3,16	22,16		27,89			26,11	
	13	sym. pozdĺž	25,07	1678	403	3,18	22,70		27,87	23,70	19,50	26,11	
	14	sym. pozdĺž; strm. á 200	28,72										
	15	sym. pozdĺž; strm. á 75	14,90	821	202	1,58	11,08	B	13,95	11,85	9,75	13,06	
kapitola 2.1.8	16	doska š.75	14,99										
	17	doska š.75 úsporná sieť	34,40	1641	403	3,16	22,16		27,89			26,11	
	18	BEAM 188	29,97	1641	403	3,16	22,16		27,89	23,70	19,50	26,11	
		doska š.75 prepočet na š.150										26,11	

* pri posúdení únosnosti neplatí plná započítateľnosť výstuže : $\epsilon_s < \epsilon_{sy}$

** pri splnenom predpoklade $\epsilon_s = \epsilon_{sy}$ je hodnota $\epsilon_c = 1,748$; pritom koniec elastického správania pre betón je pri $\epsilon_{c3} = 1,75$; podľa normového výpočtu sa teda prakticky predpokladá počiatok plastického správania pre oba materiály v jeden okamih

všetky hodnoty náhradných síl F spojitého zaťaženia q v tejto tabuľke sú v kN

Tab. 2.3 Zhrnutie výsledkov modelov nosníkov a dosiek kapitoly 2.1; bližší popis viď 2.5.1 str.8

Na základe výsledkov analýz zhrnutých v tabuľke 2.3. možno údaje kapitoly 2.1. zhrnúť nasledovne:

- 1) Veľkosť hrán KP v plastizujúcich oblastiach betónu sa javí vhodná ako 25 mm (prípadne menšia, čo však nebolo odskúšané). Pri hrubšej sieti sa nedosahuje požadovaných výsledkov. V krajných oblastiach (nad uložením nosníku) možno použiť hrubšiu sieť v pozdĺžnom smere.
- 2) Nastavenie kľúčovej vlastnosti č. 2 elementov SOLID185 je vhodné ako "full integration", teda v prostredí ansys preddefinované.
- 3) Parameter Ω_{ci} volený v rozmedzí 0,3 - 0,4 mal pre analyzované prípady minimálny vplyv na výsledky analýz. Rovnako sa pri prípade prostého ohybu javí použitie exponenciálneho a lineárneho zmäkčenia materiálového modelu MW veľmi podobné. V prípadoch tejto kapitoly však došlo iba k zmäkčovaniu v ťahovej oblasti. V tlačenej oblasti sa jednalo o spevňovanie, nakoľko pri plastizácii tlačeneho betónu pokles napätia pri uvažovanom vzrastajúcom silovom zaťažení nenastal. K tomu by mohlo dôjsť až pri zaťažení deformačnom.
- 4) Hrubý výpočet podľa postupov (7) a EC2 pri použití materiálových vlastností so strednými hodnotami sa javí ako pomerne obstojný odhad očakávaných výsledkov analýzy v ansyse v prípade ohýbaných prvkov v tvare dosiek. Vo všeobecnosti to približne platí i pre ohýbané nosníky pri dodržaní konštrukčných zásad vystužovania železobetónových prvkov (strmienka i v strede rozpätia).
- 5) V prípadoch, kde podľa predbežného výpočtu na základe postupov podľa (7) sa dá očakávať ako prvá (pri zanedbaní tiahnutého betónu) iniciácia plastizácie v tiahnutej výstuži bolo dosiahnutých výrazne vyšších únosností analýzou aj pri absencii strmienok. Jedná sa o prípady označené písmenom "V" v stĺpčeku $F_{el,m}$ tabuľky 2.3. V prípadoch kde je očakávaná ako prvá plastizácia betónu (prípady označené písmenom "B") je pri absencii strmienok únosnosť určená analýzou v KP softvéri na, alebo dokonca pod úrovňou medznej únosnosti spočítanej podľa predpokladov (7) za použitia charakteristických hodnôt, často nie výrazne vyššia než návrhová únosnosť.
- 6) Doplnením výstuže v tvare strmienok, resp. konštrukčnej výstuže podľa zásad EC2 sa únosnosť nosníku blíži k únosnosti úseku dosky rovnakej šírky (resp. v tomto prípade polovičnej šírky prepočítanej na celú šírku nosníka - graf 2.16).
- 7) Okrem modelov spomínaných v tejto kapitole boli bokom vyprodukované i výrazne tuhšie nosníky menšieho rozpätia, ktorých KP modely aj pri nepoužití šmykovej výstuže odolávali zaťaženiam 3 až 4 násobne vyšším ako je návrhová hodnota šmykovej únosnosti určená podľa EC2 - v tabuľke 2.3 označená F_{VR} . Preto fakt že táto hodnota je v niektorých prípadoch mierne nižšia než ohybová únosnosť nehrá žiadnu rolu. Reálna šmyková únosnosť je tiež očakávaná vyšších hodnôt ako návrhová.
- 8) Výsledky pri použití druhej symetrickej podmienky (pozdĺž nosníka) sú veľmi blízke výsledkom pri modelovaní celej šírky nosníka.
- 9) Definovanie fungujúceho zmäkčenia (či už lineárneho alebo exponenciálneho) pre materiálový model Drucker-Prager je omnoho obťažnejšie než v prípade materiálového modelu Menetrey-Willam. Odporúčenie v manuáli (1) modelu MW pred modelom DP je opodstatnené.
- 10) Prvky typu BEAM188 sa dajú rovnako vystužiť prvkami typu REINF264, istým spôsobom pre ne fungujú i funkcie spevňovania a zmäkčovania materiálového modelu. Avšak model je výrazne tuhší. Takýto model je tiež omnoho menej transparentnejší, nakoľko sa nedajú graficky vyobraziť akékoľvek napätia (alebo nie je autorovi tejto práce známy žiadny jednoduchý spôsob ktorým by sa dali). Na druhú stranu i pri nastavení nízkeho tzv. "number of cells" resp. hrubej sieti prierezu "section mesh" analýza beží a výsledky sú k dispozícii veľmi rýchlo. Pravdepodobne by stálo za preskúmanie zavedenie počiatočných deformácií pre model uvažovaný týmito prvkami. Týmto prvkom však teplotné zaťaženie ide zadať iba ako gradient po výške (príp. šírke) a preto sú nepoužiteľné (prípadne omnoho ťažšie použiteľné) pri analýze požiarnej únosnosti. Ďalej nie sú v práci uvažované.

2.2 Analýza teplotného poľa konštrukcie pri požiarom zaťažení

V tejto kapitole je popísaný princíp tzv. "transient thermal analysis", teda časovo závislej teplotnej analýzy, resp. nestacionárnej. Výsledky analýzy sú vždy teploty v jednotlivých bodoch siete KP konštrukcie v časovom rozmedzí od 0 po 14400 s (odpovedá najvyššej definovanej požiarnej odolnosti R240). Tento druh analýzy vždy predbiehal štrukturálnym analýzám konštrukcií, pri ktorých boli použité konečné prvky bez teplotného stupňa voľnosti (napr. SOLID185).

Výsledky sú pre konštrukcie, ktorých teplotné profily sú uvedené v (3), porovnané v časti 2.2.4.

2.2.1 Materiálový model

Fyzikálne veličiny ktoré je nutné zdefinovať pre nestacionárnu teplotnú analýzu sú:

tepelná vodivosť - zadaná súčiniteľom λ [W/mK] - uvažovaný izotropne

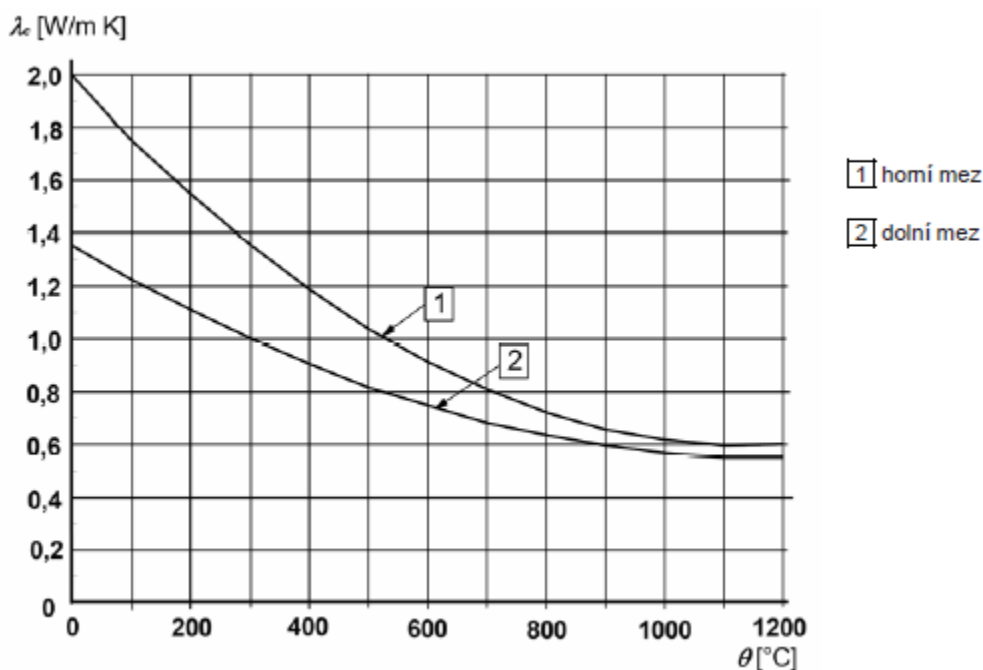
merná tepelná kapacita - c [J/kgK]

objemová hmotnosť - ρ [kg/m³]

Jednotlivé závislosti materiálových charakteristík na teplote sú do prostredia ansysu definované pomocou tabuliek. Vždy s uplatnením významných hodnôt pre danú veličinu. V prípade spojitých kriviek sú tieto krivky nahradené lomenými čiarami s hodnotami definovanými pre teploty približne každých 100 °C.

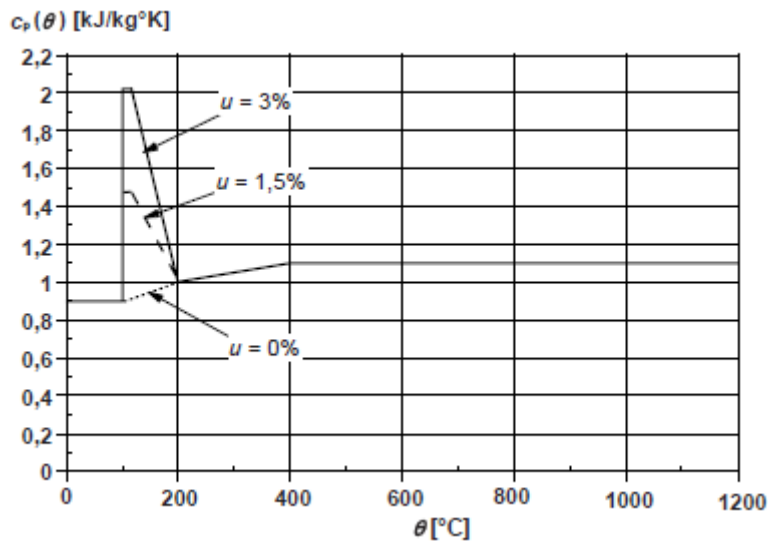
2.2.1.1 Betón

Tepelná vodivosť betónu λ_c je v závislosti na teplote θ uvažovaná podľa (3) tzv. dolnou medznou hodnotou, ktorá bola použitá i pri výpočtoch teplotných profilov v (3). Podľa poznámky v (3) dáva dolná medza pre betónové konštrukcie realistejšie teploty než horná, ktorá bola odvodená zo skúšok ocelobetónových spriahnutých konštrukcií.



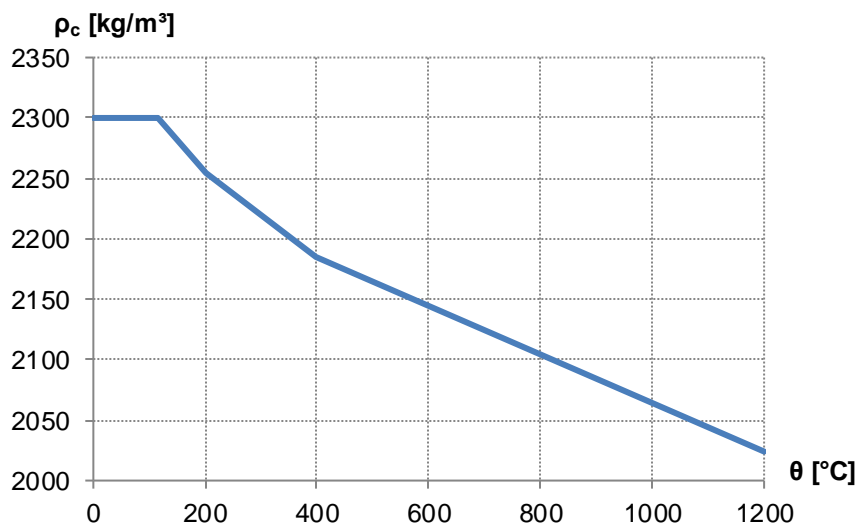
Obr. 2.22 Súčiniteľ tepelnej vodivosti betónu λ_c v závislosti na teplote podľa (3)

Závislosť mernej tepelnej kapacity betónu c_p na teplote θ je uvažovaná pre betón pri vlhkosti $u = 1,5\%$ hmotnosti, podľa literatúry (3).



Obr. 2.23 Merná tepelná kapacita betónu c_p pri rôznych hmotnostných vlhkosťach u podľa (3)

Závislosť objemovej hmotnosti betónu ρ_c na teplote θ je uvažovaná podľa 3.3.2(3) v literatúre (3). Pre teplotu 20 °C je uvažovaná objemová hmotnosť betónu $\rho_c(20\text{ °C}) = 2300\text{ kg/m}^3$.

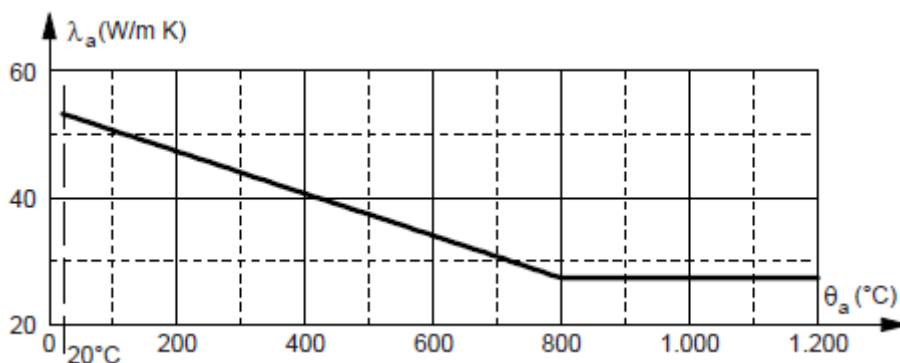


Obr. 2.24 Objemová hmotnosť betónu ρ_c v závislosti na teplote

2.2.1.2 Oceľ / výstuž

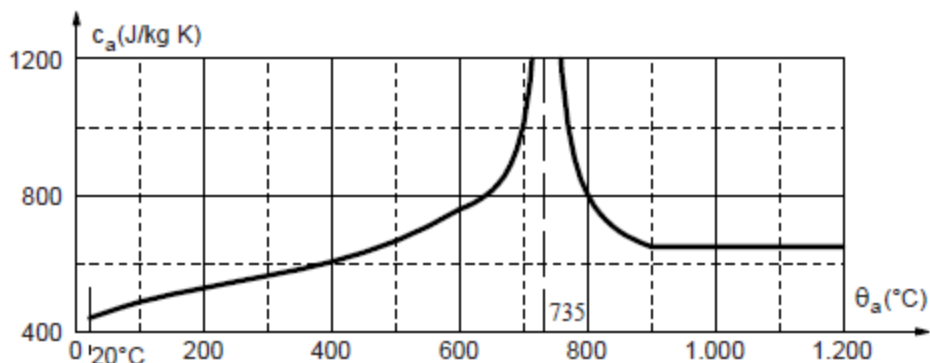
Hustota oceli ρ je uvažovaná konštantne hodnotou 7850 kg/m³ nezávisle na teplote.

Tepelná vodivosť oceli λ_a v závislosti na teplote je uvážená podľa (8).



Obr. 2.25 Súčiniteľ tepelnej vodivosti oceli λ_a podľa (8) v závislosti na teplote oceli θ_a

Merná tepelná kapacita oceli c_a je v závislosti na teplote uvážená podľa (8). Pozn.: pri teplote 735 °C je hodnota $c_a = 5000\text{ J/kg K}$.



Obr. 2.26 Merná tepelná kapacita oceli c_a podľa (8)

2.2.2 Použitý druh konečných prvkov

Pre analýzu sú použité 3D prvky typu SOLID70 s teplotným stupňom voľnosti v každom z 8 uzlov. Kľúčové vlastnosti prvku sú ponechané preddefinované. Vždy je vytvorená sieť KP pozostávajúca z elementov v tvare kociek až hranolov s podstavou štvorca.

Elementom typu SOLID70 sú priradené materiálové vlastnosti v závislosti na teplote tak ako to bolo popísané v kapitole vyššie.

Na plochách uplatnenia tepelného zaťaženia sú umiestnené prvky typu SURF152, ktoré umožňujú okrem konvekčného tepelného zaťaženia i radiačné. Aby toto bolo možné, treba pozmeniť predvolene nastavené kľúčové vlastnosti prvku:

Nastavenie polohového faktoru pre výpočet radiačného zaťaženia je cez KEYOPT(9) (hodnota 1) zvolené cez reálnu konštantu. Hodnota polohového faktoru "FORM FACTOR" je rovná 1 podľa 3.1.(7) z (9). Štefan-Boltzmannova konštanta "SBCONST" je zadefinovaná hodnotou $5,67 \text{ E-008 } \text{W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-4}$.

Ďalej je nutné zvoliť jeden extra bod pre uplatnenie radiácie - KEYOPT(5) = "include 1 node" - bod "M" mimo plochu prvku ako demonštruje Obr. 2.28.

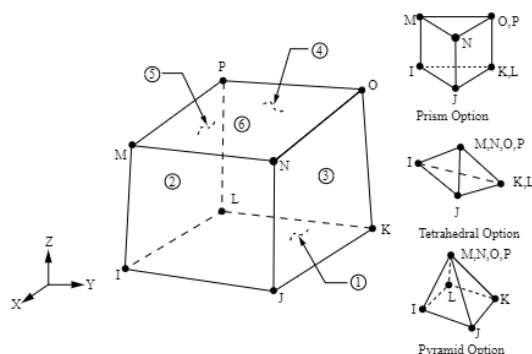
Pre uplatnenie tepelného zaťaženia vedením (convection) je nutné pozmeniť KEYOPT(8) - bola zvolená možnosť č.3, teda v preklade: "ohodnotiť súčiniteľ prestupu tepla pre povrchovú teplotu elementu".

Tvar elementu bol zvolený bez uzlov na stredoch hrán, tzv. "midside nodes" cez KEYOPT(4) tak aby sa zhodoval so stranou prvkov typu SOLID70.

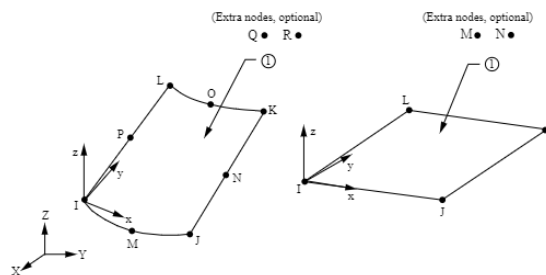
Ostatné kľúčové vlastnosti prvku boli ponechané predvolené, teda stupeň voľnosti v jednotlivých uzloch je teplota.

Elementom typu SURF152 je nutné definovať materiálovú vlastnosť emisivity betónového povrchu. Tá je podľa 2.2(2) z literatúry (3) rovná hodnote 0,7 pre betónové povrchy v kontakte s požiarom. Je uvažovaná konštantnou hodnotou nezávislou na teplote.

Pre správny výpočet prenosu tepla žiarením podľa návodu (1) je ďalej potrebné príkazom TOFFST nastaviť rozdiel medzi absolútnou nulou a nulou použitého teplotného systému, v tomto prípade 273,15 K. Pri analýzach prenosu tepla žiarením systém pracuje s termodynamickou teplotou.



Obr. 2.27 Element SOLID70 podľa (1)



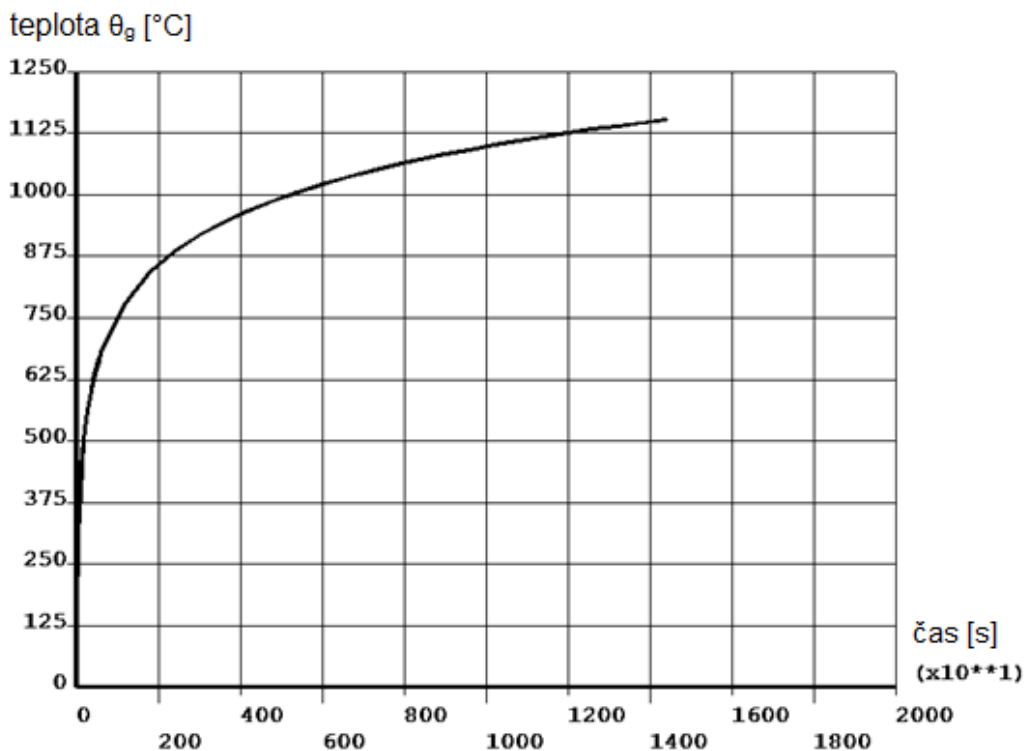
Obr. 2.28 Element SURF152 podľa (1)

2.2.3 Požiarne zaťaženie, okrajové podmienky a nastavenie riešiča

Teplota plynov v blízkosti povrchu vystaveného požiaru θ_g je uvažovaná podľa kapitoly 3.2.1 z literatúry (9) pomocou normovej teplotnej krivky, ktorá je daná vzťahom:

$$\theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1); t[\text{min}]$$

Hodnoty θ_g sú diskretizované v tabuľkovom procesore MS-Excel v 37 rôznych časoch t od 0 po 240 minút s postupne zväčšujúcim sa intervalom. Teploty sú vložené v závislosti na čase (v sekundách) do prostredia ANSYS cez tabuľku. Vyploťovanie tabuľky je znázornené na Obr. 2.29.



Obr. 2.29 Vyploťovanie tabuľky z prostredia ANSYS - závislosť teploty plynov θ_g [°C] na čase t [s]

Súčiniteľ prestupu tepla prúdením pre normovú teplotnú krivku je podľa (9) $\alpha_c = 25 \text{ W/m}^2\text{K}$.

Je uvažované rovnomerné rozloženie teploty ako funkcie času na povrch konštrukcie.

Zaťaženie je v systéme ANSYS aplikované na elementy SURF152 ako vedenie tepla "convection" s hodnotou teploty "bulk temperature" premenlivej v čase podľa zadefinovanej tabuľky "TEPLOTA" a súčiniteľom prestupu tepla prúdením, tzv. "film coeficient" o konštantnej hodnote 25.

Ďalej je extra uzlu elementov SURF152 (všetky elementy konštrukcie môžu mať jeden spoločný uzol - jeho poloha v závislosti na plochách elementov udáva smer ich normály) definovaná teplota ako uzlové zaťaženie závislé na čase tiež podľa definovanej tabuľky.

Všetko teplotné zaťaženie je aplikované na jednu stranu konštrukcie. Na odvrátenej strane nie je definované žiadne prostredie ani žiadna iné zaťaženie vedením ani žiarením.

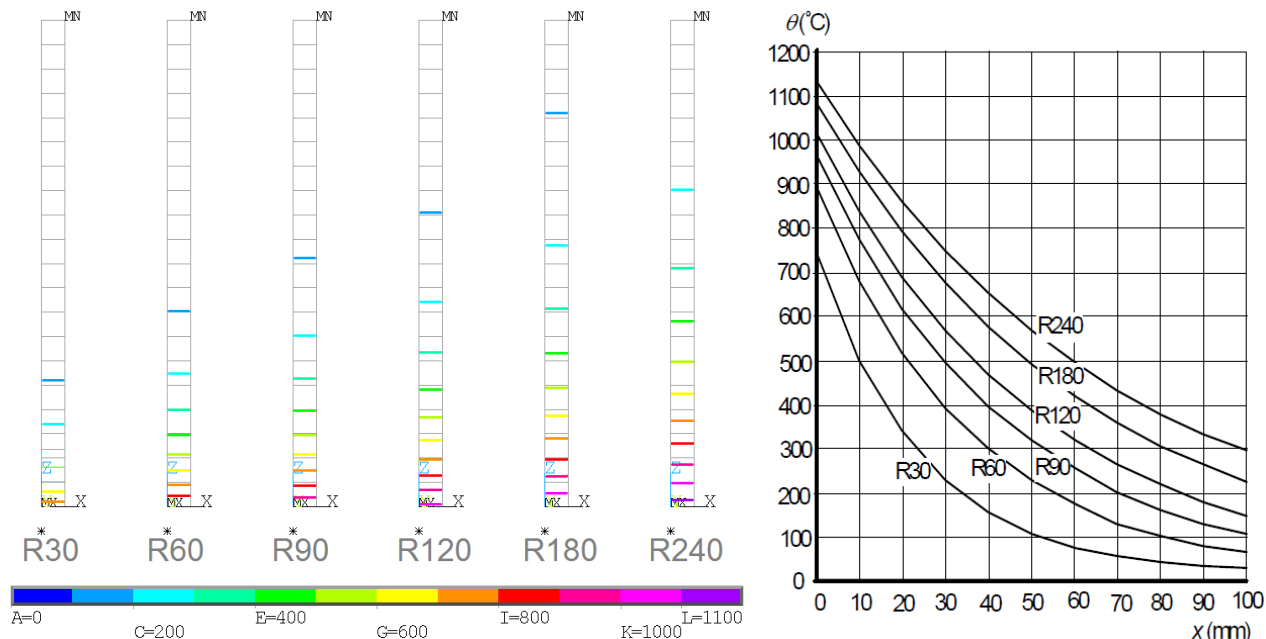
Referenčná teplota (teplota okolia) je nastavená ako 20 °C príkazom TREF,20.

Pozn.: Pred doplnením zaťaženia žiarením boli pokusy teplotného výpočtu prevedené bez prvkov SURF152. Teplotné zaťaženie vedením bolo zadané na spodné strany elementov SOLID70. Tento druh zaťaženia sa na prvky uplatniť dá, avšak vo väčšine prípadov pri referenčnej teplote 20 °C výpočet neprebehol (resp. po pár sekundách spadol). Pomohlo zníženie referenčnej teploty na 19 °C, alebo iba zadefinovanie elementu typu REINF264 (bez uplatnenia v modeli). V takom prípade výpočet prebehol bez problémov, ale výsledkový súbor mal namiesto prípony *.rth príponu *.rst. Hodnoty síce súhlasili, ale z dôvodu jednotnosti a spomenutých nepríjemností je lepšie aplikovať všetko teplotné zaťaženie na elementy typu SURF152, ktoré žiaden podobný problém zatiaľ nevykázali.

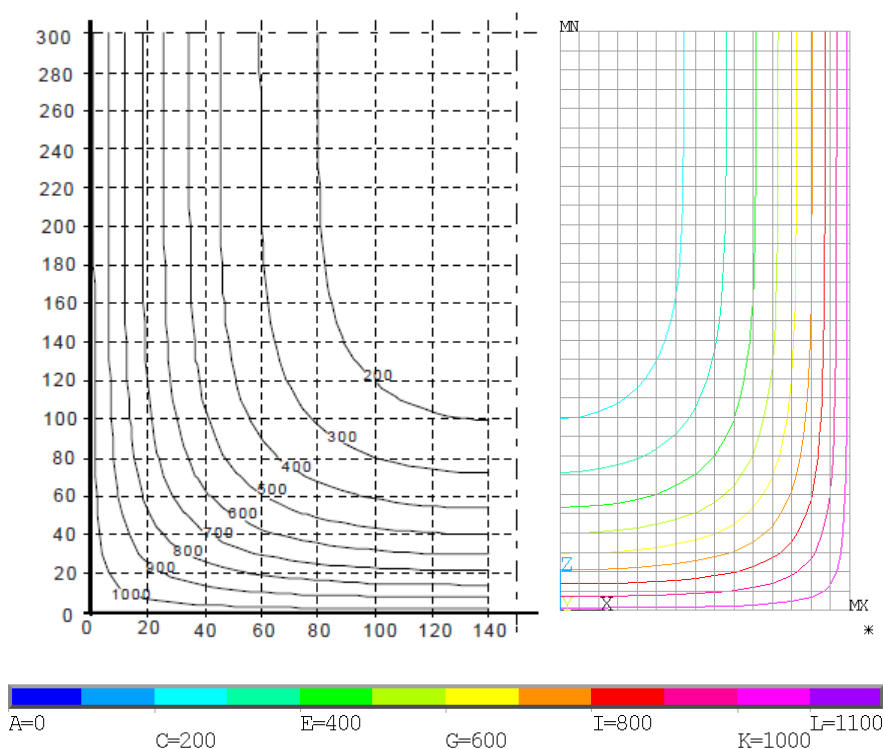
Je zvolený časovo závislý druh analýzy, tzv. "transient" s časom na konci zaťažovacieho kroku 14400 s. Veľkosť pod krokov je zvolená po 10 s cez príkaz DELTIM,10. Je nastavené zapisovanie výsledkov z každého pod kroku príkazom OUTRES,ALL,ALL.

2.2.4 Model pre overenie materiálového modelu

Teplotná analýza bola najprv prevedená na doske hrúbky 200 mm a nosníku rozmerov 600×300 mm z dôvodu overenia správnosti výsledkov pre tieto konštrukcie podľa (3). Veľkosť siete KP elementov SOLID70 bola v týchto prípadoch volená jednotne s hranou dĺžky 10 mm. V prípade dosky je modelovaný jeden stĺpec prvkov, v prípade nosníka je modelovaná symetrická polovica prierezu s hrúbkou rozmeru hrany jedného konečného prvku.



Obr. 2.30 Teplotné profily pre dosky hrúbky 200 mm: vľavo izotermy získané výpočtom v prostredí ANSYS; vpravo podľa prílohy A literatúry (3)



Obr. 2.31 Teplotné profily pre nosník $h \times b = 600 \times 300$ pri R120: vľavo podľa prílohy A literatúry (3); vpravo získané výpočtom v prostredí ANSYS.

Na základe grafických výstupov možno konštatovať správnosť nastavenia modelu. V prípade dosky hrúbky 200 mm je dosiahnutá pomerne presná zhoda polôh jednotlivých izoteriem. V prípade nosníka sa vyskytne len menšia nevyrazná odchýlka vo vertikálnych polohách izoteriem nižších teplôt, ktorá je na bezpečnú stranu (väčšie prehriatie pri analýze). Nepatrný rozdiel by sa možno dalo zmenšiť iným zvolením kľúčových vlastností prvkov typu SURF152. To odskúšané nebolo.

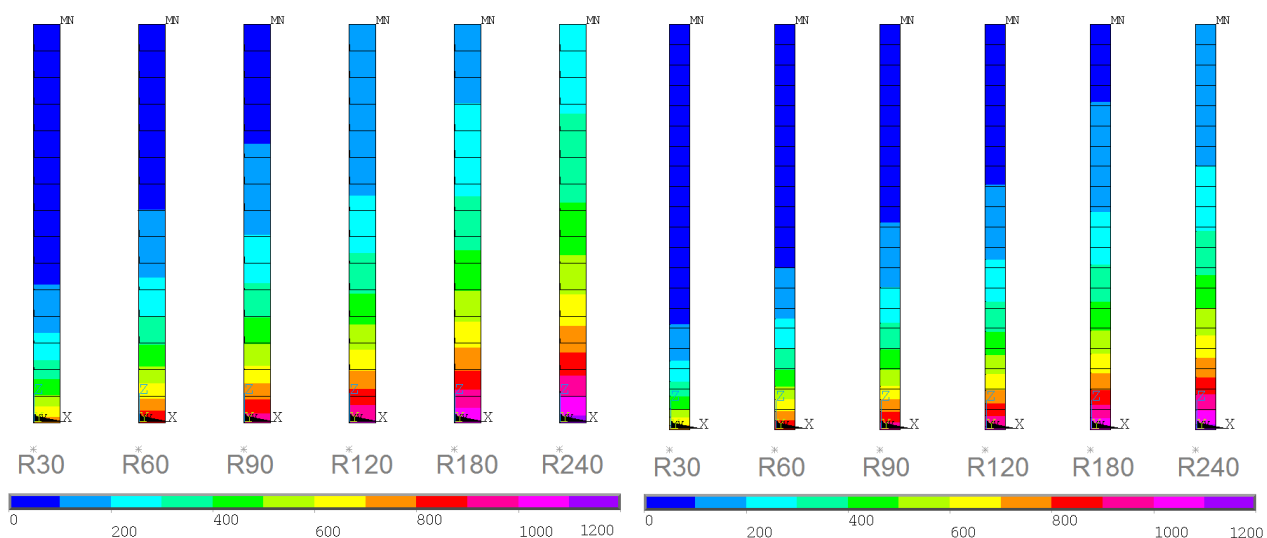
2.2.5 Model dosky hr.150 mm pre posúdenie podľa metódy izotermie 500 °C

Je uvažovaná železobetónová doska hrúbky 150 mm o statickom rozpätí 4 m. Doska je vystužená Ø12 po 75 mm. Krytie výstuže je 31,5 mm, teda osová vzdialenosť výstuže od spodného povrchu 37,5 mm (1,5-násobok hrany kubických elementov v ANSYSE). Jedná sa o prípad 15 resp. 16 kapitoly 2.1.8. Je uvažované kremečité kamenivo betónu.

2.2.5.1 Určenie teplotného profilu konštrukcie

Pre výpočet únosnosti dosky hr. 150 mm namáhanej ohybom pri požiarom zaťažení podľa metódy izotermie 500 °C - jednoduchej výpočtovej metódy bližšie popísanej v prílohe B literatúry (3) - je nutné previesť najprv teplotnú analýzu danej konštrukcie, nakoľko v dokumente (3) nie je uvedený teplotný profil dosky uvažovanej hrúbky. Táto analýza bola prevedená rovnakým spôsobom ako v predošlom prípade, akurát s menšou hrúbkou dosky.

Možno konštatovať, že rozloženie teplôt pri spodnom povrchu dosky je približne rovnaké pre prípady dosiek hr. 150 mm i 200 mm. Poloha izotermie 500 °C od spodného povrchu je v absolútnych hodnotách pre oba prípady tiež veľmi podobná. Preto by nebolo veľkou chybou pri ručnom výpočte metódou izotermie 500 °C pre dosky hrúbky 150 mm uvažovať tabuľku v (3) pre dosku hrúbky 200 mm. Výraznejší rozdiel teplôt sa objaví až pri hornom povrchu dosky pri dlhšie trvajúcom požiarom zaťažení.



Obr. 2.32 Teplotné profily dosky hrúbky 150 mm (vľavo) a hrúbky 200 mm (vpravo)

2.2.5.2 Posúdenie únosnosti konštrukcie metódou izotermie 500 °C

Na základe výsledkov danej analýzy sú hodnoty teplôt v oblasti výstuže použité pre "ručný" výpočet únosnosti dosky pre situácie R30 - R240. Výpočet bol automatizovaný v tabuľkovom procesore prostredia MS-excel a v tejto kapitole sú zhodnotené iba výsledky a poznámky.

Metóda izotermie 500 °C predpokladá že poškodený betón s teplotou nad 500 °C neprispieva k únosnosti prierezu, zatiaľ čo ostatný betón si zachováva svoje počiatkové hodnoty pevností v tlaku a modulu pružnosti. Redukovaná pevnosť tiahnutej výstuže sa stanoví vzhľadom k teplote podľa kapitoly 4.2.4.3. v (3). Bližší popis metódy možno nájsť v prílohe B dokumentu (3).

Pozn.: pri výpočte únosností je nutné overiť či poloha izotermie 500 °C nezasahuje do oblasti tlačeneho betónu. S týmto problémom nebol, nakoľko v danom prípade je uvažované požiarne zaťaženie aplikované na spodnú stranu dosky a je modelovaná proste uložená doska (nie spojitá).

Pozn.2.: rovnako je nutné na začiatku výpočtu pre danú teplotu vopred predpokladať jednu z podmienok pre výslednú pomernú deformáciu tiahnutej výstuže: $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$; $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$, na základe ktorého sa má uvážiť redukcia pevnosti výstuže buď podľa krivky 1 alebo 3 na Obr. 4.2a v (3). Zvolený predpoklad je nutné na konci overiť. V prípadoch R30 až R120 bol počiatkový predpoklad pre oslabenie výstuže volený $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$. Výsledok bol v zhode s predpokladom. Avšak v prípade R180 pri uvážení počiatkového predpokladu $\varepsilon_{s,fi} < 2\%$ bola v konečnom výsledku pomerná deformácia vo výstuži väčšia ako 2%, a pri uvážení opačného počiatkového predpokladu $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$ bola zas pomerná deformácia vo výstuži menšia ako 2%. Z toho dôvodu formálne nemožno považovať ani jeden výsledok únosnosti prípadu R180 podľa danej metódy za správny. Ďalej je preto za únosnosť konštrukcie pri R180 uvažovaný aritmetický priemer týchto dvoch výsledkov. V

poslednom prípade výpočtu únosnosti pri R240 bola pre oslabenie výstuže predpokladaná konečná pomerná deformácia $\varepsilon_{s,fi} \geq 2\%$, ktorá bola aj naozaj splnená.

Výsledky sú zhrnuté v tabuľke 2.4 nižšie. V prvom riadku je na porovnanie vložený prípad únosnosti bez teplotného zaťaženia. Únosnosti konštrukcie na ohyb sú opäť vyjadrené náhradnou silou spojitého zaťaženia F_{MR} (je v nej zahrnutá aj náhradná sila od vlastnej tiaže konštrukcie, ktorá tvorí cca. 1kN). Boli uvážené dva prípady - výpočet pri použití návrhových hodnôt materiálu pri požiarom zaťažení s doplnkovým označením sily v indexe "d" (v podstate charakteristické hodnoty pri bežnom zaťažení) a pri použití stredných hodnôt materiálu "m". θ_s vyjadruje uvažovanú teplotu vo výstuži.

	θ_s [°C]	$F_{MR,d}$ [kN]	$F_{MR,m}$ [kN]
Prípad 16	20	11,9	14,0
R30	190	11,0	12,9
R60	350	9,3	10,9
R90	450	8,0	9,4
R120	500	7,3	8,5
R180	610	5,0	5,8
R240	700	3,1	3,6

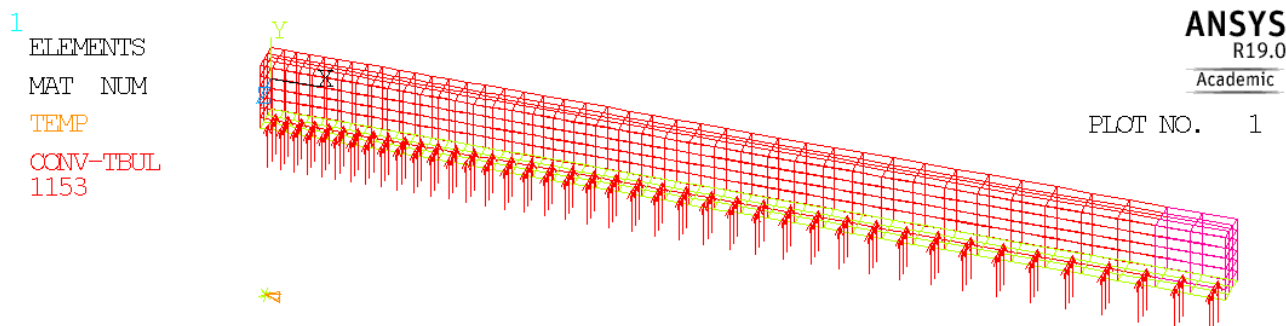
Tab. 2.4 Únosnosť dosky hr. 150 mm Ø12 á 75 mm $L = 4$ m (prípad 16) metódou izotermy 500 °C

2.2.6 Model dosky hr. 150 mm pre získanie tepelného zaťaženia do štruktúrálnej analýzy v ANSYS-e

Pre štruktúrálnu analýzu konštrukcie s teplotným zaťažením je najprv nutné získať výsledky z nestacionárnej tepelnej analýzy vo všetkých bodoch konštrukcie v dostatočne hustých časových intervaloch.

Pre dosku hrúbky 150 mm je vytvorený model s geometriou a tvarom siete KP veľmi podobným s prípadom 16 predošlej kapitoly. Rozdiel je iba v absencii podložky na konci dĺžky pri spodnej hrane. Tá je v danej lokalite pre tento prípad nahradená zatiaľ iba formálne (iné číselné označenie) iným materiálom po celej výške dosky. Materiálu sú definované totožné vlastnosti ako betónu.

Prvky typu SURF152 sú aplikované na celú spodnú hranu konštrukcie. Extra bod je umiestnený v strede Jeho umiestnenie pri použití nastavení nemá vplyv na výsledky.



Obr. 2.33 Tvar siete KP

Rozdiel teplotného profilu dosky sa mierne líši (oproti profilu hr. 150 mm v 2.2.5.1), nakoľko bola použitá hrubšia sieť KP. Rozdiel teplôt je však veľmi malý a teda zanedbateľný.

Pozn.: Aplikácia výstuže (či už vodorovnej alebo zvislej) elementmi typu REINF264 do prvkov SOLID70 nemá žiadny vplyv (resp. iba minimálny) na výsledky. Element typu REINF264 nedisponuje teplotným stupňom voľnosti. V tomto prípade je však pre prebehnutie výpočtu nutné uplatniť nulové posuvné okrajové podmienky u_x , u_y a u_z "všetkým" uzlom elementov SOLID70, do ktorých bola aplikovaná výstuž.

Aj keď element typu REINF264 nemá teplotný stupeň voľnosti, nepatrný rozdiel teplotných profilov pri aplikácii a zanedbaní vodorovnej výstuže existuje. Nastavenia výpočtu pritom boli v oboch prípadoch rovnaké. V prípade absencie výstužných prvkov je však výsledkový súbor tvaru *.rth, avšak pri ich aplikácii tvaru *.rst. Akákoľvek výstuž bude teda pri ďalších prípadných teplotných analýzach zanedbaná.

2.3 Požiarna odolnosť dosky

Je analyzovaná požiarna odolnosť železobetónovej dosky hrúbky 150 mm o statickom rozpätí 4 m. Sú uvážené viaceré alternatívy vystuženia. Ako prvý je analyzovaný prípad vystuženia $\varnothing 12$ á 75 mm (prípád 16 kapitoly 2.1.8.). Neskôr vystuženie $\varnothing 8$ resp. $\varnothing 6$ po 75 mm. Osová vzdialenosť výstuže od spodného povrchu je vždy 37,5 mm (1,5-násobok hrany kubických elementov v ANSYSE). Teplotné zaťaženie je získané nestacionárnou teplotnou analýzou popísanou v predošlej kapitole.

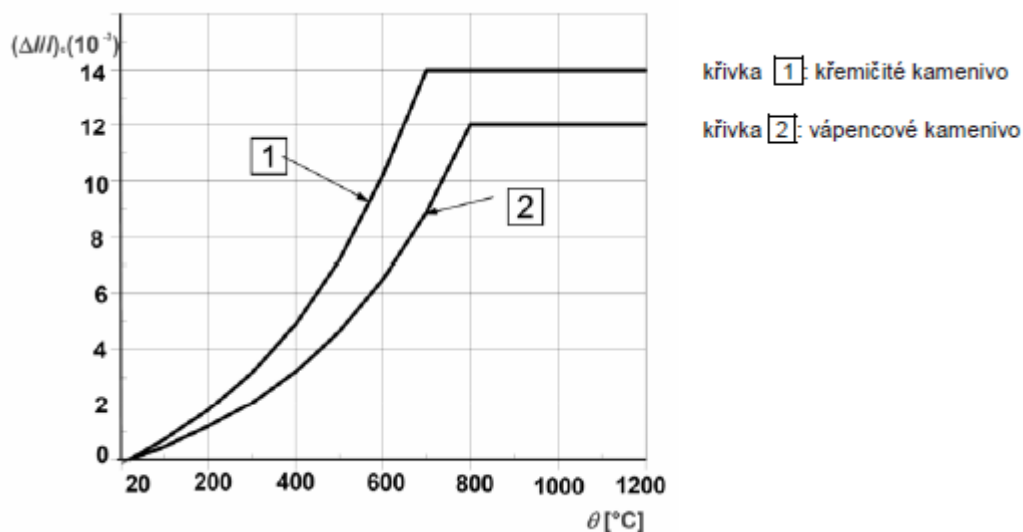
2.3.1 Materiálový model

Pri teplotnom požiarnom zažatení konštrukcie je nutné definovať oslabenie materiálových vlastností v závislosti na ich zvyšujúcej sa teplote. Rovnako je nutné zadefinovať teplotné predĺženie použitých materiálov.

2.3.1.1 Betón

2.3.1.1.1 Teplotné predĺženie

Závislosť teplotného predĺženia na teplote je v norme (3) definovaná pomocou pomernej teplotnej deformácie betónu $\varepsilon_c(\theta) = (\Delta l/l)_c$ vo vzťahu k dĺžke pri teplote 20 °C.



Obr. 2.34 Pomerne teplotné predĺženie betónu $\varepsilon_c(\theta)$ podľa (3)

Je uvažovaná krivka 1 pre kremičité kamenivo. Pomerná teplotná deformácia je zadaná v závislosti na teplote cez tabuľku po kroku približne každých 100 °C ako materiálová charakteristika THSX (thermal strain).

Pozn.: Súčiniteľ teplotného predĺženia betónu α_c je prvá derivácia kriviek $\varepsilon_c(\theta)$ z Obr. 2.34. Možno ho alternatívne zadávať ako materiálovú vlastnosť CTEX, avšak problematická je konštantná hodnota $\varepsilon_c(\theta)$ pri vyšších teplotách, kde by hodnota α_c bola skokom rovná nule. Tam nastával problém v analýzách kontrolného zadania tejto charakteristiky.

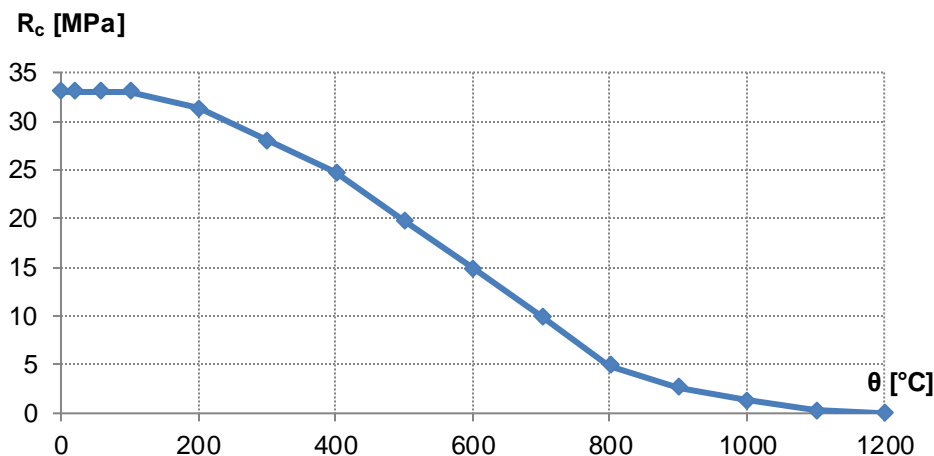
2.3.1.1.2 Pevnosť betónu v ťahu

Pevnosť betónu v ťahu R_t je pre potreby definície materiálového modelu uvažovaná podľa kapitoly 3.2.2.2 v norme (3). Do teploty 100 °C ťahová pevnosť ostáva na pôvodnej hodnote. Medzi teplotou 100 a 600 °C je definovaný lineárny pokles, pričom podľa normy je pri teplote 600 °C pevnosť nulová. Je nutné však definovať nenulovú hodnotu, teda od teploty 600 °C do 1200 °C sú uvážené klesajúce hodnoty blízke nule.

Pre niektoré prípady bol z dôvodov zaistenia lepšej konvergencie výpočtu tiež uvážený istý pokles pevnosti od teploty 500 °C po teplotu 1200 °C - teda hodnota blízka nule je definovaná až pri teplote 1200 °C.

2.3.1.1.3 Pevnosť betónu v tlaku

Je uvažovaný betón s kremičitým kamenivom. Stredné hodnoty jednoosovej pevnosti betónu v tlaku R_c v závislosti na teplote sú redukované podľa tabuľky v kapitole 3.2.2.1 normy (3). Dvojosová pevnosť betónu v tlaku R_b je vždy uvažovaná ako 1,2-násobok hodnoty R_c pre každú definovanú teplotu.



Graf 2.18 Závislosť jednoosovej pevnosti betónu v tlaku na teplote

2.3.1.1.4 Modul pružnosti

V norme (3) nie je priamo uvedená závislosť modulu pružnosti betónu na teplote. Z obrázku a tabuľky 3.1. kapitoly 3.2.2.1 v (3) sa modul pružnosti dá dopočítať. Jeho hodnoty však nezodpovedajú realite. Poukazuje na to nasledujúci úkaz.

Deformačný diagram je v (3) vyjadrený vzťahom:

$$\sigma(\theta) = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \left(2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right)}$$

odtiaľ pre $E = \sigma / \varepsilon$ pri pomernej deformácii $\varepsilon \approx 0$ platí:

$$E_{\varepsilon=0}(\theta) = \frac{3 \cdot f_{c,\theta}}{2 \cdot \varepsilon_{c1,\theta}}$$

teda pre teplotu 20 °C by modul pružnosti (pri uvážení strednej tlakovej pevnosti) v prípade betónu triedy C25/30 nadobúdala hodnotu:

$$E_{\varepsilon=0}(20^\circ\text{C}) = 1,5 \cdot 33 \div 0,0025 = 19\,800 \text{ MPa}$$

Hodnota E_{cm} je však pri bežnej teplote 31 GPa.

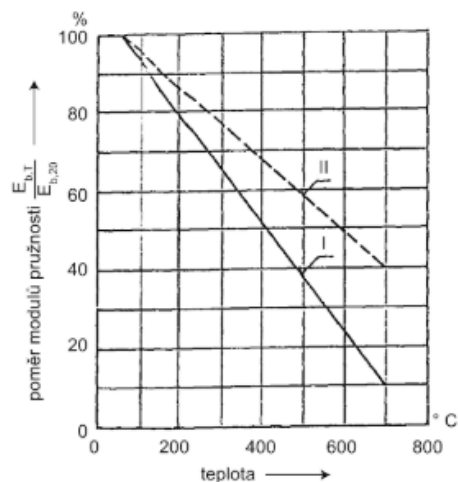
Rovnako je v tomto prípade istý rozpor, kde podľa 3.3.1 (3) sa mechanické vlastnosti betónu pri bežnej teplote 20 °C majú uvažovať podľa EN 1992-1-1, avšak pomerná deformácia $\varepsilon_{c1,\theta}$ je v tabuľke 3.1 literatúry (3) nezávislá na triede betónu - viď tabuľka 2.5. na ďalšej strane.

Z dôvodu vyššie popísaných nejasností je zníženie modulu pružnosti betónu inšpirované vzťahom z kapitoly 5.3.1. literatúry (10) demonštrovaným na obrázku 2.35. Je uvážená krivka č. I - teda pre hutný betón. Za teplotou 700 °C je predpokladané lineárne klesanie až po teplotu 1200 °C, kde je formálne zadefinovaná kladná hodnota veľmi blízka nule.

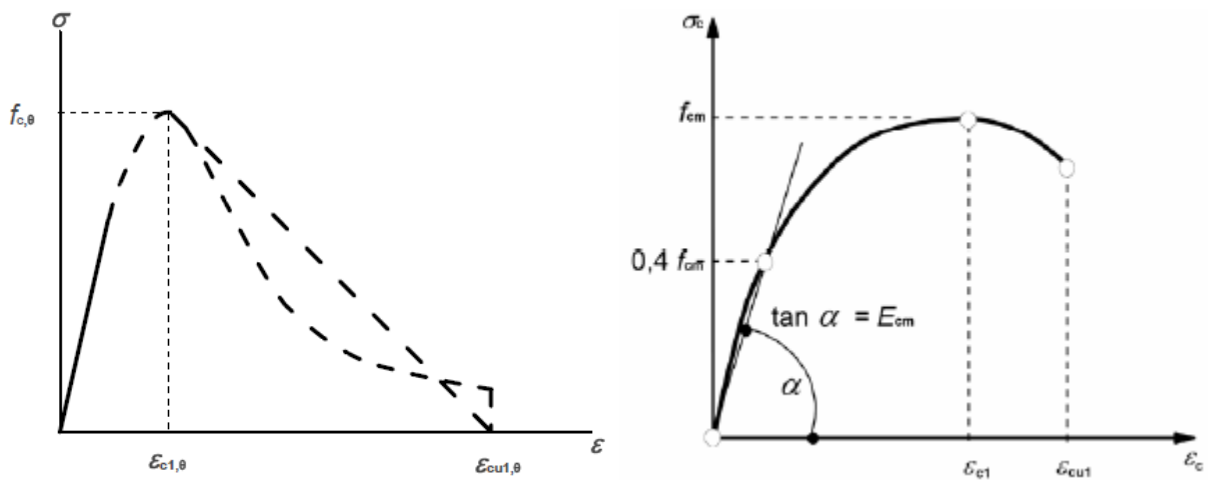
2.3.1.1.5 Menetrey Willam materiálový model

Z dôvodov vyššie spomenutej nejasnosti v prípade pomernej deformácie $\varepsilon_{c1,\theta}$ ako i nejasnosti v hodnote $\varepsilon_{cu1,\theta}$ (kde v tabuľke 3.1 literatúry (3) táto hodnota pre 20 °C nadobúda hodnotu 0,02 - viď tab. 2.5, pričom podľa EN 1992-1-1 je hodnota ε_{cu1} pri bežnej teplote 3,5‰, teda 0,0035) sú hodnoty pre pomerné plastické deformácie K_{cm} a K_{cu} určené na základe hodnôt elastických deformácií. Tie nie sú zhodné s hodnotami v spomenutej tabuľke v norme, ale sú ňou z veľkej časti inšpirované. Podľa grafických vyobrazení daných veličín tiež bolo skonštatované, že veličiny $\varepsilon_{cu1,\theta}$ pre $\theta = 20^\circ\text{C}$ a ε_{cu1} pravdepodobne neoznačujú jedno myslené pretvorenie - viď obr. 2.36.

Hodnoty ktoré boli použité pre definovanie materiálových vlastností modelu MW pre betón možno pozorovať v tabuľke 2.6. Graf 2.19. vyobrazuje porovnanie pracovných diagramov podľa definícií z (3) - označené v legende ako 1992-1-2; a diagramov definovaných podľa vzorcov MW modelu popísaného v (1) pri hodnotách zvolených podľa tabuľky 2.6. Pre hodnotu 20 °C je vyobrazená krivka (bledomodrá čiarkovaná) na základe vzťahov podľa (2).



Obr. 2.35 Teplotná závislosť modulu pružnosti podľa (10). I = hutný betón; II = ľahký betón



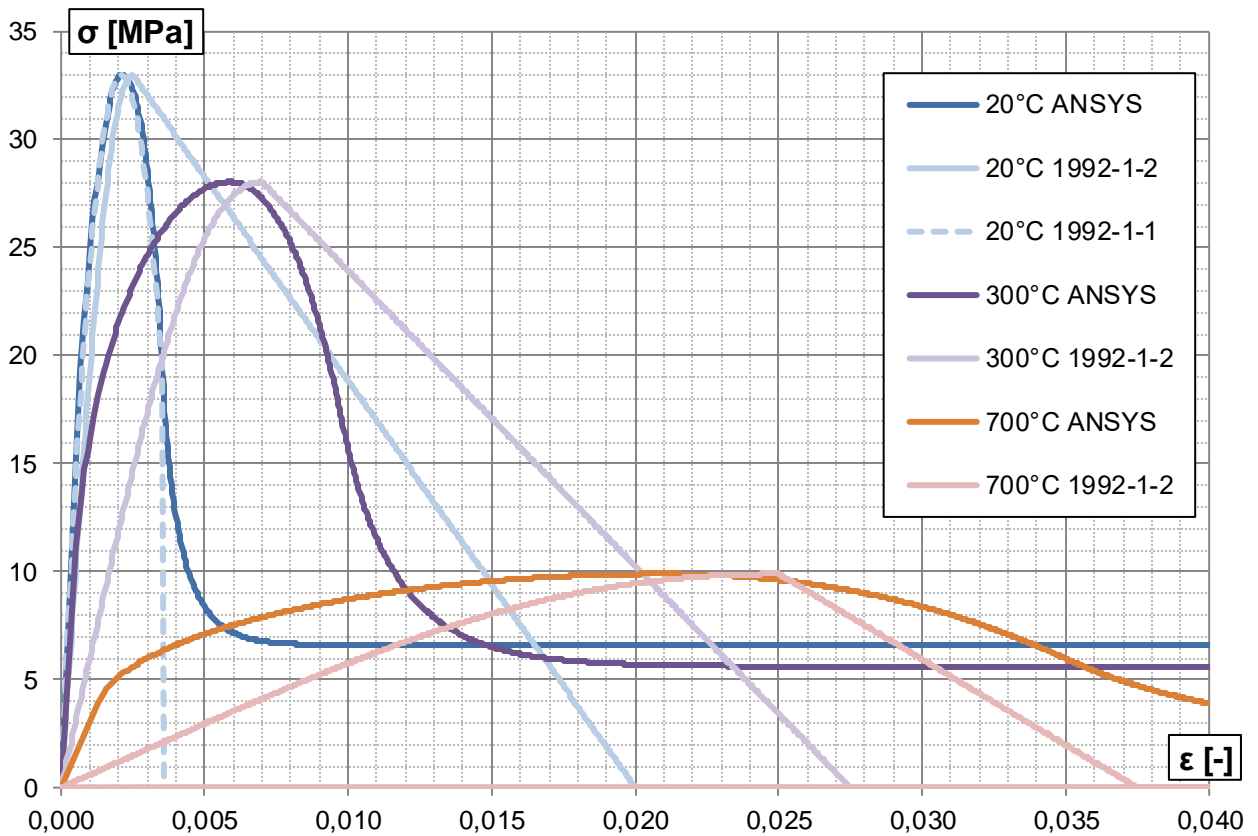
Obr. 2.36 Porovnanie deformačných diagramov: vľavo z (3); vpravo z (2)

Betón	Křemičité kamenivo			Vápencové kamenivo		
	$f_{c,θ} / f_{ck}$	$ε_{c1,θ}$	$ε_{cu1,θ}$	$f_{c,θ} / f_{ck}$	$ε_{c1,θ}$	$ε_{cu1,θ}$
teplota $θ$	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
[°C]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	2	3	4	5	6	7
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1 000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1 100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1 200	0,00	-	-	0,00	-	-

Tab. 2.5 Hodnoty hlavných parametrov pracovného diagramu betónu - tabuľka 3.1 z literatúry (3)

$θ$ [°C]	f_{cm} [MPa]	E_{cm} [GPa]	$ε_{c1}$ [‰]	$ε_{cu1}$ [‰]	$Ω_{ci}$ [-]	$Ω_{cu}$ [-]	$Ω_{cr}$ [-]	G_{ft} [J/m ²]	$Ω_{tr}$ [-]	K_{cm} [‰]	K_{cu} [‰]
20	33,00	31,00	2,10	3,50	0,40	0,6028	0,20	65	0,10	1,04	2,86
57	33,00	31,00	2,68	4,47						1,62	3,83
100	33,00	29,13	3,36	5,60						2,23	4,92
200	31,35	24,80	4,62	7,70						3,36	6,94
300	28,05	20,46	5,88	9,80						4,51	8,97
400	24,75	16,12	8,40	14,00						6,86	13,07
500	19,80	11,78	12,60	21,00						10,92	19,99
600	14,85	3,90	21,00	35,00						17,19	32,70
700	9,90	3,10	21,00	35,00						17,81	33,07
800	4,95	2,48	21,00	35,00						19,00	33,80
900	2,64	1,86	21,00	35,00						19,58	34,14
1000	1,32	1,24	21,00	35,00						19,94	34,36
1100	0,33	0,62	21,00	35,00						20,47	34,68
1200	-	-	-	-						21,00	35,00

Tab. 2.6 Hodnoty uvážených parametrov pre definovanie MW modelu betónu v závislosti na teplote

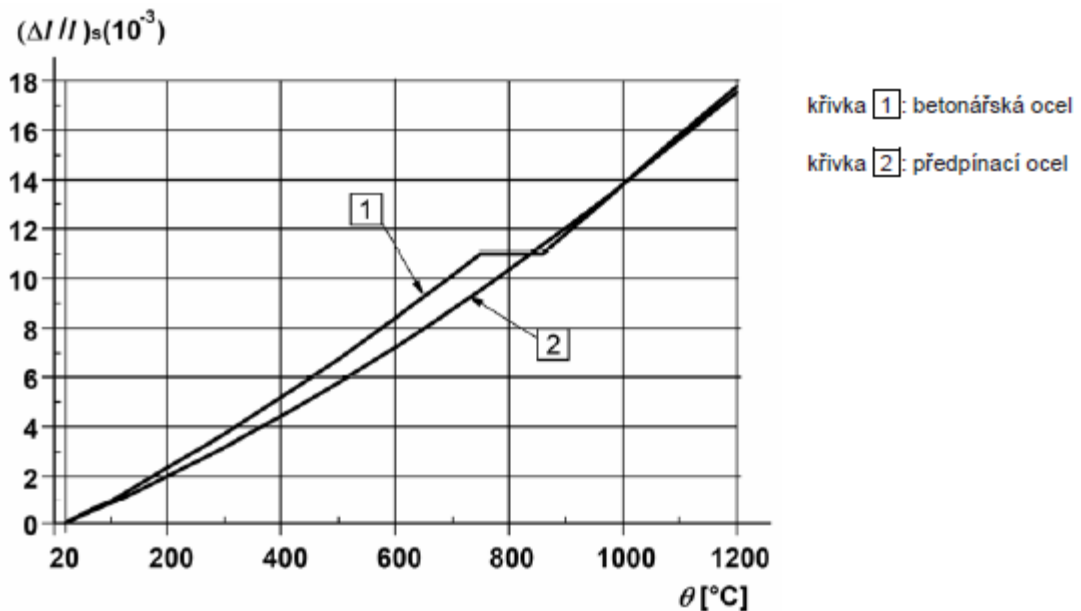


Graf 2.19 Pracovné diagramy betónu pre vybrané teploty

2.3.1.2 Výstuž

2.3.1.2.1 Teplotné predĺženie

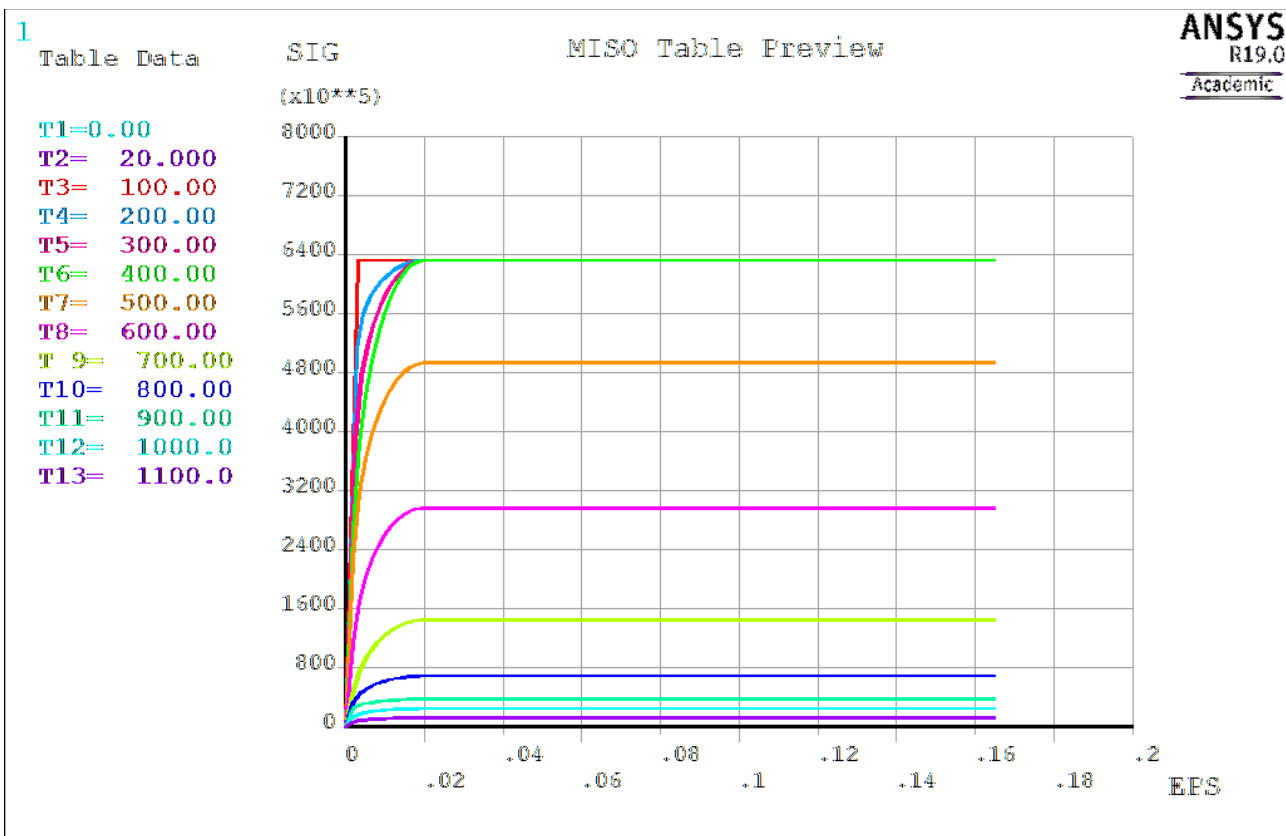
Obdobným spôsobom ako v prípade betónu, pomerné teplotné predĺženie ocelevej výstuže je zadané ako materiálová charakteristika THSX. Závislosť na teplote je diskretizovaná tabuľkou, pre teploty cca. každých 100 °C. Hodnoty sú uvažované podľa krivky 1 pre betonársku ocel' na základe grafickej závislosti v (3) - vid' obrázok 2.37 nižšie.



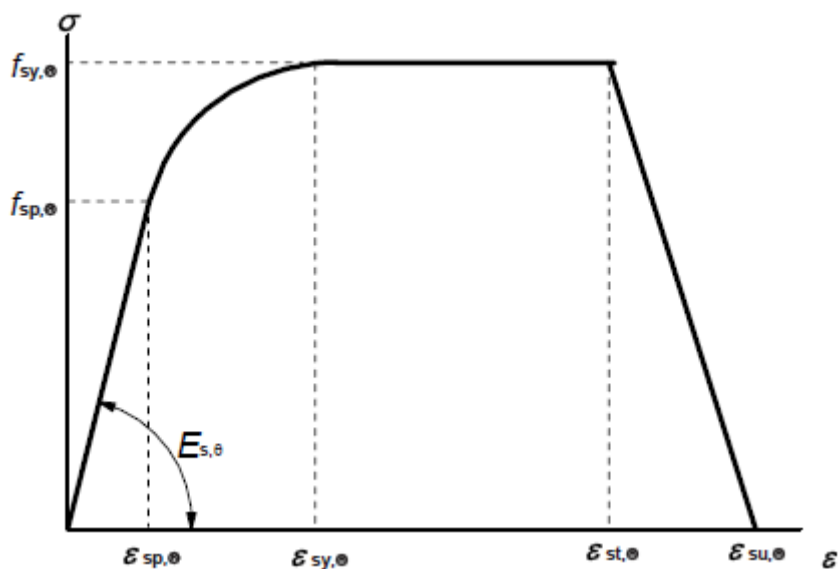
Obr. 2.37 Pomerné teplotné predĺženie oceli podľa (3)

2.3.1.2.2 Deformačné diagramy

Teplotné závislosti medze úmernosti $f_{sp,\theta}$ a medze sklzu $f_{sy,\theta}$ s príslušnými pomernými deformáciami sú uvažované podľa kapitoly 3.2.3 normy (3) pre výstuž valcovanú za tepla a doporučenej triedy hodnôt parametrov "N". Je zadaná tabuľka multilineárneho materiálového modelu oceli s izotropným spevnením (TB,MISO) postupne pre teploty po kroku 100 °C - vid' obr. 2.38.



Obr. 2.38 Deformačné diagramy oceli pri definovaných teplotách (napätie σ v Pa)



Obr. 2.39 Deformačný diagram betonárskej oceli pri zvýšených teplotách - obrázok 3.3 z (3)

Podľa údajov z literatúry (3) sú uvažované hodnoty: $\epsilon_{sy,\theta} = 0,02$; $\epsilon_{st,\theta} = 0,15$ a $\epsilon_{su,\theta} = 0,20$ nezávislé na teplote θ . Zostupnú vetvu diagramu (medzi $\epsilon_{st,\theta}$ a $\epsilon_{su,\theta}$) však pre použitý materiálový model nie je možné definovať. Z toho dôvodu nie je uvážená a v prípade vyhodnocovania analýz treba dbať na overenie podmienky pomernej deformácie vo výstuži menšej než je hodnota $\epsilon_{st,\theta} = 0,15$, teda 15%. Táto hodnota je podľa (3) nezávislá na teplote. Pri teplote 20 °C je však podľa prílohy C lit. (2) pre oceľ triedy ťažnosti B hodnota pomernej deformácie pri napätí na medzi pevnosti $\epsilon_{uk} \geq 5\%$. V grafoch závislostí pomerných deformácií výstuže je ďalej znázorňovaná hodnota pomernej deformácie 1,5% ako orientačná hodnota pre veľké deformácie.

Bol problém pri zadaní napätia pri pomernej deformácii $\epsilon_{st,\theta}$ rovnakej hodnoty ako pri $\epsilon_{sy,\theta}$. Z toho dôvodu bolo pri pomernej deformácii $\epsilon_{st,\theta}$ definované napätie mierne vyššie než je hodnota medze skazu oceli $f_{sy,\theta}$. Jedná sa o veľmi malú (bezvýznamnú) hodnotu.

2.3.2 Sieť KP, okrajové podmienky, nastavenie riešiča a zaťaženie

2.3.2.1 Sieť KP

Tvar siete a jednotlivé číselné označenia uzlov i elementov musia byť totožné s tvarom siete teplotnej analýzy, nakoľko jej výsledky budú aplikované ako teplotné zaťaženie. Konštrukcia má rovnaký tvar ako na obr. 2.33 v kapitole 2.2.6. To je zabezpečené prevedením prvkov SOLID70 na prvky SOLID185. Termálna analýza bola spustená len jedenkrát pre betónovú časť bez aplikácie výstuže. Rôzne varianty vystuženia čerpajú pre aplikáciu požiarneho zaťaženia z jedného výsledkového súboru.

2.3.2.2 Okrajové podmienky

Posuny uzlov v jednotlivých smeroch sú nastavené tak aby bola simulovaná doska (teda rovinná deformácia), rovnako ako v prípadoch popísaných v kapitole 2.1.7 a obrázku 2.13.

2.3.2.3 Východzie nastavenie riešiča

Je zvolená nelineárna časovo závislá štruktúrna analýza "full transient structural analysis", je uvážený vplyv veľkých deformácií - príkaz NLGEOM,ON.

Výpočet je rozdelený do niekoľkých krokov, v ktorých sa postupne uplatňuje zaťaženie. V prvých dvoch krokoch je v možnostiach analýzy zvolené vypnutie efektov časovo závislej analýzy, teda nastavenie riešenia ako pri statickej analýze. Príkaz TIMINT,OFF.

V prvom kroku je aplikované zaťaženie vlastnou tiažou zadaním gravitačného zrýchlenia ACEL,,9.81. Čas na konci tohto kroku je zvolený ako 0,25 s, príkaz TIME,0.25. Veľkosť pod krokov je volená tak, že celé zaťaženie je aplikované v jednom kroku, teda DELTIM,0.25.

V druhom kroku je aplikované silové zaťaženie v tvare plošného spojitého rovnomerného zaťaženia na hornú hranu dosky. Veľkosť tohto zaťaženia je zvolená tak, aby pre jednotlivé prípady posudzovanej požiarnej odolnosti odpovedala požiarnej únosnosti vopred vypočítanej podľa metódy izotermy 500 °C bližšie popísanej v kapitole 2.2.5. Čas na konci kroku je nastavený TIME,0.5. Veľkosť pod krokov je najprv zvolená rovnako ako v predošlom kroku, teda DELTIME,0.25. V niektorých prípadoch (pri väčšom počiatčnom statickom zaťažení) je pre zaistenie lepšej konvergencie výpočtu táto hodnota znižovaná na 0.01 resp. 0.001 a podobne.

V treťom a štvrtom kroku je iba zapnutá časová integrácia príkazom TIMINT,ON. Veľkosť pod kroku v oboch prípadoch je DELTIM,0.25. Čas na konci 3. kroku je TIME,0.75 a na konci štvrtého kroku TIME,0.99. Veľkosti pod krokov boli v niektorých prípadoch rovnako zmenšené na hodnoty DELTIM,0.05 resp. 0.01 a pod. V ktorých prípadoch toto bolo uplatnené bude bližšie uvedené ďalej. Tieto dva pod kroky sú tiež ďalej označované ako tzv. "prázdne kroky".

Piaty krok v sebe v podstate obsahuje omnoho viac krokov. Je nastavené automatické načítavanie hodnôt teplôt z výsledkov nestacionárnej teplotnej analýzy (súboru typu *.rth) v časovom intervale po 60 s so začiatkom od 1 s a koncom 14401 s. Veľkosť pod kroku je najprv volená ako DELTIM,10, v niektorých prípadoch pre lepšie zaistenie konvergencie výpočtu zmenšená na 5 s resp. 2,5 s. Vkladanie zaťaženia je nastavené s lineárnou interpoláciou medzi susednými pod krokmi, tzv. "ramped loading" = príkazom KBC,0.

Výpočet je pre jednotlivé prípady požiarnej odolnosti R240 - R30 ponechaný až do doby jeho neskončovania.

Pozn.: V niektorých prípadoch pre zaistenie správnej iniciácie výpočtu sa ako nutné javilo formálne načítať teplotné zaťaženie (zo súboru typu *.rth) už od prvých krokov výpočtu. Teda od prvého kroku s aplikáciou vlastnej tiaže až do štvrtého kroku (druhý prázdny krok s koncovým časom 1 s) bolo formálne načítané teplotné zaťaženie 20 °C. Z toho dôvodu bola teplotná analýza (pre získanie súboru typu *.rth) prevedená ešte raz s požiarnym zaťažením definovaným až od času 1 s (do 1 s bola definovaná teplota 20 °C).

2.3.2.4 Aplikácia tlmenia

V niektorých prípadoch boli pre zaistenie lepšej konvergencie výpočtu zadané parametre α a β Rayleigho útlmu. Pomerná hodnota tlmenia ξ je pre železobetónovú konštrukciu uvažovaná ako 5%. Pre zistenie vlastných frekvencií konštrukcie bola spustená modálna analýza. Pre túto analýzu bolo potrebné odobrať nelineárny materiálový MW model betónu. Materiálové charakteristiky pre modálnu analýzu sú uvážené pre teplotu 20 °C. Pre výpočet Rayleigho parametrov útlmu α a β sú uvážené prvé dve vlastné frekvencie konštrukcie $f_1 = 15,894$ Hz ; a $f_2 = 142,576$ Hz. Tvarovo sú to

vlny v smere vertikálnom, (teda osi y). Parametre α a β sú dosiahnuté po vyriešení sústavy dvoch rovníc o dvoch neznámych po uvážení hodnôt f_1 a f_2 :

$$\frac{\alpha}{4\pi f} + \beta\pi f = \xi ; \alpha = 8,985 ; \beta = 1,004 \cdot 10^{-4}$$

Pozn.: Boli vybrané prvé dve vlastné frekvencie, nakoľko sa v danej konštrukcii nepredpokladá pri požiarom zaťažení jej kmitanie. Teda fakt že frekvencie nad a pod tieto hodnoty sú tlmené viac než hodnota ξ , tzv. "over-damped" nehrá rolu.

2.3.3 Výsledky analýz

2.3.3.1 Doska hr. 150 mm; vystužená Ø12 á 75 mm

Jedná sa v podstate o prípad 16 kapitoly 2.1.8, ktorý je zaťažovaný požiarne. Rozpätie je 4 m.

Jednotlivé prípady analyzovanej požiarnej odolnosti R30-R240 a tiež ich varianty (R180 ii, iii) sú vo všetkých grafoch tejto pod kapitoly vždy označené rovnakou farbou. Nižšie v tabuľke je uvedená rozšírená legenda ku všetkým nasledujúcim grafom tejto kapitoly.

č.	označenie	tlmenie	ťahová pevnosť betónu nad 600°C	veľkosť podkroku v kroku 5 (s)	prázdne medzikroky 3 a 4
1	R30	áno	pozvolnejší pokles	2,5	väčšie nároky *
2	R60	áno	pozvolnejší pokles	2,5	väčšie nároky *
3	R90	nie	pozvolnejší pokles	2,5	malé nároky *
4	R120	nie	pozvolnejší pokles	10,0	malé nároky *
5	R180	nie	pozvolnejší pokles	10,0	malé nároky *
6	R180 ii	nie	(takmer) nulová	10,0	malé nároky *
7	R180 iii	nie	(takmer) nulová	5,0	malé nároky *
8	R120 ii	áno	pozvolnejší pokles	2,5	malé nároky *
9	R240	nie	pozvolnejší pokles	10,0	malé nároky *

Tab. 2.7 Rozšírená legenda ku grafom podkapitoly 2.3.3.1

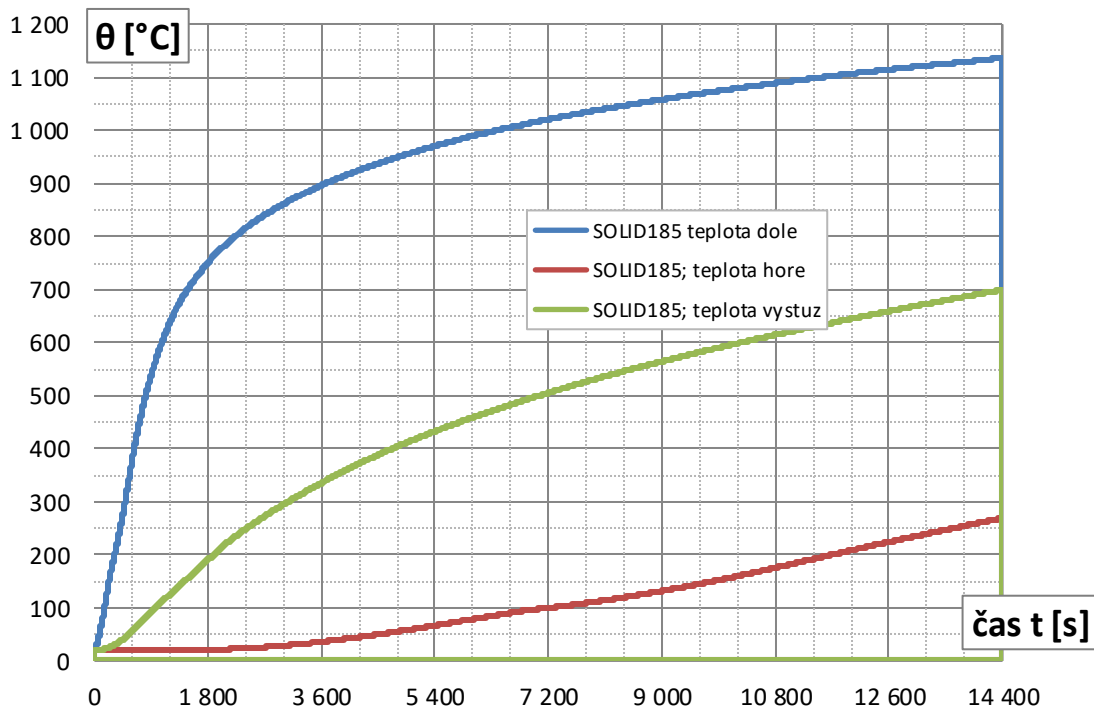
Pozn.: "pozvolnejší pokles" resp. "(takmer) nulová" v prípade definovania ťahovej pevnosti betónu nad 600 °C je podľa popisu v kapitole 2.3.1.1.2.

V prípade prázdnych medzi krokov 3 a 4 boli pri aplikácii intenzívnejšieho zaťaženia (pri analýze odolností R30 a R60) nutné isté "formálne" opatrenia pre naštartovanie výpočtu. Tieto sú v tabuľke označené ako "väčšie nároky *". Jedná sa napr. o formálne načítanie teplotným zaťažením 20 °C, prípadne zmenšenie parametru časovej integrácie DELTIM,0.25 napr. na 0,05 s a pod. V ostatných prípadoch analyzovaných odolností (R90 a vyššie) toto nebolo nutné. Tie prípady sú označené pojmom "malé nároky *". Je v nich nižšia hodnota zaťaženia dosky.

Pozn.: Jednotlivé analýzy boli prevedené v obrátenom poradí ako je ich číslovanie 1-9. A to z dôvodu postupného zvyšovania zaťaženia v 2. kroku - teda najmenej zaťaženia je aplikovaného v prípade R240. Z toho dôvodu boli postupné "väčšie nároky" odhalené až neskôr a teda v prípade fungujúcich predošlých analýz už spätne tieto nastavenia nezmenené.

Nie všetky alternatívy nastavenia jednotlivých výpočtov sú uvedené. Hlavne v prípade analyzovanej odolnosti R30 bola konvergencia výpočtu problematická. Výpočet vždy spadol pred predpokladanou odolnosťou 1800 s. V grafoch je uvedený len prípad v ktorom chod výpočtu zotrval najdlhšie.

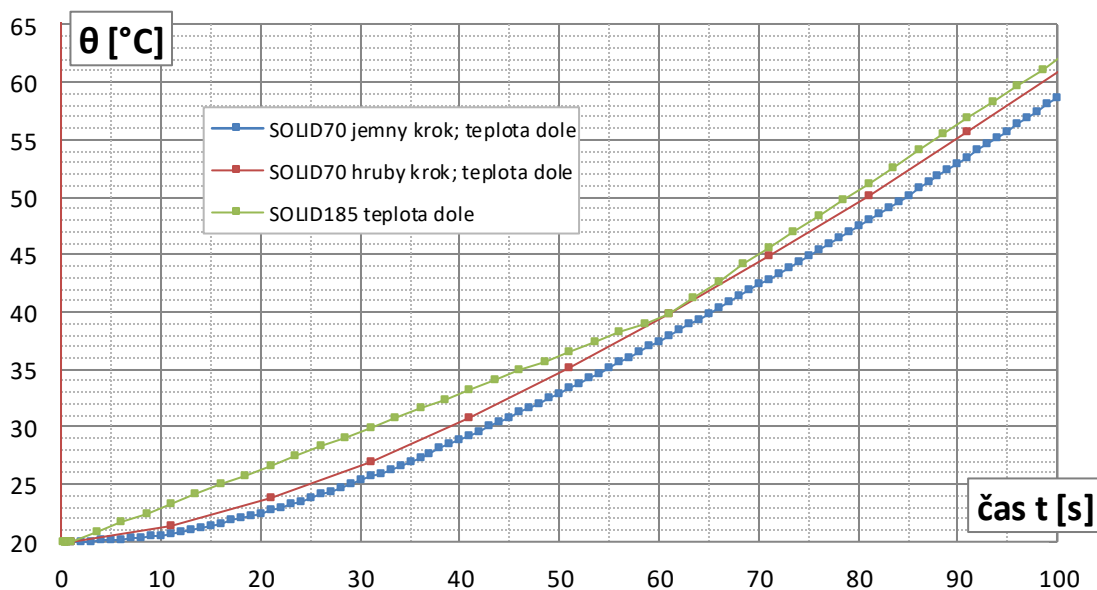
Výsledky z prípadu R30 sa však pre isté okolnosti nemusia javiť reprezentatívne. Pri vystužení Ø12 á 75 mm dosky hrúbky 150 mm rozpätia 4 m je jej ohybová únosnosť (podľa metódy izotermie 500 °C) vyjadrená plošným zaťažením, ktoré by odpovedalo ohybovej únosnosti o hodnote cca. 39,5 kN/m² (stredné hodnoty materiálových charakteristík), resp. cca. 33 kN/m² (pri uvážení návrhových hodnôt zaťaženia pri požiarnej situácii). Šmyková únosnosť prierezu oslabeného teplotou v čase R30 určená podľa prílohy D3 v (3) je postačujúca, podobne ako v predošlej kapitole za bežnej teploty. MSP pri takejto hodnote zaťaženia konštrukcie za bežnej teploty nebol posudzovaný. Z dôvodu v praxi nie reálnych hodnôt predpokladaných prenesených plošných zaťažení sú v ďalších kapitolách tiež uvažované alternatívy vystuženia Ø8 á 75 mm resp. Ø6 á 75 mm ŽB dosky inak rovnakej geometrie a materiálu.



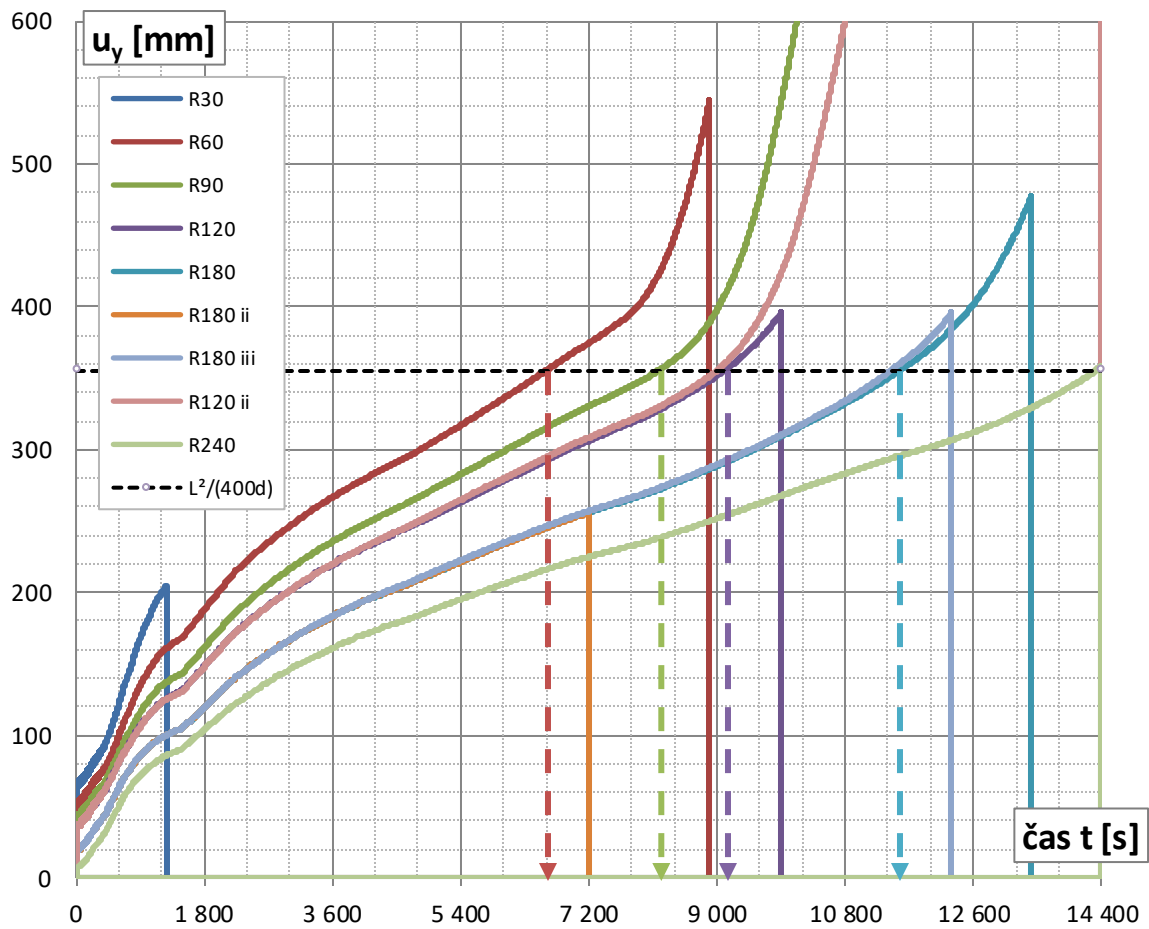
Graf 2.20 Priebeh teplôt v čase v sledovaných miestach konštrukcie

V grafe 2.20 vyššie možno pozorovať priebeh teplôt betónu na spodnej i vrchnej hrane dosky o hrúbke 150 mm s výstužou v osovej vzdialenosti od spodnej (ohrievanej) strany dosky 37,5 mm. Výsledky boli prevzaté z modelu s konečnými prvkami pre statickú analýzu, preto označenie "SOLID185" v legende grafu. Rovnako by bolo možné hodnoty teplôt načítať priamo z teplotnej časovo závislej analýzy popísanej v kapitole 2.2.6. V takom prípade by však chýbali údaje pre prvky výstužných elementov, ktoré boli uplatnené až v statickej analýze.

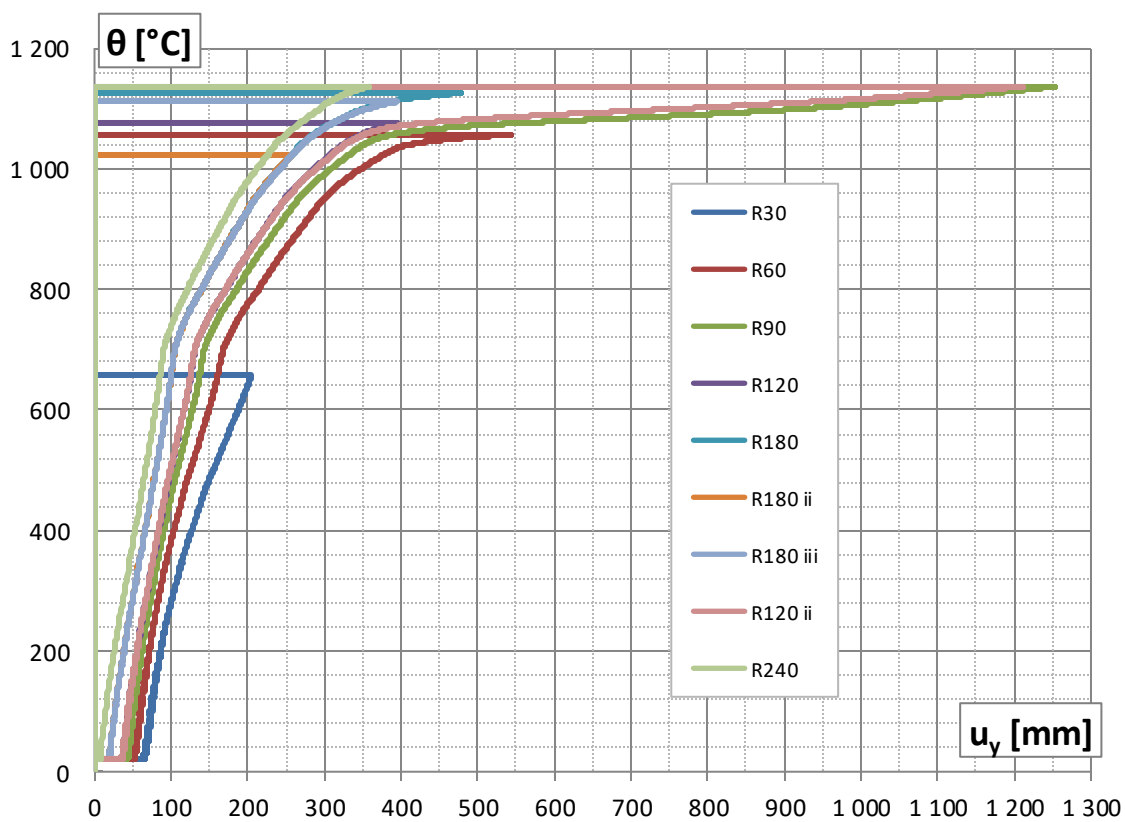
Menšie rozdiely medzi spodnými povrchovými teplotami dosky možno pozorovať v čase cca. prvých 100 s časovo závislých analýz. Viď graf 2.21 nižšie. Pri rovnakom definovaní teplotného zaťaženia (rovnako definované zaťaženie tabuľkou ako popísané v kapitole 2.2.3) je len nepatrný rozdiel pri zjemnení kroku v časovo závislej teplotnej analýze - v legende označené "SOLID70". Menší rozdiel je tiež v časovo závislej statickej analýze - označenie "solid185", v ktorej bola nastavená lineárna interpolácia teplôt z výsledkov teplotnej analýzy (tej s hrubším krokom v legende grafu) vždy po 60 s (požiar začal v čase $t = 1$ s; vidno že v čase 61 s je hodnota teploty podľa zelenej a červenej krivky rovnaká). S narastajúcim časom tieto nepatrné rozdiely vymiznú úplne. Možno konštatovať že z hľadiska technickej presnosti v stavebnom inžinierstve sú rozdiely na začiatku vzhľadom na hodnoty teplôt v celej analýze zanedbateľné.



Graf 2.21 Odchýlky v teplotách pri spodnom povrchu dosky na začiatku analýz



Graf 2.22 Pribeh priehybu v strede rozpätia dosky v závislosti na čase t



Graf 2.23 Pribeh teploty na spodnej hrane dosky v závislosti na zvislom priehybe v strede rozpätia

Možno konštatovať že vo väčšine prípadov došlo k neskončovaniu výpočtu v čase vyššom než bol čas predpokladaný podľa výpočtov metódy izotermie 500 °C. Výnimkou je prípad R180 ii, kde bol jednak nastavený hrubší krok ale zároveň i definovaná ťahová pevnosť betónu nad 600 °C bola veľmi blízka 0. Po zavedení zmeny či už iba v zmenení kroku - prípad R180 iii; alebo v ponechaní

hrubého kroku a zdefinovaní pozvoľnejšieho poklesu ťahovej pevnosti betónu R_t v oblastiach nad $600\text{ }^\circ\text{C}$ - prípad R180 - výpočet pokračoval nad predpokladaný čas. V ostatných prípadoch požiarnej odolnosti kratšieho času (ale väčšieho počiatočného statického zaťaženia) však bolo nutné definovať pozvoľnejší pokles pevnosti R_t . Pri analýze prípadu R30 sa nepodarilo dosiahnuť ani na predpokladaný čas odolnosti.

Podľa článku 11.1 normy (11) je ako kritérium nosnosti stanovená doba po ktorú je skúšobný prvok schopný pri skúške niesť skúšobné zaťaženie. Schopnosť niesť zaťaženie sa stanoví veľkosťou a rýchlosťou deformácie. Pre ohýbané prvky sa za porušenie nosnosti považuje prekročenie jednej z podmienok:

$$\text{medzný priehyb } D = \frac{L^2}{400 d} \text{ mm}$$

$$\text{medzná rýchlosť priehybu } \frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000 d} \text{ mm/min}$$

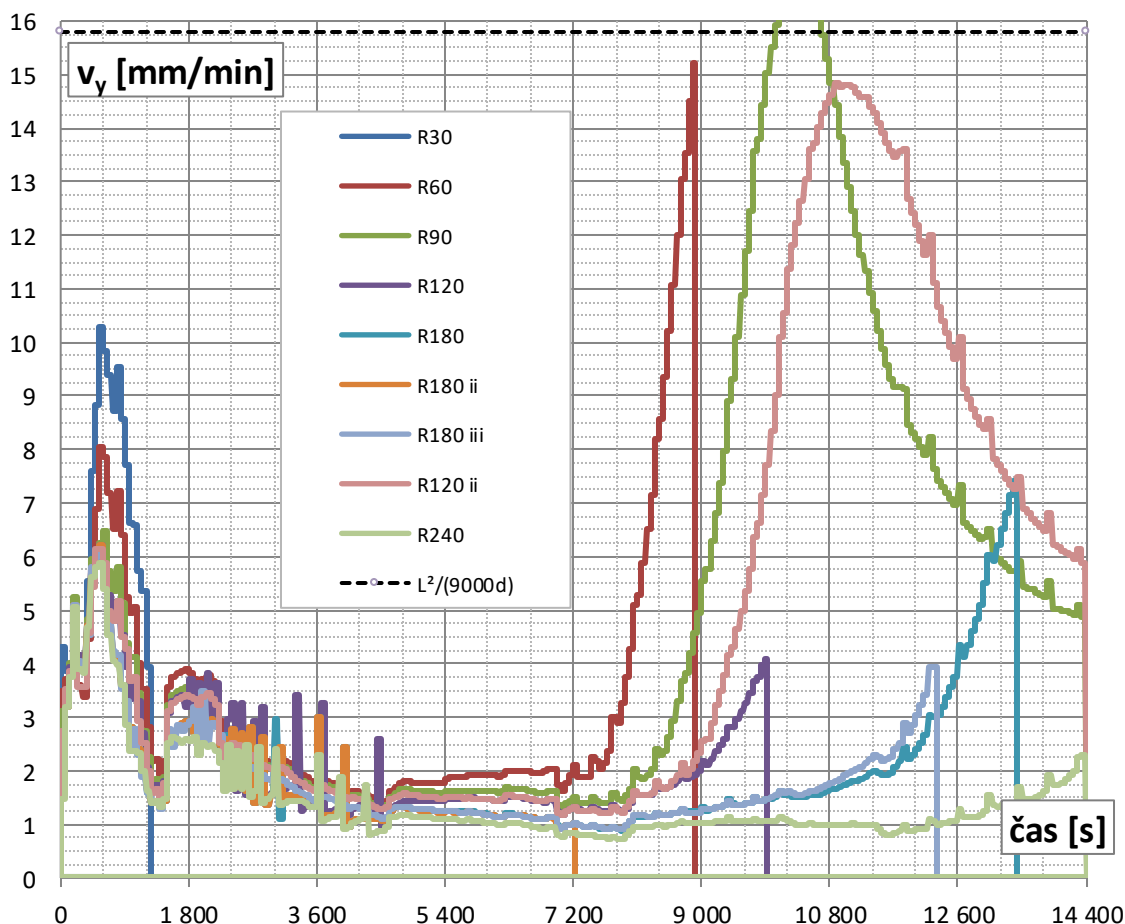
kde L je rozpätie skúšobného vzorku v mm a d je vzdialenosť krajných vlákien tlačenej zóny ku krajným vláknam tiahnutej zóny posudzovaného prierezu v mm pri nezahriatom stave.

Pre prípad uvažovanej dosky pri použití hodnôt $L = 4000$ mm a vzdialenosti d uvažovanej ako účinná výška prierezu, $d = 112,5$ mm sú určené medzné hodnoty:

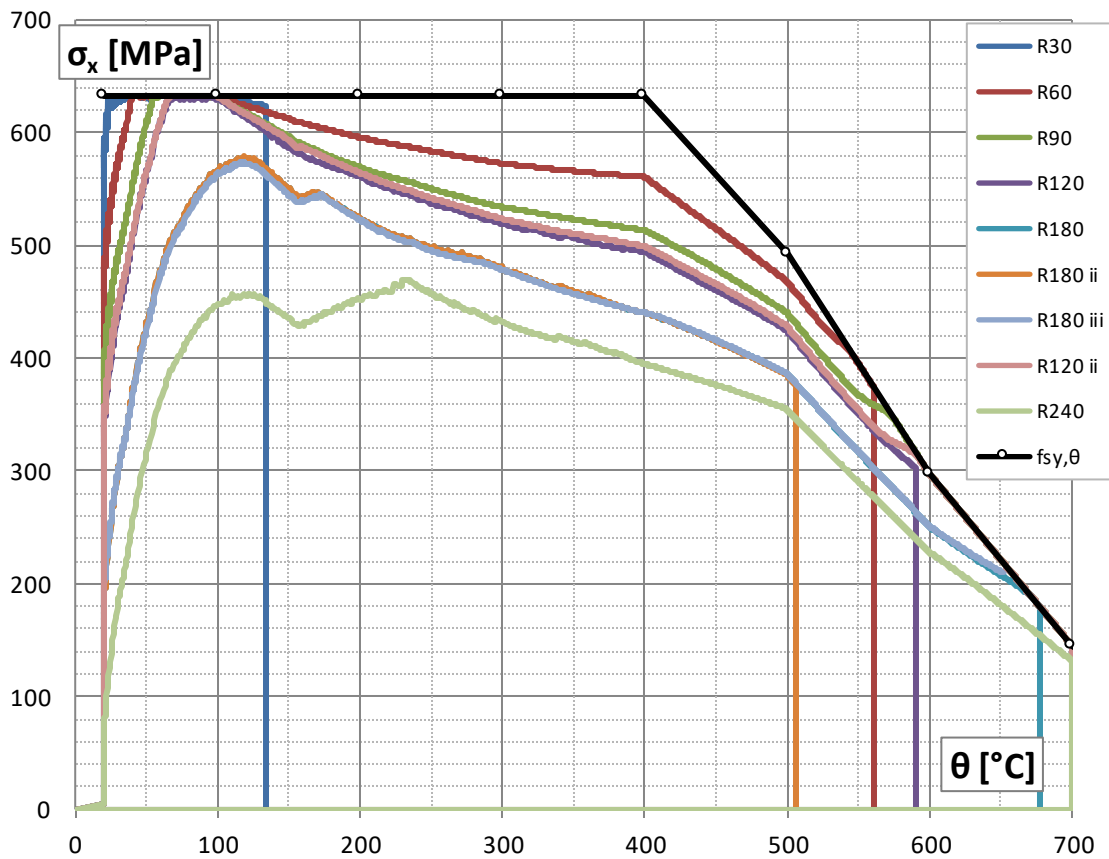
$$D = 356 \text{ mm}; \frac{dD}{dt} = 15,8 \text{ mm/min}$$

medzná hodnota D je vynesená v grafe 2.22. Je vidno že tesne za medznou hodnotou rýchlosť deformácie výraznejšie vzrastá.

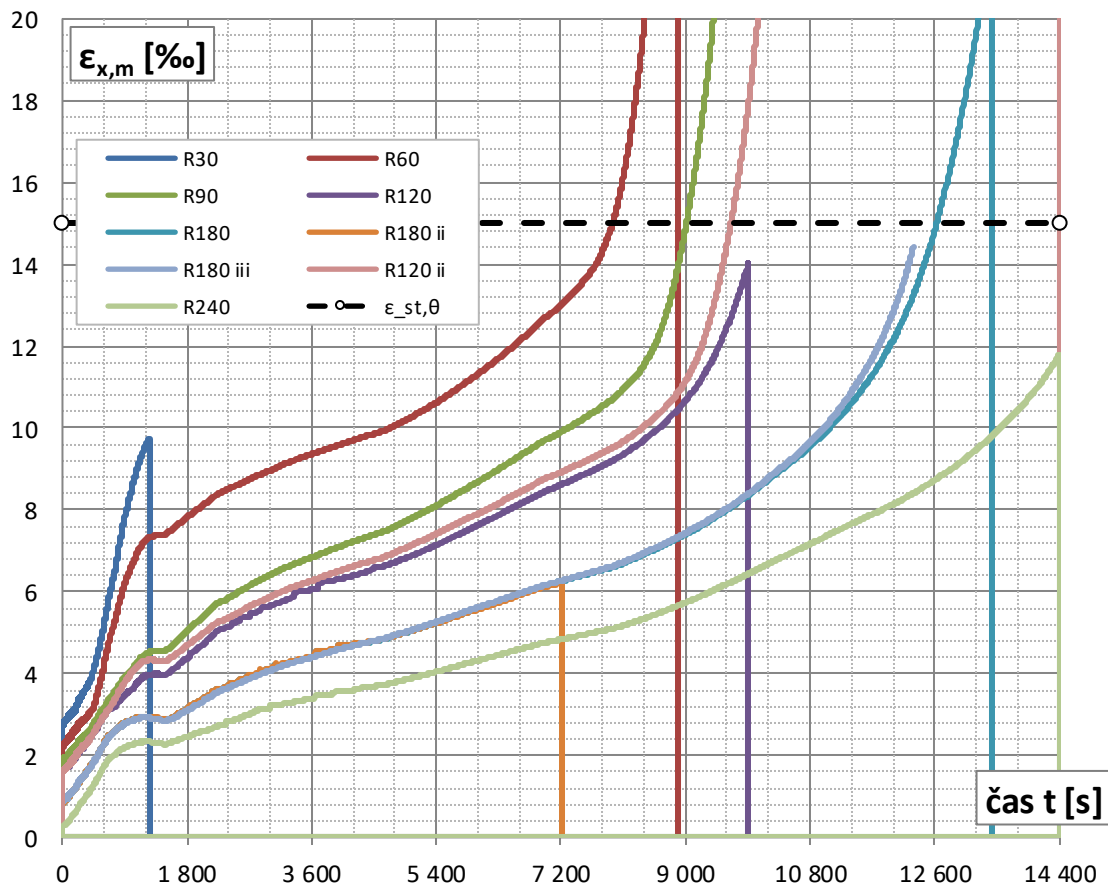
Rýchlosť deformácie je určená ako numerická derivácia kriviek z grafu 2.22, ktorej hodnoty sú aritmeticky spriemerované v intervaloch po čase 1 minúty, nakoľko priebehy hodnôt v čase boli výrazne nemonotónne. Rýchlosť priehybu dD/dt je ďalej tiež označená ako v_y . Možno konštatovať že rozhodujúce kritérium je pre prípad analyzovanej konštrukcie podmienka medzného priehybu D .



Graf 2.24 Rýchlosť zvislého priehybu v strede rozpätia dosky v úsekoch aritmeticky spriemerovaná po 1 minúte

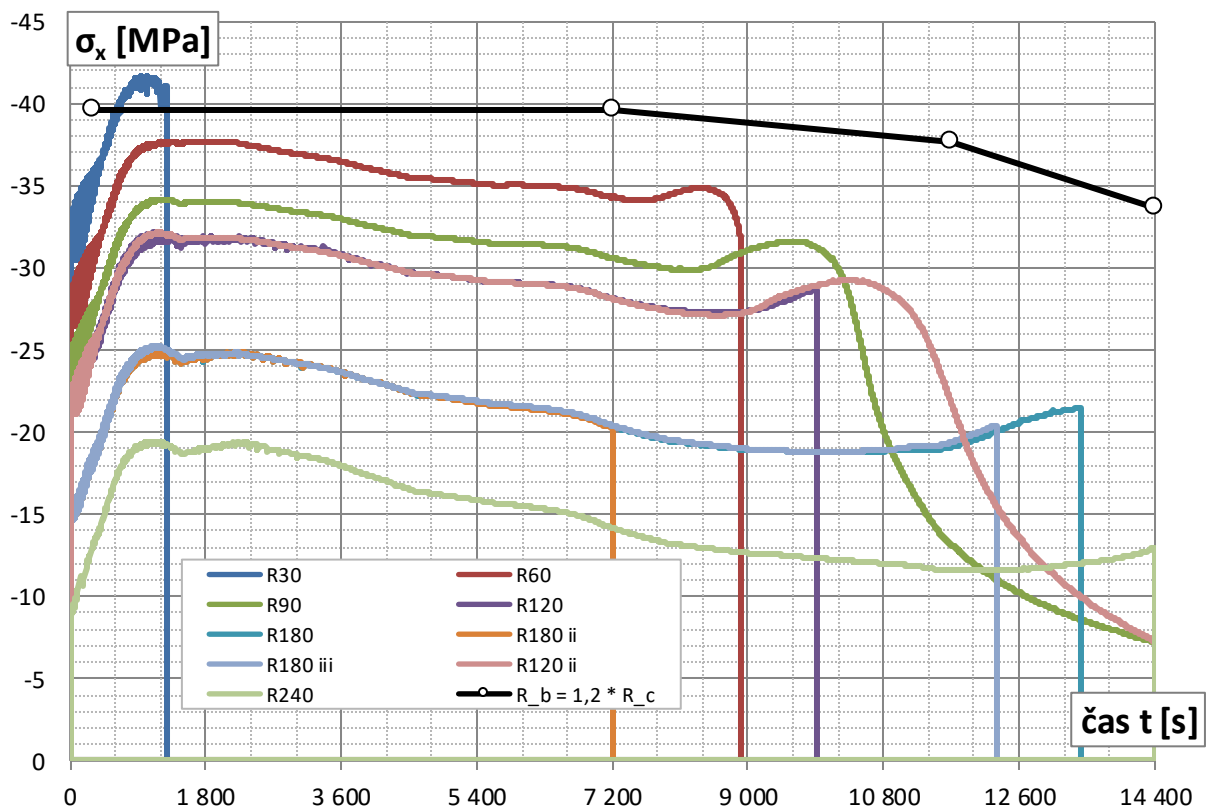


Graf 2.25 Priebeh normálového napätia vo výstuži v strede rozpätia v závislosti na jej teplote

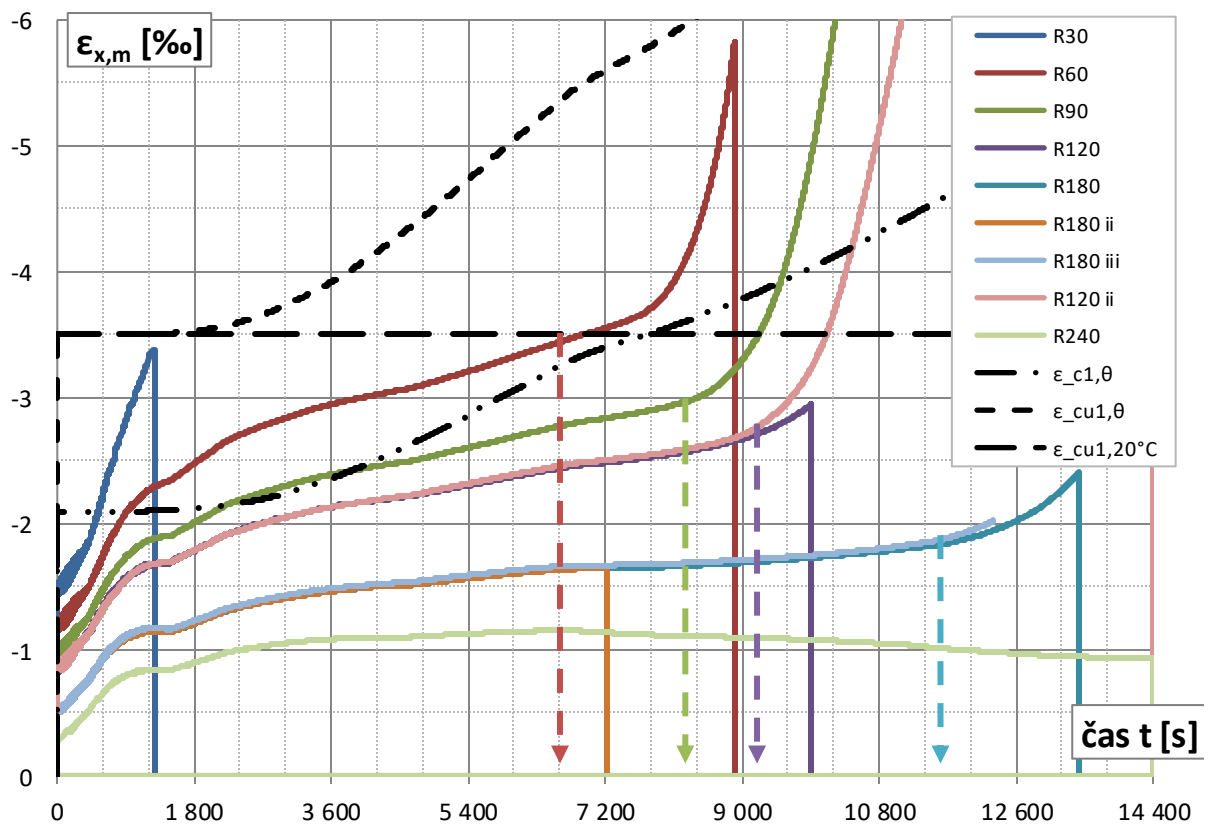


Graf 2.26 Časový priebeh pomernej mechanickej deformácie vo výstuži v strede rozpätia

Z grafu 2.25 možno konštatovať že ťahové napätia vo výstuži nikdy nepresiahli napätie na medzi sklzu v závislosti na teplote $f_{sy,\theta}$. Z grafu 2.26 vidno že pri hodnote pomernej deformácie $\epsilon_{x,m} = 1,5\%$ (orientačne znázorňujúcej veľkých hodnôt deformácií) je tiež rýchlosť nárastu tejto deformácie pomerne veľká (sklon krivky).

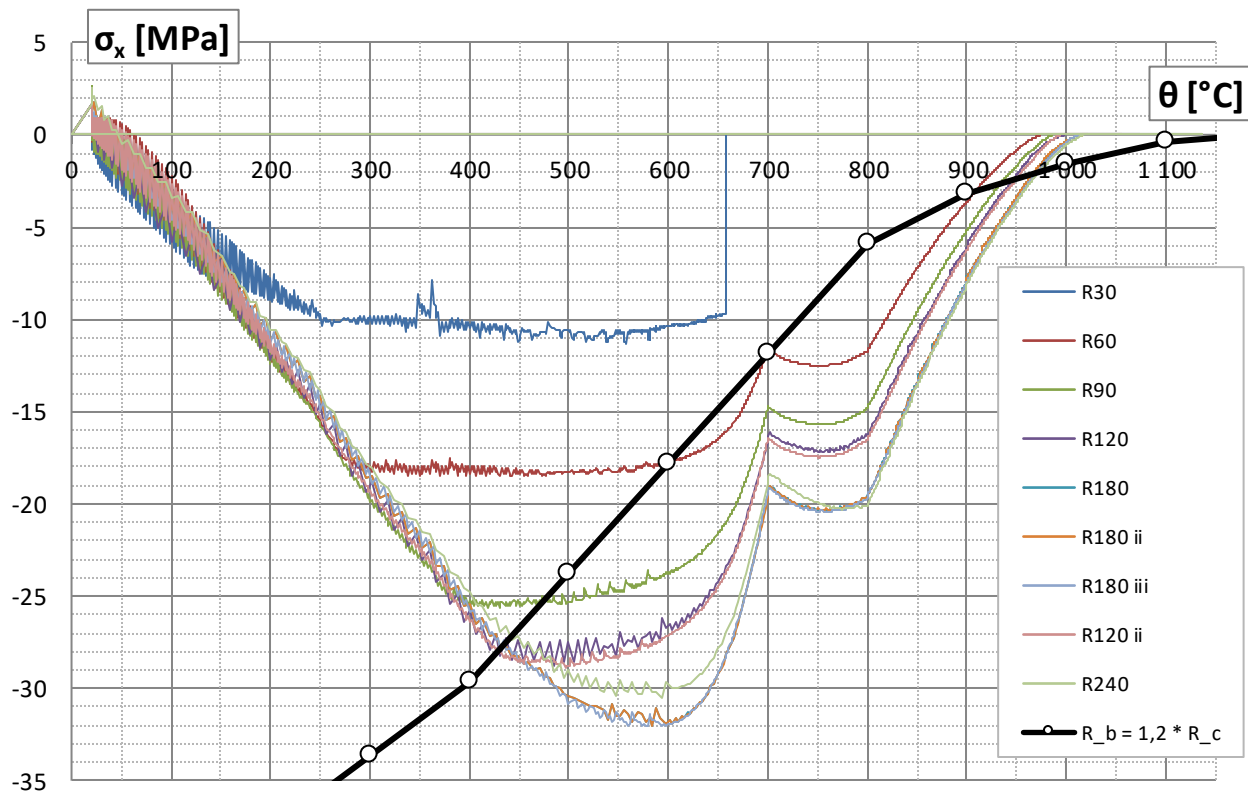


Graf 2.27 Časový priebeh normálového napätia v horných vláknach dosky v strede rozpätia

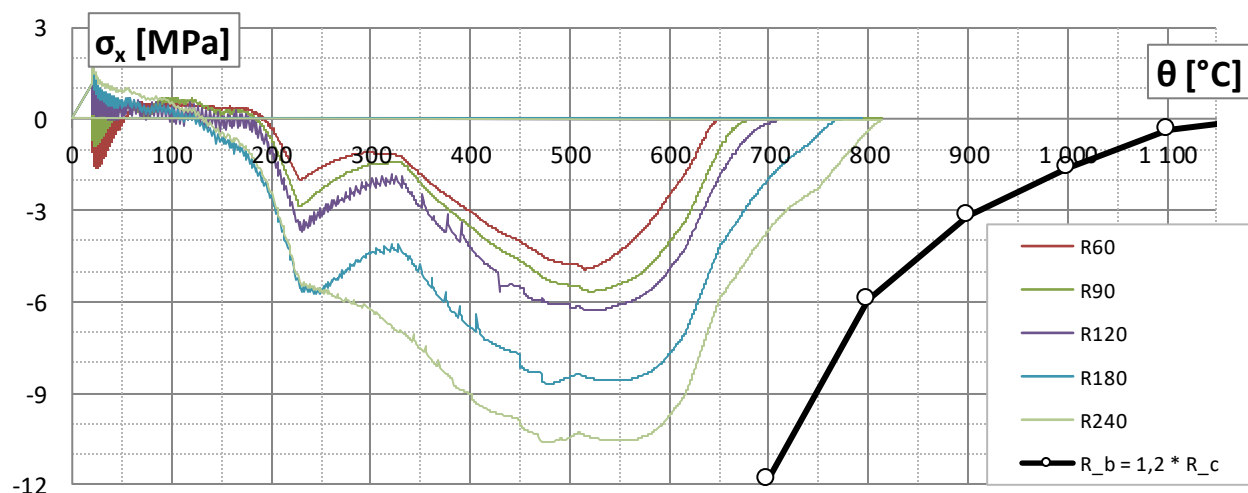


Graf 2.28 Priebeh pomernej mechanickej deformácie v horných vláknach dosky v strede rozpätia

Na grafe 2.27 možno spozorovať pre prípad R30 mierny nárast tlakového napätia v betóne nad hodnotu dvojsovej tlakovej pevnosti betónu R_b . Táto skutočnosť mohla mať vplyv na príliš skoré neskončovanie výpočtu pre daný prípad. V grafe 2.28 sú vynesené krivky $\epsilon_{c1,\theta}$ a $\epsilon_{cu1,\theta}$ (podľa hodnôt tab. 2.6) pre teploty v horných vláknach dosky meniacich sa v čase t a medzná hodnota $\epsilon_{cu1,20^\circ\text{C}}$ za bežnej teploty. Zvislými šípkami sú znázornené časy porušenia podľa grafu 2.22 (limitný priebeh D). Pre jednotlivé prípady tento stav nastal vždy pri pomernej deformácii s hodnotou (v absolútnej hodnote) menšou ako je práve $\epsilon_{cu1,20^\circ\text{C}} = 3,5\text{‰}$.



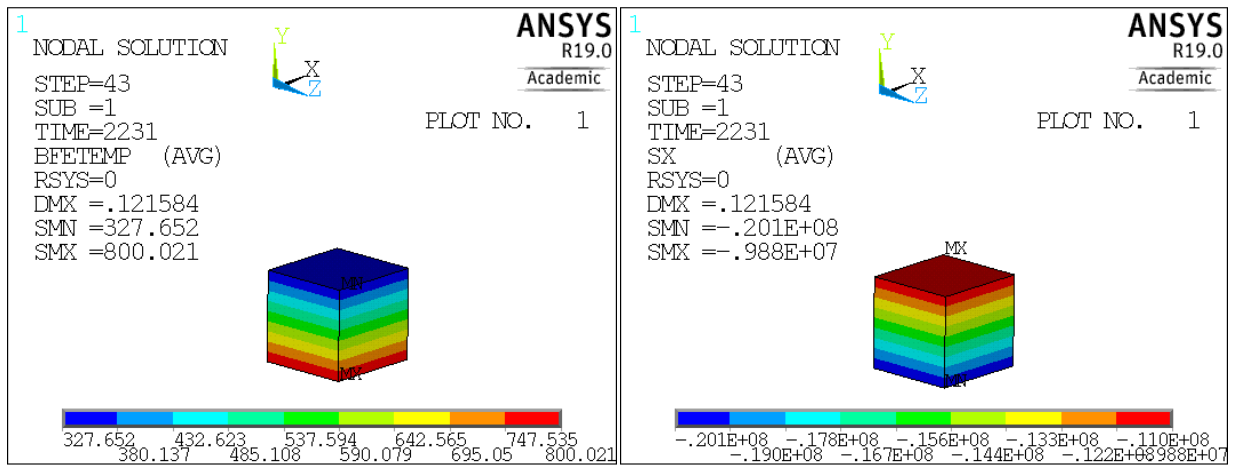
Graf 2.29 Priebeh napätia v spodných vláknoch dosky v strede rozpätia v závislosti na ich teplote



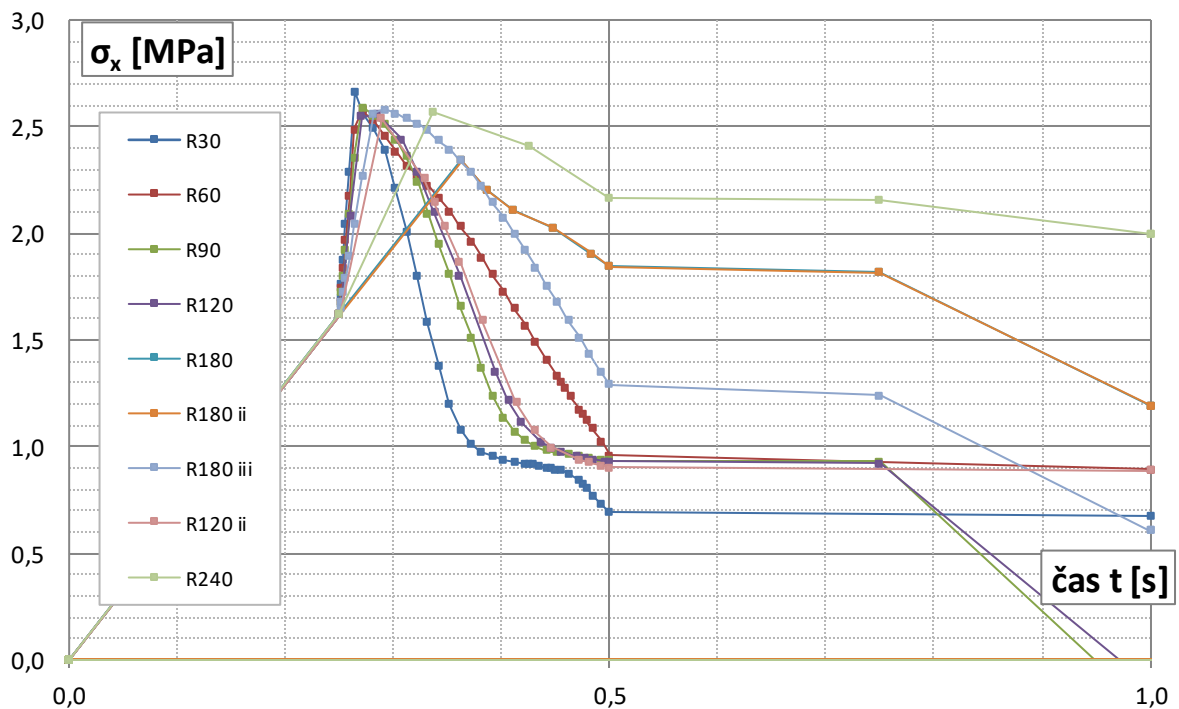
Graf 2.30 Priebeh normálového napätia v hornom bode spodného elementu siete KP v strede rozpätia v závislosti na teplote v danom bode

Na grafe 2.29 možno pozorovať priebeh normálových napätí v spodnom bode dosky v strede rozpätia v závislosti na ich teplote. Pri teplote 20 °C, teda v čase pred aplikovaním teplotného zaťaženia, je napätie takmer vždy ťahové (detail vid' graf 2.31). So zvyšujúcou sa teplotou však napätie prechádza na tlak. V prípadoch vyšších požiarnej odolnosti, kde bolo na začiatku aplikované menšie statické zaťaženie, je tento nárast tlakových napätí intenzívnejší. Zaujímavý je však fakt, že tlakové napätia v niektorých miestach nadobúdajú vyšších hodnôt než je dvojosová tlaková pevnosť betónu R_b . Na grafe 2.30 je znázornený priebeh normálových napätí v bode siete KP, ktorý je o jednu výšku elementu vyššie než spodný okraj dosky, v závislosti na teplote v tomto bode. V týchto miestach už tlaková pevnosť betónu R_b nie je presiahnutá.

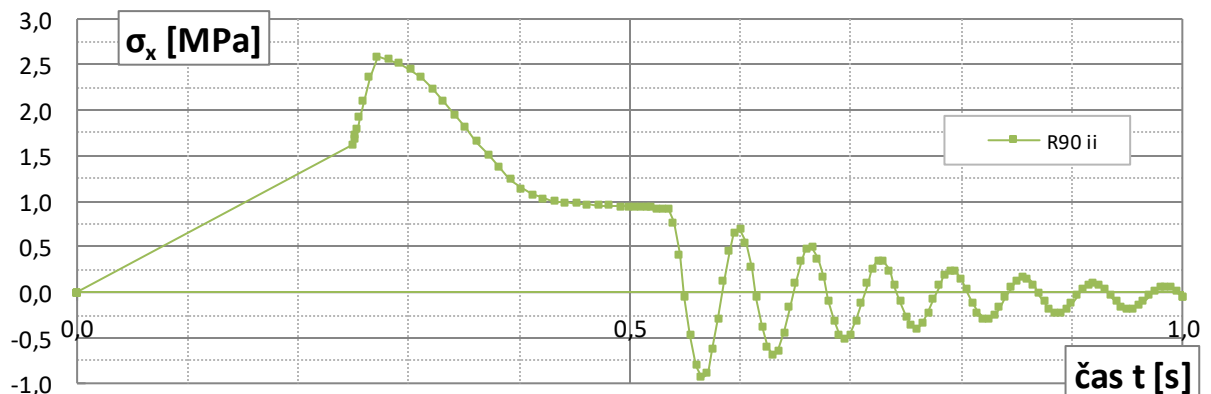
Bližšie je preskúmaný prípad R240 v čase, keď je povrchová teplota pri spodnom okraji rovná 800 °C - na grafe 2.29 sa táto oblasť javí ako jedno z najväčších presiahnutí pevnosti R_b . Priebeh teplôt a napätí vid' obr. 2.40. Lineárnou interpoláciou hodnôt θ a σ_x po výške elementu a teplotnej závislosti $R_b(\theta)$ bolo zistené, že σ_x nadobudne hodnoty menšej najvyšš rovnej $R_b(\theta)$ v relatívnej výške elementu cca. 38,6% od spodnej hrany, čo je 9,65 mm. Oblasť v ktorej $\sigma_x > R_b(\theta)$ teda nie je výrazne veľká vzhľadom na výšku dosky 150 mm. V ostatných prípadoch (R60 - R180) sa očakáva výška tejto oblasti ešte nižšia, čo vyplýva z tvarov kriviek v grafoch 2.29 a 2.30 vyššie.



Obr. 2.40 Spodný element dosky v strede rozpätia analýzy R240 v čase $t = 2231$ s; vľavo priebeh teplôt θ ; vpravo priebeh pozdĺžnych napätí σ_x

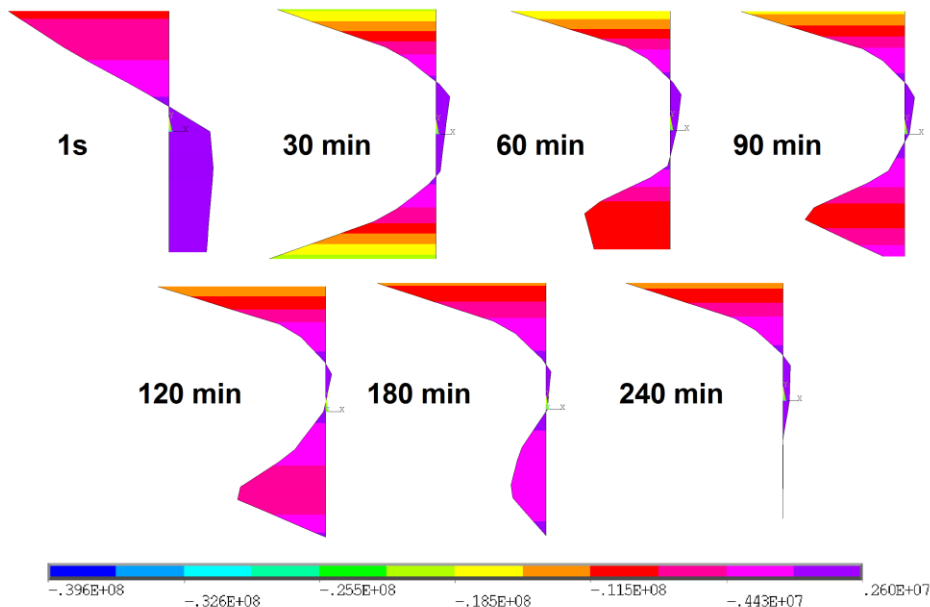


Graf 2.31 Priebeh normálového napätia v spodných vláknach dosky počas 1. sekundy analýz

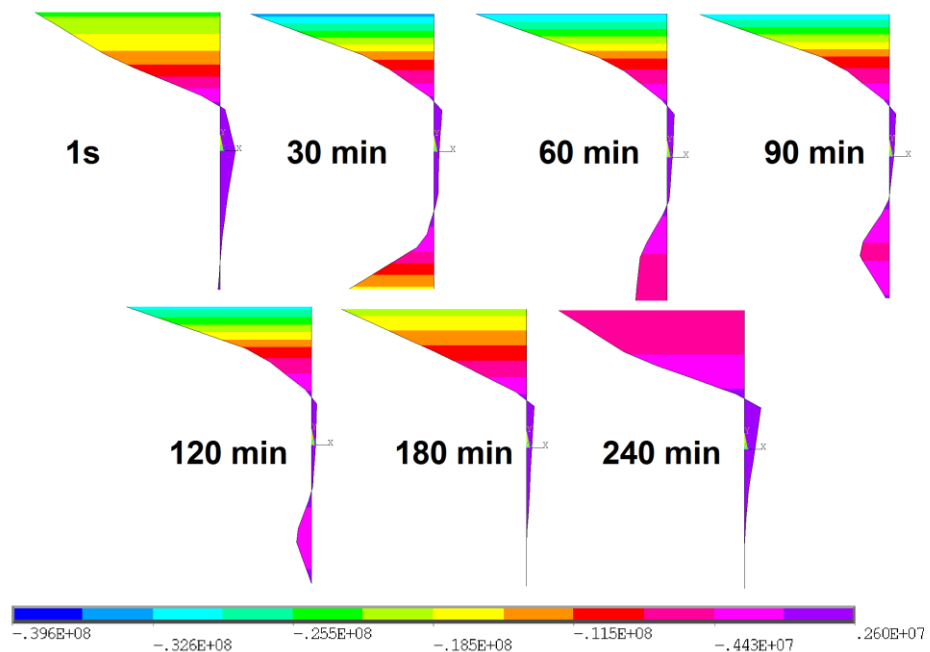


Graf 2.32 Vplyv zjemnenia kroku analýzy R90 v čase medzi 0,5 a 1 s

Na grafe 2.31 je vyobrazený detail v priebehu normálových napätí na začiatkoch analýz pred teplotným zaťažením. V čase 0 - 0,25 s je aplikovaná vlastná tiaž. V čase 0,25 - 0,5 s statické zaťaženie (ako popísané v 2.3.2.3). V čase 0,5 s je zapnutá časová integrácia TIMINT,ON a do $t = 1$ s nasledujú dva prázdne kroky (bez aplikácie zaťaženia). V nich často dochádza ku kmitaniu konštrukcie, ktoré je zreteľnejšie pri zjemnení časového kroku v týchto dvoch prázdnych krokoch. V niektorých prípadoch dosiahlo napätie na spodnej hrane dosky menších záporných hodnôt (tlak) i pred aplikáciou teplotného zaťaženia.



Obr. 2.41 Priebeg normálových napätí [Pa] na reze v strede rozpätia dosky pre prípad R240



Obr. 2.42 Priebeg normálových napätí [Pa] na reze v strede rozpätia dosky pre prípad R90

Pre vybrané prípady R90 a R240 možno na obrázkoch vyššie pozorovať priebeg normálových napätí σ_x v rezoch v strede rozpätia. V čase cca. 30 min je povrchová teplota na spodnej hrane dosky okolo 750 °C (graf 2.20). Z grafu 2.29 je zrejmé že napätie σ_x v spodných vláknoch dosky pri tejto teplote dosahuje hodnôt vyšších ako $R_b(\theta)$, čo možno pozorovať i v rezoch na obrázkoch vyššie. Už v čase 90 minút je však povrchová teplota cca. 970 °C, teda i hodnoty napätí σ_x sú menšie než $R_b(\theta)$.

Čas porušenia konštrukcie je zhrnutý v tabuľke 2.8 na základe grafu 2.22, v čase t kde priehyb D dosiahol medznej hodnoty 356 mm:

čas porušenia konštrukcie (s)			čas porušenia konštrukcie (s)		
prípado	norma	ANSYS	prípado	norma	ANSYS
1	R30	1800	4	R120	7200
2	R60	3600	5	R180	10800
3	R90	5400	9	R240	14400

Tab. 2.8 Porovnanie časov porušenia podľa normy a na základe analýzy

2.3.3.2 Doska hr. 150 mm; vystužená Ø8 á 75 mm

Z dôvodov analýzy dosky v predošlej kapitole, ktorá je vystužená viac než v stavebnej praxi bežne realizované železobetónové dosky rozpätia 4 m sú v tejto kapitole pojednávané výsledky analýz realistickejšie vystužených dosiek hr. 150 mm rozpätia 4 m, a to výstužou Ø8. Oproti predošlej analýze sa zmení plocha výstuže, ostatná geometria konštrukcie ako i materiálových charakteristík ostáva rovnaká.

Pri uplatnení obdobného postupu analýzy ako v predošlom prípade (kapitola 2.3.2.3) prebehli podľa očakávania iba prípady R240 a R180. V prípade R120 už došlo k neskonzergovaniu výpočtu výrazne skôr než bolo očakávané. Nastavenia (ako popisuje tiež kapitola 2.3.2.3) boli nasledovné:

č.	označenie	veľkosť podkroku v kroku 5 (s)	veľkosť podkroku v kroku 3 (s)	plošné zaťaženie (N/m ²)
1	R240	5		2000
2	R180	5		7000
3	R120	5		14500
4	R120 naraz		5,0	14500
5	R90 naraz		5,0	17000
6	R180 naraz		5,0	7000
7	R60 naraz		5,0	17000
8	R60 i naraz		2,5	17000
9	R30 naraz		2,0	18000

Tab. 2.9 Rozšírená legenda ku grafom tejto kapitoly

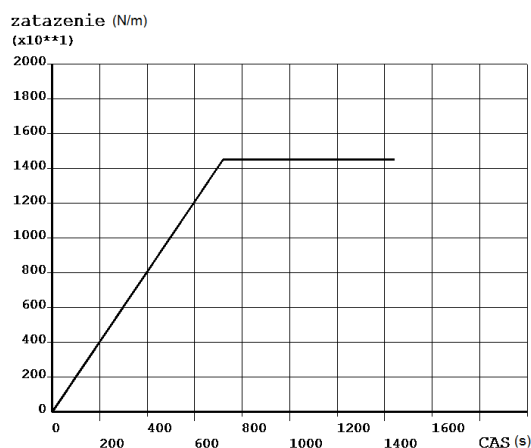
Prvý krok ostal rovnaký ako v predošlej kapitole (vlastná tiaž). V druhom kroku (aplikácia plošného zaťaženia) boli aplikované hodnoty z tabuľky 2.9 - teda hodnoty predpokladanej únosnosti pre daný prípad určené na základe metódy izotermy 500 °C. V treťom a štvrtom prázdnom kroku nebol braný zreteľ na časovú veľkosť medzi krokov pre prípady R240 a R180. V prípade R120 však bola veľkosť nastavená na DELTIME,0.005, pretože pri hrubšom kroku boli s analýzou v tomto prípade problémy.

V prípadoch označených číslom 4-9 v tabuľke 2.9 bol uplatnený iný postup. Plošné statické zaťaženie a teplotné zaťaženie požiarom sa v týchto prípadoch uplatňuje súčasne. Bližší popis krokov takejto analýzy:

Prvý krok ostáva rovnaký, časová integrácia je príkazom TIMINT,OFF vypnutá a je uplatnená vlastná tiež nastavením gravitačného zrýchlenia vo zvislom smere (os y) ako ACEL,,9.81. Čas na konci kroku je TIME,0.25 a veľkosť pod kroku DELTIM,0.01.

V druhom kroku je zapnutá časová integrácia TIMINT,ON a je ponechaný bez akéhokoľvek navýšenia zaťaženia. Je definovaný útlm konštrukcie obdobne ako je popísané v kapitole 2.3.2.4. Čas na konci kroku je nastavený TIME,1.

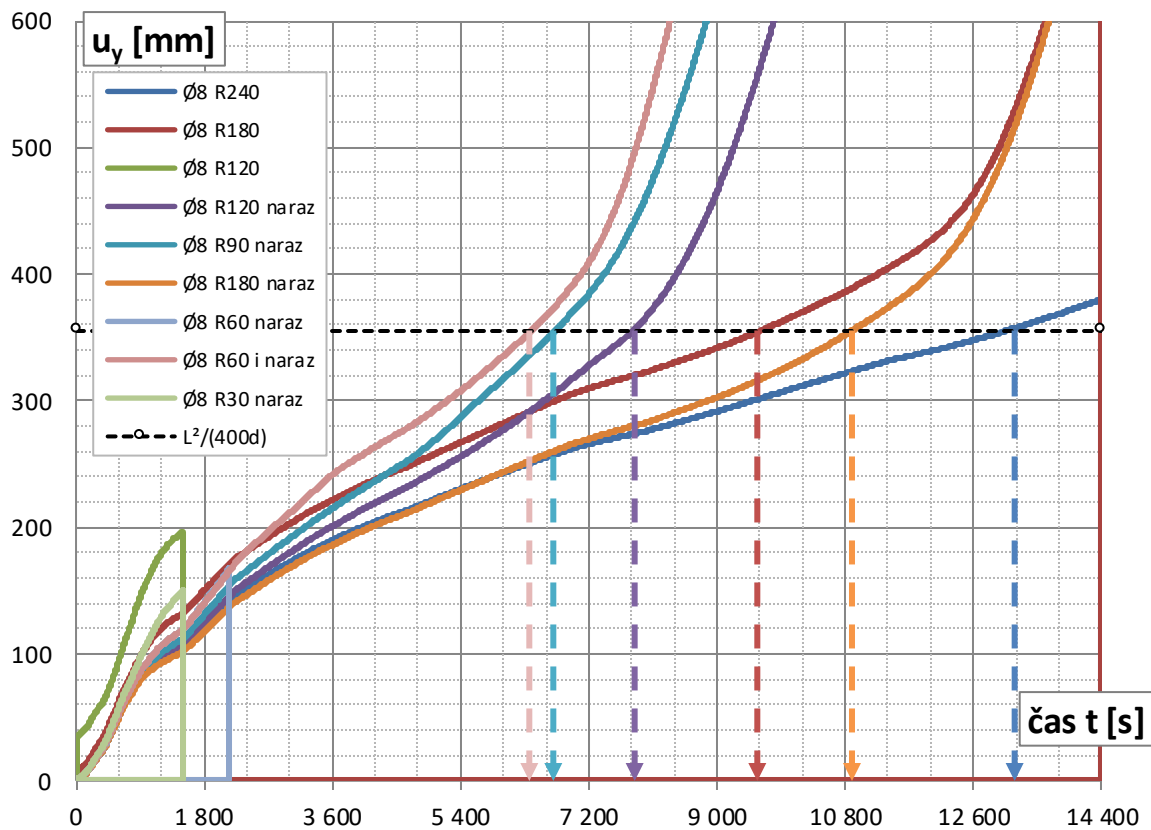
V treťom kroku je okrem postupného načítavania teplotného zaťaženia (ako je popísané v kapitole 2.3.2.3 pre piaty krok) nastavené časovo premenlivé plošné silové zaťaženie na horný povrch dosky cez definovanú tabuľku. A to tak, že v čase $t = 1$ s je táto hodnota rovná 0. v čase $t = n$ je definovaná hodnota predpokladanej únosnosti na základe výpočtu metódou izotermy 500 °C - hodnoty vid' tabuľka 2.9. Hodnota n je pre každý prípad rovná jeho očakávanej časovej odolnosti v sekundách, teda pre R120 je $n = 120 \cdot 60 = 7200$ a pod. Pre čas vyšší ako n je hodnota zaťaženia konštantná. Vid' napr. obr. 2.43. Je tak dosiahnutý fakt, že v predpokladanom čase požiarnej odolnosti konštrukcie bude aplikovaná plná hodnota zaťaženia ktoré má táto konštrukcia preniesť na základe výpočtov podľa metódy izotermy 500 °C. Teplotné zaťaženie potom pokračuje ďalej nad čas n až pokým nastane neskonzergovanie výpočtu.



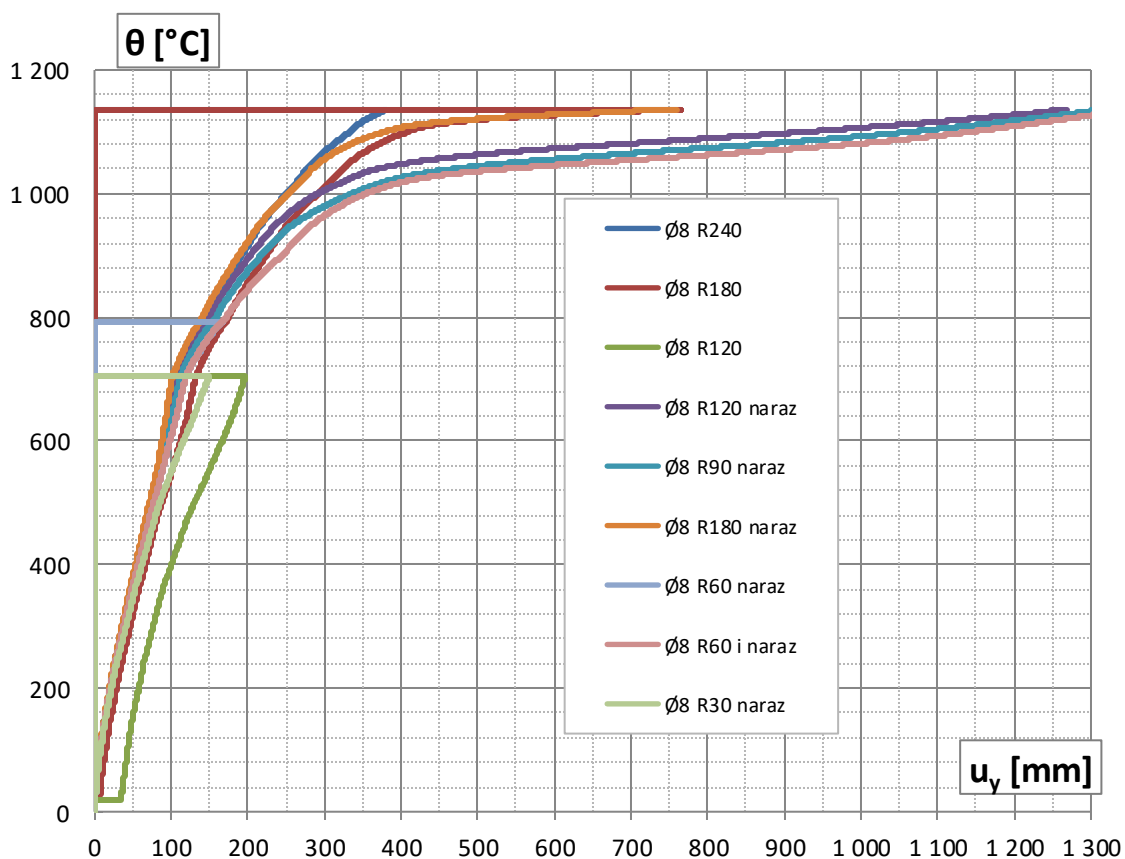
Obr. 2.43 Časový priebeh plošného silového zaťaženia na horný povrch dosky pre prípad "R120 naraz"

Pozn.: Možno si povšimnúť, že v prípadoch R90 i R60 je rovnaká hodnota plošného zaťaženia. Nie je to chyba, vyplýva to z metódy izotermy 500 °C, ktorá predpisuje rozličné oslabenia materiálovej charakteristiky medze sklzu výstuže pre podmienku pomernej deformácie výstuže > 2% a inak pre deformáciu < 2%. Je možné že nejaký nepatrný rozdiel v hodnotách bol, avšak pracuje sa s hrubšie zaokrúhlenou hodnotou.

Nasledujú grafické výstupy analýz jednotlivých prípadov.

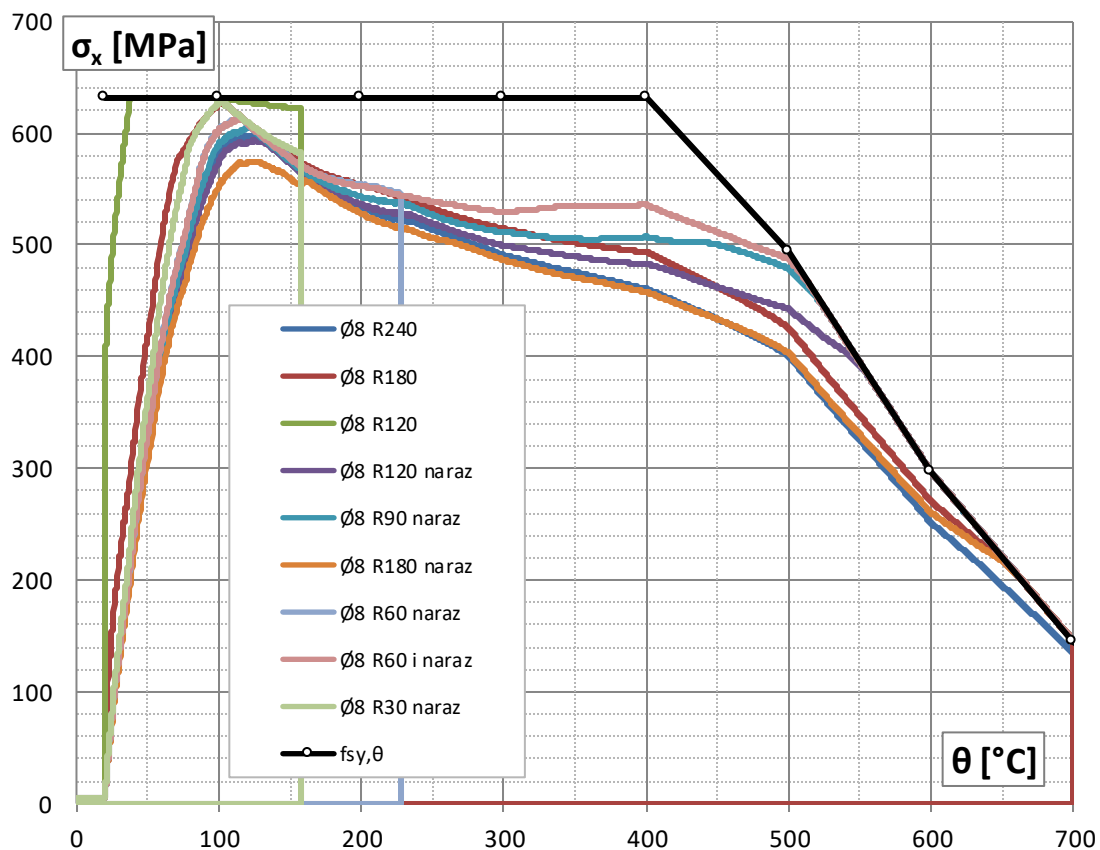


Graf 2.33 Časový priebeh zvislého priehybu v strede rozpätia dosky

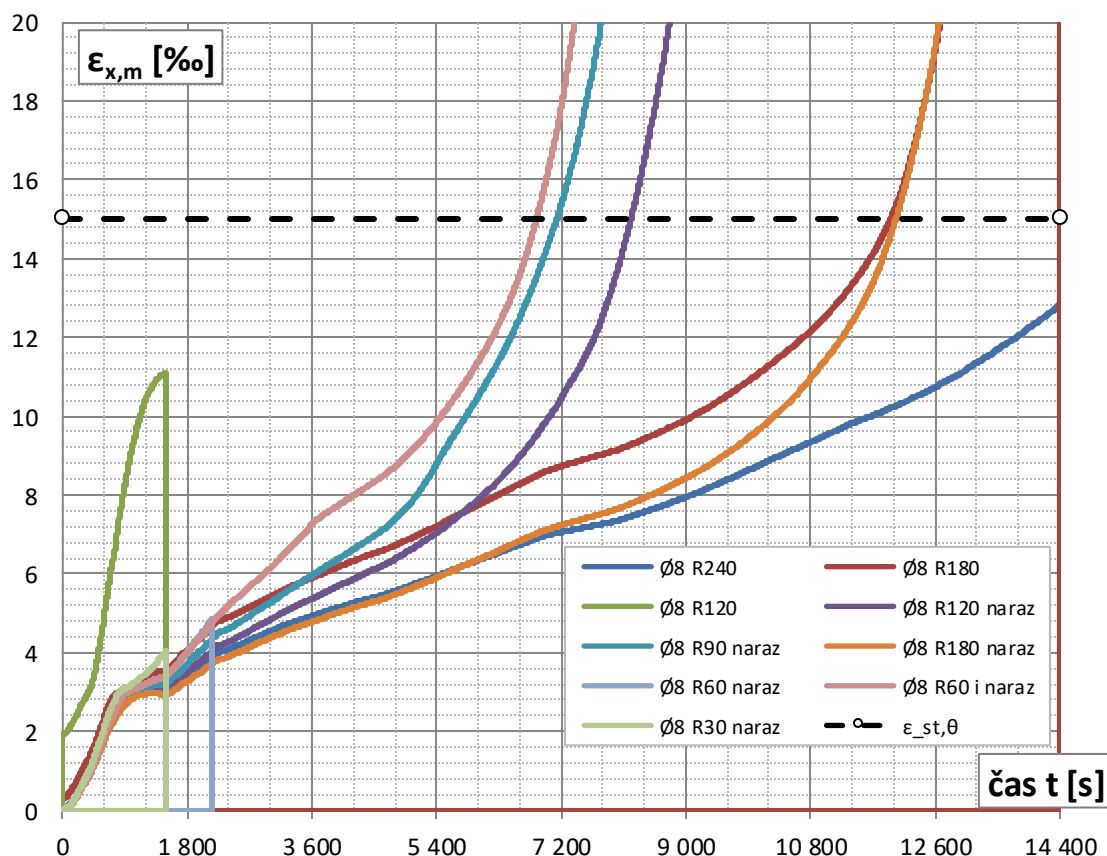


Graf 2.34 Priebeh teploty na spodnej hrane dosky v závislosti na zvislom priehybe v strede rozpätia

V prípade "R180" bola plošná tiaž zadaná v plnej hodnote ako statické zaťaženie v čase do $t = 1$ s. Pre "R180 naraz" hodnota zaťaženia postupne lineárne stúpala počas časovo závislej analýzy s plným uplatnením až v čase $t = 10800$ s. V oboch prípadoch teda v čase 10800 s prenášala konštrukcia rovnaké plošné zaťaženie a vzdorovala rovnakému teplotnému zaťaženiu. Konštrukcia sa javí z globálneho hľadiska tuhšia v prípade postupného nárastu silového zaťaženia, teda "R180 naraz".

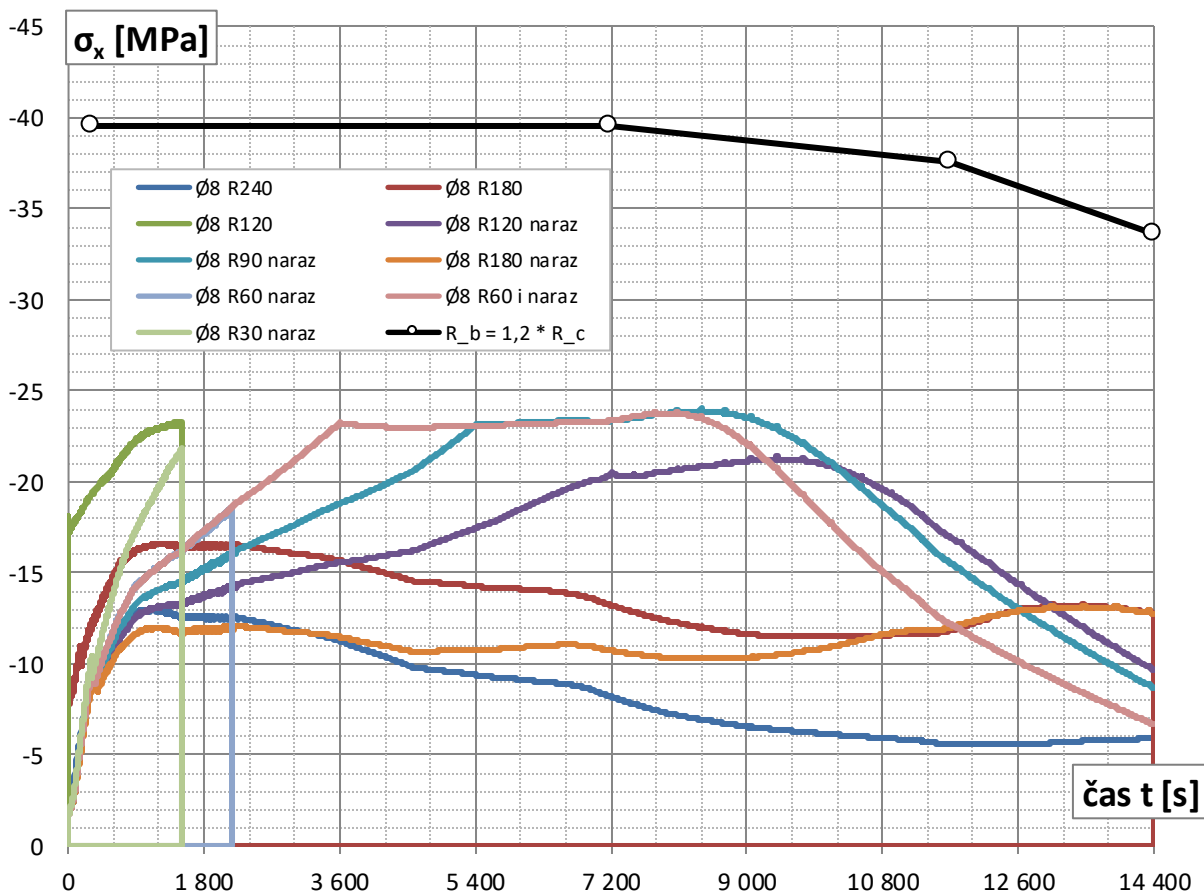


Graf 2.35 Závislosť napätia vo výstuži v strede rozpätia na teplote vo výstuži

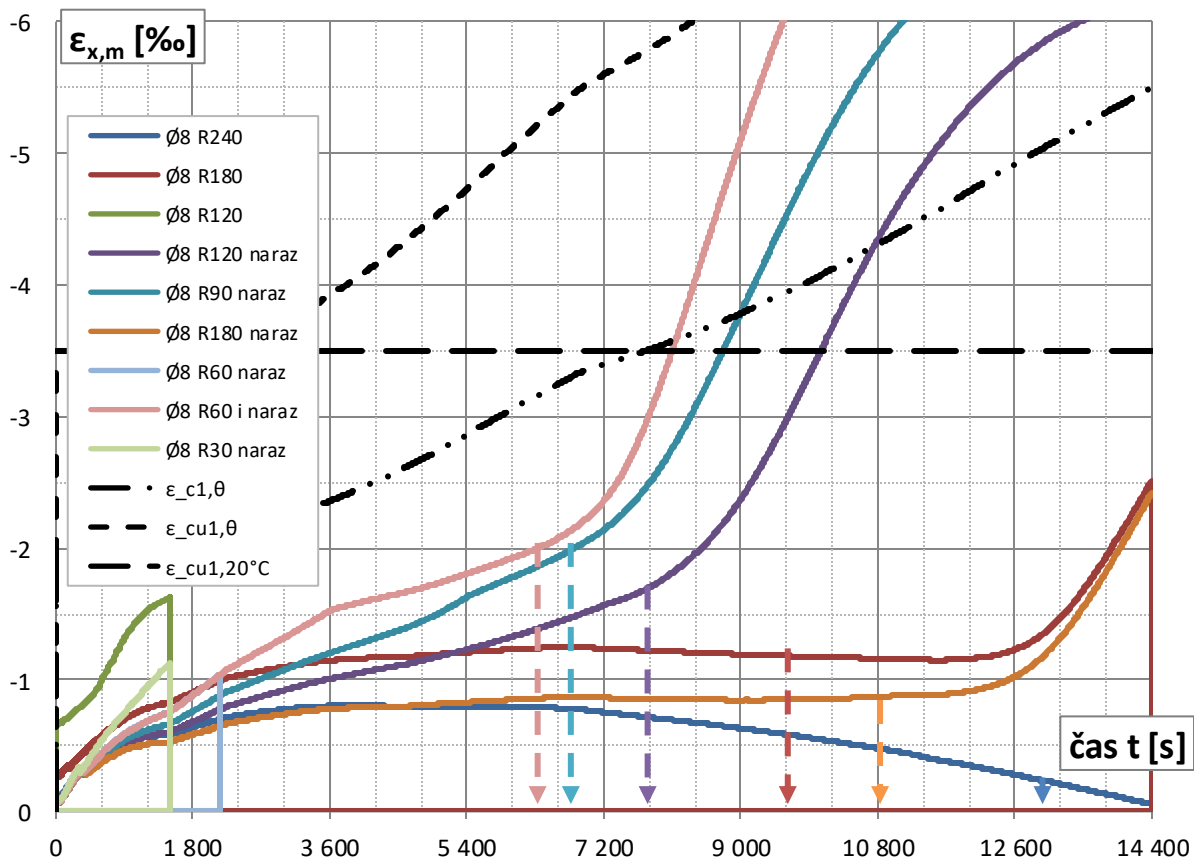


Graf 2.36 Časový priebeh pomernej mechanickej deformácie vo výstuži v strede rozpätia

V prípade menej vystuženej dosky (graf 2.36) je nárast pomernej mechanickej deformácie vo výstuži rýchlejší než v predošlom prípade (graf 2.26). Napr. pomerná deformácia 1,5% pre prípad R60 je dosiahnutá v čase cca. 6840 s pri vystužení Ø8. Pri vystužení Ø12 je táto deformácia dosiahnutá neskôr, cca. v čase 7920 s. Silové zaťaženie je síce väčšie pre prípad väčšieho vystuženia, avšak teplotné zaťaženie má rovnaký priebeh. V ostatných prípadoch je tomu podobne.

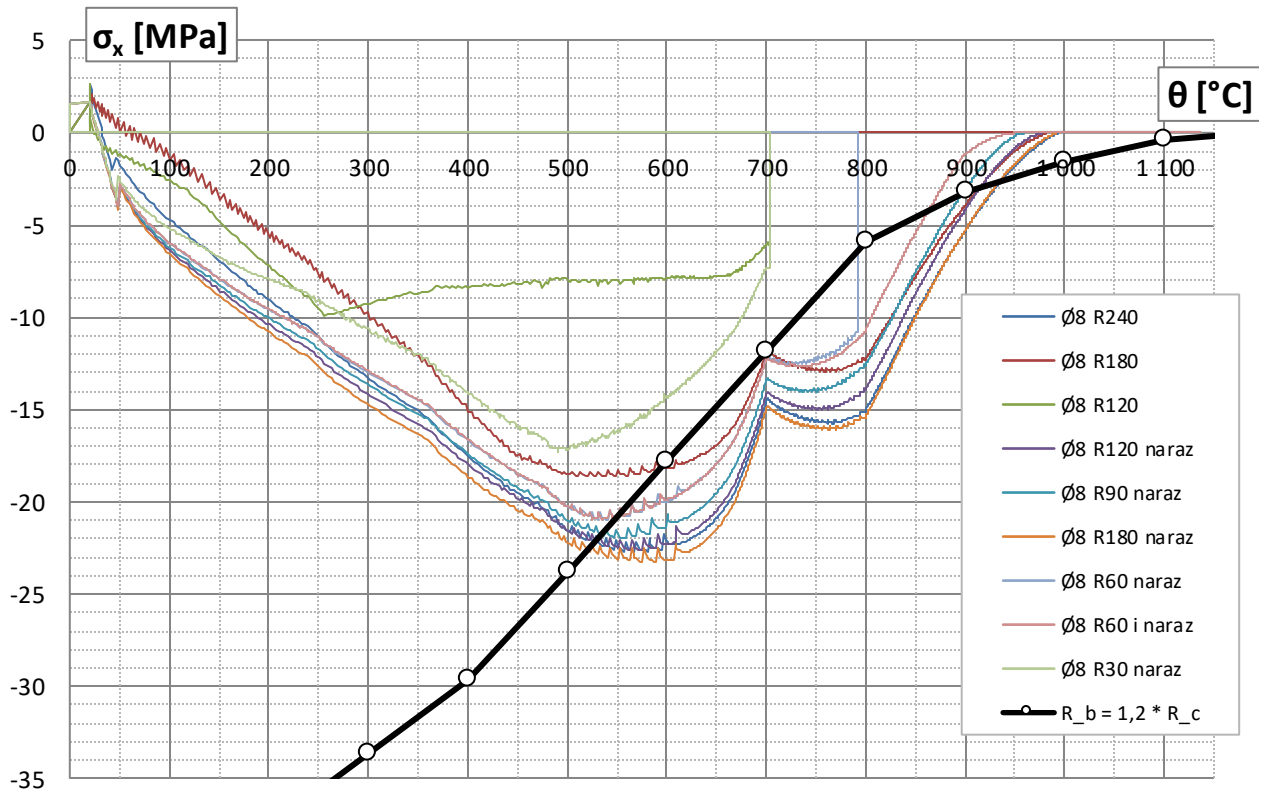


Graf 2.37 Časový priebeh tlakového napätia v horných vláknach dosky v strede rozpätia

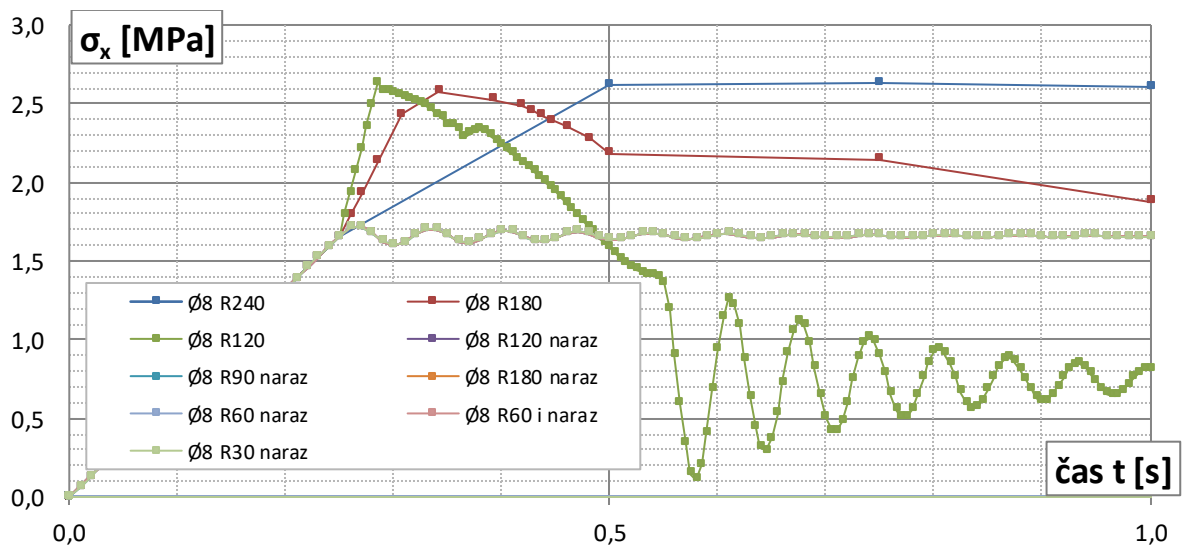


Graf 2.38 Časový priebeh pomernej mechanickej deformácie v horných vláknach dosky v strede rozpätia

Únosnosť konštrukcie je na základe údajov limitného priehybu z grafu 2.33 určená pre jednotlivé prípady obdobne ako tomu bolo v predošlej kapitole. V grafe 2.38 vyššie je opäť poukázaná skutočnosť menších pomernej deformácií pri porušení než je hodnota $\epsilon_{cu1,20^\circ C} = 3,5\%$.



Graf 2.39 Priebeh napätia v spodných vláknach dosky v strede rozpätia v závislosti na ich teplote



Graf 2.40 Priebeh normálového napätia v spodných vláknach dosky v priebehu 1. sekundy analýz

Rovnaká problematika s hodnotami tlakových napätí v spodných vláknach dosky ako tomu bolo v predošlom prípade sa vyskytuje i v pri nižšom vystužení dosky. Možno však konštatovať že hodnoty tlakových napätí na grafe 2.29 boli ďalej od hodnoty $R_b(\theta)$ než je tomu na grafe 2.39. Z toho možno očakávať ešte menšiu chybu než v predošlom prípade väčšieho vystużenia.

Na grafe 2.40 sú položky 4-9 z legendy grafu navzájom prekryté poslednou položkou. Keďže bolo plošné silové zaťaženie aplikované až po čase $t = 1$ s, pre tieto prípady je na grafe znázornený postupný útlm rozkmitu napätí v prázdnom kroku po zapnutí časovej integrácie analýzy pomocou príkazu TIMINT,ON.

čas porušenia konštrukcie (s)			čas porušenia konštrukcie (s)		
prípád	norma	ANSYS	prípád	norma	ANSYS
1 Ø8 R240	14400	13200	5 Ø8 R90 naraz	5400	6600
2 Ø8 R180	10800	9600	8 Ø8 R60 i naraz	3600	6400
4 Ø8 R120 naraz	7200	7800	9 Ø8 R30 naraz	1800	1500

Tab. 2.10 Porovnanie časov porušenia podľa normy a na základe analýzy

2.3.3.3 Alternatíva aplikácie silového zaťaženia po teplotnom pre prípad vystuženia Ø8

V tejto kapitole sú zhodnotené výsledky opačnej variácie zadávania zaťaženia než v predošlých kapitolách. Konštrukcia ktorá bola analyzovaná ostáva tá istá (ako v 2.3.3.2), teda doska hr. 150 mm, vystužená Ø8 á 75 mm statického rozpätia 4 m. Prípady sú v legendách označené s *.

Rozdiel oproti predošlej kapitole je v postupe zadávania zaťaženia, ktoré sú zadávané nasledovne:

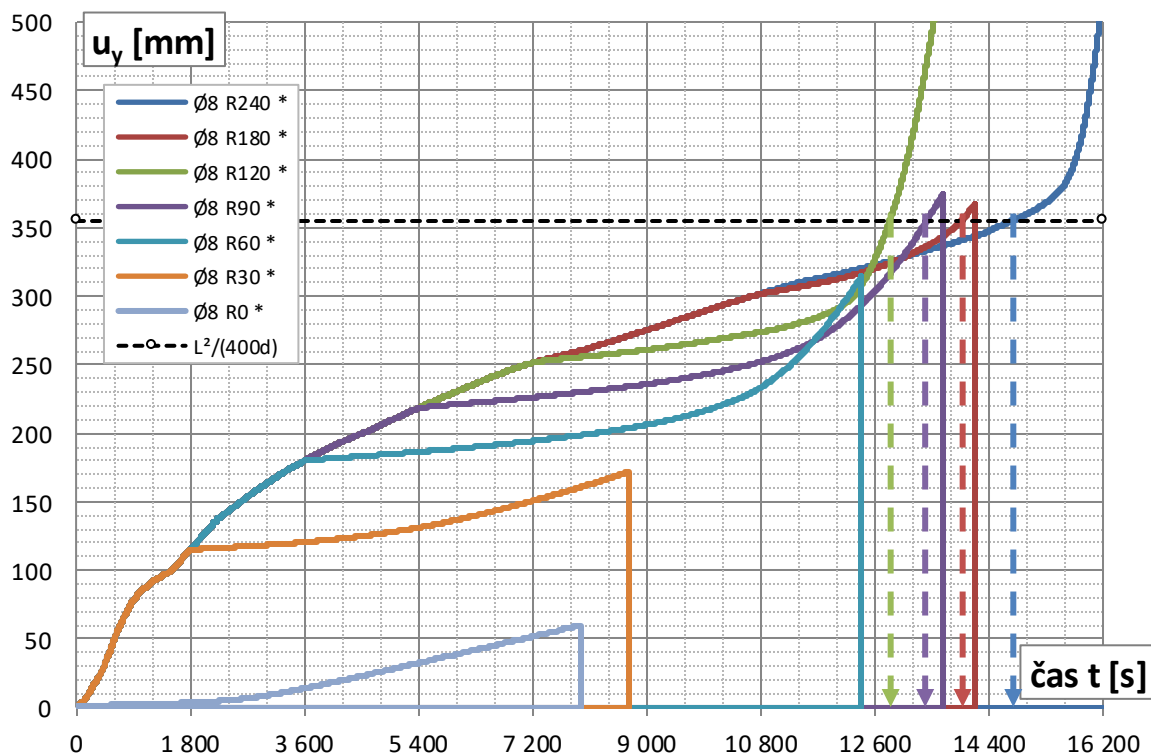
V prvom kroku je zadaná vlastná tiaž dosky zavedením gravitačného zrýchlenia ACEL,,9.81. Čas na konci kroku je TIME,0.25 a veľkosť pod kroku je DELTIME,0.05. Tento krok ostáva v podstate rovnaký, časová integrácia je pri výpočte vypnutá - TIMINT,OFF.

Nasledujú dva prázdne kroky výpočtu po zapnutí časovej integrácie TIMINT,ON. Čas na konci týchto krokov je TIME,1 a veľkosť pod kroku je DELTIME,0.005. Je uvažované tlmenie konštrukcie.

Vo štvrtom kroku je aplikované požiarne zaťaženie podľa rovnakej krivky ako v predošlých prípadoch s tým rozdielom, že časový koniec tohto kroku je nastavený na TIME,n ; kde n = čas v sekundách pre posudzovanú požiarnu odolnosť + 1 s. Teda napr. pre R180 je $n = 180 \cdot 60 + 1 = 10801$. Veľkosť pod krokov je DELTIME,5 pre všetky prípady.

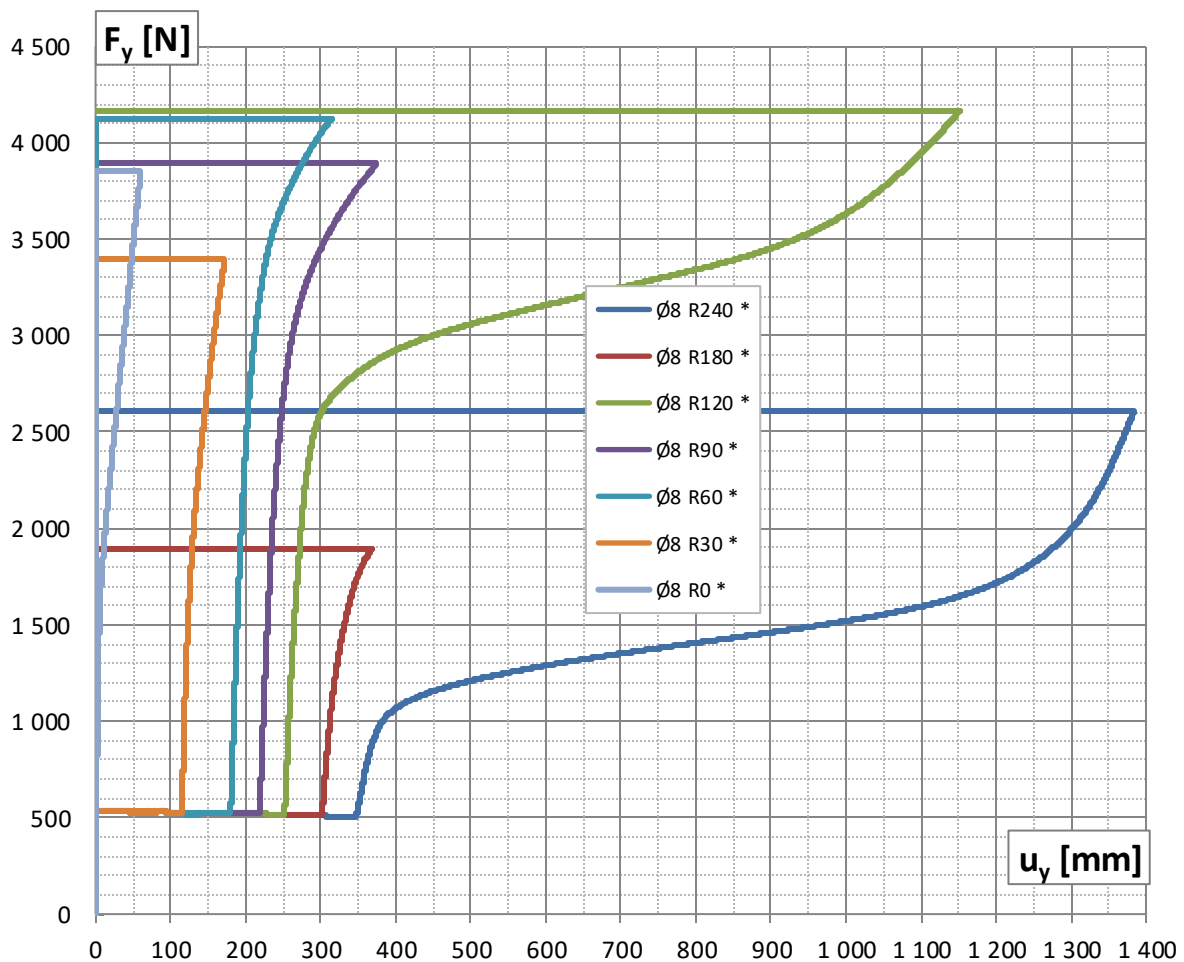
V piatom kroku je pri počiatočnom čase n iniciovaný začiatok lineárneho nárastu plošného silového zaťaženia konštantnou rýchlosťou 10 kN/(m²hod) s konečným časom $n+x$, kde $x = 3600 \cdot z$. Za z sú volené menšie celé čísla a prípadne ich polovičné násobky v rozmedzí $z = 1 \sim 4$ tak aby pre jednotlivé prípady bola hodnota zaťaženia v čase $n+x$ rovná cca. 2 násobku predpokladanej únosnosti vypočítanej metódou izotermu 500 °C. Veľkosť pod krokov je volená DELTIME,10.

V tejto kapitole je pre porovnanie tiež uvedený prípad "R0" - bez požiarneho oslabenia, na ktorom možno porovnať časovo závislú "transient" analýzu so zavedeným útlmom s predošlou statickou analýzou. Prípad "R0" je rádovo porovnateľný s prípadom ① kapitoly 2.1.6 s tým rozdielom, že v spomínanom prípade nie je zohľadnená vlastná tiaž konštrukcie a jedná sa o nosník dvojnásobnej šírky (neuplatnené pozdĺžne deformačné podmienky zabezpečujúce rovinnú deformáciu). Pre tento prípad vystuženia ale rozdiely medzi chovaním sa dosky a nosníka neboli výrazné. Polovičná šírka pre tento prípad R0 má za následok polovičnú tuhosť oproti prípadu ①.



Graf 2.41 Časový priebeh zvislého priehybu v strede rozpätia dosky

Z grafu 2.41 vyššie je zrejmé v ktorých časoch došlo pre jednotlivé prípady k zmene charakteru zaťažovania z požiarneho na silové. Pri rovnakých rýchlostiach tohto zaťažovania možno pozorovať rýchlejší nárast deformácií pre prípady viac tepelne oslabené. Tiež si možno povšimnúť čas neskonvergovania výpočtu pre prípad R0, v ktorom bola deformácia konštrukcie cca. 60 mm. Na grafe 2.3 kapitoly 2.1.6 je približne rovnaká deformácia v čase neskonvergovania pre prípad ①.



Graf 2.42 Priebeh podporovej reakcie F_y v závislosti na zvislom priehybe v strede rozpätia dosky

Na začiatku analýzy v čase $t = 0,25$ s bola aplikovaná vlastná tiaž konštrukcie, ktorá vyvolá reakciu F_y v podpore nosníka veľkosti 535 N. Tej odpovedá zvislý priehyb 1,25 mm. Do času 1 s po zapnutí časovej integrácie nastane menší rozkmit týchto hodnôt. Nasleduje zahrievanie konštrukcie požiarneho zaťaženie, ktoré má za následok pokles tejto reakcie. To je dôsledkom definovania poklesu hustoty betónu so stúpajúcou teplotou - vid' obr. 2.24 v kapitole 2.2.1.1.

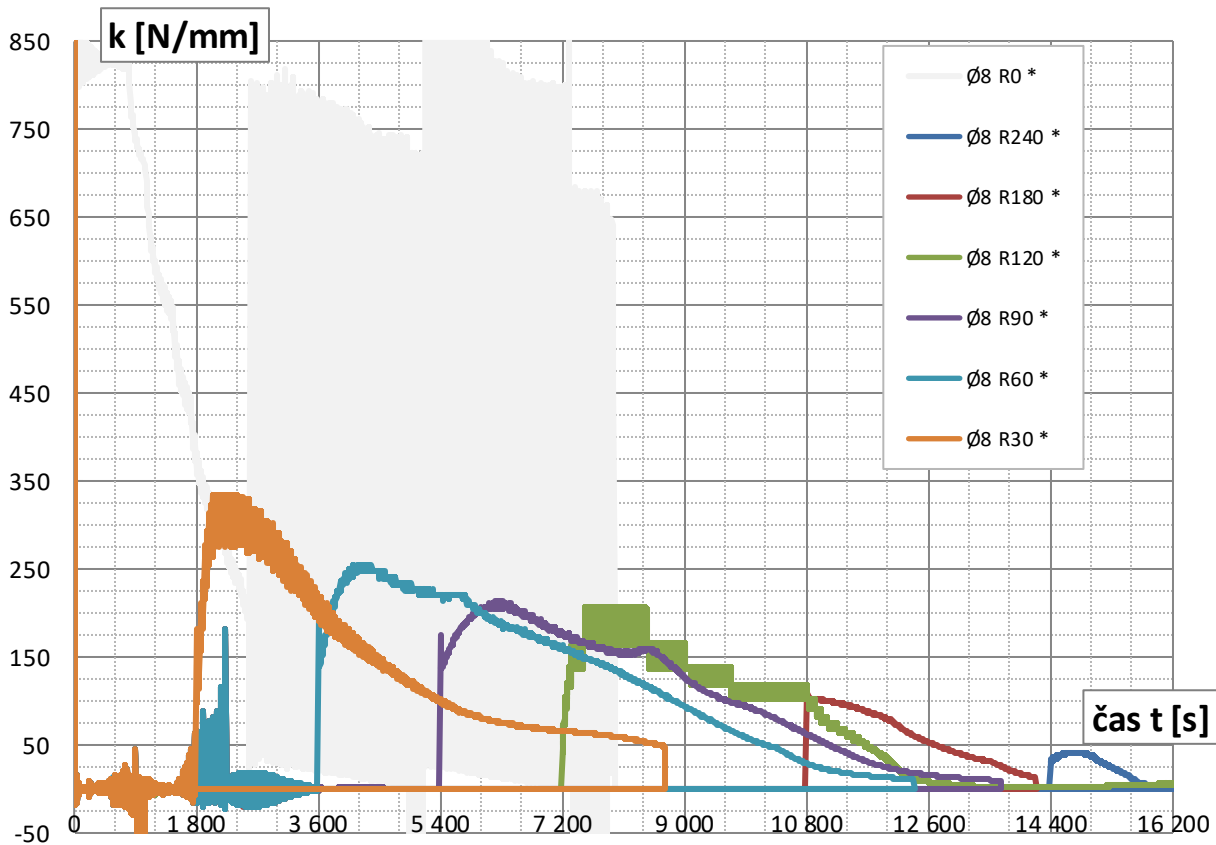
Pre prípad R0 možno overiť podobnosť so statickou analýzou. Výpočet neskonvergoval pri veľkosti reakcie $F_y = 3,854$ kN. Na grafe 2.3 kapitoly 2.1.6 sa to stalo pri sile $F = 15,47$ kN. Nutno podotknúť že sila F je sila náhradného spojitého zaťaženia na celú dĺžku nosníka, pričom reakcia F_y je reakciou zo symetrickej polovice rozpätia. Ďalej je tu fakt dvojnásobnej šírky konštrukcie v prípade kapitoly 2.1.6. Teda $4 \cdot F_y = 15,416$ kN. Možno usúdiť, že pri uváženej rýchlosti zaťažovania 10 kN/(m²hod) pri časovo závislej "transient" analýze dochádza (pri neoslabení konštrukcie teplotou) k približne rovnakým výsledkom ako tomu bolo pri statickej analýze. Rýchlosť zaťažovania sa javí ako použiteľná.

Numerickou deriváciou kriviek grafu 2.42 je získaná tuhosť konštrukcie k v časoch t . Prenásobenie dvojkou je z dôvodu vyjadrenia celkového silového zaťaženia na konštrukciu (F_y je hodnota jednej reakcie symetrickej polovice konštrukcie):

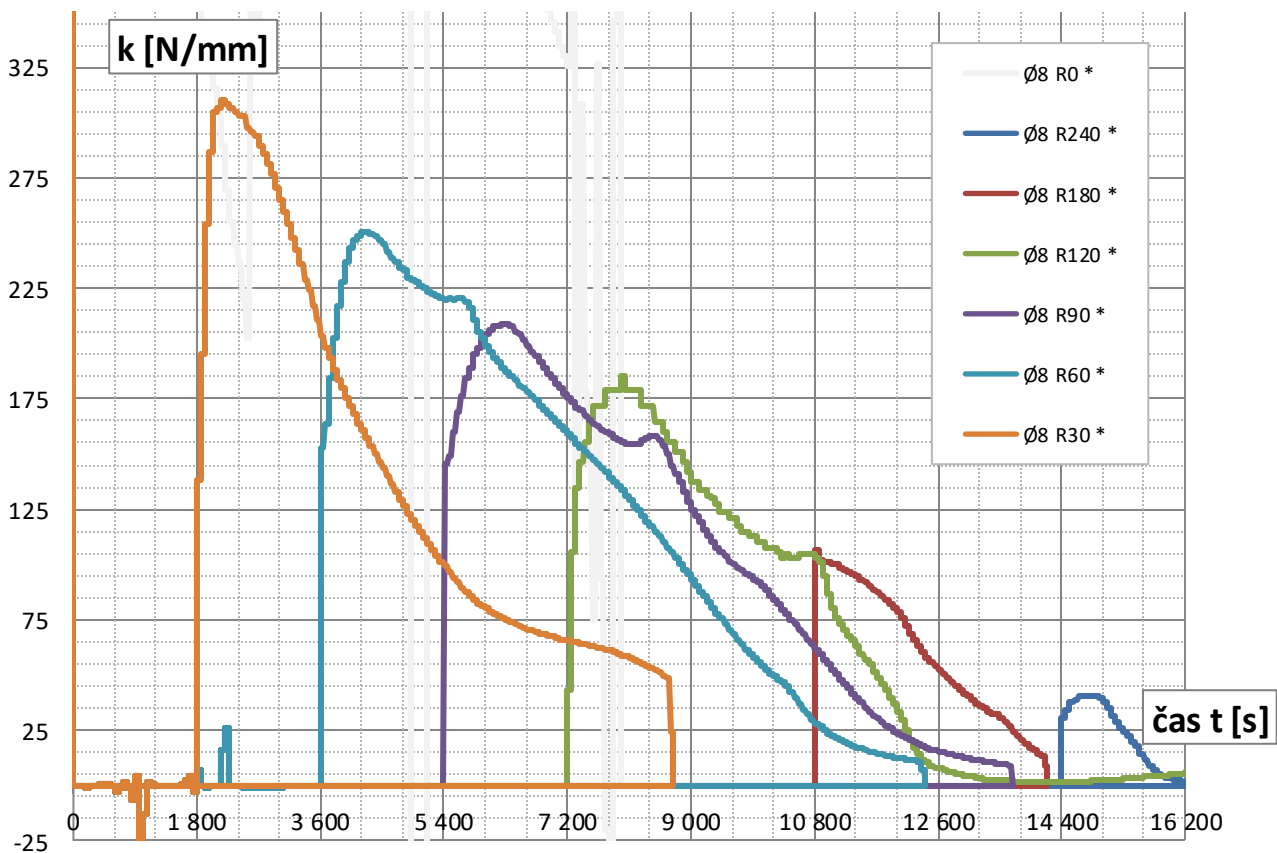
$$k(t) = 2 \frac{F_y(t + \Delta t) - F_y(t)}{u_y(t + \Delta t) - u_y(t)}$$

Takýto priebeh tuhosti možno pozorovať na grafe 2.43. Oproti tuhostiam statickej analýzy je však omnoho neostrejší. Z dôvodu transparentnosti hodnôt tuhosti boli jej hodnoty aritmeticky priemerované po časových intervaloch 1 minúty. Také hodnoty sú vyobrazené na grafe 2.44.

Pre prípad R0 (na grafe 2.43 vyobrazený bledo sivou farbou aby priebeh hodnôt nepôsobil rušivo) takéto priemerovanie výrazne nepomohlo. Možno konštatovať že počiatková tuhosť cca. 825 N/mm pre prípad R0 je opäť približne rovnaká s polovicou počiatkovej tuhosti v prípade statickej analýzy (konštrukcia tam mala dvojnásobnú šírku - a teda celkovú tuhosť okolo 1600 N/mm) - vid' graf 2.4 v kapitole 2.1.6.



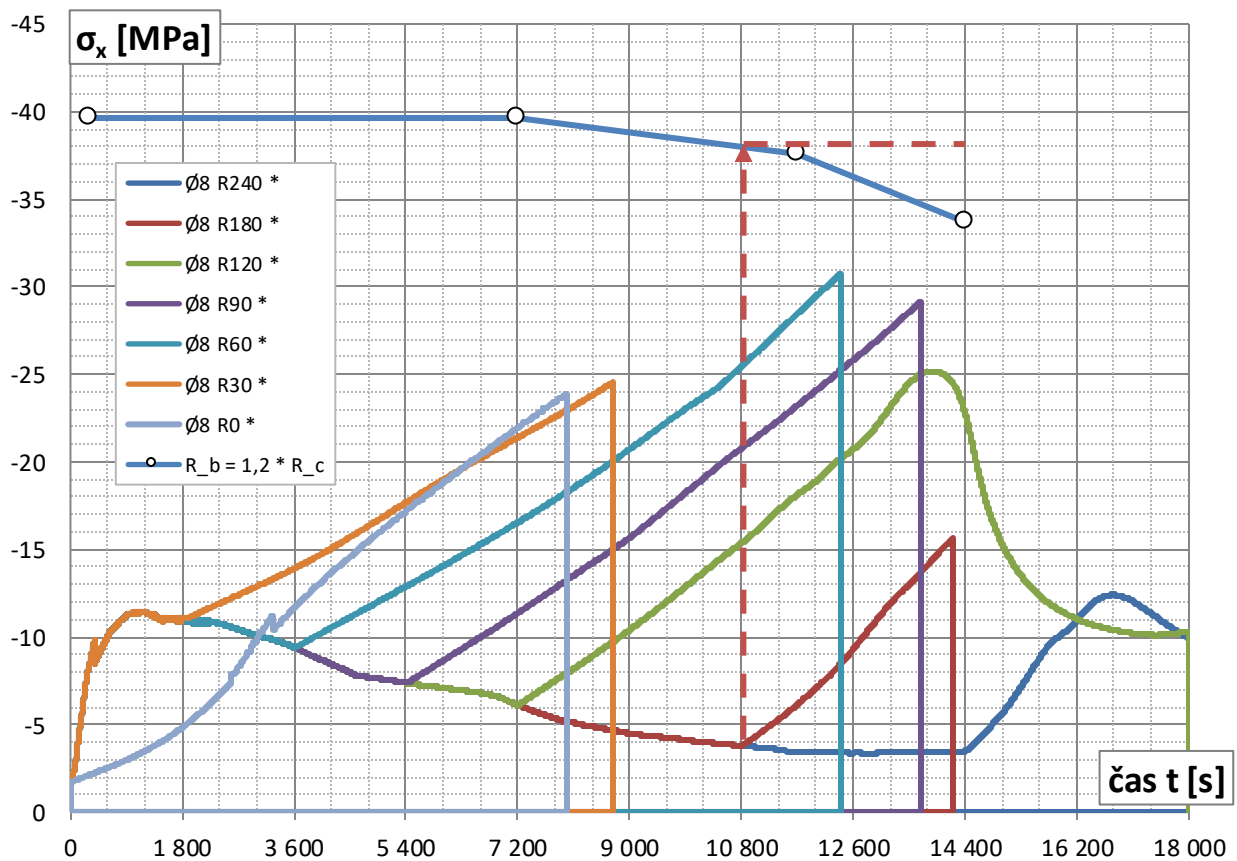
Graf 2.43 Časový priebeh tuhosti konštrukcie dosky pri rôznej veľkosti oslabenia teplotou



Graf 2.44 Časový priebeh tuhosti aritmeticky priemerovaný po úsekoch 1 minúty

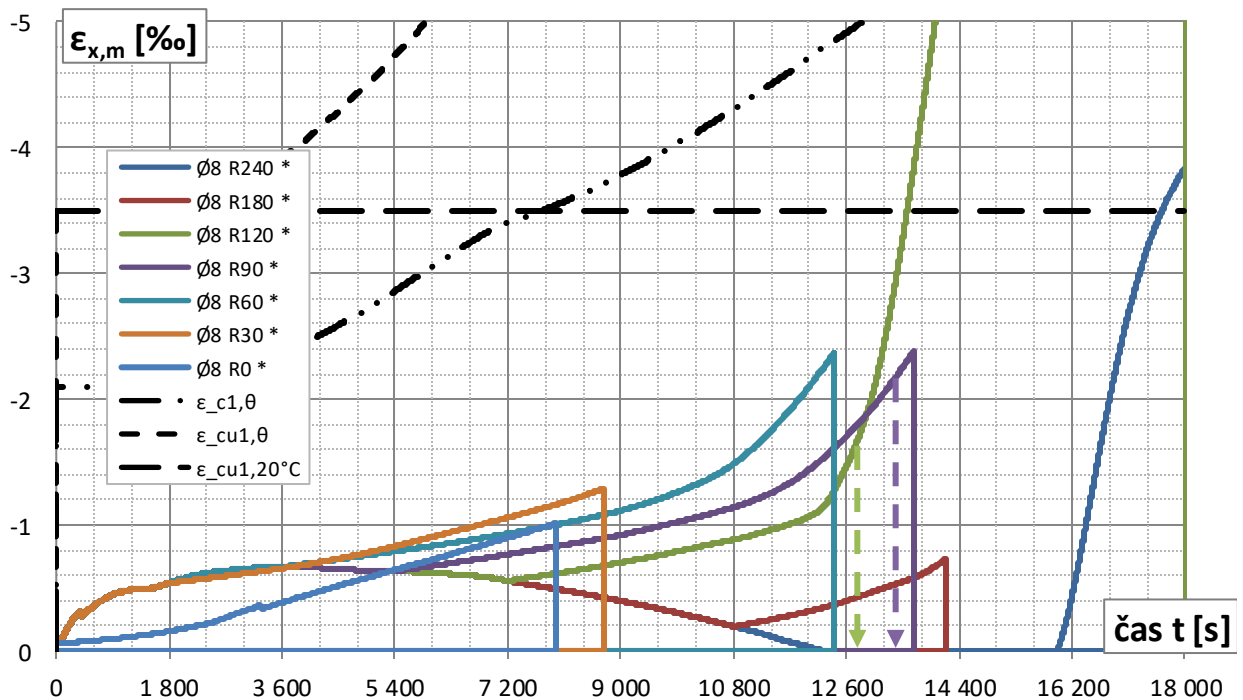
Možno pozorovať výrazné zmäkčenie konštrukcie pri požiarom zaťažení. Pôvodná tuhosť na začiatku bola cca. 825 N/mm. Táto tuhosť je určená pre úsek dosky šírky 75 mm.

Napr. tuhosť po oslabení 240 minútovým požiarom hodnoty 40 N/mm v prvých chvíľach aplikácie zaťaženia (modrá krivka) dosahuje cca. 4,8% tuhosti pôvodnej konštrukcie 825 N/mm (neporušenej ťahovými trhlinami).



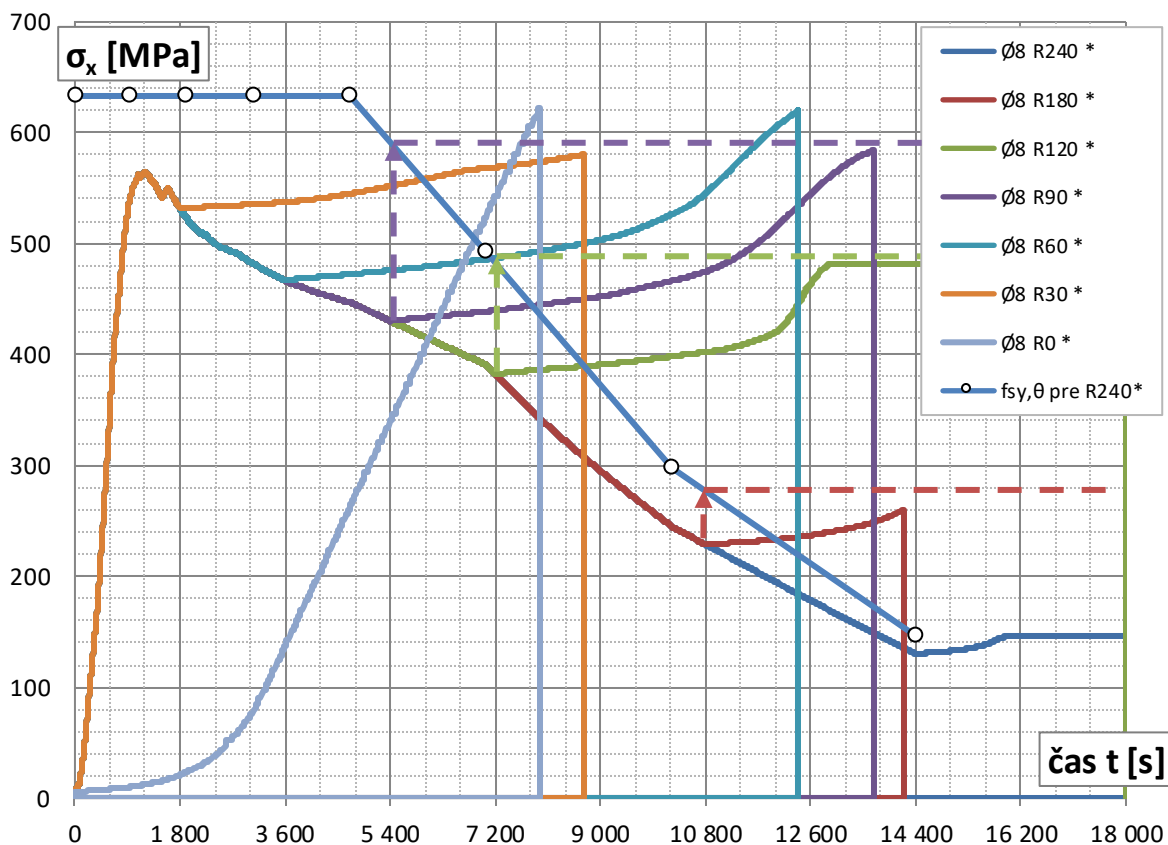
Graf 2.45 Časový priebeh napätia σ_x v horných vláknoch dosky v strede rozpätia

Pozn.: Časový priebeh limitnej hodnoty R_b v závislosti na teplote je v súlade s priebehom teplôt prípadu R240*. Pre ostatné prípady hodnota R_b nadobudla konštantnú hodnotu v čase ukončenia zvyšovania teplotného zaťaženia - teda pre prípad R180* má R_b od času 10800 s konšt. hodnotu cca. -38 MPa (ako je to demonštratívne znázornené pomocou šípky príslušnej farby). Pre všetky ostatné prípady v tomto prípade konštantnú hodnotu pôvodných -39,6 MPa.



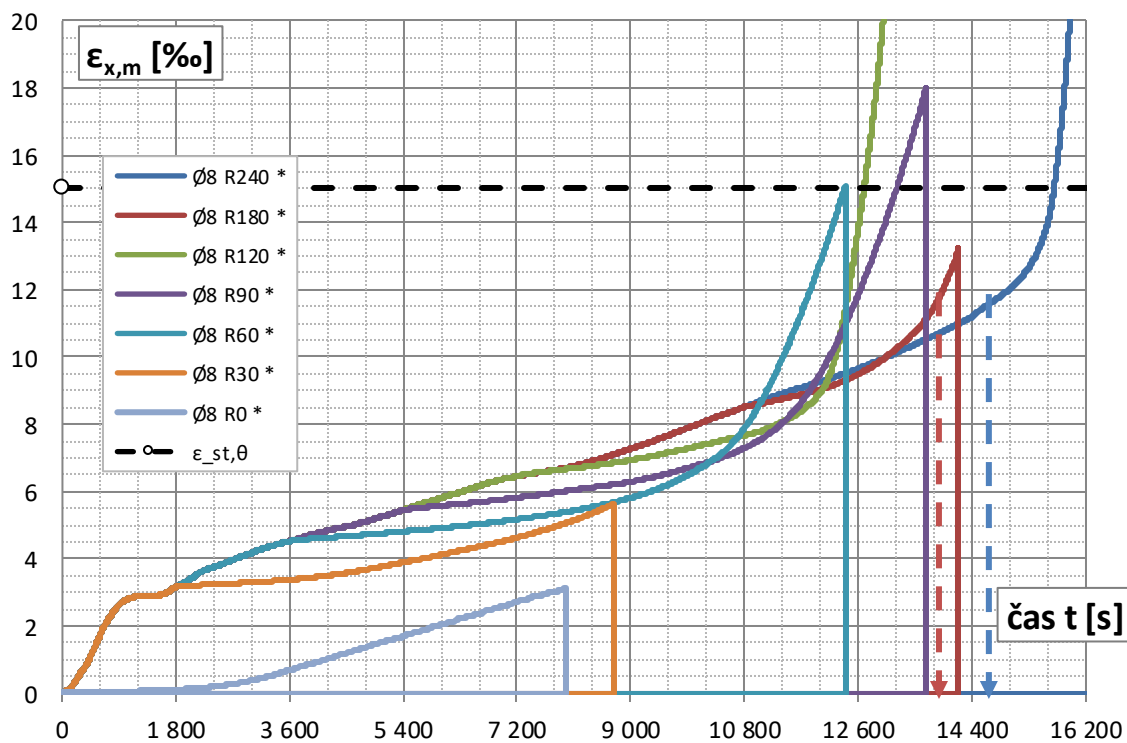
Graf 2.46 Časový priebeh pomernej mechanickej deformácie v horných vláknoch dosky v strede rozpätia

Na grafe 2.46 možno pozorovať pozoruhodný prípad R240*, kedy v čase okolo 12000 s nadobúda pomernej mechanickej deformácie v horných vláknoch betónu kladné hodnoty. Napätie v tom istom bode (graf 2.45) je ale pri tom stále tlakové. Po aplikácii silového zaťaženia v čase 240 min. pomernej mechanickej deformácie opäť nadobúda záporné hodnoty približne od času 16000 s.



Graf 2.47 Časový priebeh napätia vo výstuži

Pozn.: Časový priebeh limitnej hodnoty $f_{sy,\theta}$ je v súlade s priebehom teplôt prípadu R240*. Pre ostatné prípady hodnota $f_{sy,\theta}$ konštantnú hodnotu v čase ukončenia zvyšovania teplotného zaťaženia (ako je to znázornené pre niektoré prípady šípkami s čiarkovanými čiarami). V žiadnom prípade nedôjde k napätiu vyššiemu než je napätie na medzi sklzu oceli.



Graf 2.48 Časový priebeh pomernej mechanickej deformácie vo výstuži v strede rozpätia

Pre prípad R0* napätie v oceli nedosiahlo hodnotu medze sklzu a nenastala tak jej plastizácia (pri pomernej deformácii 3,16‰) pred neskončovaním výpočtu. Pri statickej analýze v kapitole 2.1.6 - graf 2.5 sa však prípad 1 dostal do stavu plastizácie výstuže. Príčinou môže byť okrem inej analýzy i inak nastavené veľkosti pod krokov. Z globálneho hľadiska však možno považovať výsledky za takmer identické.

2.3.3.4 Doska hr. 150 mm; vystužená Ø6 á 75 mm

Ako ďalší prípad je uvažovaný variant vystuženia priemerom 6 mm. Osová vzdialenosť výstuže a ostatné parametre ostávajú nezmenené. Takto uvažovaná doska pri statickom rozpätí 4 m splní pri bežnej teplote požiadavky MSÚ pre nasledujúcu kombináciu zaťaženia (pri použití tzv. kombinačnej rovnice 6.10.): vlastná tiaž žb dosky + uvážené stále zaťaženie veľkosti 1 kN/m² + premenlivé zaťaženie 2 kN/m² pre kategóriu obytných budov. Pozn.: Využitie takejto dosky by bolo cca. až 98%. Splnenie MSP pri bežnej teplote nebolo overované. Mohlo by sa teoreticky jednať o dosku rodinného domu. Menšie vystuženie konštrukcie danej geometrie (pri uváženej účinnej výške prierezu) by už nemalo zmysel uvažovať.

č.	označenie	veľkosť podkroku v kroku 5 (s)	veľkosť podkroku v kroku 3 (s)	plošné zaťaženie (N/m ²)
1	R240	5		100
2	R180	5		2400
3	R120 naraz		5,0	6700
4	R180 naraz		2,5	2400
5	R90 naraz		2,5	8000

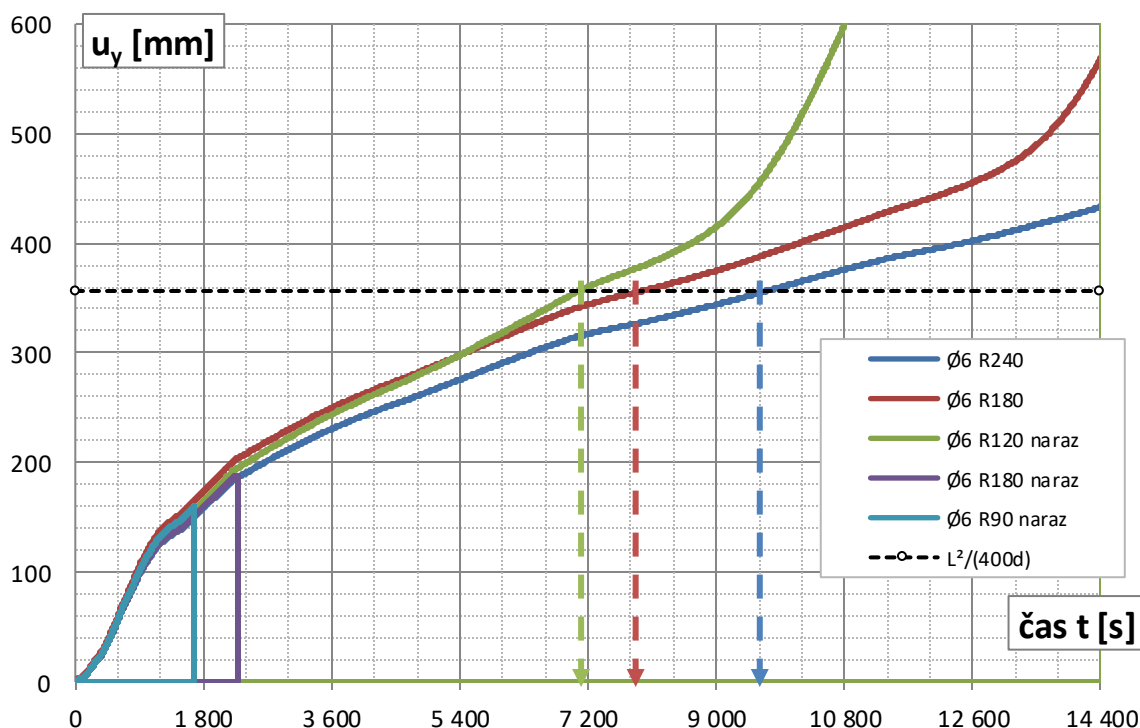
Tab. 2.11 rozšírená legenda ku grafom tejto kapitoly

Analyzovaných bolo menej prípadov, nakoľko v porovnaní s vystužením Ø8 dochádzalo k častejšiemu a skoršiemu neskončovaniu výsledkov.

Pri aplikovaní zaťaženia spôsobom ako je popísané v kapitole 2.3.2.3 (teda klasicky najprv statické zaťaženie a po zapnutí časovej integrácie požiarne zaťaženie) došlo k uspokojivým výsledkom iba pre prvé dva prípady R240 a R180. V prípade R120 výpočet nešiel rozbehnúť (padalo pri kroku zapnutia časovej integrácie). Zaujímavý je tiež fakt, že podľa metódy izotermy 500 °C by takáto konštrukcia po 240 minútach požiaru neunesla ani samú seba. Pre analýzu bolo použité symbolické plošné zaťaženie 100 N/m² a problémy s konvergenciou výpočtu neboli.

Variant aplikácie zaťaženia tzv. "naraz" (podľa popisu pre prípady 4-9 kapitoly 2.3.3.2. - bližšie viď spomenutá kapitola) bol teraz použitý len pre prípady R90 R120 a R180. Pozoruhodný je fakt, že výpočet konvergoval (aj po očakávanom čase únosnosti) pre prípad R120 kde bolo zadané vyššie silové zaťaženie aplikované rýchlejšie (v priebehu 120 minút). Avšak v prípade R180 kde bolo zadané menšie silové zaťaženie aplikované pomalšie (počas 180 minút) bol problém s konvergenciou a analýza padala príliš skoro. V tabuľke 2.11 a grafe 2.49 sú uvedené len niektoré prípady nastavenia dĺžky časového medzi kroku. Pre zväčšenia i zmenšenie na DELTIME,10 resp. 2.5 sa výpočet správal približne rovnako. Pre ďalší prípad R90 takisto analýza pri zadávaní zaťaženia týmto spôsobom nefungovala.

Z dôvodov obmedzenej funkčnosti tento variant nie je bližšie skúmaný a nižšie je uvedený len graf časovej závislosti zvislého priehybu dosky v strede rozpätia.



Graf 2.49 Priebeh zvislého priehybu v strede rozpätia dosky v závislosti na čase t

2.3.3.5 Alternatíva aplikácie silového zaťaženia po teplotnom pre prípad vystuženia Ø6

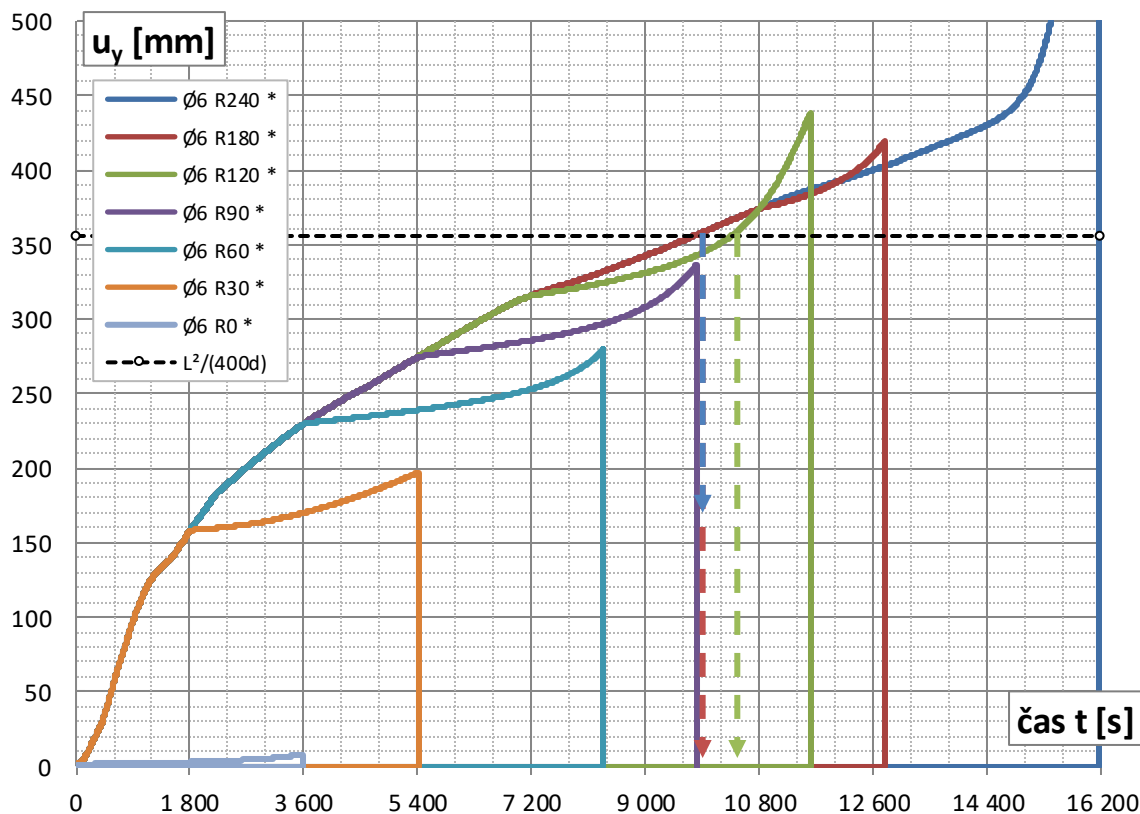
Obdobným spôsobom ako popisuje kapitola 2.3.3.3 bol vypracovaný variant analýzy, pri ktorom je konštrukcia najprv teplotne oslabená a potom zaťažovaná silovo. Všetky nastavenia i rýchlosť silového zaťaženia 10 kN/(m²hod) ostávajú rovnaké ako v spomínanej kapitole a bližšie informácie možno nájsť tam. Rozdiel je len v inom priemere výstuže konštrukcie.

Prípady tohto variantu zaťaženia sú v legendách grafov označované s *

Rovnako bol analyzovaný tzv. prípad R0, teda časovo závislá analýza dosky bez predošlého teplotného oslabenia. Dodatočne prevedená analýza statického typu (výsledky nie sú graficky dokladované) dosahovala zhruba rovnakých hodnôt ako časovo závislá. A síce pre oba prípady analýz nebolo dosiahnutých napätí vo výstuži na medzi sklzu (čo je predpokladané pri ručných výpočtoch na základe (7)). To však bližšie skúmané už nebolo.

Možno konštatovať že pre variant opačného zadávania zaťaženia jednotlivé prípady fungujú lepšie. Zmena veľkostí medzi krokov príkazom DELTIME v rámci hodnôt 2,5 5 a 10 s pri aplikovaní silového zaťaženia nemá v týchto prípadoch významný vplyv na čas pri ktorom došlo k neskonvergovaní výpočtu.

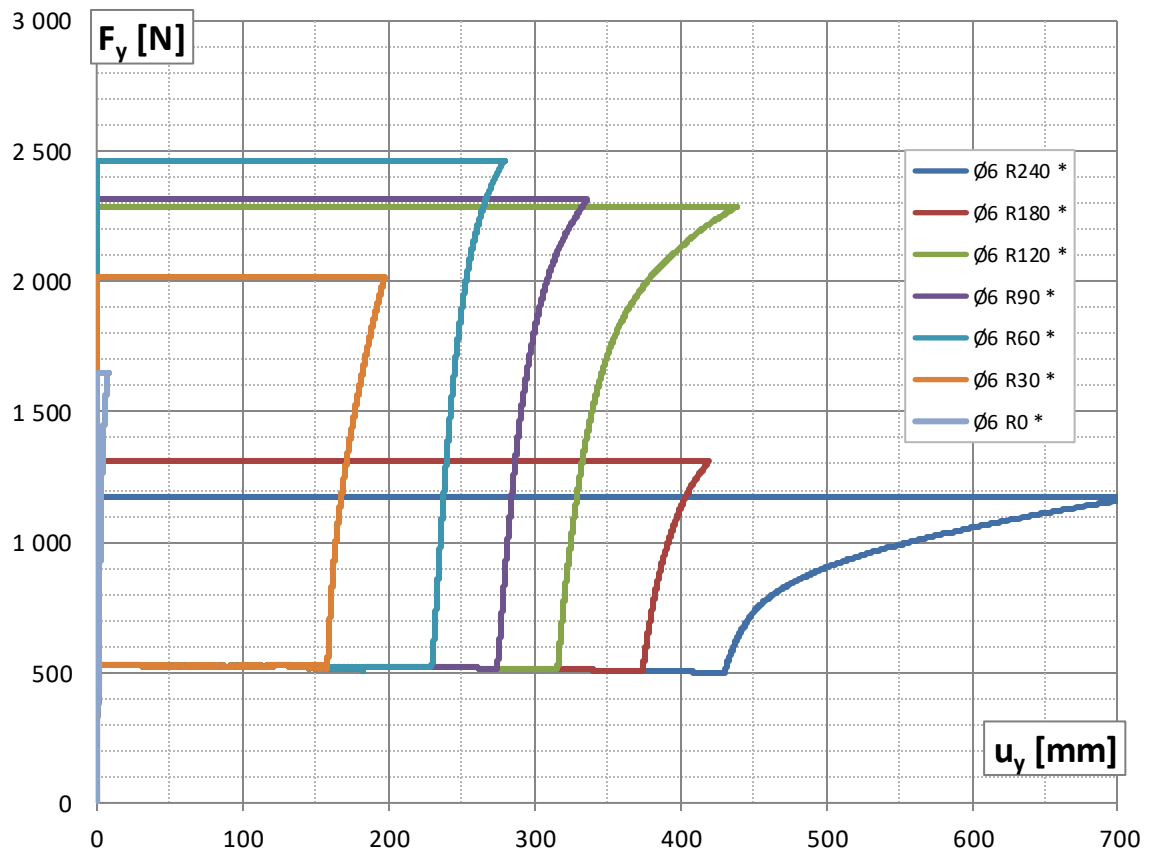
Vo všeobecnosti možno konštatovať tvarovú podobnosť grafov tejto kapitoly s grafmi kapitoly 2.3.3.3. Rozdiely sú samozrejme vo väčších deformáciách a menšej tuhosti tohto menej vystuženého prípadu dosky.



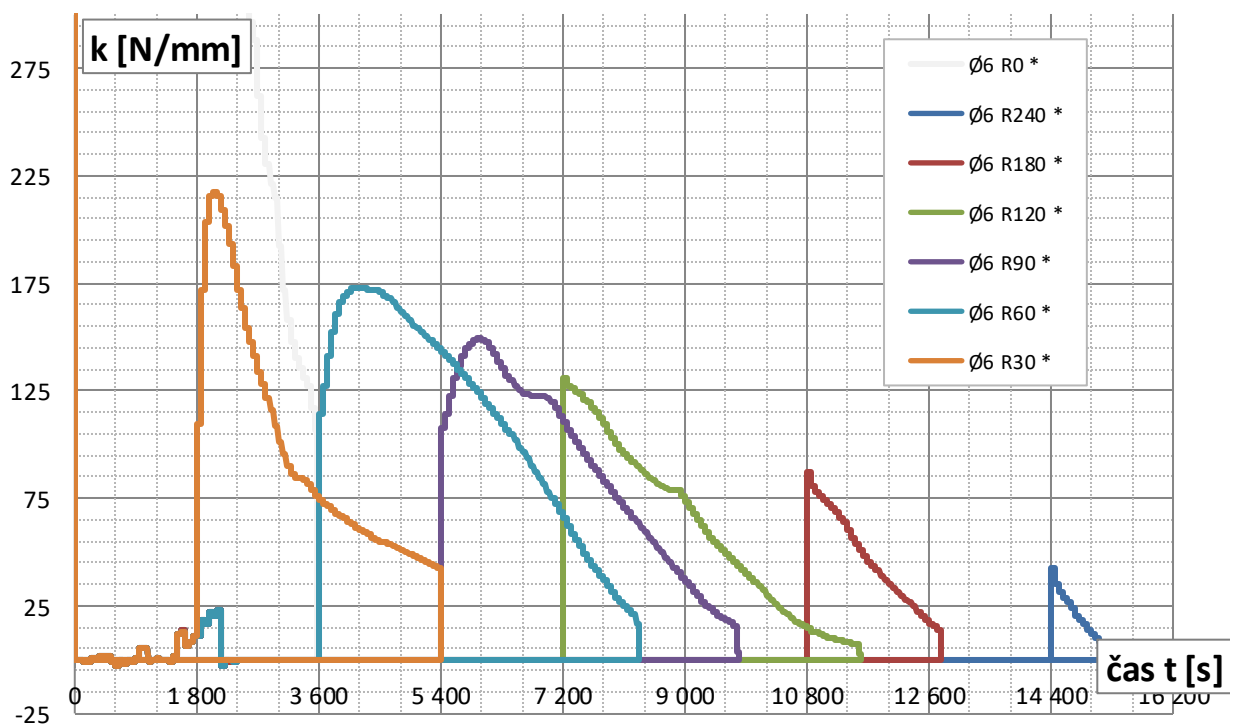
Graf 2.50 Časová závislosť zvislého priehybu v strede rozpätia dosky

Na grafe 2.50 vyššie je vidno, že pre prípady R0 a R30 vlastne došlo k neskonvergovaní výpočtu pri menšom zaťažení ako pre požiarom viac oslabené prípady - napr. R60. Rýchlosť silového zaťažovania bola rovnaká. Analýza pre prípady R0 a R30 spadla pri čase cca. 1 hodine od začiatku aplikácie silového zaťaženia (pre prípad R30 je začiatok aplikácie silového zaťaženia čas 1800 s). prípad R30 bol pritom teplotne oslabený. V prípade R60 však výpočet neskonvergoval v čase vyššom než je 1 hodina po iniciácii silového zaťaženia (to začalo v čase 3600 s). Tento prípad bol pritom oslabený teplotou ešte viac. Pre ďalšie prípady (časovej odolnosti vzostupne) dochádzalo postupne k spadnutiu výpočtu vždy pri menšom silovom zaťažení.

Ako medzný stav únosnosti konštrukcie je opäť uvažovaný čas pri dosiahnutí medzného priehybu $D = 356$ mm. Rýchlosť priehybu graficky vynesená nie je, nakoľko so sklonov jednotlivých kriviek je jasné že rýchlosť 15,8 mm/min - teda 158 mm/10min (1 dielik stupnice na časovej osi) prekonaná pred presiahnutím medzného priehybu určite nie je.

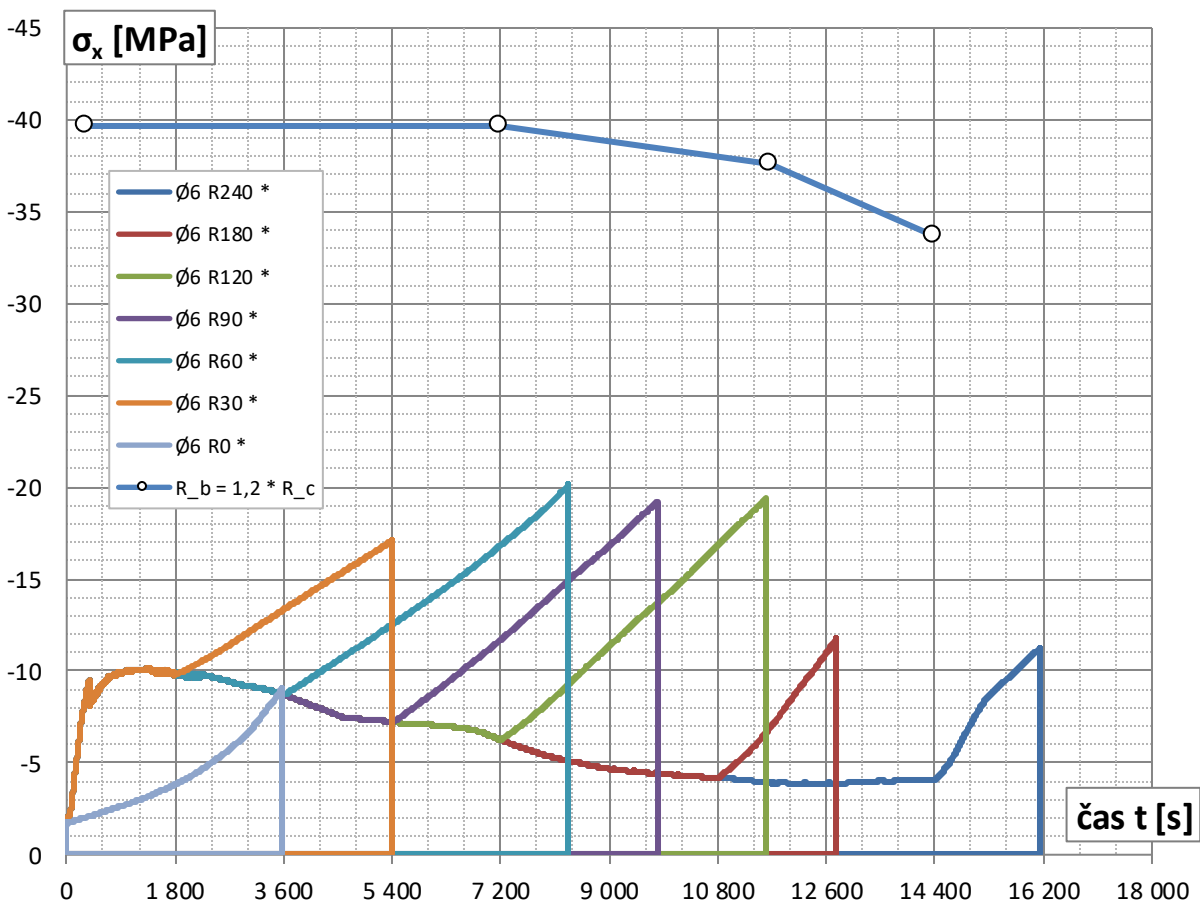


Graf 2.51 Priebeh podporovej reakcie F_y v závislosti na zvislom priehybe v strede rozpätia dosky

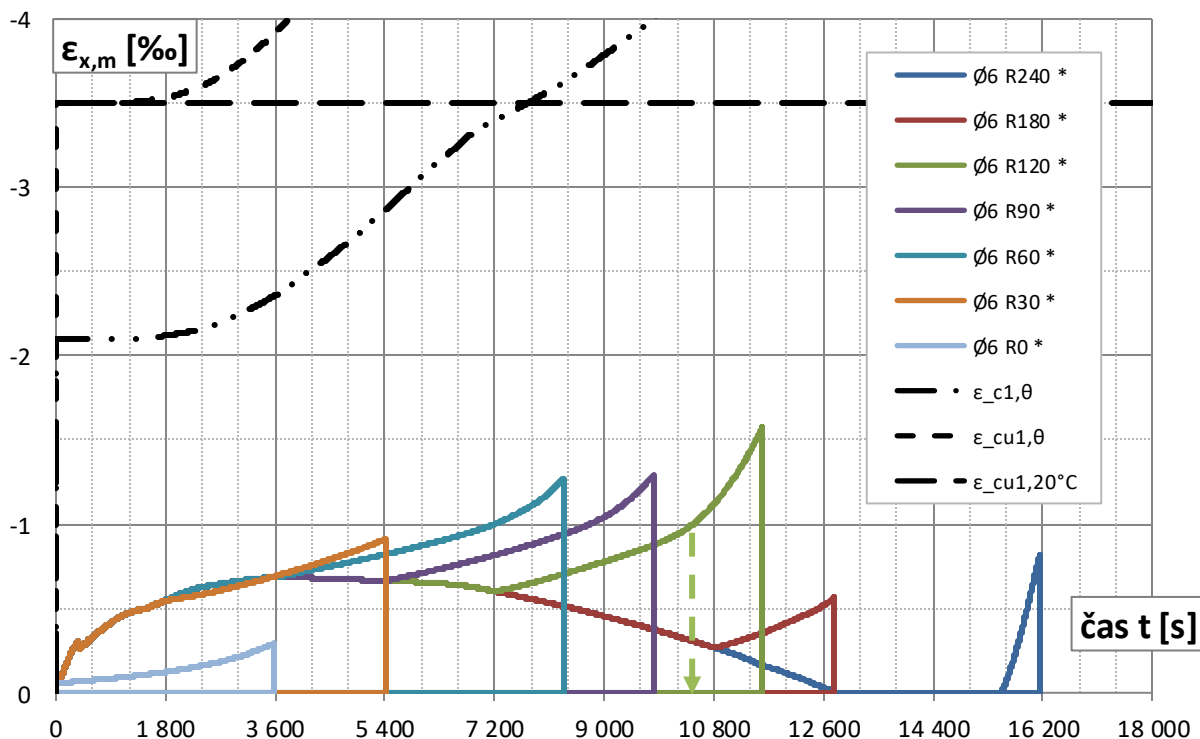


Graf 2.52 Časový priebeh tuhosti dosky pri rôznej intenzite oslabenia teplotou aritmeticky spriemerovaný po intervaloch 1 minúty

V prípade R30 možno pozorovať rýchlejší relatívny pokles tuhosti, kde z počiatočnej hodnoty tuhosti po požiarom oslabení cca. 210 N/mm došlo za čas 1800 s k poklesu na hodnotu cca. 75 N/mm, teda na 36%. Oproti tomu v prípade R60, ktorý bol intenzívnejšie požiarne oslabený, došlo za rovnaký čas k poklesu z cca. 170 N/mm na hodnotu 125 N/mm, teda relatívne na 73%. Tiež to vidno na sklone kriviek týchto prípadov. V ostatných prípadoch bol pokles tuhosti (z relatívneho hľadiska) tiež menší. Na rozdiel od vystuženia Ø8 hodnoty tuhosti pre prípad R0* majú po aritmetickom spriemerovaní monotónnejší priebeh (grafy 2.52 a 2.44).



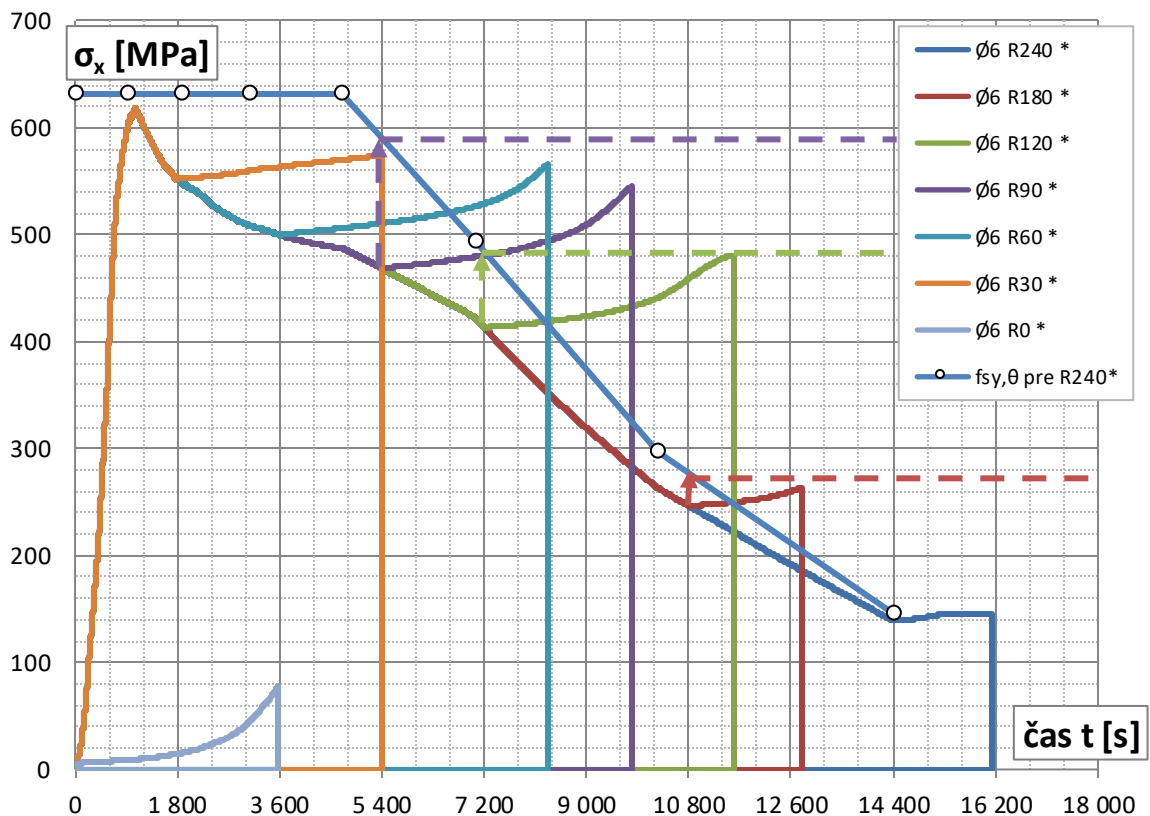
Graf 2.53 Časový priebeh normálového napätia v horných vláknach dosky v strede rozpätia



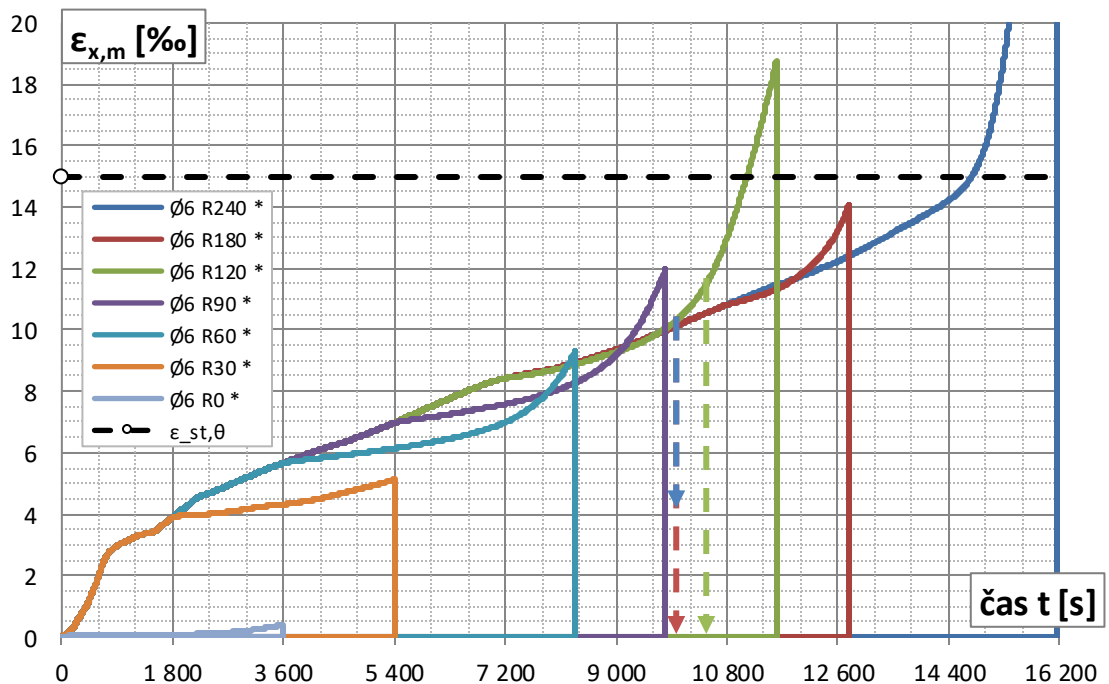
Graf 2.54 Časový priebeh pomernej mechanickej deformácie v horných vláknach dosky v strede rozpätia

Obdobne ako v predošlej analýze sa prípad ktorý bol najmenej silovo zaťažovaný, teda R240 správa v čase nad 12600 s pozoruhodne - hodnota pomernej mechanickej deformácie nadobudla na chvíľu kladné hodnoty. Aplikácia silového zaťaženia túto skutočnosť s odstupom času približne 1200 s napravila.

Napätia v horných vláknach betónu ako ani pomerné mechanické deformácie v týchto oblastiach nenadobúdajú významných hodnôt.



Graf 2.55 Časový priebeh napätí vo výstuži a medzné hodnoty



Graf 2.56 Časový priebeh pomernej mechanickej deformácie vo výstuži v strede rozpätia

V porovnaní s prípadom vystuženia Ø8 dosahovali hodnoty pomernej deformácie a napätí vo výstuži pri Ø6 vyšších hodnôt. Vidno, že medzný stav konštrukcie bol dosiahnutý pred nárastom pomernej mechanickej deformácie výstuže 1,5% (orientačná hodnota väčších deformácií).

Medza sklzu oceli nebola dosiahnutá v prípade R0, pre ktorý je z dôvodu menšieho vystuženia podľa ručných orientačných výpočtov predpokladané dosiahnutie napätia vo výstuži na medzi sklzu pred porušením konštrukcie (pre podobné prípady v kapitole 2.1.9 sa tento predpoklad však splnil). Predpokladané zaťaženie však prenesené bolo. Pri analýze konštrukcie však napätie vo výstuži nestúpa ihneď, ale je potrebný istý čas na aktiváciu výstuže. Pri ručných výpočtoch toto nie je uvažované. Veľkosť napätia vo výstuži bola však pred neskonvergovaním výpočtu pomerne malá (iba okolo 80 MPa). Tento prípad je ale menej vystužený a problematika neskonvergovania výpočtu môže mať i iné dôvody, ktoré však už bližšie skúmané nie sú.

2.3.4 Zhodnotenie výsledkov

V tabuľke 2.12 sú zhrnuté prípady v ktorých bolo aplikované očakávané ďalej nezvyšované prenesené silové zaťaženie. Po plnom uplatnení tohto zaťaženia bol ďalej zvyšovaný čas trvania požiaru. Pre prípady bez aditívneho označenia indexom "n" požiarne zaťaženie začalo až po aplikácii všetkého silového zaťaženia. jedná sa o všetky prípady Ø12 a niektoré prípady Ø8. Takýto postup je bližšie popísaný v 2.3.2.3. Pre prípady s aditívnym označením indexom "n" bolo požiarne zaťaženie aplikované v priebehu silového zaťažovania a po ňom ďalej pokračovalo - bližší popis v kapitole 2.3.3.2. Pre obe varianty je v jednotlivých prípadoch R30-R240 porovnávaný čas v ktorom došlo k medznému stavu únosnosti konštrukcie s predpokladaným časom dosiahnutia MSÚ podľa metódy izotermy 500 °C. V poslednom stĺpčeku je časová hodnota analýzou vyjadrená v %, pričom základ 100% je čas podľa izotermy 500 °C, resp. čas v sekundách pre jednotlivé prípady.

V prípade vystuženia Ø12 bol čas porušenia konštrukcie na základe analýzy rovný alebo vyšší ako predpokladaný čas pre všetky prípady okrem R30 (pozoruhodný je pokles rezervy pri postupnom zvyšovaní doby požiaru). Pri vystužení Ø8 tomu bolo podobne s tým rozdielom, že pre prípady nižších časových odolností bolo nutné pre dosiahnutie požadovaných časov zadať zaťaženia silové i požiarne naraz. Pre prípad R30 však toto tiež nedosahovalo predpokladaných výsledkov.

Ø12	zn.	q (kN/m ²)	čas (s)		(%)	Ø8	zn.	q (kN/m ²)	čas (s)		(%)
			i. 500°C	ansys					i. 500°C	ansys	
R30	—	39,5	1800	1200	67	R30 n	—	18,0	1800	1500	83
R60	—	33,0	3600	6600	183	R60 n	—	17,0	3600	6400	178
R90	—	28,0	5400	8200	152	R90 n	—	17,0	5400	6600	122
R120	—	25,0	7200	9000	125	R120 n	—	14,5	7200	7800	108
R180	—	16,0	10800	11500	106	R180	—	7,0	10800	9600	89
R240	—	9,0	14400	14400	100	R180 n	—	7,0	10800	10800	100
						R240	—	2,0	14400	13200	92

Tab. 2.12 Zhrnutie časov dosiahnutia porušenia nosnosti konštrukcie

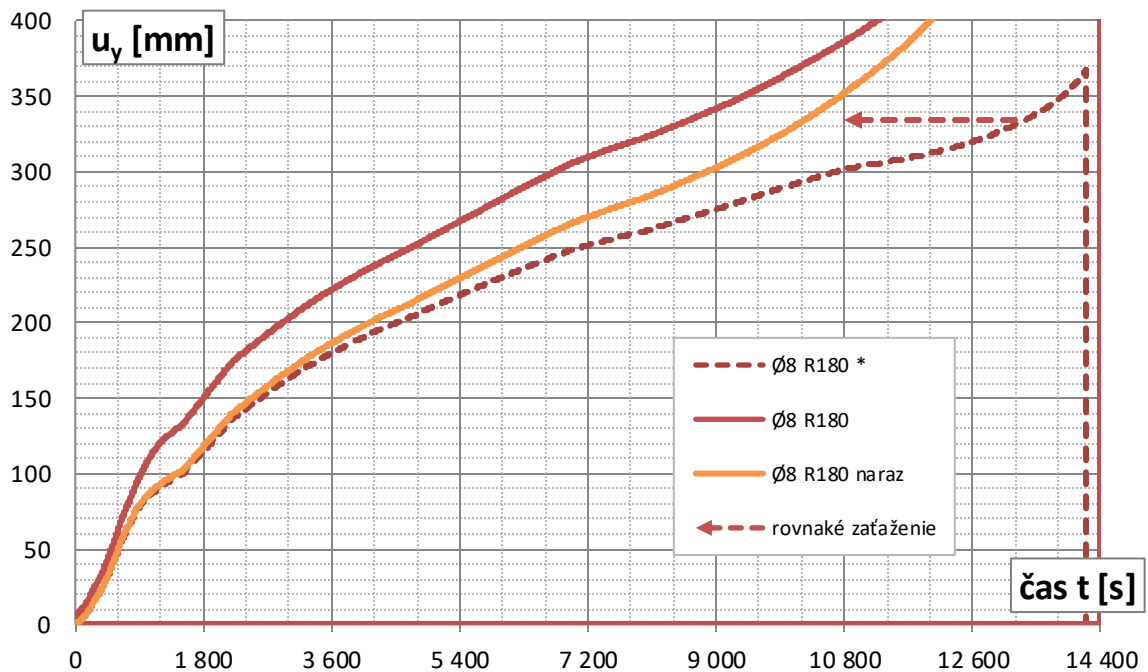
V tabuľke 2.13 sú zhrnuté výsledky analýz pre prípady vystuženia Ø8 a Ø6 pre opačnú variáciu zadávania zaťaženia - teda najprv teplotné oslabenie požiarom a potom silové zaťaženie q. V stĺpčeku celkový čas je čas medzného stavu únosnosti konštrukcie od začiatku analýzy. Vedľa s označením "apl.q" je čas, počas ktorého prebiehalo zvyšovanie silového plošného zaťaženia dosky = celkový čas mínus požiarne odolnosť prípadu. Rýchlosť zaťaženia bola vždy 10 kN/(m²hod), z čoho je určené zaťaženie q, ktoré pôsobilo pri dosiahnutí medzného stavu. Hodnota zaťaženia q očakávaného podľa metódy izotermy 500 °C je uvedená v ďalšom stĺpčeku. V poslednom stĺpčeku je pomer zaťaženia aplikovaného a očakávaného * 100%.

Možno konštatovať že pre oba spôsoby vystuženia Ø8 i Ø6 sa predpokladané hodnoty zaťaženia väčšinou podobali so zaťažienami pôsobiacimi v časoch porušenia pri analýzach. V prípade R180 a R240 pri vystužení Ø6 nastal medzný priehyb ešte počas požiarneho zaťaženia. Pre prípad R240 podľa metódy izotermy 500 °C konštrukcia pre daný spôsob oslabenia neprenesie ani vlastnú tiaž (v tabuľke je uvedená 0, no teoreticky by tam tiež mala byť nejaká záporná hodnota).

Ø8	zn.	čas (s)		q (kN/m ²)		(%)	Ø6	zn.	čas (s)		q (kN/m ²)		(%)
		celk.	apl.q	ansys	i. 500°C				celk.	apl.q	ansys	i. 500°C	
R0*	—	8000	8000	22,2	19,0	117	R0*	—	3600	3600	10,0	9,5	105
R30*	—	8700	6900	19,2	18,0	106	R30*	—	5400	3600	10,0	9,4	106
R60*	—	12300	8700	24,2	17,0	142	R60*	—	8300	4700	13,1	9,4	139
R90*	—	13200	7800	21,7	17,0	127	R90*	—	9700	4300	11,9	8,0	149
R120*	—	12900	5700	15,8	14,5	109	R120*	—	10300	3100	8,6	6,7	129
R180*	—	14000	3200	8,9	7,0	127	R180*	—	9900	-900	-2,5	2,4	X
R240*	—	14800	400	1,1	2,0	56	R240*	—	9900	-4500	-12,5	0,0	X

Tab. 2.13 Zhrnutie plošných zaťažení q pôsobiacich pri dosiahnutí porušenia nosnosti konštrukcie

Je nutné podotknúť, že pre všetky prípady v tejto kapitole bola pre betón použitá teplotná závislosť pomerného teplotného pretvorenia pri použití kremičitého kameniva. Za zváženie by stálo otestovať tiež definovanie pomernej teplotnej deformácie pri vápencovom kamenive. Prípadne pozmeniť polohu výstuže v priereze. Reálne by výstuž bola uložená o niečo bližšie k spodnej časti dosky než bolo uvážené. To z dôvodu jednoduchšej siete a definovania polohy výstužných prvkov. Tiež by jemnejšia sieť po výške prierezu mohla prispieť k lepším výsledkom a konvergencii výpočtov.



Graf 2.57 Grafické porovnanie zvislého priebehu v čase pre tri rôzne variácie aplikovania zaťaženia pre vybraný prípad analýzy odolnosti R180 dosky vystuženej Ø8

zn.	prípad	$u_y(t)$ [mm]	t [s]	pozn. k zaťaženiu ($g = \text{vl. tiaž}$)		
				1 s	10800 s	13320 s
--	Ø8 R180 *	334	13320	g	g + požiar 180 min	g + 7000 N/m² + požiar 180 min
—	Ø8 R180	386	10800	g + 7000 N/m ²	g + 7000 N/m² + požiar 180 min	g + 7000 N/m ² + požiar 222 min
—	Ø8 R180 naraz	352	10800	g	g + 7000 N/m² + požiar 180 min	g + 7000 N/m ² + požiar 222 min

Tab. 2.14 Rozšírená legenda ku grafu 2.57

Na grafe 2.57 možno pozorovať porovnanie troch rôznych variantov zadávania zaťaženia pri časovo závislej nelineárnej analýze. Porovnanie je zhotovené pre prípad vystuženia Ø8, požiaru odolnosť R180 a časovú závislosť zvislého priebehu konštrukcie dosky. Z dôvodov aplikovania zaťaženia rôznymi spôsobmi ale neplatí zhoda zaťaženia pre všetky tri prípady v rovnakom čase - zhrnutie vid' v tabuľke 2.14 vyššie. Pre prípady "R180" a "R180 naraz" malo aplikované zaťaženie rovnakú hodnotu až od času $t = 10800$ s. Pre prípad opačného zadávania zaťaženia označeného "R180*" také isté zaťaženie (ako v čase $t = 10800$ s pre predošlé 2 prípady) pôsobilo až v čase $t = 13320$ s. Teda táto hodnota je šípku v grafe znázornená na rovnaký čas. Rýchlosť silového zaťaženia pri časovo závislej analýze bola pritom pre "Ø8 naraz" nižšia - 2,3 kN/(m²hod) - než pre "Ø8*" kde bola 10 kN/(m²hod).

Z toho možno konštatovať, že konštrukcia sa správa z globálneho hľadiska najtuhšie práve pri aplikovaní zaťaženia opačným spôsobom (teda najprv požiarne oslabenie a potom silové zaťaženie) - ktoré však z reálneho hľadiska nedáva zmysel. V tomto prípade sa však analýzy správajú bližšie podľa predpokladov na základe metódy izotermie 500 °C. V prípadoch, v ktorých je zaťaženie zadané chronologicky správne (teda najprv silové a potom požiar) sa konštrukcia všeobecne správa mäkkšie a pre menšie spôsoby vystuženia a prípady menšej požiarnej odolnosti (ale teda vyššieho silového zaťaženia) dochádza k horším konvergenciám výpočtov počas analýz.

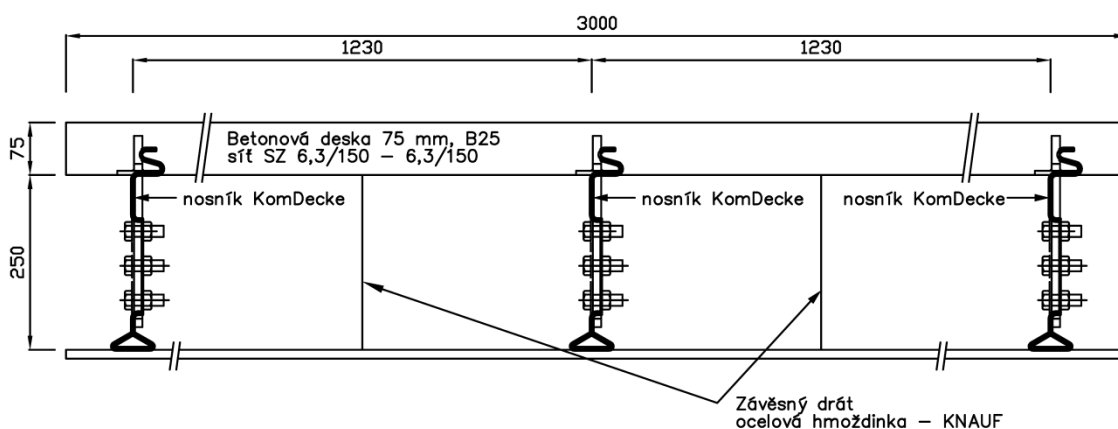
Zdá sa že medzi prípadmi chronologicky správnymi a prípadmi aplikovania zaťaženia naraz nie je až taký významný rozdiel po čase v ktorom je hodnota aplikovaných zaťažení rovnaká (vid' prípady "R180" a "R180 naraz" v grafoch kapitoly 2.3.3.2). To by však bolo nutné ešte overiť napr. pre konštrukciu vystuženú Ø12, v ktorej chronologicky správne zadané varianty zaťaženia dosahovali dobrých konvergencií a bolo by ich možné vzájomne porovnať s prípadnými variantmi zadania zaťaženia naraz. To ale ďalej v tejto práci analyzované nie je, nakoľko spomenuté prípady fungovali podľa očakávania a v tejto kapitole bol dosiahnutý cieľ hrubého overenia analýz zaťaženia konštrukcie požiarom na základe predpokladov podľa metódy izotermie 500 °C. Nadobudnuté skúsenosti sú ďalej zúročené v tretej kapitole.

3. Model spriahnutej oceľobetónovej konštrukcie

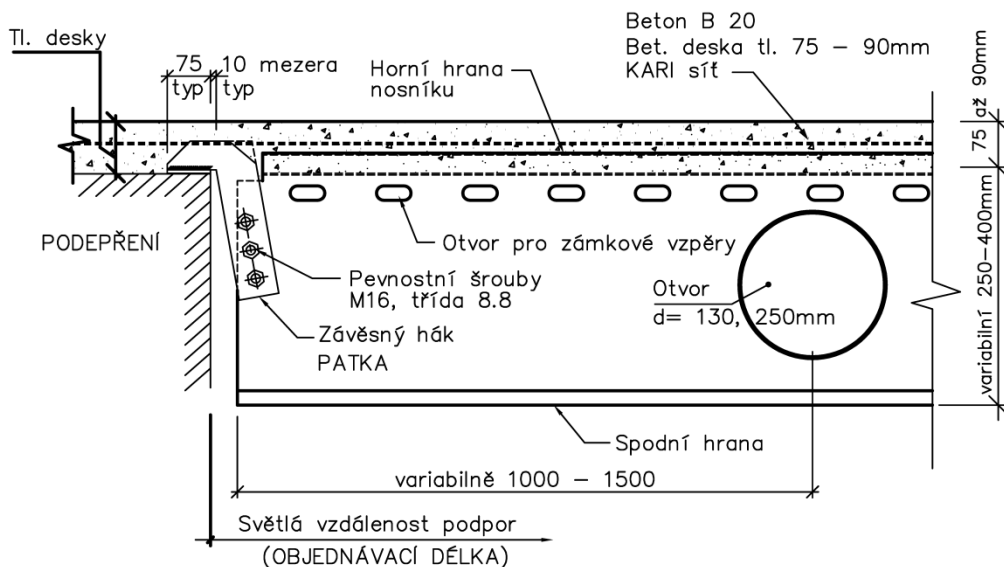
V tejto kapitole je analyzovaná požiarne odolnosť spriahnutej oceľobetónovej konštrukcie v tvare stropnej dosky kompozitného systému KomDecke®. Keďže sa jedná o starší systém (z roku cca. 2004), ktorý sa dnes už na českom trhu javí ako nedostupný, nakoľko na webe tiež nie je k nájdeniu, podklady k vypracovaniu tvorila hlavne literatúra (12).

Je analyzovaná konštrukcia s rovnakou, resp. veľmi podobnou geometriou ako konštrukcia popisovaná v literatúre (12) na ktorej bola vykonaná požiarne skúška. Na obr. 3.1 je znázornená geometria skúšanej konštrukcie v priečnom reze. Pozdĺžny rez skúšanej konštrukcie nebol k dispozícii, preto je geometria v pozdĺžnom smere uvažovaná na základe všeobecného detailu uloženia tejto strojnej konštrukcie z obr. 3.2.

V podkladoch (12) je uvedené, že bola vykonaná skúška požiarnej odolnosti tohto kompozitného stropného systému na vzorku rozmerov 6300×3000×392 mm, ktorý pozostával z troch oceľových pozinkovaných nosníkov KomDecke® K250 a monolitckej betónovej dosky hrúbky 75 mm. K oceľovým nosníkom bol pripravený podhlád KNAUF D 112 (priame závesy, rošt výšky 54 mm z profilov KNAUF CD 27×60×24 mm v pozdĺžnom i priečnom smere, SDK KNAUF GKB 12,5 mm s bandážovanými a pretmelenými špármi). Geometria je demonštrovaná na obr. 3.1. nižšie.



Obr. 3.1 Geometria požiarne skúšanej konštrukcie podľa podkladu (12)



Obr. 3.2 Detail uloženia stropnej konštrukcie podľa (12)

Ďalej podľa podkladov (12) je ako materiál betónovej dosky na ktorej bola vykonaná požiarne skúška použitý betón triedy B25, teda **C20/25**. Materiál oceľových nosníkov použitých na požiarne skúšanú konštrukciu nie je v (12) presne uvedený, avšak podľa všeobecného popisu výrobku v (12) boli nosníky s hrúbkou plechu 3 mm a vyrobené z oceli triedy S350GD alebo S550GD. Pre analýzu v tejto práci je teda ďalej uvažovaná trieda oceli tenkostenných nosníkov **S350GD**. Päťka (závesný hák) je z plechu hrúbky 12 mm a triedy oceli **S235**. Ostatná geometria je určená na základe obrázku 3.2.

Vlastná tiaž SDK podhľadu je na základe podkladov výrobcu (13) uvážená s hodnotou 15 kg/m², a to nezávisle na teplote.

V literatúre (12) nie sú bližšie informácie o priebehoch teplôt ani prípadných nameraných priehybov na skúšanej konštrukcii. Preto bude aj naďalej uvažované požiarne zaťaženie podľa normovej teplotnej krivky (kapitola 2.2.3).

Jednou z informácií ktoré boli k dispozícii je fakt, že v čase cca. 40 min. od začiatku skúšky došlo k pádu SDK podhľadu (podľa obr. 3.5).

Ďalej sú v publikácii (12) uvedené výsledky skúšok nasledovne:

Nosnosť (podľa ČSN EN (1363-1, čl. 11.1): 45 minút. Kritérium je doba, po ktorú skúšobný prvok zachováva svoju schopnosť niesť pri skúške skúšobné zaťaženie. Za porušenie nosnosti sa považuje prekročenie podmienky medzného priehybu a medznej rýchlosti priehybu.

Celistvosť (podľa ČSN EN (1363-1, čl. 11.2): 45 minút, bez porušenia.



Obr. 3.3 Stav stropu pred zahájením požiarnej skúšky - podľa literatúry (12)



Obr. 3.4 Odpadnutie SDK asi pri 40 min skúšky - podľa literatúry (12)

Izolácia (podľa ČSN EN (1363-1, čl. 11.3): 45 minút, bez porušenia. Kritérium je doba, po ktorú skúšobný prvok zachováva svoju deliacu funkciu, pričom na neohrievanej strane nie sú dosiahnuté teploty ktoré spôsobia:

- a) vzrast priemernej teploty nad počiatočnú priemernú teplotu o viac než 140 °C
- b) vzrast teploty v ktoromkoľvek mieste nad počiatočnú priemernú teplotu o viac než 180 °C.



Obr. 3.5 Stav stropu po skúške - podľa literatúry (12)

V tejto práci je analýza zameraná na overenie kritéria nosnosti.

Medzné hodnoty priehybu D a rýchlosti priehybu sú uvedené v kapitole 3.2.4 pri štrukturálnej analýze konštrukcie.

Postup:

V prvej časti 3.1 je popis analýzy teplotného poľa konštrukcie:

V kapitole 3.1.1 sú uvedené materiálové charakteristiky λ , c a ρ vzduchu a SDK. Pre betón i oceľ sú použité rovnaké hodnoty týchto veličín ako je popísané v kapitole 2.2.1.

Samotný obsah kapitol 3.1.2 a 3.1.3 nie je pre analýzu uvažovanej konštrukcie až tak významný. Je v nich popísaný proces zoznámenia sa s modelovaním prestupu tepla radiáciou medzi dvomi, resp. viacerými povrchmi. To bolo overené na jednoduchších modeloch pri statickej i časovo závislej "transient" analýze. Skúsenosti nadobudnuté na základe týchto jednoduchších modelov však boli ďalej použité pri modelovaní prestupu tepla žiarením analyzovanej konštrukcie. Čitateľ, ktorý sa týmto nechce zdržiavať môže pokračovať až záverom týchto kapitol v 3.1.3.3.

V časti 3.1.4 sú popísané zjednodušené 2D modely a výsledky teplotného poľa analyzovanej konštrukcie, ktoré zohľadňujú prechod tepla vedením a v čase pred pádom SDK podhľadu i žiarením vo vzduchovej vrstve. Sú získané teploty pre ďalšie zaťaženie konštrukcie s detailnejšie rozpracovanou geometriou (už v 3D), ktorá je popísaná v časti 3.1.5.

Kapitola 3.2 pojednáva o štrukturálnej časovo závislej analýze konštrukcie. Je použitá nelineárna analýza so zohľadnením veľkých deformácií. Postup je obdobný ako v kapitole 2.3.2.3. Najprv je aplikované zaťaženie silové (uvážené ako statické): vlastná tiaž, tiaž podhľadu a skúšobné rovnomerné zaťaženie. V ďalších krokoch výpočtu je po zapnutí časovej integrácie krokov postupne aplikované požiarne zaťaženie teplotou na základe teplotného poľa získaného analýzou v predchádzajúcej časti 3.1.5.

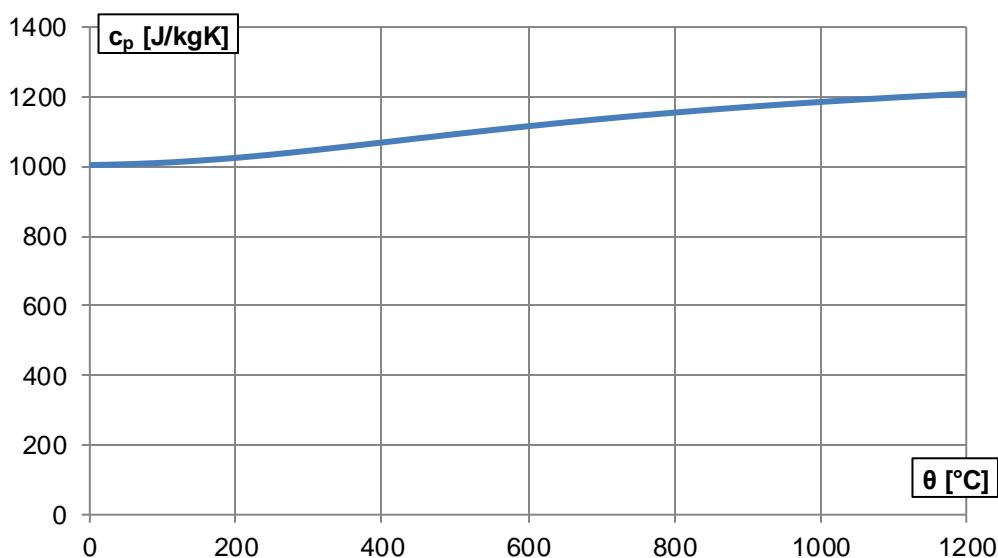
3.1 Tepelná analýza

3.1.1 Materiálový model

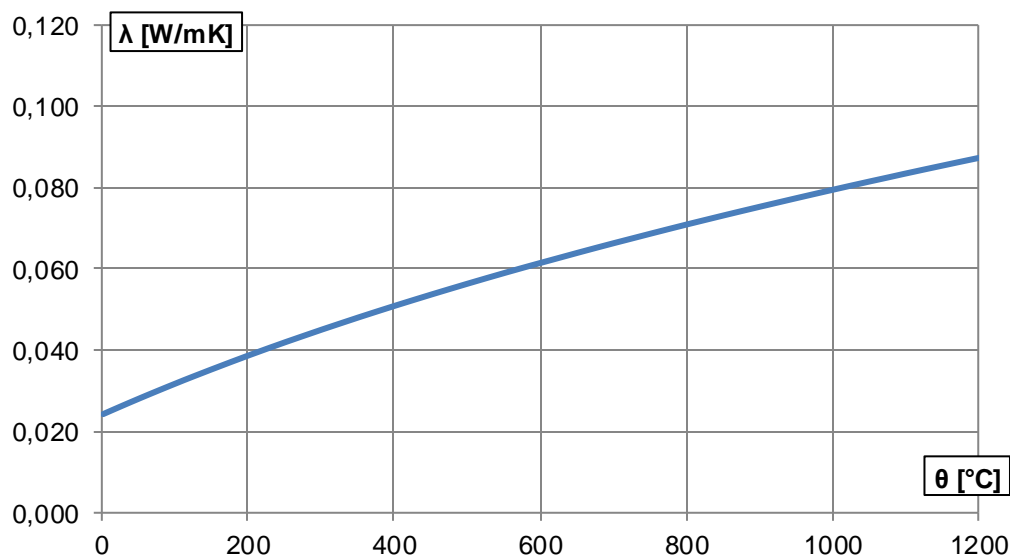
Pre nestacionárnu tepelnú analýzu sú použité materiálové charakteristiky betónu a oceli definovaného rovnako ako v kapitole 2.2.1. Pre vzduch a sadrokartón sú rovnako uvažované materiálové charakteristiky λ , c a ρ v závislosti na teplote.

3.1.1.1 Vzduch

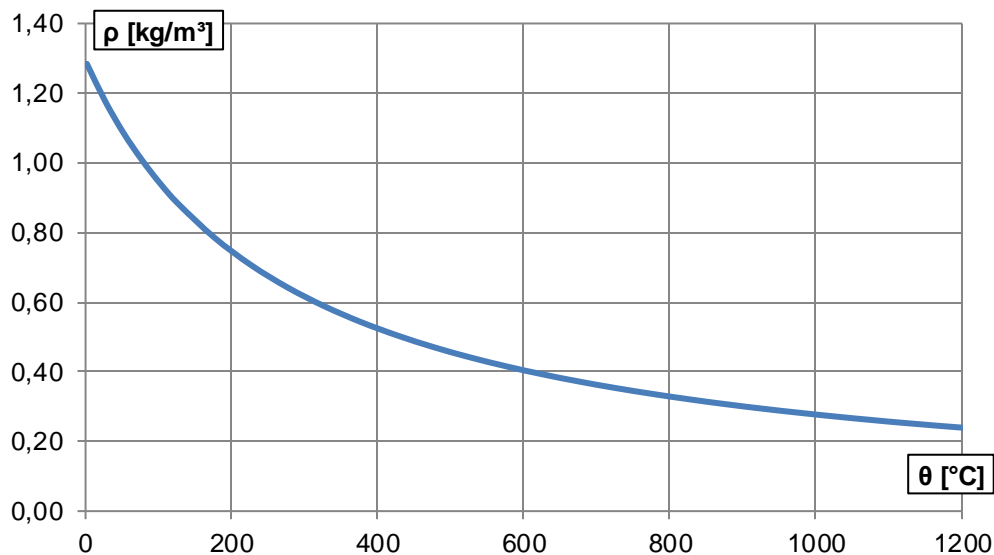
Materiálové vlastnosti vzduchu sú uvažované podľa webovej stránky (14). Je použitá izobarická merná tepelná kapacita c_p (nie izochorická), nakoľko sa uvažovaná vzduchová vrstva v skladbe konštrukcie nepovažuje ani za hermeticky uzatvorenú oblasť ani by nebolo plynu v tejto oblasti nijako zabránené rozpínať sa. Všetky materiálové charakteristiky sú uvážené pri tlaku 1 atmosféry.



Graf 3.1 Izobarická merná tepelná kapacita vzduchu pri tlaku 1 atmosféry v závislosti na teplote



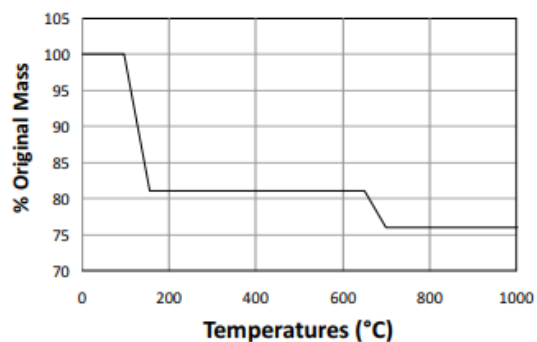
Graf 3.2 Súčiniteľ tepelnej vodivosti vzduchu v závislosti na teplote pri tlaku 1 atmosféry



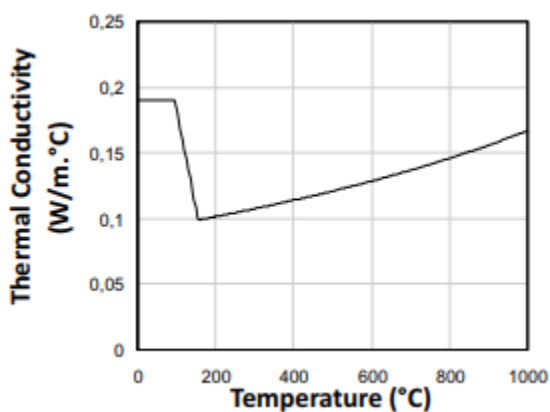
Graf 3.3 Hustota vzduchu v závislosti na teplote pri tlaku 1 atmosféry

3.1.1.2 SDK panel

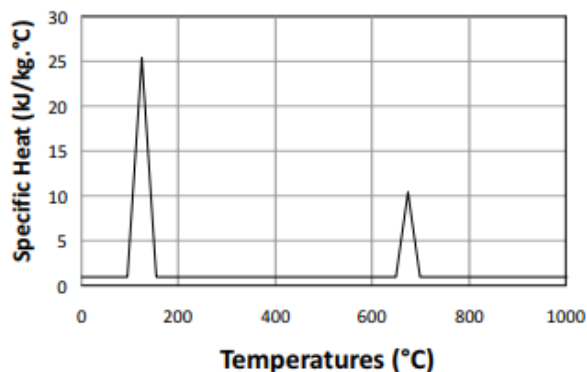
Teplotná závislosť materiálových charakteristík je inšpirovaná článkom (15). Súčiniteľ tepelnej vodivosti λ je pri bežnej teplote uvažovaný s hodnotou 0,22 W/mK podľa technického listu sadrovej dosky Knauf Fireboard pre protipožiarnu ochranu - zdroj (13). Ďalej v závislosti na teplote je uvažovaný pomerovo podľa obrázku 3.7. Hustota SDK je pri bežnej teplote uvažovaná 780 kg/m³. Pozn.: bola uvážená obdobná doska ponúkaná na trhu v roku 2018, nakoľko technické listy k starším materiálom neboli na webových stránkach k nahliadnutiu.



Obr. 3.6 Závislosť hustoty SDK na teplote podľa (15)



Obr. 3.7 Závislosť tepelnej vodivosti SDK na teplote podľa (15)



Obr. 3.8 Závislosť mernej tepelnej kapacity SDK na teplote podľa (15)

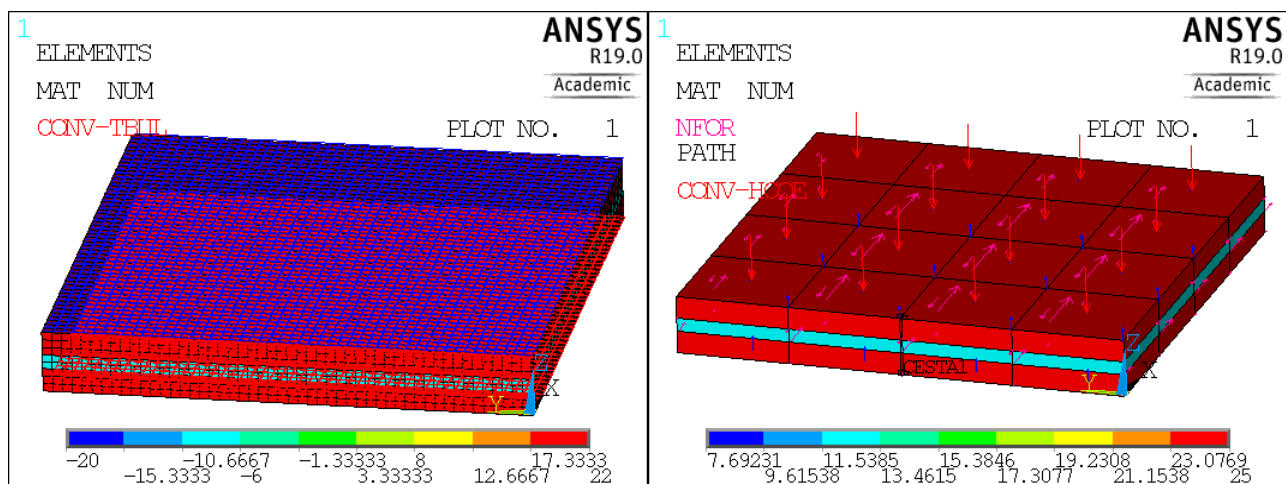
3.1.2 Overenie radiácie medzi povrchmi a zadania emisivity povrchov na statickej teplotnej analýze

Pre nadobudnutie skúseností s modelovaním prenosu tepla radiáciou medzi dvoma, resp. viacerými povrchmi bol najprv uvažovaný prípad stacionárneho tepelného prestupu konštrukciu za pomerne bežných teplôt. Jedná sa o sendvičovú skladbu konštrukcie v tvare dvoch betónových dosiek hrúbky 12,5 mm oddelených 7,5 mm vzduchovou medzerou. Teplotné zaťaženie je definované ako konvekcia s teplotou 22 °C na "interiérovej" strane a -20 °C na strane exteriéru. Odpor pri prestupe tepla na interiérovom povrchu je uvažovaný $R_{si} = 0,13 \text{ m}^2\text{K/W}$ a odpor pri prestupe tepla na exteriérovom povrchu $R_{se} = 0,04 \text{ m}^2\text{K/W}$. Súčiniteľ tepelnej vodivosti pre betón je uvažovaný $\lambda_c = 1,36 \text{ W/mK}$ a pre vzduch $\lambda_a = 0,0243 \text{ W/mK}$. Je modelovaný výsek o rozmeroch 250×250 mm. Na tvorbu siete sú použité prvky typu SOLID70.

Ručným výpočtom je stanovené rozdelenie teplôt v skladbe konštrukcie pri zanedbaní prenosu tepla radiáciou medzi dvomi betónovými povrchmi. Výsledky možno vidieť v tabuľke 3.2. Obdobným výpočtom je stanovené rozdelenie teplôt v prípade, že sa odpor vzduchovej vrstvy o hrúbke 7,5 mm uvažuje podľa tabuľky 10 literatúry (16), teda ako náhradný odpor vzduchovej vrstvy so zohľadneným prenosom tepla žiarením. Tieto výsledky sú k dispozícii v tabuľke 3.1.

Tvorba modelu podľa návodu (1):

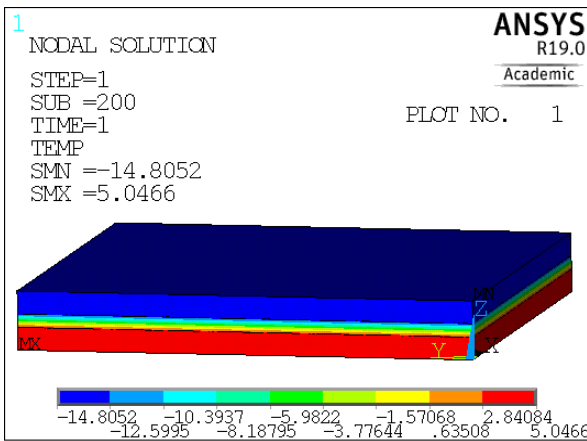
Plochy na ktorých je prenos tepla žiarením modelovaný sú pokryté prvkami SHELL131, s nastavením KEYOPT,131,3,2. Normály týchto plošných elementov musia byť nastavené vždy smerom k sebe. Ďalej je príkazom /AUX12 prepnutie do prostredia definovania pomocnej matice pohľadových faktorov. Je definovaná emisivita všetkých povrchov ako $\epsilon = 1$, teda povrchy sú idealizované na absolútne čierne telesá. Pre tento prípad, kde sa žiadne z plôch navzájom nezakrývajú je nastavená procedúra výpočtu matice na tzv "non-hidden", príkaz VTYPE,1. Štefan Boltzmanova konštanta je definovaná pre jednotky SI hodnotou STEF,5.67e-8. Ofset teplôt uvažovaných v analýze (stupnica °C) je od absolútnej nuly posunutá príkazom TOFFST,273.15. Ďalej príkazom WRITE,matica je vygenerovaná matica pohľadových faktorov. Po spätnom prepnutí do prostredia preprocesoru je definovaný tzv. "superelement ET,50,MATRIX50 s kľúčovou vlastnosťou KEYOPT,50,1,1. Matica sa po prepnutí na TYPE,50 načíta príkazom SE,matica. Prvky SHELL131 sa pred spustením výpočtu buď odoberú alebo vymažú.



Obr. 3.9 Tvar siete KP skúšobného modelu: vľavo hustá; vpravo redšia.

Veľkosť hrany elementu KP v tomto prípade nehral výraznú rolu. Pribeh teplôt bol takmer rovnaký v oboch prípadoch jemnejšej i hrubšej siete. Jemná sieť mala rozmer hrany elementu max. 5 mm. Hrubšia sieť mala najdlhší rozmer hrany elementu až 62,5 mm (obr. 3.9 vpravo).

V návode softvéru (1) je uvedený fakt že v prípade modelovania prenosu tepla žiarením nie je vhodné využiť symetrické okrajové podmienky ani výseky konštrukcie a model je nutné vytvoriť v celej veľkosti. Pri modelovaní časti konštrukcie môže dôjsť k nereálnym výsledkom. Avšak v tomto uvažovanom prípade je vzduchová medzera šírky 7,5 mm relatívne malá v porovnaní s rozmermi plôch na ktorých je definovaný prenos tepla žiarením (hrana 250 mm). Pre zohľadnenie modelu výseku konštrukcie boli plochy s definovaným radiačným prenosom tepla definované i po výške vzduchovej medzery na jej obvode.

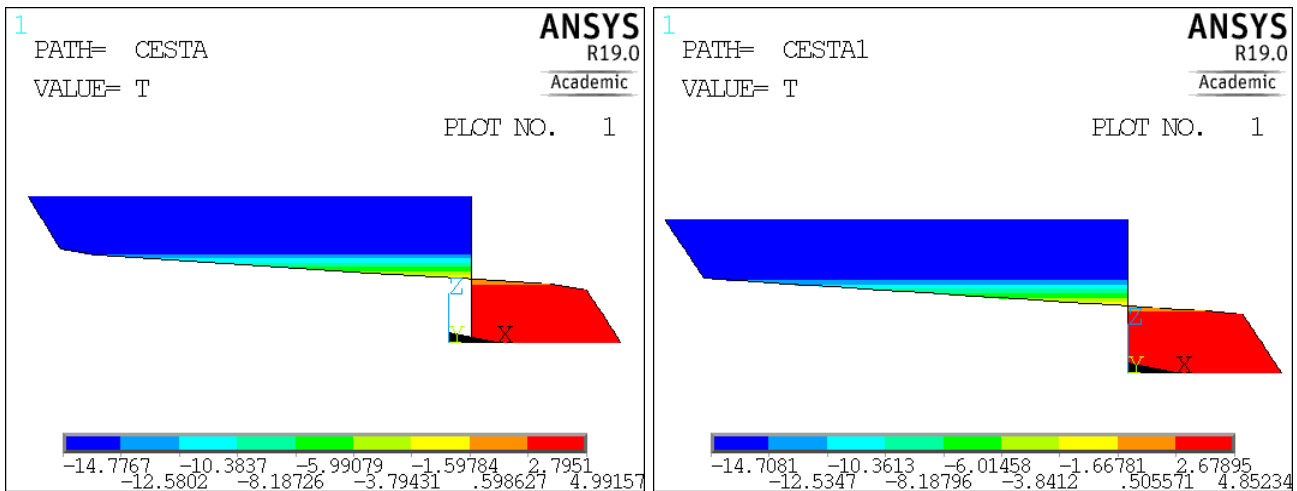


Obr. 3.10 Rozloženie teplôt v konštrukcii pri jemnej sieti

Výsledky statickej analýzy sú vidno na obrázku 3.10. Možno konštatovať že rozloženie teplôt je takmer rovnaké s predpokladom ručného výpočtu - vid' tabuľka 3.1.

Z toho možno usúdiť správnosť predpokladu malej chyby analýzy pri modelovaní výseku konštrukcie so šírkou dostatočne veľkou vzhľadom na šírku (resp. výšku) vzduchovej medzere.

Rozloženie teplôt jednotlivých povrchov nebolo dokonale rovnomerné - menšie odchýlky však neboli výrazné. Tiež neboli výrazné rozdiely v teplotách pri rôznych veľkostiach siete KP (Obr. 3.9). To je tiež demonštrované na priebehu teplôt v rezoch po výške - Obr. 3.11. Poloha rezu vid' "cetsa1" na obr. 3.9 vpravo. Rez v prípade jemnejšej siete bol vedený rovnako.



Obr. 3.11 Priebeh teplôt po výške: vľavo pri jemnej sieti; vpravo hrubej

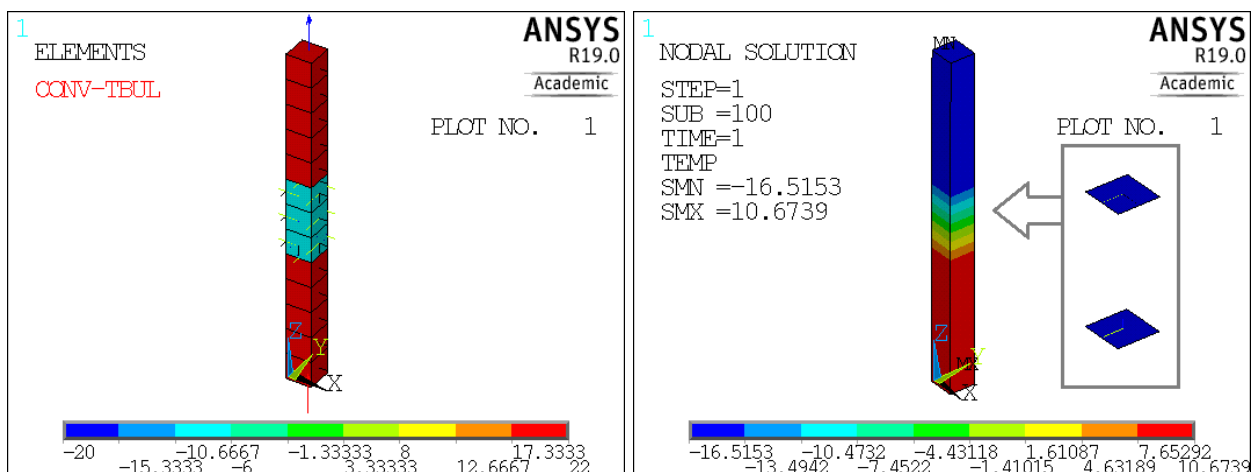
konštrukčná vrstva		d	λ	R [m ² K/W]		θ [°C]		
n	charakteristika vrstvy	[mm]	d [m]	[W/mK]		kumulatívne	$\theta_{e=}$	
							-20	
1	exteriérová prestupová oblasť	-	-	-	R _{se} =	0,04000	0,0400	-14,778
2	betón	12,5	0,0125	1,3600		0,00919	0,0492	-13,578
3	uzavretá vzduchová vrstva	7,5	0,0075	0,0563	R _v =	0,13333	0,1825	$\theta_{n;n+1} =$
4	betón	12,5	0,0125	1,3600		0,00919	0,1917	3,829
5	interiérová prestupová oblasť	-	-	-	R _{si} =	0,13000	0,3217	5,028
					R _c =	0,32172		22,000
							$\theta_{i=}$	22

Tab. 3.1 Ručný výpočet priebehu teplôt v konštrukcii pri uvážení prenosu tepla žiarením vo vzduchovej medzere použitím náhradného odporu podľa (16)

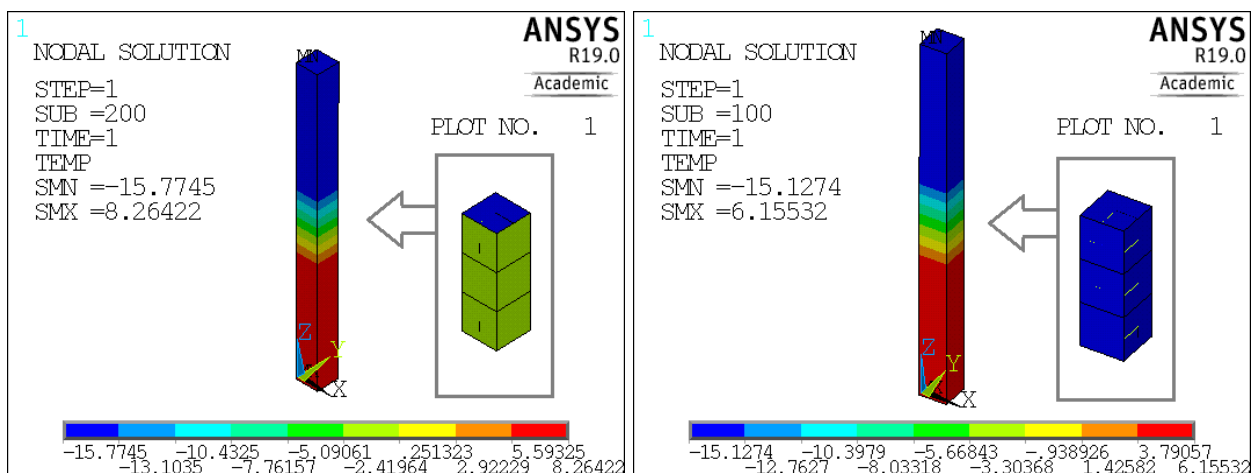
konštrukčná vrstva		d	λ	R [m ² K/W]		θ [°C]		
n	charakteristika vrstvy	[mm]	d [m]	[W/mK]		kumulatívne	$\theta_{e=}$	
							-20	
1	exteriérová prestupová oblasť	-	-	-	R _{se} =	0,04000	0,0400	-16,620
2	betón	12,5	0,0125	1,3600		0,00919	0,0492	-15,843
3	uzavretá vzduchová vrstva	7,5	0,0075	0,0243		0,30864	0,3578	$\theta_{n;n+1} =$
4	betón	12,5	0,0125	1,3600		0,00919	0,3670	10,238
5	interiérová prestupová oblasť	-	-	-	R _{si} =	0,13000	0,4970	11,015
					R _c =	0,49702		22,000
							$\theta_{i=}$	22

Tab. 3.2 Ručný výpočet priebehu teplôt v konštrukcii pri zanedbaní prenosu tepla žiarením vo vzduchovej medzere

Pre bližšie preskúmanie vhodnosti pomeru šírky modelovaného výseku konštrukcie vzhľadom na šírku vzduchovej medzery bol vyhotovený model so šírkou veľkosti 1 elementu o hrane dĺžky 2,5 mm. Tiež bolo bližšie preskúmané zadanie emisivity elementov na plochách plášťa hranola vzduchovej medzery, resp. absencia týchto elementov. Emisivita na vodorovných plochách (podstavách hranola vzduchovej vrstvy) bola vždy zadaná $\epsilon = 1$.



Obr. 3.12 Vľavo: tvar siete a teplotné zaťaženie; vpravo: priebeh teplôt pri absencii elementov s definovanou emisivitou po plášti stredného vzduchového hranola

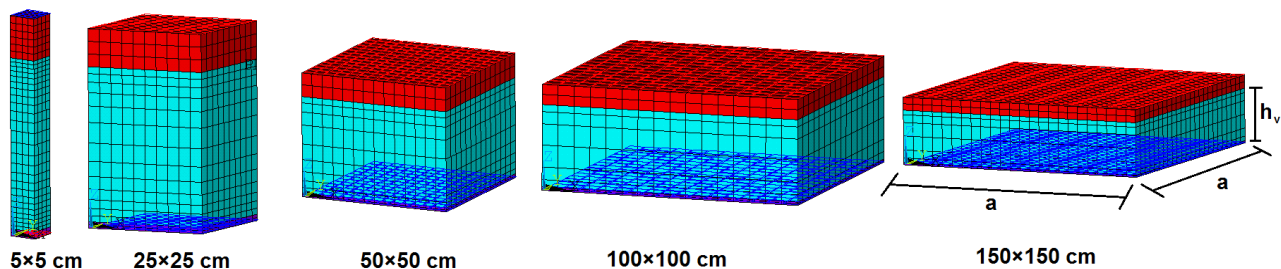


Obr. 3.13 Vľavo: priebeh teplôt pri hodnote $\epsilon = 0$ (resp. $1E-16$) pre elementy na plášti hranola; vpravo: priebeh teplôt pri hodnote $\epsilon = 1$ pre elementy na plášti hranola

Na základe priebehu teplôt demonštrovaných na obrázku 3.13 vpravo možno usúdiť, že výrazné zníženie šírky modelovaného výseku má vplyv na výsledky analýzy pri ustálenom stave. Pri emisivite na všetkých povrchoch s hodnotou 1 a pri rovnakom teplotnom zaťažení boli povrchové teploty na teplejšej strane konštrukcie v prípade širšieho výseku (obr. 3.10 a 3.11) okolo $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ a na chladnejšej strane okolo $-14,8\text{ }^{\circ}\text{C}$. V prípade úzkeho úseku to bolo okolo $6,2\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $-15,12\text{ }^{\circ}\text{C}$. Pomer šírky vzduchovej vrstvy k šírke modelu bol pritom v úzkom modeli až $7,5 / 2,5 = 3$. V prípade širšieho modelu $7,5 / 250 = 0,03$.

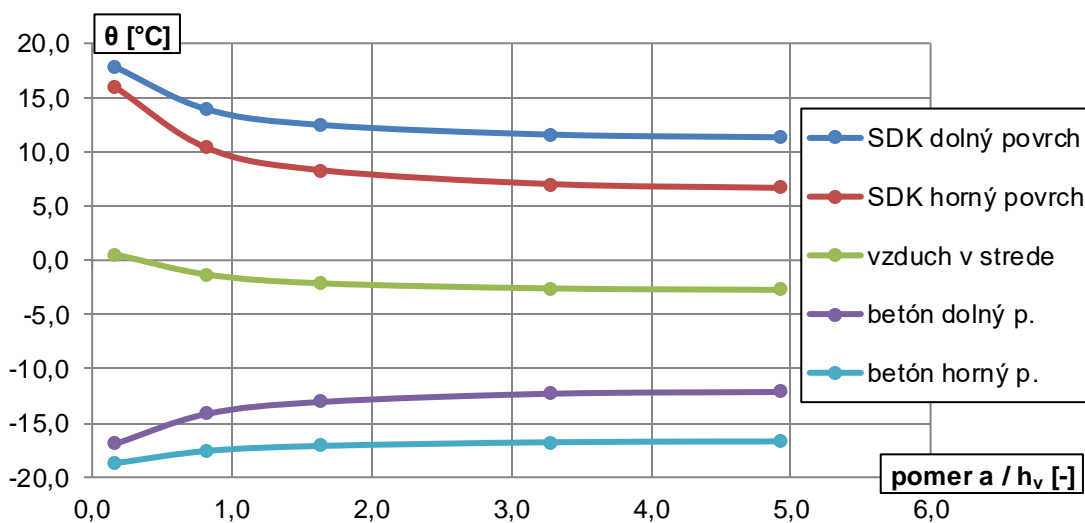
Výraznejší rozdiel v priebehu teplôt je pri definovaní emisivity s hodnotou 0 (resp. veľmi blízkej 0) na povrchoch plášťa vzduchového hranola - obr. 3.13 vľavo. V tomto prípade sú povrchy uvažované ako absolútne biele teleso, teda odrážajú všetko elektromagnetické infračervené žiarenie, ktoré na ne dopadá z menšej plochy (spodnej a hornej vodorovnej). Táto skladba sa z globálneho hľadiska správa ako lepší izolant - povrchové teploty na ohrievanej strane ($22\text{ }^{\circ}\text{C}$) sú väčšie. Ako najlepší izolant sa správa prípad z obr. 3.12 vpravo, kde plochy s emisivitou na plášti hranola vôbec nie sú definované - teda žiarenie je realizované len medzi hornou a dolnou vodorovnou plochou. Keďže sa však jedná o 3D problematiku, žiarenie je z plôch emitované do všetkých strán, teda pri výraznejšej vzdialenosti týchto plôch väčšinou "mimo model". Tento prípad mal najvyššiu povrchovú teplotu na ohrievanej strane $10,67\text{ }^{\circ}\text{C}$, ktorá sa takmer rovnala teplote $11,02\text{ }^{\circ}\text{C}$ (tab. 3.2) pri úplnom zanedbaní prenosu tepla žiarením. K najintenzívnejšiemu prehriatiu chladnejšej dosky pri ustálenom stave prenosu tepla dochádza pri definovaní $\epsilon = 1$ na všetkých stranách plášťa vzduchového hranola.

Ďalej je bližšie zistený vplyv veľkosti modelovaného výseku konštrukcie na priebeh teplôt. Pre konštrukciu skladby (zospodu): 12,5 mm sadrokartónový podhľad; 304 mm vzduchová medzera a 75 mm železobetónová doska. Bolo zhotovených 5 porovnávacích modelov, všetky s rovnakou výškou a s rozličnou veľkosťou hrany podstavy v tvare štvorca a - vid' obr. 3.14. Výška $h_v = 30,4\text{ cm}$. veľkosti hrany a sú postupne 5, 25, 50, 100 a 150 cm.



Obr. 3.14 Geometria a tvar siete KP modelov pre porovnanie vplyvu veľkosti pomeru a / h_v

Tepelné zaťaženie je definované tak isto ako v predošlých prípadoch, teda ako konvekcia s teplotou $22\text{ }^{\circ}\text{C}$ na spodnej strane (spodná strana podhľad) a $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ na strane hornej. Odpor pri prestupe tepla na spodnom (interiérovom) povrchu je uvažovaný $R_{si} = 0,13\text{ m}^2\text{K/W}$ a odpor pri prestupe tepla na hornom (exteriérovom) povrchu $R_{se} = 0,04\text{ m}^2\text{K/W}$. Je dedefinovaný súčiniteľ tepelnej vodivosti pre SDK uvažovaný ako $\lambda = 0,22\text{ W/mK}$. Po statickej termálnej analýze sú sledované teploty v 5 miestach konštrukcie vždy v strede plochy $a \times a$ a to: spodný a horný povrch SDK, stred vzduchovej vrstvy, spodný a horný povrch betónovej dosky. Závislosť teplôt týchto bodov v závislosti na pomere a / h_v je demonštrovaný na grafe 3.4.



Graf 3.4 Závislosť teploty v sledovaných bodoch konštrukcie pri rôznom pomere a / h_v

Na základe tvaru kriviek grafu 3.4 bolo usúdené, že použitie výseku modelu s veľkosťou hrany $a = 50\text{ cm}$ pri šírke vzduchovej medzery $h_v = 30,4\text{ cm}$, teda pomere $a / h_v = 1,67$ nedochádza v prípade statickej termálnej analýzy k výraznej chybe vo výsledkoch.

3.1.3 Zhodnotenie radiácie medzi povrchmi pri časovo závislej tepelnej analýze

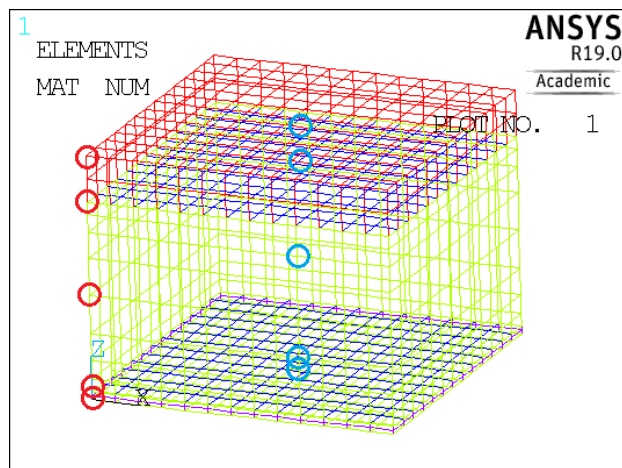
3.1.3.1 Použité modely

Na základe skúseností z predošlej kapitoly bola prevedená časovo závislá teplotná analýza modelu 3D výseku skladby konštrukcie uvažovanej nasledovne (zdola): $12,5\text{ mm}$ SDK podhľad, 304 mm vzduchová medzera a 75 mm betón. Na spodný povrch SDK podhľad bolo aplikované požiarne zaťaženie rovnakým spôsobom ako je to popísané v kapitole 2.2.3 (cez žiarenie na prvky SURF152 z bodu s definovanou teplotou závislou v čase a časovo premenlivou konvekciou na dané elementy). Pre porovnanie výsledkov boli tiež zhotovené viaceré modely ohľadom definovania emisivity v rámci uzavretej vzduchovej medzery ako i veľkosti hrany podstavy a (def. v obr. 3.14).

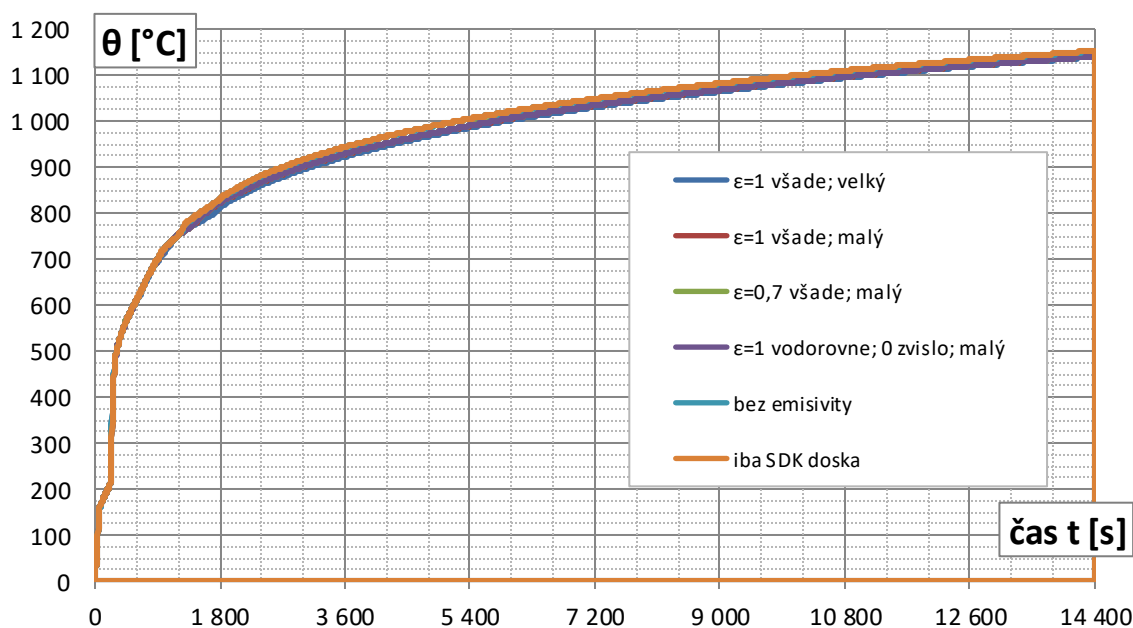
V legendách grafov nasledujúcej kapitoly 3.1.3.2 sú modely v závislosti na veľkosti hrany a označené slovnými pojmami: "veľký" = model s rozmerom hrany $a = 123\text{ cm}$; "malý" je s hranou $a = 5\text{ cm}$ a "stredný" s $a = 50\text{ cm}$. Ďalej pod skratkou " $\varepsilon = 1$ všade" je myslené idealizovanie všetkých povrchov v kontakte so vzduchovou vrstvou na ideálne čierne teleso, tak ako demonštruje obr. 3.13 vpravo. Uváženie zvislých povrchov ako ideálne biele teleso je v prípade označenom s " $\varepsilon = 0$ zvislo". V prípade "bez emisivity" je prenos tepla radiáciou cez vzduchovú vrstvu úplne zanedbaný. Vo variante "iba SDK doska" je analyzovaný prenos tepla iba cez SDK podhľad hrúbky $12,5\text{ mm}$ kde je zanedbaný vzduch i betón nad podhľadom.

3.1.3.2 Grafické výstupy

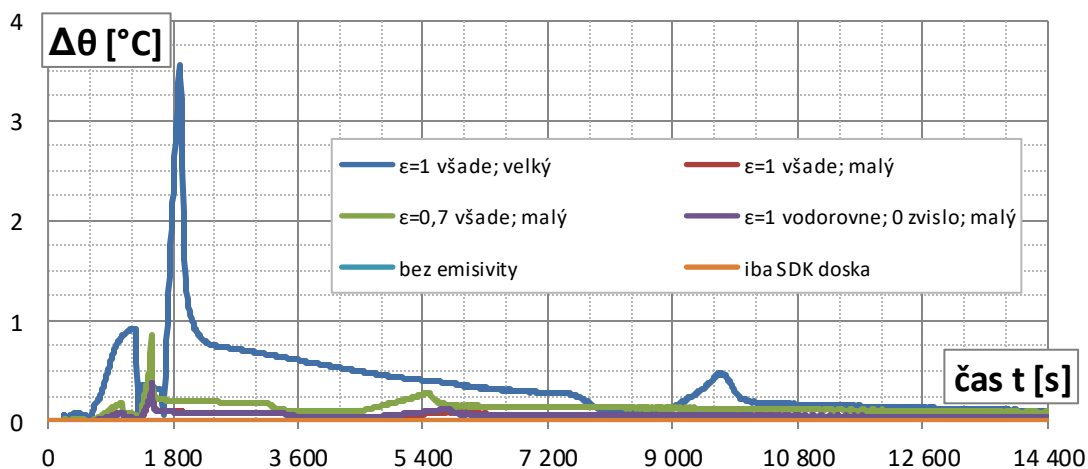
V tejto kapitole sú vyobrazené časové priebehy teplôt v sledovaných bodoch, tak ako to demonštruje obrázok 3.15. Jedná sa teda o body v priereze sklady: Spodný povrch SDK; horný povrch SDK; bod vo vrstve vzduchu cca. v strede výšky tejto vrstvy; bod na spodnej strane betónovej dosky a bod na hornej hrane betónovej dosky. Teploty v daných miestach (výškach) boli sledované v dvoch rozdielnych zvislých rezoch modelovaného výseku konštrukcie a to v strede tohto výseku (modré krúžky na obrázku 3.15) a na kraji (červené krúžky). V grafických výstupoch sú zohľadnené výsledky z krajných bodov (červené), a potom rozdiely v jednotlivých výškach medzi hodnotami na kraji a v strede (v absolútnych hodnotách), nakoľko rozdiely vo väčšine prípadov neboli výrazné a grafy by vyzerali veľmi podobne.



Obr. 3.15 Body monitoringu teplôt

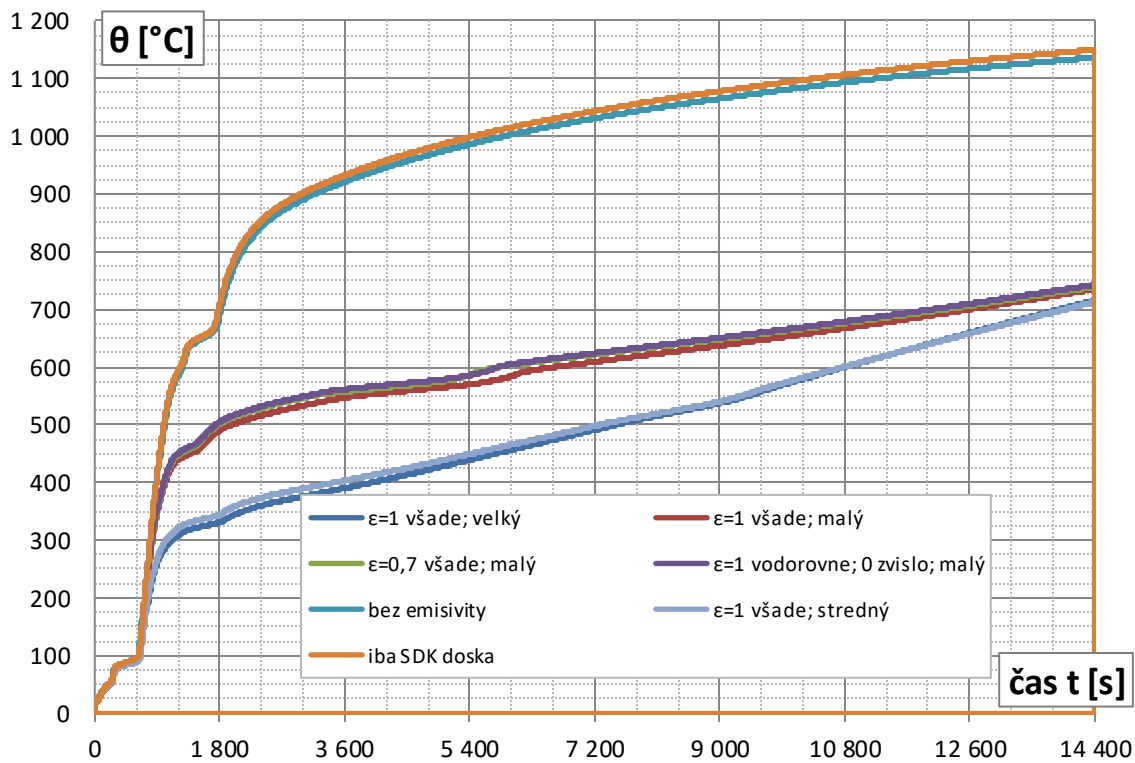


Graf 3.5 Časový priebeh teploty na spodnom kraji SDK dosky

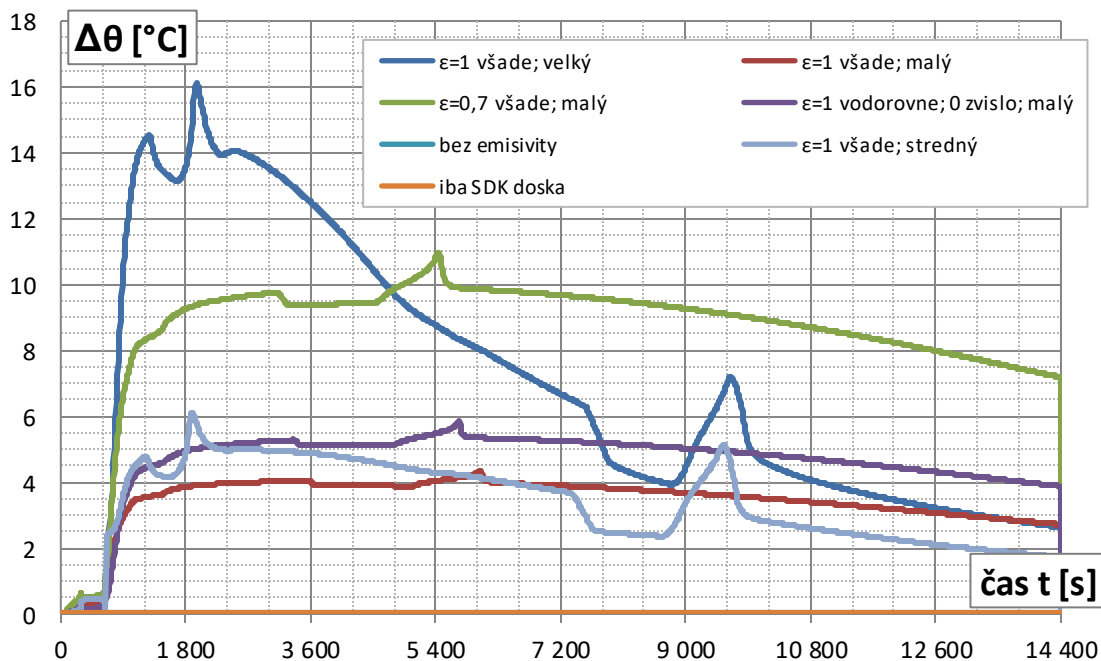


Graf 3.6 Rozdiel (v abs. h.) medzi teplotami v krajnom a strednom bode spodnej hrany SDK

Na základe grafov 3.5 a 3.6 možno konštatovať že priebeh teplôt na spodnej hrane SDK (ohrievanej požiarom) je vo všetkých modelovaných prípadoch zohľadnenia prenosu tepla radiáciou vo vzduchovej dutine nad SDK podhľadom ako i pre rozdielne veľkosti modelovaného výseku takmer rovnaký. Rozdiel medzi teplotou na kraji a v strede (max. 3,5 °C v čase okolo 30 min. pri teplotách okolo 800 °C) je tiež zanedbateľný.



Graf 3.7 Časový priebeh teplôt na hornej hrane SDK dosky

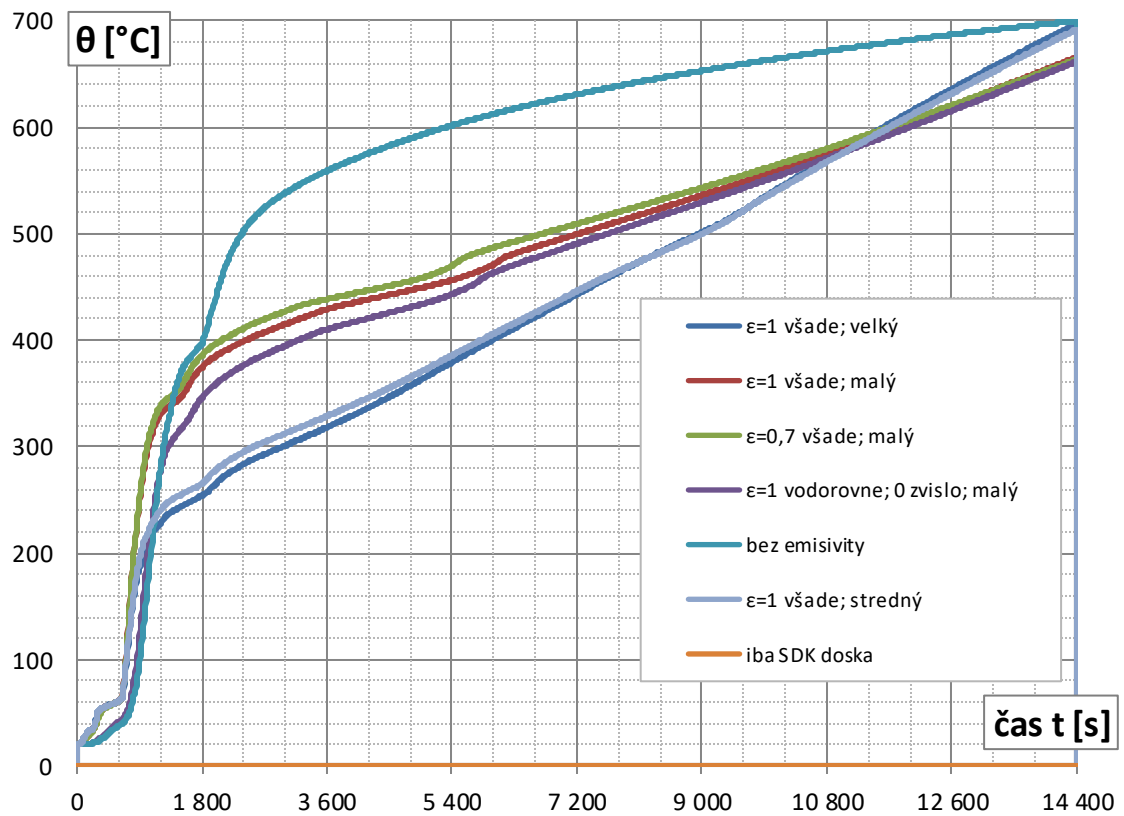


Graf 3.8 Rozdiel (v abs. h.) medzi teplotami v krajnom a strednom bode hornej hrany SDK

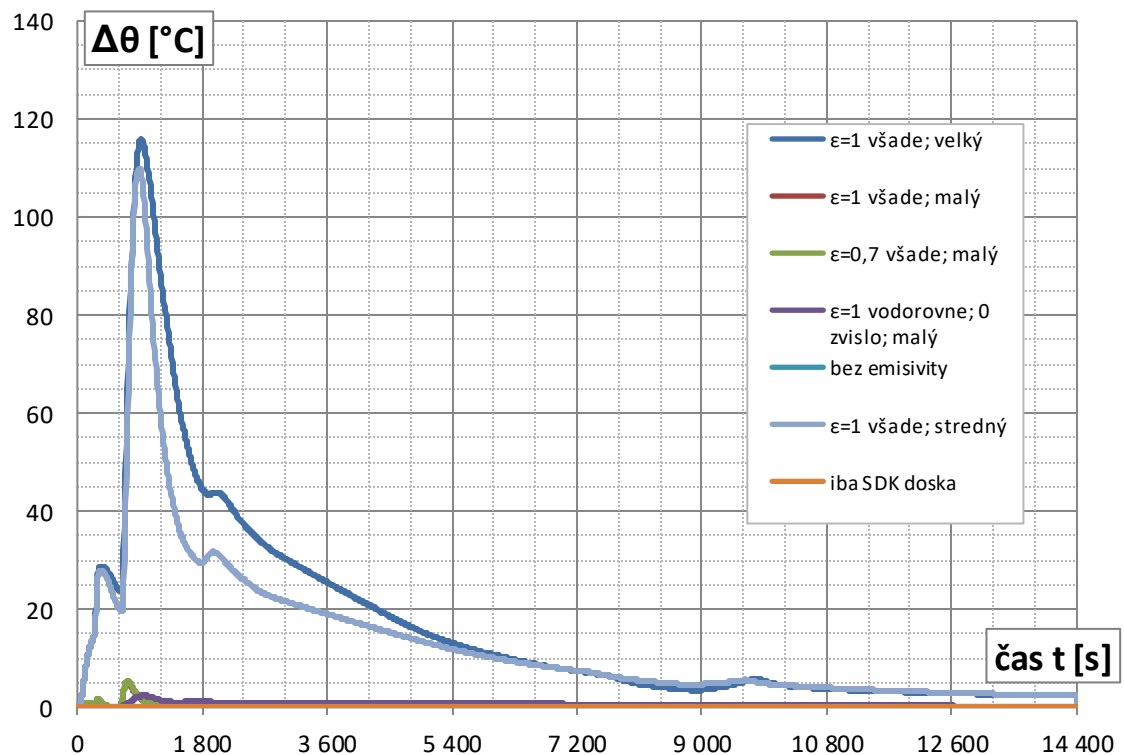
V prípade teplôt na vrchnej hrane SDK dosky je rozdiel v jednotlivých zohľadneniach prenosu tepla žiarením cez vzduchovú medzeru a pri rozdielnych rozmeroch modelovaného výseku skladby omnoho výraznejší (než na spodnej hrane SDK). V prípade zanedbania prestupu teplom žiarením (tyrkysová krivka) a modelu iba SDK dosky (oranžová) je priebeh teplôt veľmi podobný ako na spodnej hrane SDK dosky.

Na základe grafu 3.7 tiež možno pozorovať že väčší vplyv na priebeh teplôt má veľkosť modelovaného výseku konštrukcie než definovaná emisivita povrchov. V prípade modelu označeného ako "malý" bol priebeh teplôt pri rôznych emisivitách približne rovnaký (krivky červená, zelená a fialová). Omnoho výraznejší priebeh bol až pri zväčšení modelovaného výseku konštrukcie (z hrany 5 cm pre "malý" na hranu 50 cm pre "stredný"). Ďalšie zväčšenie hrany na 123 cm pre model s označením "veľký" už neprineslo markantný rozdiel v priebehu teplôt.

Rozdiely teplôt v daných výškach pre sledované body na kraji a v strede modelovaného výseku sú vyššie než v predošlom prípade, avšak z relatívneho pohľadu takisto nie výrazné.



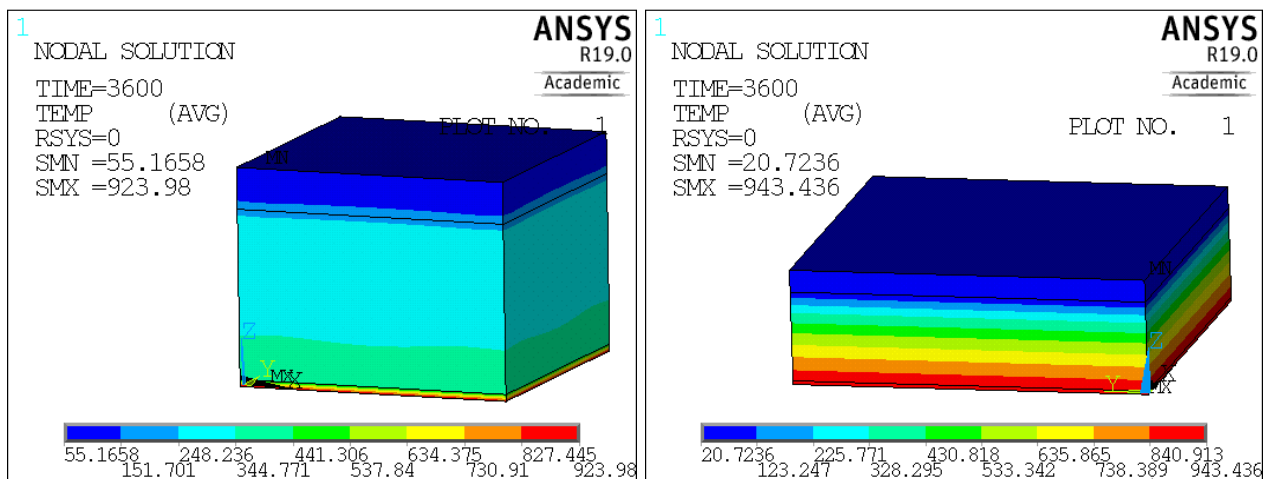
Graf 3.9 Časový priebeh teplôt v strede výšky vzduchovej vrstvy



Graf 3.10 Rozdiel (v abs. h.) medzi teplotami v krajnom a strednom bode v strede vzduchovej vrstvy

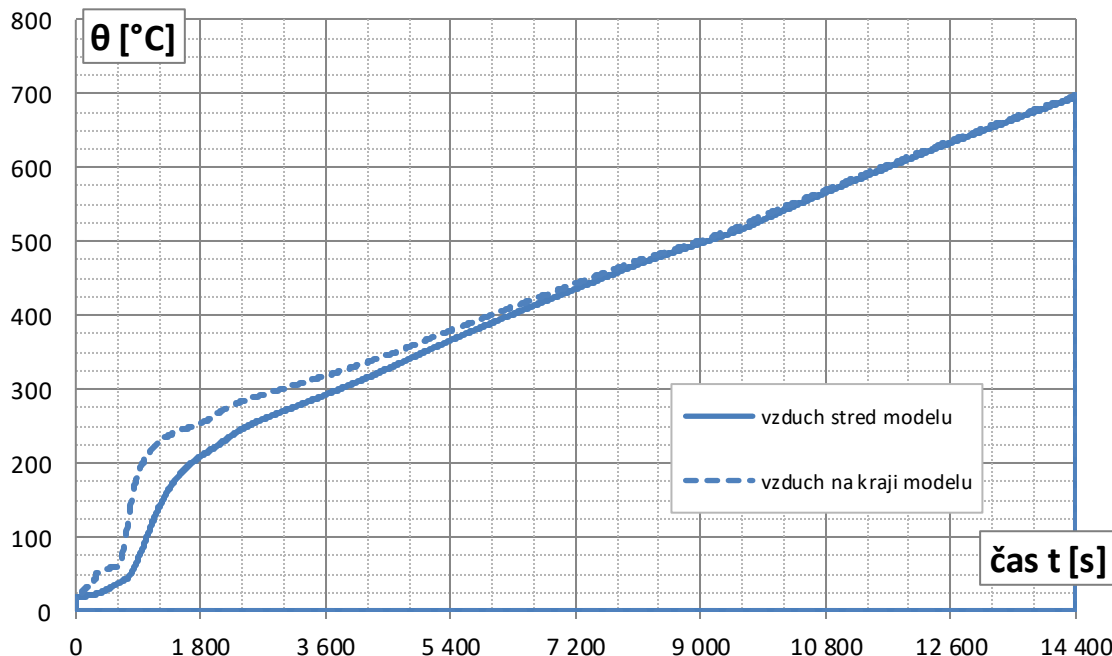
Výrazné rozdiely v teplotách rovnako možno pozorovať v strede výšky vrstvy vzduchu. Na grafe 3.9 a obrázku 3.16 je zrejmé že pri absencii definovania prenosu tepla žiarením sa vrstva vzduchu správa ako omnoho lepší izolant a teda betónová doska nad touto vrstvou nie je výrazne prehrievaná.

V tejto vrstve sa objavil najväčší rozdiel medzi teplotou pozorovanou v bode na kraji vrstvy a v strede (graf 3.10) - ktorý bol až okolo 115 °C v prípade modelu s väčšími rozmermi ktorý lepšie vystihuje prenos tepla. Teploty vo vzduchovej vrstve však pre ďalšiu analýzu nie sú podstatné. Ak by boli, uvažovali by sa teploty zo stredu výseku vrstvy, kde sa očakáva reálnejšie rozloženie než na kraji modelovaného výseku.



Obr. 3.16 Porovnanie rozloženia teplotného poľa v čase 60 min pre model "stredný" (50 cm hrana) a hodnotou $\epsilon = 1$ (modrá krivka na grafoch) - vľavo; vpravo pri zanedbaní radiácie

V prípade zanedbania prestupu tepla radiáciou sa symetrické podmienky prestupu tepla dajú plne uplatniť a je úplne jedno aká je veľkosť hrany modelu. Na obrázku vyššie toto bolo demonštrované na modeli s väčšou hranou, avšak výpočet bol veľmi rýchly.



Graf 3.11 Priebeh teplôt v bodoch v strede výšky vzduchovej vrstvy v dvoch rôznych miestach pre prípad s označením " $\epsilon = 1$ všade; veľký"

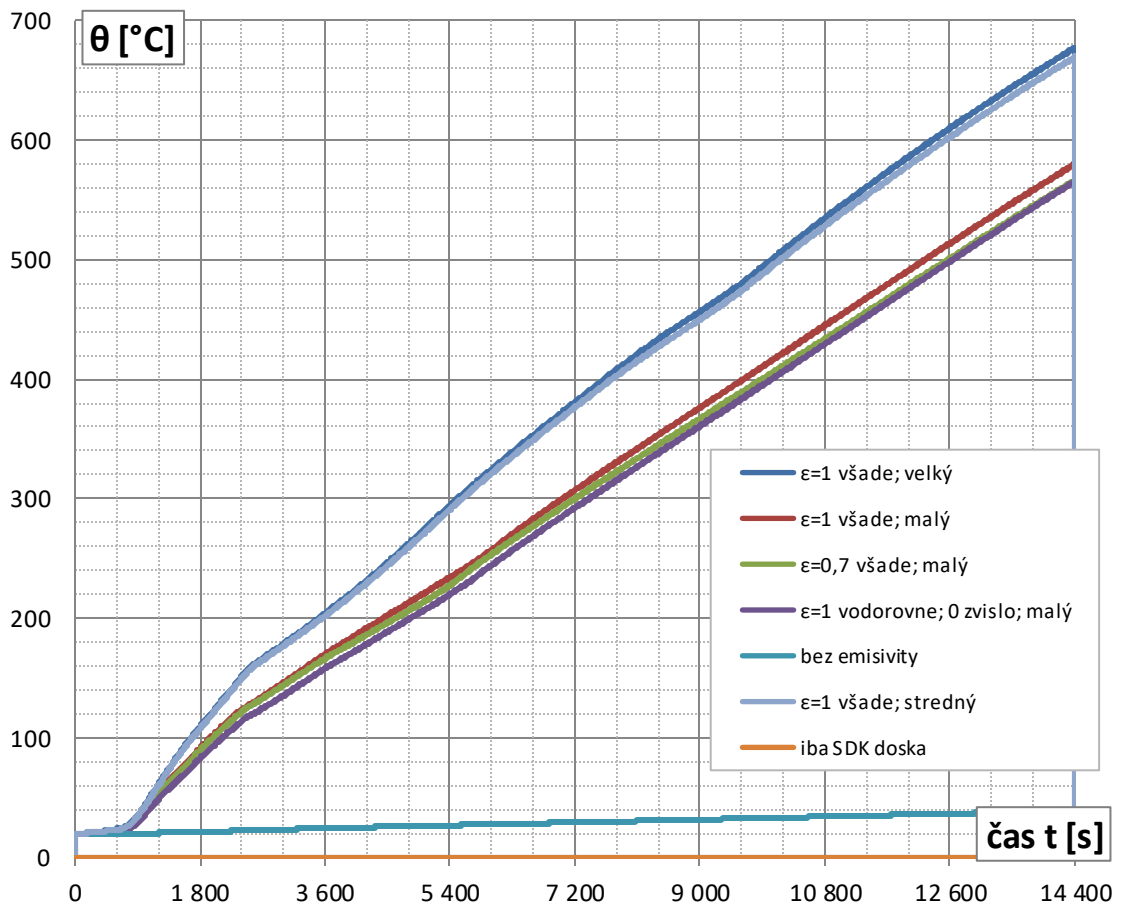
Na grafe 3.11 je vidno priebeh teplôt v bodoch v strede výšky vzduchovej vrstvy pre model s označením "veľký" a definovanou hodnotou $\epsilon = 1$ pre dva rôzne body - jeden na kraji a druhý v strede. Podľa obrázka 3.15 sa jedná o modrý a červený bod.

V čase približne 900 s je tento rozdiel najvyšší - až okolo 115 °C ako je to lepšie viditeľné na grafe 3.10. Teplota vzduchu v tejto oblasti však pre ďalšiu analýzu nebude významná.

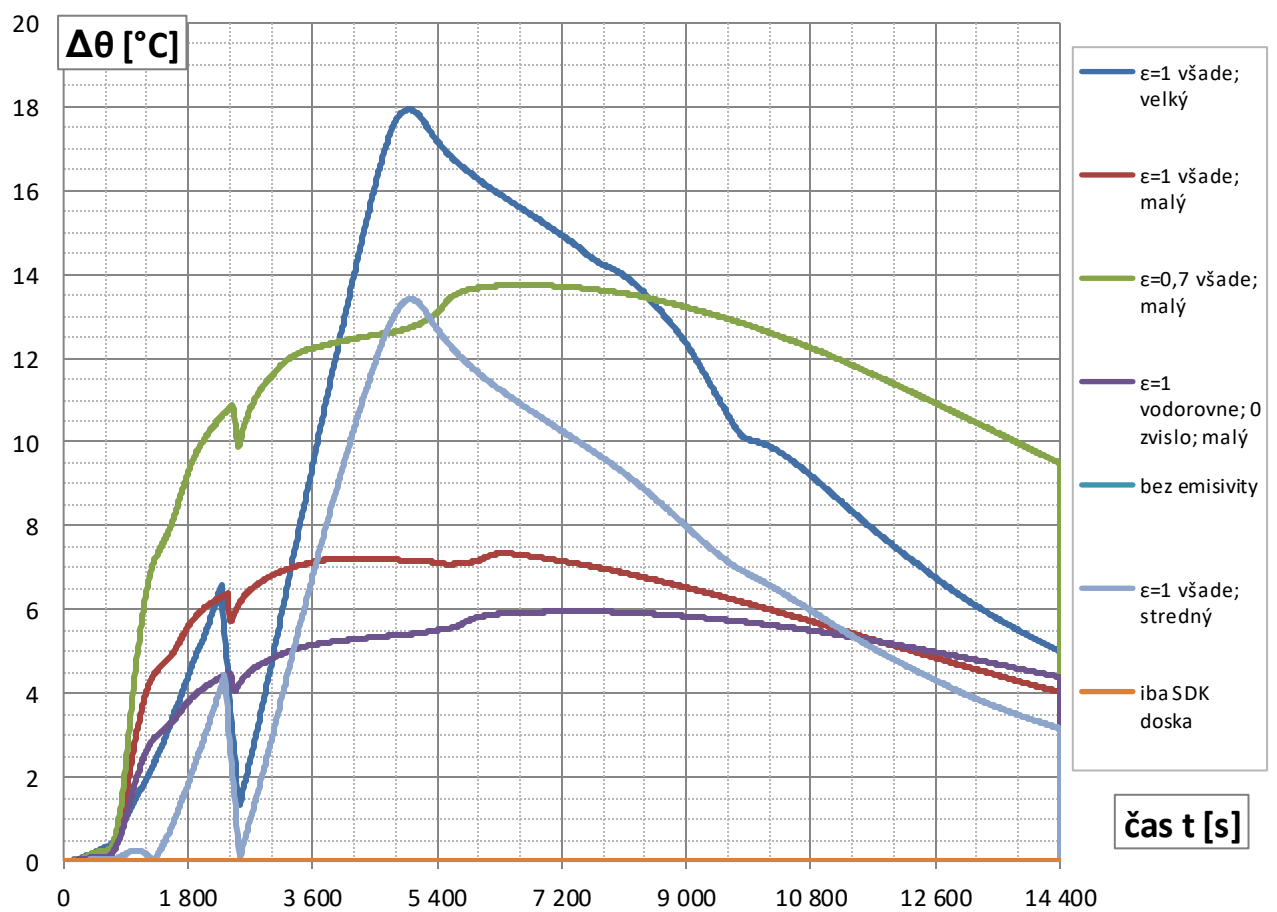
V grafoch 3.12. - 3.15. na nasledujúcich 2 stranách sú demonštrované priebehy teplôt na spodnom a hornom povrchu betónovej dosky a tiež rozdiely (v absolútnych hodnotách) medzi krajným a stredným bodom na danom povrchu dosky.

Na základe týchto grafov možno konštatovať že pri definovanej hodnote emisivity $\epsilon = 1$ sa betón viac prehrieva v prípadoch použitia modelu výseku konštrukcie s väčšou hranou. Avšak rozdiel medzi modelom s označením "veľký" (hrana 123 cm) a "stredný" (50 cm) nie je výrazný. Model s hranou 5 cm označený ako "malý" neprehrieva dosku dostatočne. V prípade takejto geometrie modelu nie je rozdiel v priebehu teplôt pri rôznych hodnotách emisivity významný.

Rozdiely medzi stredným a krajným bodom sú pre model s označením "stredný" maximálne okolo 13 °C, čo je z relatívneho hľadiska teplôt pri požiarom zaťažení zanedbateľné.

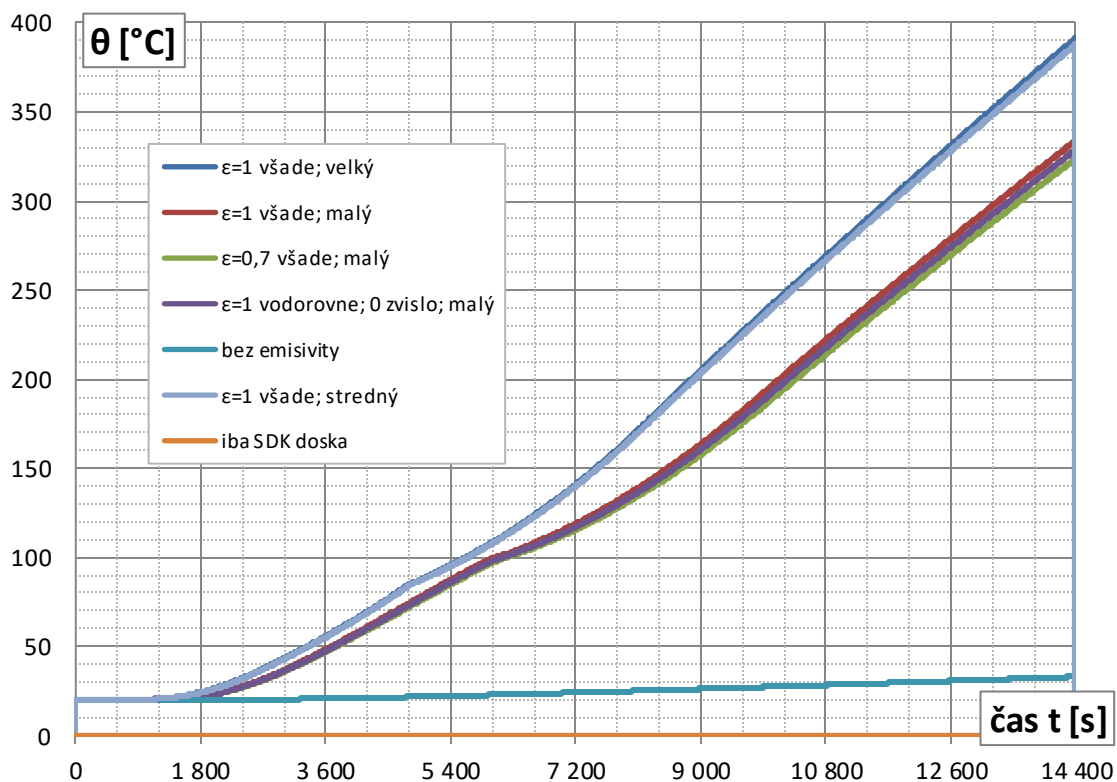


Graf 3.12 Časový priebeh teplôt na spodnej hrane betónovej dosky

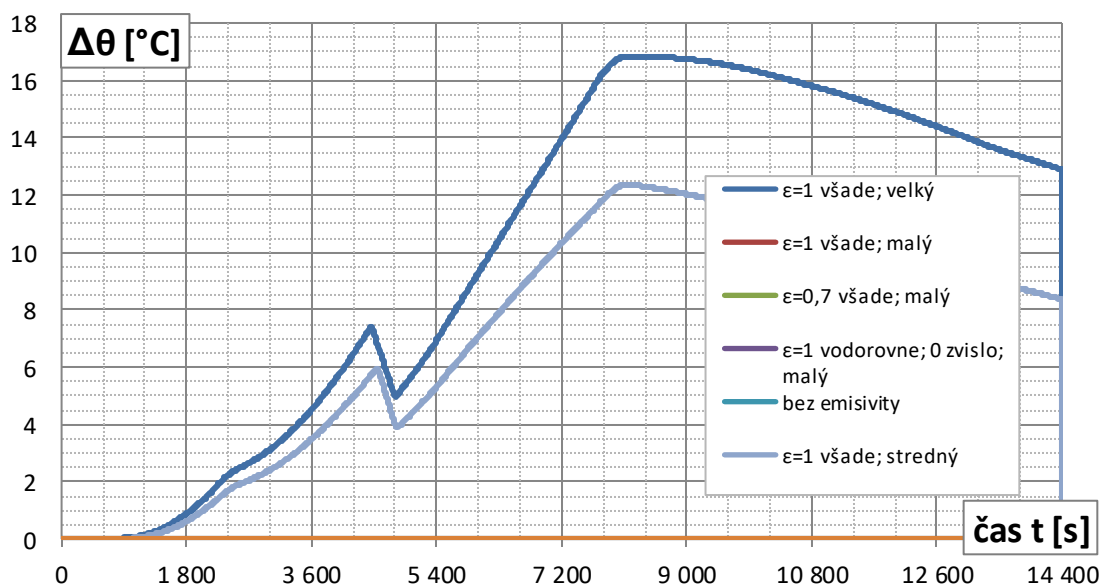


Graf 3.13 Rozdiel (v abs. h.) medzi teplotami v krajnom a strednom bode na spodnom povrchu dosky

Popis grafov vid' predošlá strana.



Graf 3.14 Časový priebeh teplôt na hornej strane betónovej dosky



Graf 3.15 Rozdiel (v abs. h.) medzi teplotami v krajnom a strednom bode na hornom povrchu dosky

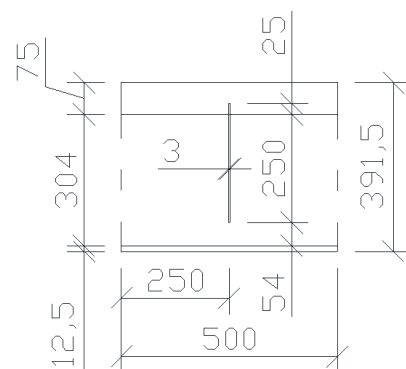
3.1.3.3 zhodnotenie použitých modelov

Na základe výsledkov priebehu teplôt v betónovej doske (sledovaním hornej a spodnej hrany) počas časovo závislej teplotnej analýzy je skonštatované, že použitie modelu s hranou šírky cca. 50 cm pri výške vzduchovej medzery 30 cm sa pre určenie časového priebehu teplôt v konštrukcii javí ako dostatočne vhodné.

Emisivita všetkých povrchov ktoré medzi sebou budú vzájomne prenášať teplo formou radiácie bude ďalej uvažovaná s hodnotou $\varepsilon = 1$, teda sú idealizované na absolútne čierne teleso. V príslušnej literatúre (3) je uvedená hodnota emisivity betónového povrchu v priamom kontakte s požiarom ako $\varepsilon = 0,7$. Z charakteru veličiny (vlastnosť povrchu odraziť / absorbovať infračervené žiarenie) síce vyplýva, že možno očakávať podobnú hodnotu pri akomkoľvek podobnom (v tomto prípade rovnakom) povrchu. Bolo však ukázané že pri použitej hodnote $\varepsilon = 1$ dochádza k mierne intenzívnejšiemu prehrievaniu betónovej dosky. Rozdiely pri jednotlivých hodnotách emisivity sú však zanedbateľné. Ako podstatné sa hlavne javí vziať do úvahy prenos tepla žiarením medzi povrchom SDK podhľadu a betónovej dosky, hodnoty použitých emisív sú už pri požiarom zaťažení konštrukcie druhoradé. Tiež má omnoho väčší vplyv geometria modelu, resp. výseku.

3.1.4 2D modely pre zistenie časového priebehu teplôt vo vybraných bodoch konštrukcie a test teplotného zaťaženia 2D modelu na základe teplôt v týchto bodoch

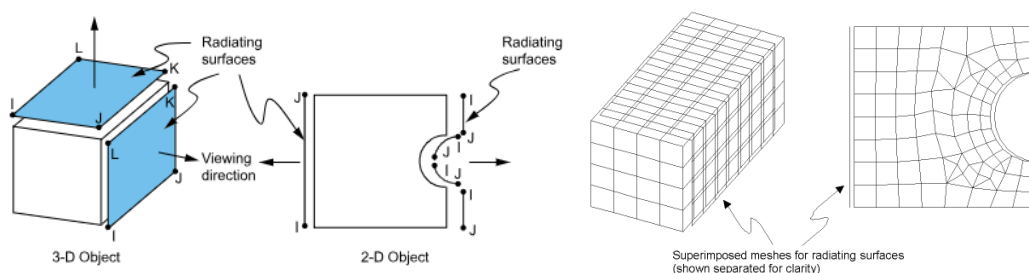
Na základe geometrie konštrukcie bol pre určenie časového priebehu teplôt vo vybraných bodoch uvážený geometricky zjednodušený model (obr. 3.17). Rozmer výseku tohto modelu bol zvolený na základe skúseností z predchádzajúcich kapitol - teda rozmer šírky modelu $a = 50$ cm. V tomto prípade je však problematika prevedená do roviny, teda tretí rozmer (pozdĺž oceľového nosníka sa v podstate uvažuje ako nekonečný). V prípade 2D modelu sú použité obdobné postupy pri uvážení prenosu tepla žiarením medzi povrchmi vo vzduchovej dutine ako tomu bolo pre 3D model (popis v kapitole 3.1.2). Rozdiel je v zvolení procedúry výpočtu matice pohľadových faktorov v prostredí /AUX12 na tzv. "hidden", príkazom VTYPE,0 - nakoľko oceľový nosník (otvory sú pre prípad 2D zanedbané) bráni v priamom prenose žiarenia medzi niektorými povrchmi. Tiež bol použitý iný typ elementov pre výpočet matice - namiesto SHELL131 boli radičné povrchy (línie) pokryté prvkami LINK33. Ostatné analógie použitia elementov v 2D úlohe v porovnaní s 3D modelom sú zhrnuté v tabuľke 3.3 nižšie.



Obr. 3.17 Geometria modelu

popis funkcie prvkov	3D model	2D model
definovanie matice pohľadových faktorov v /AUX12	SHELL131	LINK33
aplikácia tepelného zaťaženia konvekciou a radiáciou	SURF152	SURF151
model konštrukcie pre analýzu teplotného poľa	SOLID70	PLANE55

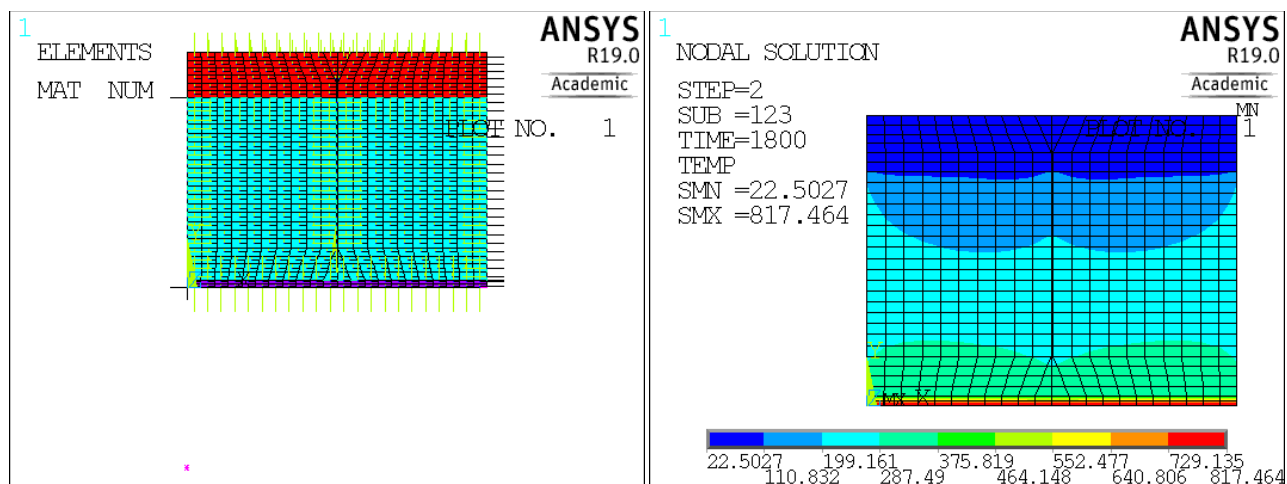
Tab. 3.3 elementy analogického použitia pre 2D a 3D model



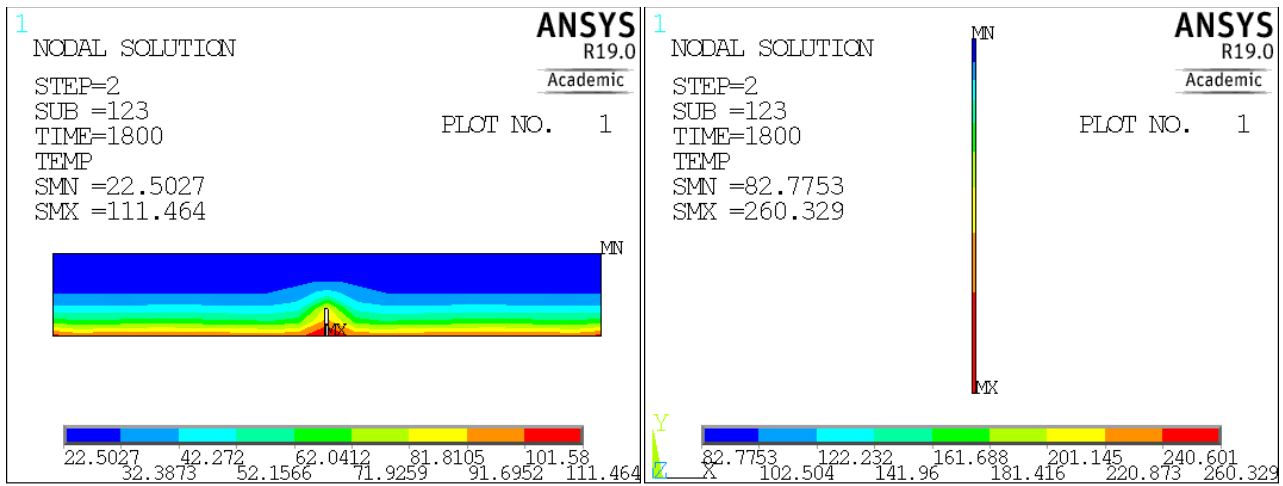
Obr. 3.18 Myšlienka pokrytia radičných povrchov elementmi pre určenie matice pohľadových faktorov podľa návodu literatúry (1)

3.1.4.1 2D model výseku konštrukcie pred pádom SDK podhľadu

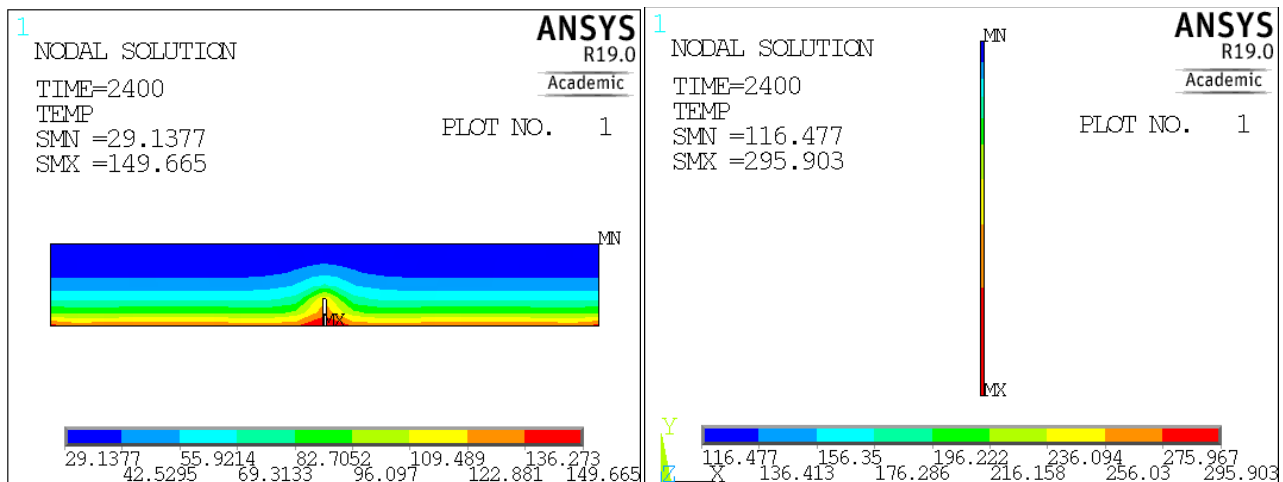
Najprv je spustený výpočet časovo premenlivého teplotného poľa uvažovaného 2D výseku konštrukcie počas doby 240 minút pri uvážení pôsobenia SDK podhľadu a vzduchovej vrstvy medzi betónovou doskou a podhľadom počas celej tejto doby. Požiarne zaťaženie je aplikované na spodnú hranu SDK podhľadu ako konvekcia a tiež žiarenie (tak ako je to popísané v kapitole 2.2.2 s rozdielom použitia analogických elementov pre 2D úlohu podľa tabuľky 3.3)



Obr. 3.19 Vľavo: sieť KP modelu; vpravo: tepelné pole v čase 30 minút



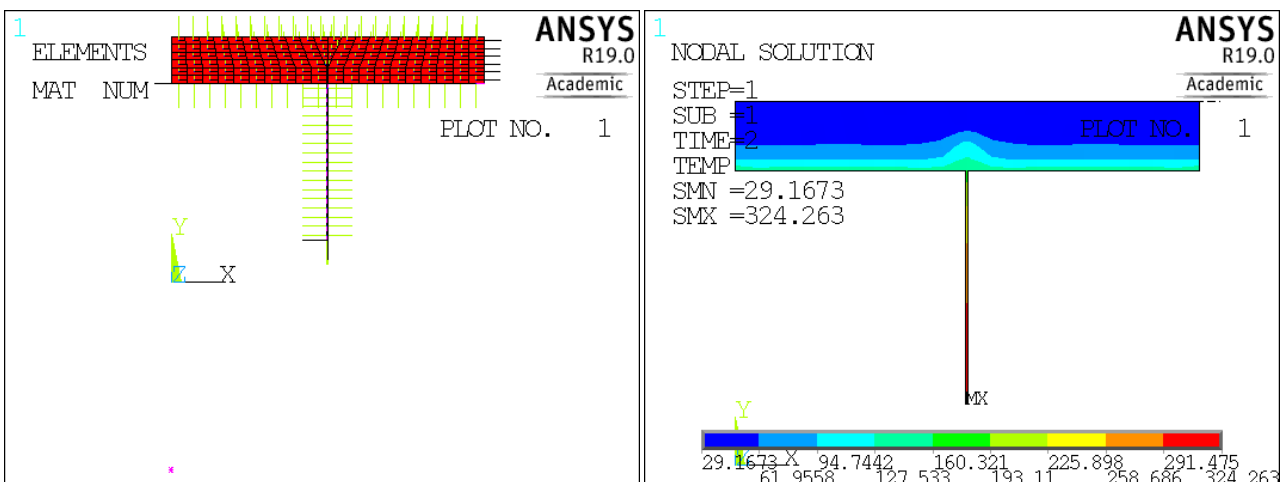
Obr. 3.20 Detail teplotného poľa v čase 30 minút: vľavo dosky; vpravo ocelového nosníka



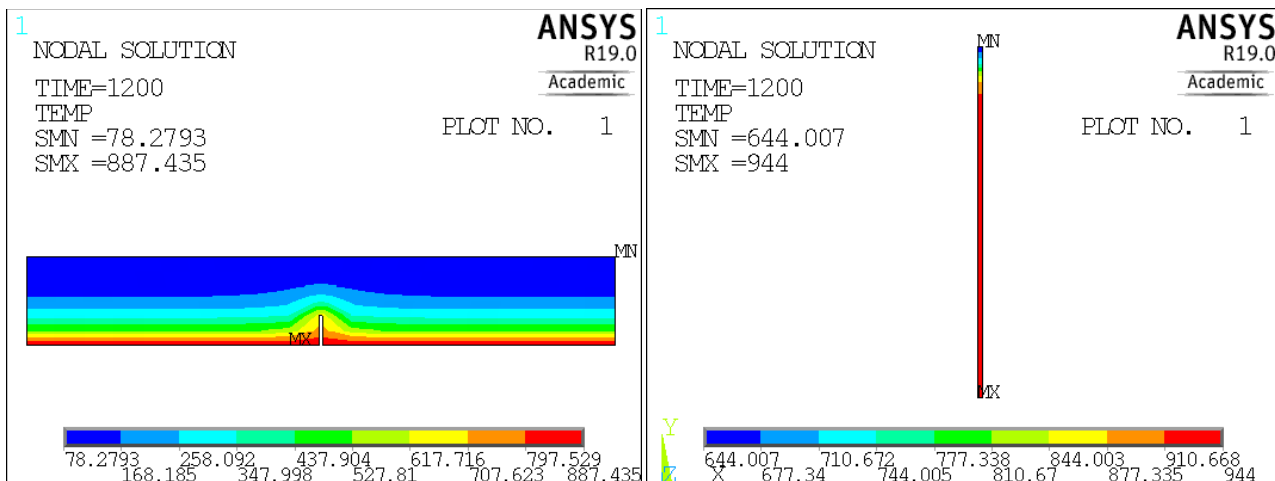
Obr. 3.21 Detail teplotného poľa v čase 40 minút: vľavo dosky; vpravo ocelového nosníka

3.1.4.2 2D model výseku konštrukcie po páde SDK podhľadu

V čase 40 minút je uvažovaný moment skolabovania SDK podhľadu. Databáza konečno prvkového modelu z predošlej analýzy bola skopírovaná a upravená nasledovne: boli odstránené všetky elementy SDK podhľadu i vzduchovej vrstvy a k nim patričné uzly. Nový povrch pre aplikáciu teplotného zaťaženia (konvekciou a žiarením) bol definovaný (prvkami SURF151) na spodnú hranu (líniu) dosky a obvod ocelového nosníku ktoré boli predtým v kontakte s elementmi vzduchovej vrstvy. Definovanie požiarneho zaťaženia teplotou bolo posunuté tak aby pre čas $t = 0$ požiarne zaťaženie odpovedalo zaťaženiu v čase $t = 40$ minút. Resp. požiarne krivka podľa obr.2.29 bola po časovej osi x posunutá o čas 2400 s doľava. Ako počiatočná podmienka IC (initial condition) bolo pre časovo závislú teplotnú analýzu načítané teplotné pole v čase $t = 40$ minút z analýzy pri pôsobení SDK podhľadu - kapitola 3.1.4.1.



Obr. 3.22 Vľavo geometria modelu; vpravo teplotné pole tesne po začiatku analýzy (lokálny čas 2s po páde SDK)



Obr. 3.23 Detail teplotného poľa v lokálnom čase 20 min po páde SDK (globálny čas 60 min od začiatku požiarneho zaťaženia): vľavo dosky; vpravo ocelového nosníka

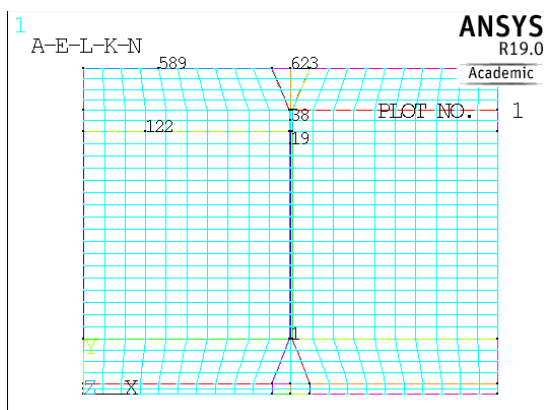
Pre neskoršie porovnanie výsledkov bola tiež spustená analýza teplotného poľa pre prípad konštrukcie s absenciou SDK podhľadu od samotného začiatku požiarneho zaťaženia. Jedná sa geometricky i tvarom siete o model popísaný v tejto kapitole, avšak žiadna počiatková podmienka nebola aplikovaná a požiarne zaťaženie malo pôvodný tvar - teploty podľa krivky z obrázku 2.29 s počiatkovou hodnotou 20 °C v čase $t = 0$ s.

3.1.4.3 Porovnanie časového priebehu teplôt vo vybraných bodoch pre uvažované modely

Pre grafické porovnanie časových priebehov teplôt bolo vybraných 6 bodov. Ich pozícia je demonštrovaná na obrázku 3.24 nižšie. Jedná sa o body elementov betónu a oceli, teda pri skopírovaní databázy a odstránení elementov vzduchu a SDK podhľadu majú tieto elementy stále rovnaké číselné označenie. Pre demonštráciu na obr. 3.24 je použitý obrázok z analýzy s SDK podhľadom.

Týchto 6 bodov bolo vybraných na základe nutnosti zistenia priebehu teplôt vo vybraných miestach konštrukcie - ako je horný povrch dosky v strede (č. 623 nad nosníkom), viac na kraji (č. 589), spodný povrch dosky (č. 122), ďalej body ocelového nosníka - horný zapustený v betóne (č. 38), horný v kontakte so vzduchom (č. 19) a spodný bod nosníka (č. 1). Pozícia bodov hornej i spodnej hrany dosky bola vybraná na základe skúseností z teplotných analýz kapitoly 3.1.3 - teda nie úplne na kraji modelu, ale niekde medzi stredom a krajom s dostatočnou vzdialenosťou od viac ohrievaného ocelového nosníka.

Počet šiestich bodov bol pre jednoduchšie spracovanie vybraný z logistického hľadiska, nakoľko príkaz PRVAR pre vypísanie sledovaných premenných do jedného textového súboru je obmedzený šiestimi premennými. Tiež bol považovaný za postačujúci. Neskôr sa však ukázalo že pre presnejší priebeh (menšiu chybu a lepšiu konvergenciu) by sa hodilo vybrať ešte body cca. v tretinách výšky ocelového nosníka.



č. bodu siete MKP	označenie bodu	bližší popis bodu
589	BET_HO_K	betónová doska, horný povrch, na kraji
122	BET_DO_K	betónová doska, dolný povrch, na kraji
623	BET_HO_S	betónová doska, horný povrch, v strede
38	OCEL_HO_B	ocelový profil, horná časť profilu zapustená v betóne
19	OCEL_HO_V	ocelový profil, horná časť profilu tesne pod betónovou doskou v kontakte so vzduchom
1	OCEL_DO_V	ocelový profil, spodná časť profilu v kontakte so vzduchom

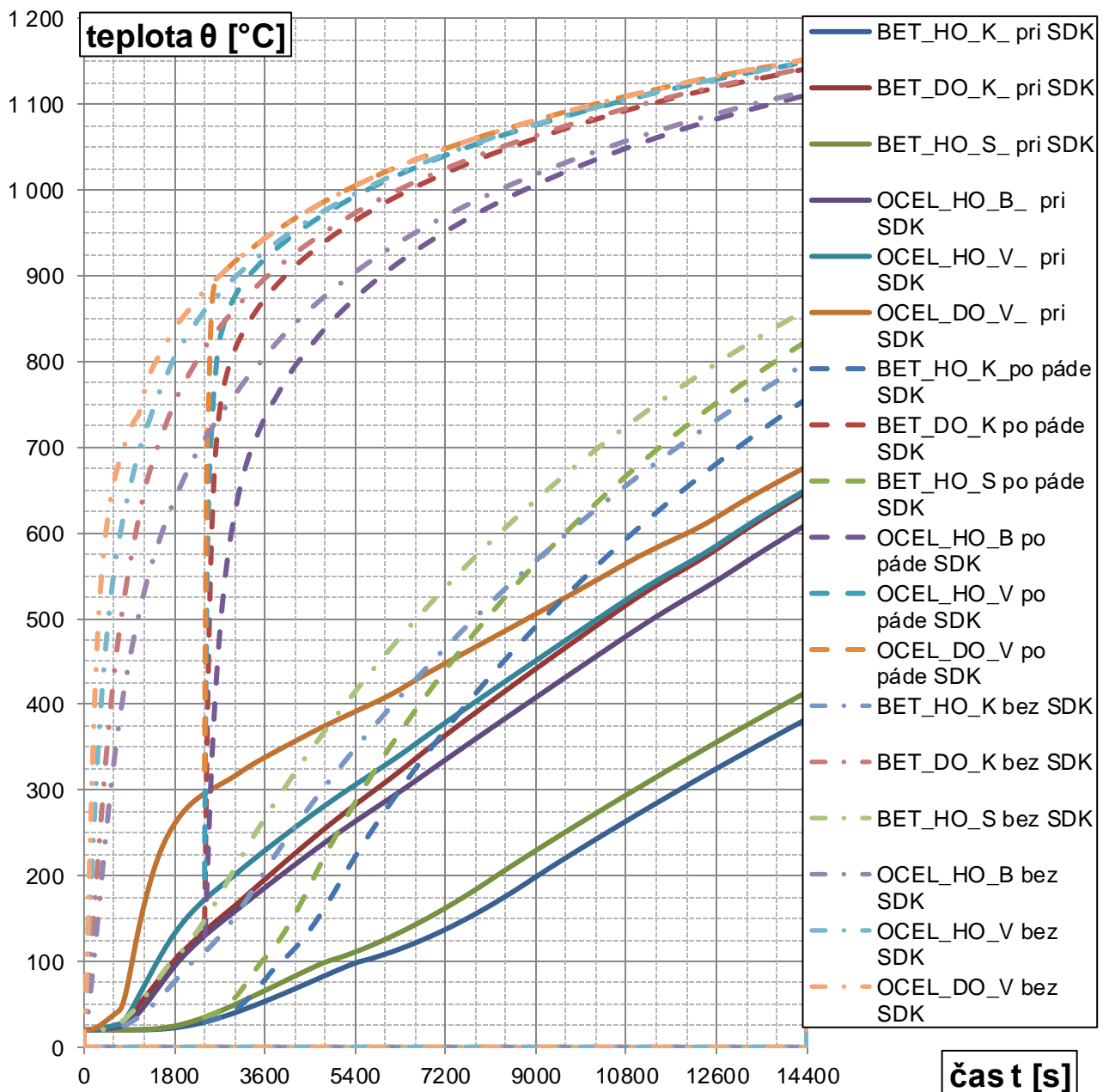
Tab. a Obr. 3.24 Pozícia vybraných bodov pre sledovanie časového priebehu teplôt a ich bližší popis v tabuľke

Výstup priebehu teplôt z týchto vybraných šiestich bodoch je zreteľný na grafe 3.16 nižšie. Skratkové označenie bodov v legende grafu odpovedá popisu v tabuľkovej časti obrázku 3.24. Sú porovnané 3 rôzne modely pre všetkých 6 bodov a to:

Model s pôsobením SDK podhľadu po celý čas - v legende grafu s doplňujúcim označením "_pri SDK" - jedná sa o model a výsledky analýzy z kapitoly 3.1.4.1. Priebeh teplôt vo vybraných bodoch je v grafe vyznačený plnou tmavšou čiarou.

Model s doplnkovým označením v legende grafu "po páde SDK" je priebeh teplôt podľa popisu kapitoly 3.1.4.2. Teploty vo vybraných bodoch sú v grafe vyobrazené prerušovanou čiarou. Pozn.: na grafe hodnoty začínajú v čase 2400 s teplotou podľa načítanej počiatočnej podmienky z modelu pri pôsobení SDK podhľadu v tomto čase. Teda začiatok čiarkovanej krivky je vždy na plnej tmavej krivke.

Pre demonštračné porovnanie priebehu teplôt boli tiež analyzované teploty pre model s absenciou SDK podhľadu od začiatku požiaru - v legende grafu s doplnkovým označením "bez SDK". Priebeh teplôt vo vybraných bodoch je v grafe vyznačený bodkočiarkovanou bledšou čiarou.

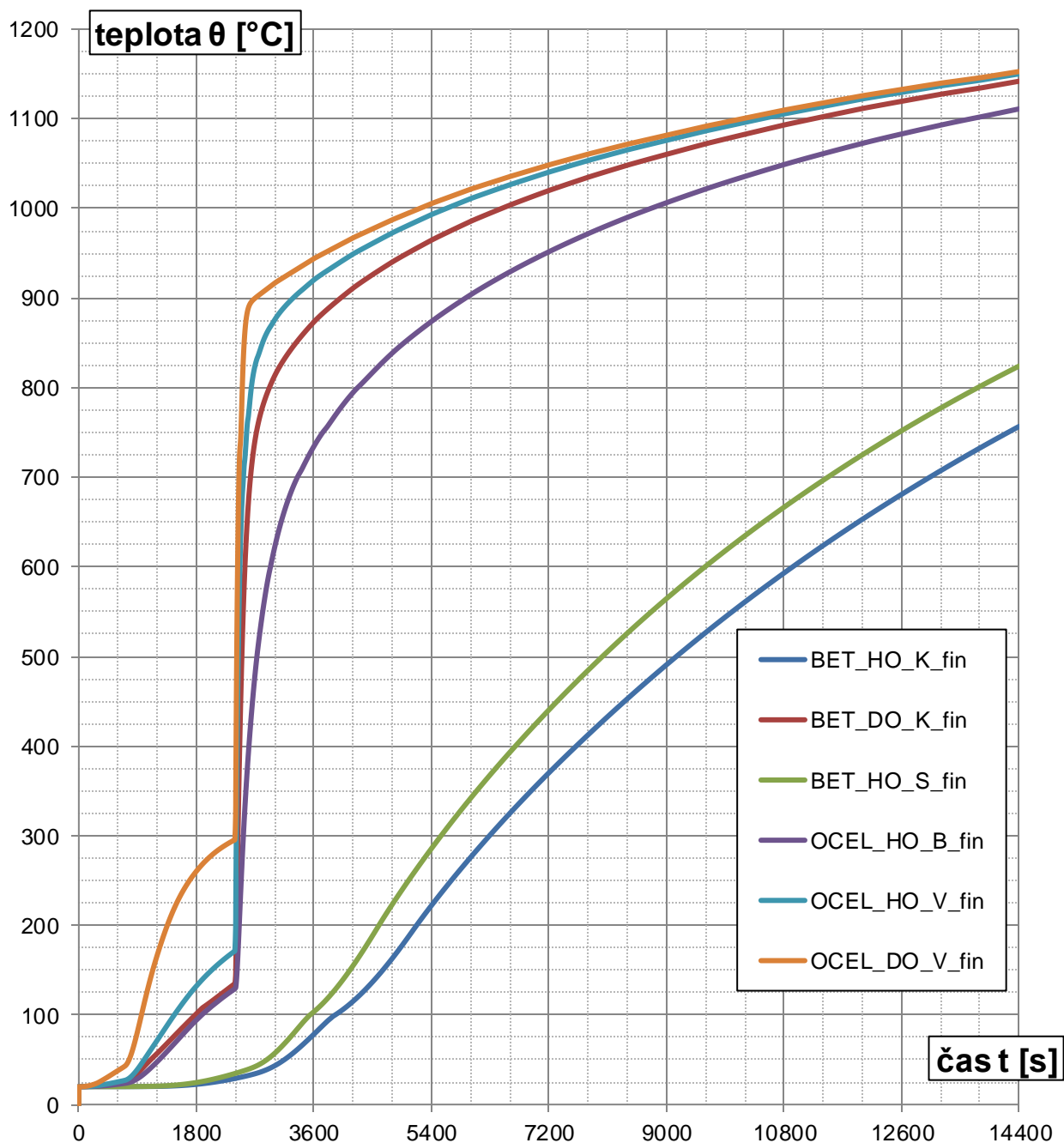


Graf 3.16 Časový priebeh teplôt v 6 vybraných bodoch pre 3 rôzne varianty modelu

Vidno že priebeh teplôt v oceli a na spodnej hrane betónu sa po páde SDK podhľadu veľmi rýchlo blížia k priebehom, ktoré by boli v týchto bodoch pri absencii SDK podhľadu. Teplota v oceli zapustenej v betóne blízko spodnej hrany po celý čas konverguje k takémuto priebehu, rovnako ako i teploty na hornej hrane betónu. Tie sa však blížia výrazne pomalšie (zelená a tyrkysová krivka).

3.1.4.4 Určenie časového priebehu teplotného zaťaženia na základe priebehu teploty vo vybraných bodoch

Na základe výstupov demonštrovaných v grafe 3.16 je pre každý zo šiestich vybraných bodov definovaná finálna krivka časovej závislosti teploty. V podstate do času kolapsu SDK podhľadu je priebeh teplôt v každom bode definovaný priebehom teplôt podľa analýzy kapitoly 3.1.3.4 - resp. plnej krivky na grafe 3.16 (s doplnkovým označením "_pri SDK"). Od času $t = 40$ minút a vyššie je priebeh teplôt v jednotlivých bodoch definovaný analýzou kapitoly 3.1.4.2 - teda prerušovanými čiarami na grafe 3.16 ("po páde SDK"). Spojením týchto dvoch kriviek je dosiahnutý finálny časový priebeh teplotnej závislosti v týchto šiestich vybraných bodoch so zohľadnením času kolapsu SDK podhľadu (pri uvážení požiarneho zaťaženia podľa normovej teplotnej krivky). Tento výsledný priebeh je demonštrovaný na grafe 3.17 nižšie.



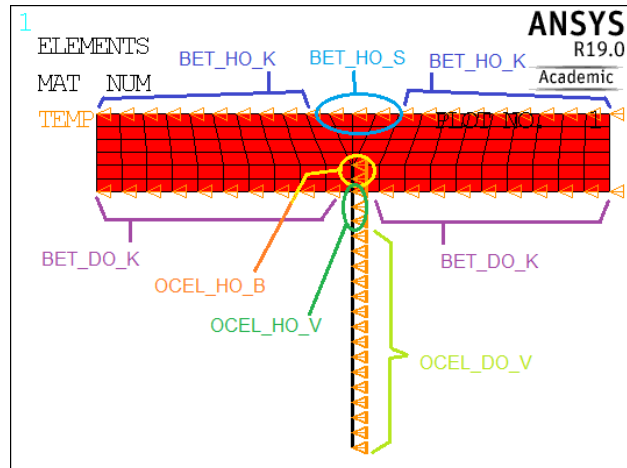
Graf 3.17 Výsledný časový priebeh teplôt vo vybraných bodoch

Na základe takéhoto priebehu teplôt vo vybraných bodoch bude aplikované tepelné zaťaženie ako teplota v jednotlivých uzloch finálneho KP modelu (geometricky zložitejšieho).

V ďalšej kapitole je toto ale najprv spätne vyskúšané na tomto istom geometricky jednoduchšom modeli a sú porovnávané priebehy teplôt pôvodných modelov a modelu s takto definovaným teplotným zaťažením na základe vybraných bodov.

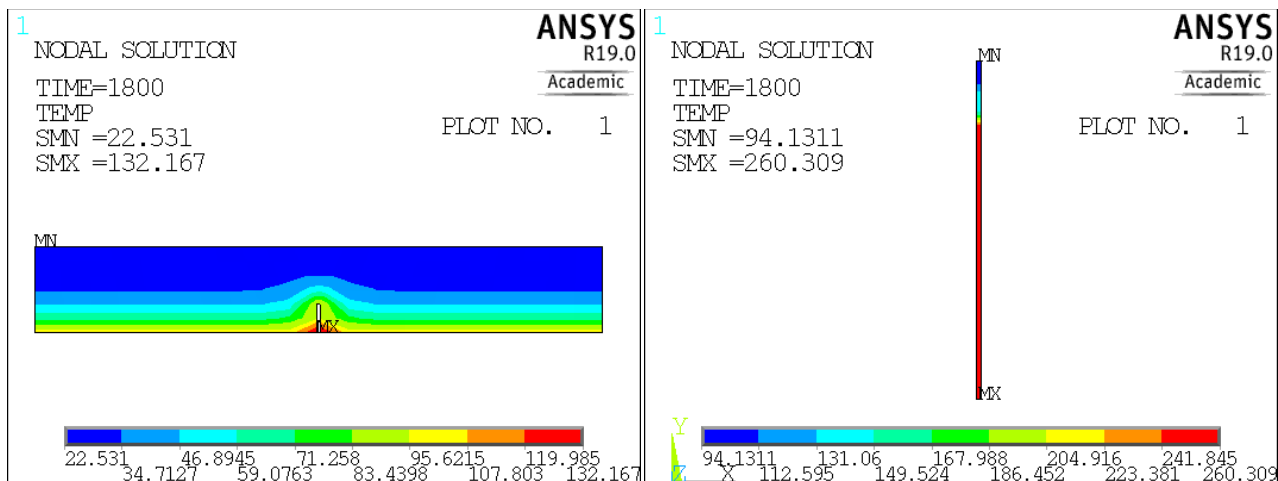
3.1.4.5 Porovnanie časového priebehu teplôt modelu zaťaženého teplotou na základe časového priebehu teplôt z vybraných bodov

Je použitá geometria a sieť KP modelu z kapitoly 3.1.4.2, s tým rozdielom, že sú odstránené všetky povrchové prvky pre aplikovanie teplotného zaťaženia konvekciou a žiarením. Jednotlivé body KP modelu sú zaťažované tak ako je to demonštrované na obrázku 3.25 - teda v jednotlivých bodoch je definovaná priamo časová závislosť teploty pre tieto body. Na to je použitých len 6 časových priebehov teplôt tak ako to demonštruje graf 3.17 predošlej kapitoly. Všetkým bodom na spodnej hrane betónovej dosky je definovaný ten istý priebeh teplôt ako vybranému bodu na spodnej hrane. U bodoch hornej hrany je tomu podobne s tým rozdielom, že 3 bodom v oblasti nad oceľovým nosníkom je definovaný priebeh teploty práve jedného ich stredného bodu.

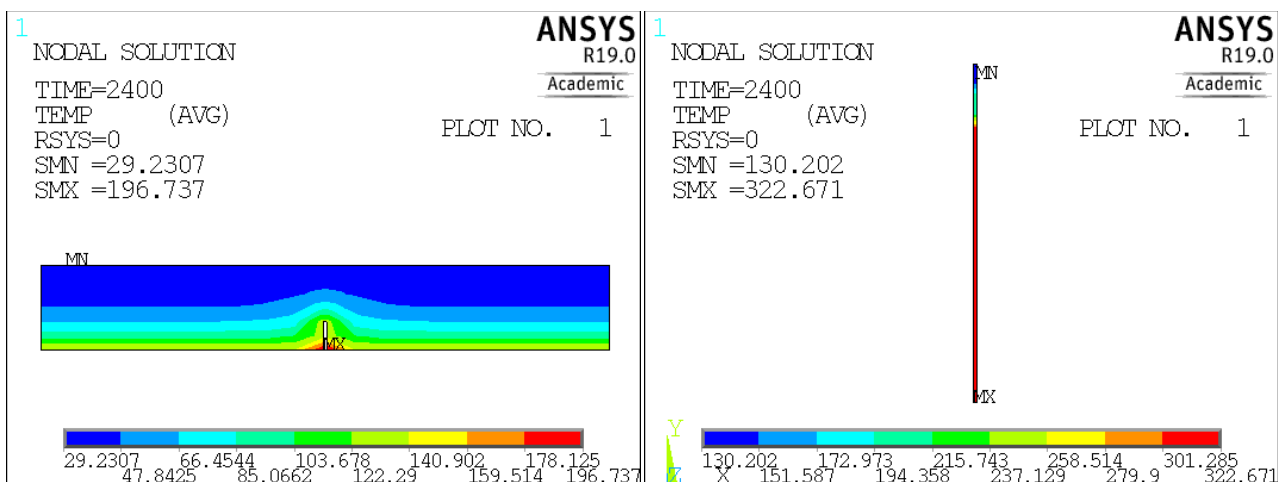


Obr. 3.25 Aplikovanie zaťaženia

Ostatným bodom na hornom povrchu dosky je definovaný rovnaký priebeh teploty ako vybranému bodu na tomto povrchu. Ďalší popis definovania teplôt v oceľovom nosníku je zrejмый z obrázka 3.25 - len treba spomenúť že teplota je definovaná vždy všetkým trom bodom po hrúbke steny tohto nosníka. V prípade betónovej dosky je teplota definovaná iba hornej a spodnej hrane. Na takto zaťaženej konštrukcii je spustená časovo závislá tepelná analýza.

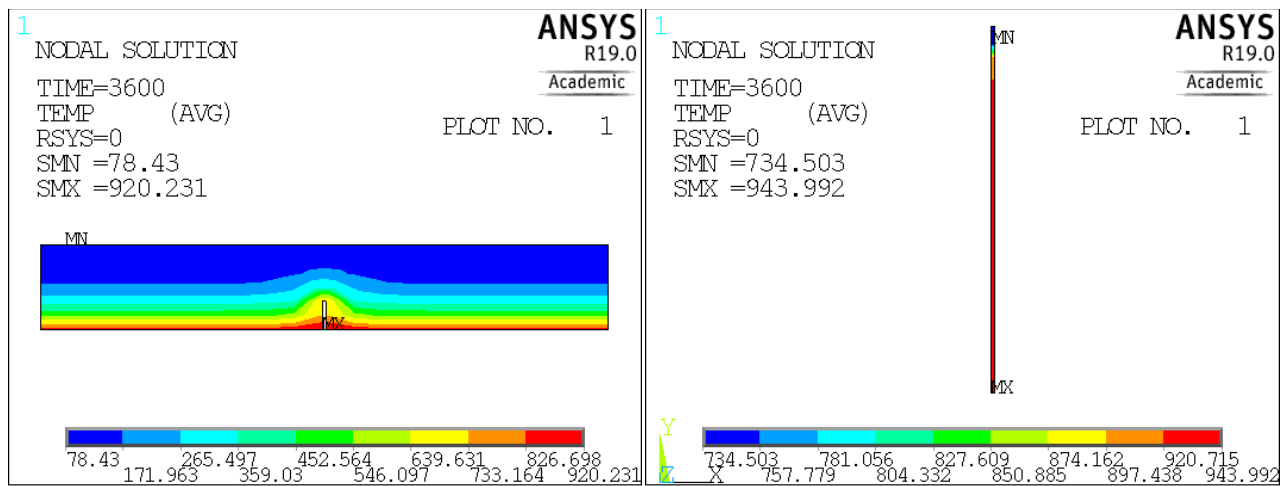


Obr. 3.26 Detail teplotného poľa v čase 30 min: vľavo dosky; vpravo oceľového nosníka



Obr. 3.27 Detail teplotného poľa v čase 40 min: vľavo dosky; vpravo oceľového nosníka

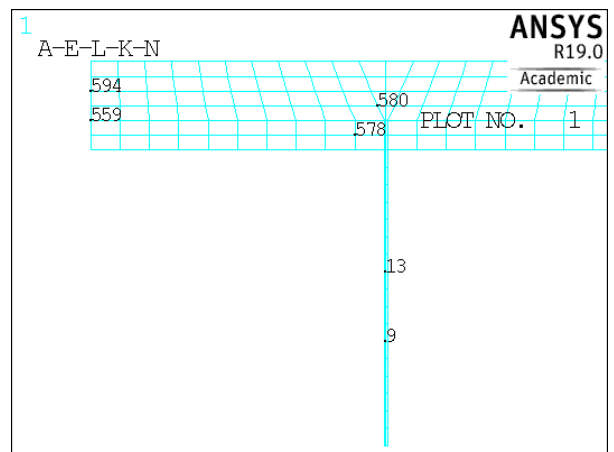
Pozn.: Obr. 3.26 je porovnateľný s Obr. 3.20; Obr. 3.27 porovnateľný s Obr. 3.21; a Obr. 3.28 porovnateľný s Obr. 3.23.



Obr. 3.29 Detail teplotného poľa v čase 60 min: vľavo dosky; vpravo oceľového nosníka

Z grafických výstupov priebehu teplôt je zreteľné, že ich priebeh pri tomto náhradnom zaťažení v betónovej doske v jednotlivých časoch je približne rovnaký ako pri pôvodnom zaťažení (viď poznámka vyššie ktoré obrázky vzájomne porovnať). Väčší rozdiel je v priebehu teplôt v nosníku v čase pred pádom SDK podhľadu, nakoľko tu boli definované teploty pre všetky body po výške nosníka na základe referenčného bodu v spodnej časti nosníka.

Pre grafické porovnanie výsledkov priebehu teplôt vo vybraných bodoch je uvažovaných 6 bodov demonštrovaných ich číselným označením podľa obr. 3.28. V týchto bodoch je opäť sledovaný priebeh teplôt pri pôvodnom zaťažení pred pádom SDK podhľadu (kapitola 3.1.4.1), po jeho páde (kapitola 3.1.4.2) a pri náhradnom zaťažení teplotami vo vybraných bodoch (kapitola 3.1.4.4).



Obr. 3.28 Body monitoringu teploty

Výsledky sú zhrnuté v grafe 3.18 na ďalšej strane. Pôvodné priebehy teplôt (či už pred alebo po páde SDK podhľadu) sú v legende grafu označené vždy plnou čiarou. Pred pádom SDK podhľadu (čas $t = 2400$ s) sú tmavšou farbou, po páde bledšou farbou. Priebeh teplôt náhradného zaťaženia je pre daný bod označený čiarkovanými čiarami príslušnej farby.

Z grafu možno pozorovať, že priebeh teplôt v doske je takmer rovnaký pri náhradnom zaťažení teplotami ako pri pôvodnom zaťažení. Rozdiel pre priebeh teplôt v bodoch č. 594 a 559 (t.j. ďalej od miesta prieniku oceľového nosníka do dosky) je pri použitej mierke na grafe v podstate nepozorovateľný. V prípade bodov č. 578 a 580, ktoré sú situované bližšie k mieste oceľovej konštrukcie v doske je rozdiel v týchto priebehoch teplôt maximálne okolo $20\text{ }^{\circ}\text{C}$. Táto chyba nie je z relatívneho hľadiska hodnôt teplôt pri požiare príliš významná. Tiež vidno že pôvodné teploty boli nižšie, teda pri zadaní vyšších teplôt je chyba na tzv. "bezpečnú stranu".

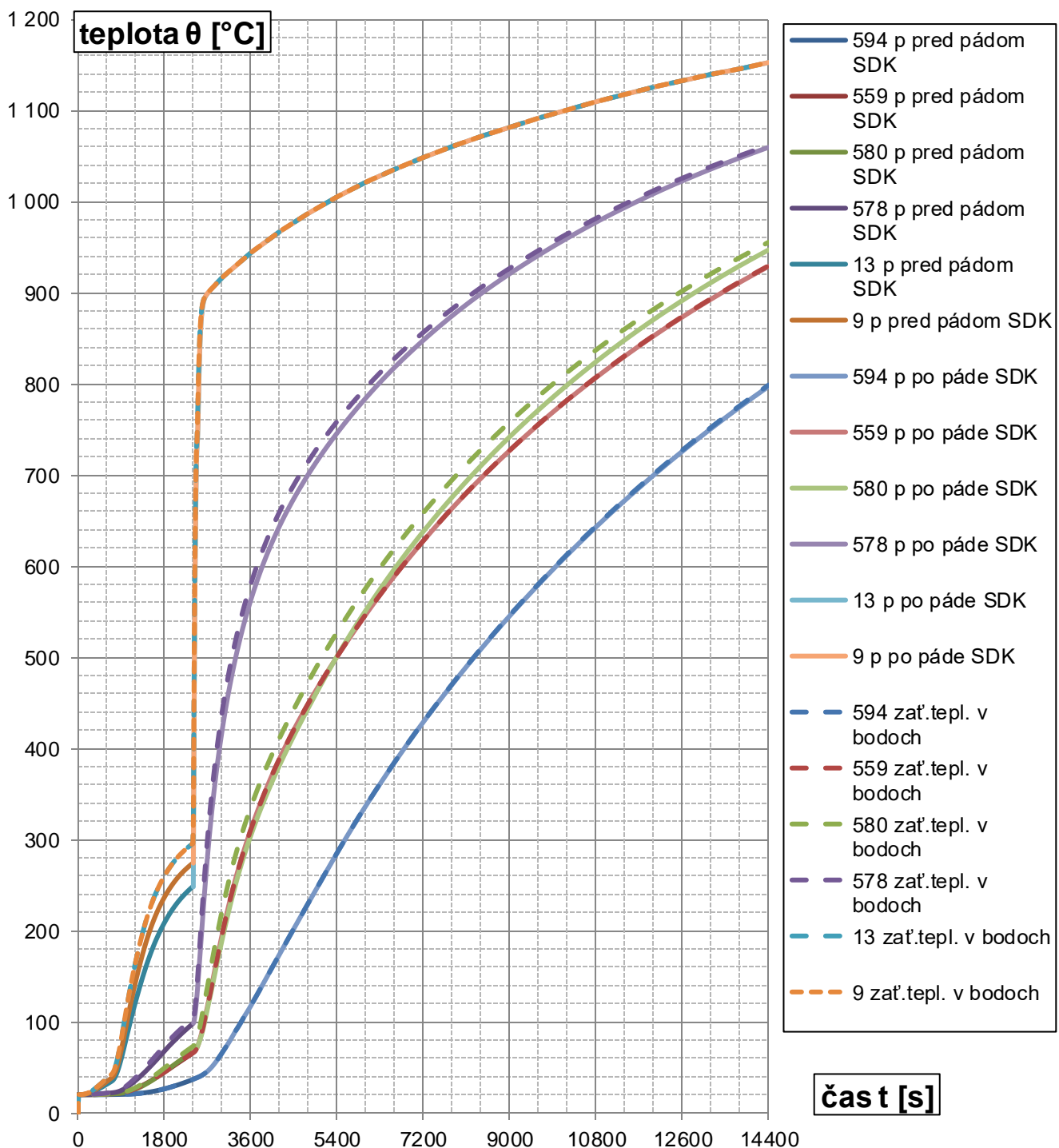
Väčší rozdiel teplôt je samozrejme v oblasti oceľového nosníka - viď body č. 13 a 9. Pre tieto body bolo aplikované zaťaženie na základe bodu zo spodnej časti nosníka, ktorá bola v čase pred pádom SDK podhľadu ohrievaná znateľne viac. Vidno že v čase $t = 2400$ s je pre bod č. 13 rozdiel teplôt až okolo $50\text{ }^{\circ}\text{C}$. Pre body situované nad bodom č.13 by tento rozdiel bol ešte vyšší. Takáto chyba sa už svojimi hodnotami nejaví ako celkom zanedbateľná.

Chyba teplôt po páde SDK profilu je v oboch sledovaných bodoch (č. 13 a 9) oceľového nosníka už prakticky nulová. Pred pádom podhľadu táto chyba narastá smerom k horným častiam oceľového nosníka, u ktorých sa pri ohybe predpokladá nižšie využitie pre ich bližšiu polohu k neutrálnej osi (za bežnej teploty). Chyba je rovnako na tzv. "bezpečnú stranu". Z týchto dôvodov sú pre prípad prvej orientačnej analýzy priebehy teplôt uvažované práve týmto spôsobom.

Rovnako bol odskúšaný prípad zadefinovania teplotného zaťaženia pre 3 body v línii (po šírke, resp. hrúbke plechu nosníka) na spodnej hrane nosníka a pre 3 body v línii na vrchnej hrane nosníka. Zmena oproti demonštrácii na obr. 3.25 by bola v absencii zaťaženia po výške nosníka pre

body označené bledo-zelene "OCEL_DO_V" - a aplikácia tohto zaťaženia len na spodné 3 body. V tomto prípade však nenastalo požadované rozdelenie teplôt. Pravdepodobne pre väčšiu výšku, resp. vzdialenosť bodov s definovanými teplotami než tomu je v prípade betónovej dosky, kde tiež bolo teplotné zaťaženie aplikované len na krajnú spodnú a hornú líniu dosky. V doske sú však dve línie s definovaným zaťažením vzdialené od seba 75 mm, pričom v nosníku približne 3-krát toľko. Tiež sú tieto zaťaženia na nosníku definované na pomerne kratšej línii (3 mm šírky oproti 500 mm šírky modelovaného výseku dosky).

Pre presnejší (a menej chybný) priebeh teplôt na nosníku pri náhradnom zaťažení teplotou z vybraných bodov sa teda javí ako rozumné zistiť priebeh teplôt vo viacerých bodoch ocelového nosníku po jeho výške. napríklad cca. po štvrtinách výšky. Je zrejme že takto zaťažený model bude vykazovať menších chýb v priebehu teplôt v bodoch na ocelovom nosníku do času $t = 2400$ s, teda do pádu SDK. Tiež by sa mohli odskúšať varianty pri ktorých by tieto teploty boli zadané vo všetkých bodoch nosníka a prípad kde by tieto teploty boli zadané len 3 bodom na líniiach po šírkach, ktoré sú vzájomne výškovo vzdialené približne štvrtinu výšky nosníka - či by v takom prípade došlo k plynulému priebehu teplôt v ostatných bodoch po výške nosníka.



Graf 3.18 Porovnanie časového priebehu teplôt vo vybraných bodoch

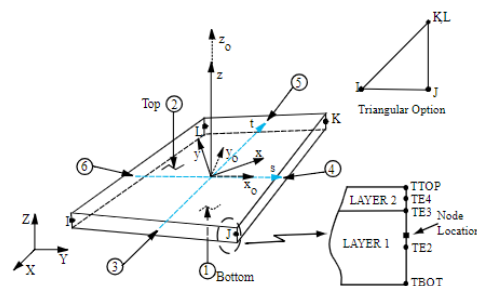
3.1.5 Model spriahnutej ocelobetónovej dosky pre výpočet teplotného poľa

V tejto kapitole je zhotovený podrobnejší model analyzovanej konštrukcie. Je použitý obdobný postup spätného zaťaženia teplotou charakteristických častí konštrukcie na základe priebehu teploty z vybraných bodov. V kapitole 3.1.4.5 toto bolo demonštrované na jednoduchšom 2D modeli. Teraz je zaťaženie teplotami aplikované na 3D model konštrukcie so zhodným tvarom siete KP, aký bude použitý pre nasledujúcu štruktúrnú analýzu (kapitola 3.2).

3.1.5.1 Geometria siete KP analyzovanej konštrukcie

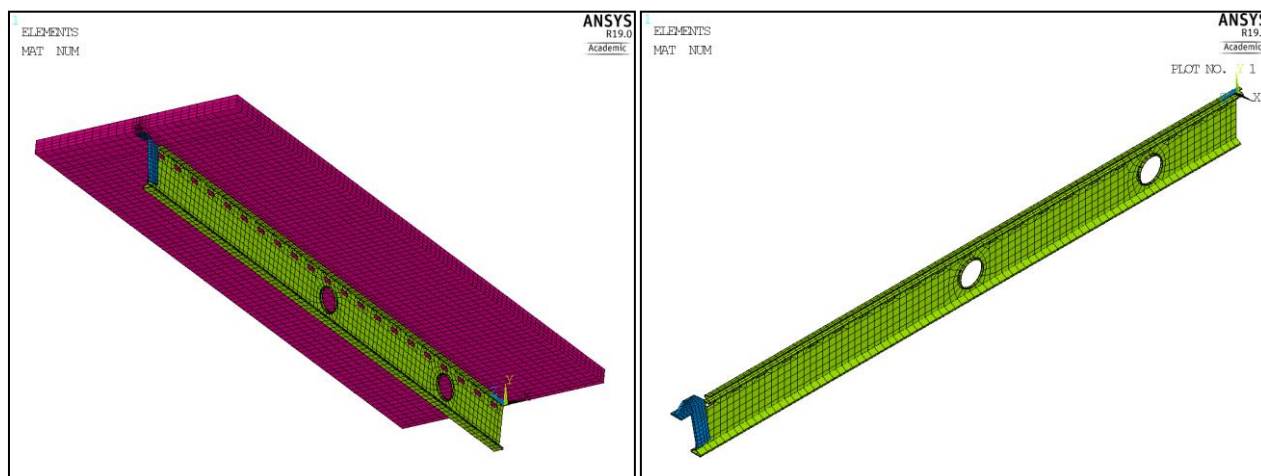
Je modelovaná symetrická polovica dĺžky z prostého uloženia konštrukcie spriahnutej ocelobetónovej dosky. Z priečného rezu (obr. 3.1) je uvažovaný jeden stredný úsek konštrukcie o šírke 1,23 m, teda od strednicovej roviny steny ocelového nosníka 0,615 m na obe strany.

Pre betónovú dosku a závesnú pätku (háč) sú použité prvky objemové, SOLID70 s jedným stupňom voľnosti v každom z 8 uzlov - teplotou. Tenkostenný ocelový nosník je modelovaný strednicovou rovinou, a sieť v tomto prípade je vytvorená plošnými prvkami SHELL131. Týmto plošným prvkom (číselné označenie 350) je nastavená voľba bez zmeny teploty skrz vrstvu - KEYOPT,350,3,2 ("no temperature variation through layer") a počet vrstiev je 1 - KEYOPT,350,4,1.

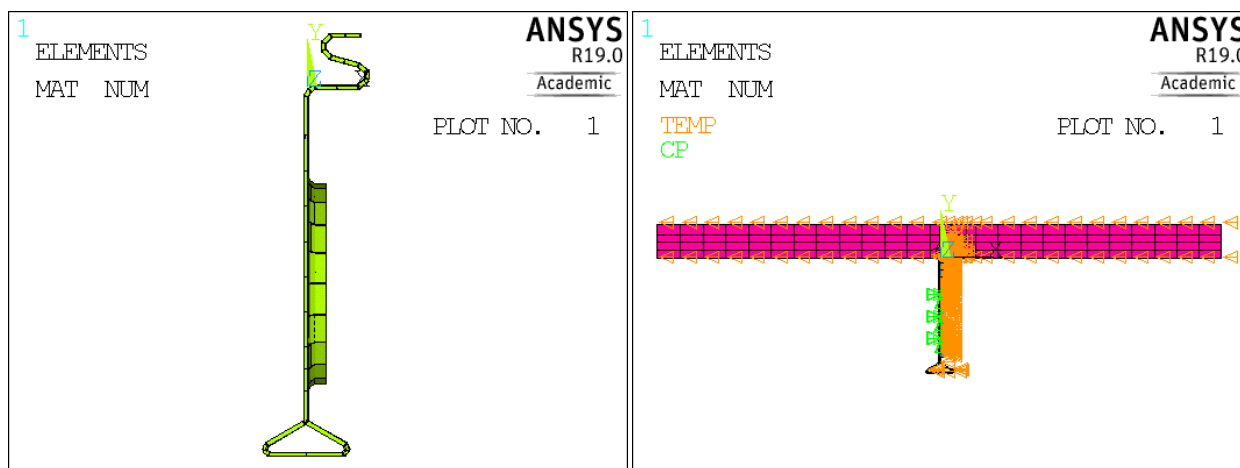


Obr. 3.30 Tvar prvku SHELL131 podľa (1)

Geometriu siete možno vidieť na obrázkoch nižšie. V oblasti spriahnutia vrchnej časti ocelového nosníku s betónovou doskou patria uzly elementov nosníka (SHELL131) rovnako i elementom betónovej dosky (SOLID70) - sieť je v tomto mieste teda jednotná, spojitá. Avšak v mieste hlavy závesnej pätky sieť KP pätky prestupuje cez sieť KP dosky. V tejto malej oblasti sú pre zjednodušenie geometrie siete modelu týmto spôsobom uvážené dve nezávislé siete.



Obr. 3.31 Tvar siete konečných prvkov analyzovanej konštrukcie

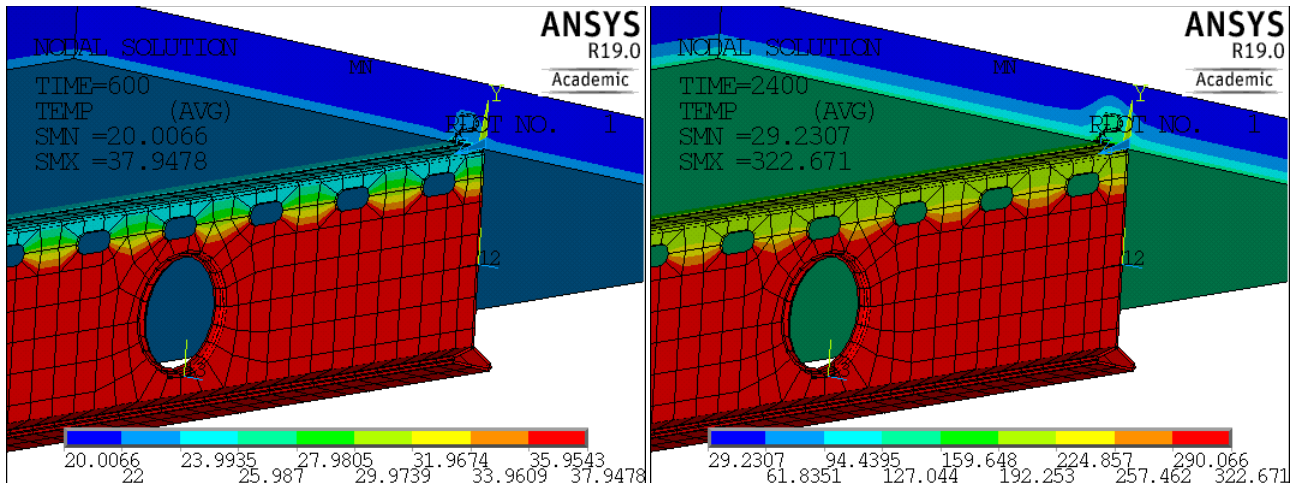


Obr. 3.32 Vľavo: pohľad na profil tenkostenného nosníku; vpravo: aplikácia teplotného zaťaženia

3.1.5.2 Zaťaženie a výsledky

Na základe priebehu teplôt z vybraných bodov konštrukcie (viď kapitola 3.1.4.4) pri analýze zjednodušeného 2D modelu bol zaťažený tento zložitejší 3D model. Tepelné zaťaženie bolo predpísané ako zaťaženie teplotami v jednotlivých bodoch pre všetky body nosníka i závesnej pätky (viď obr. 3.32 vpravo). Pre betónovú dosku bola teplota zadaná len bodom na spodnom a hornom povrchu.

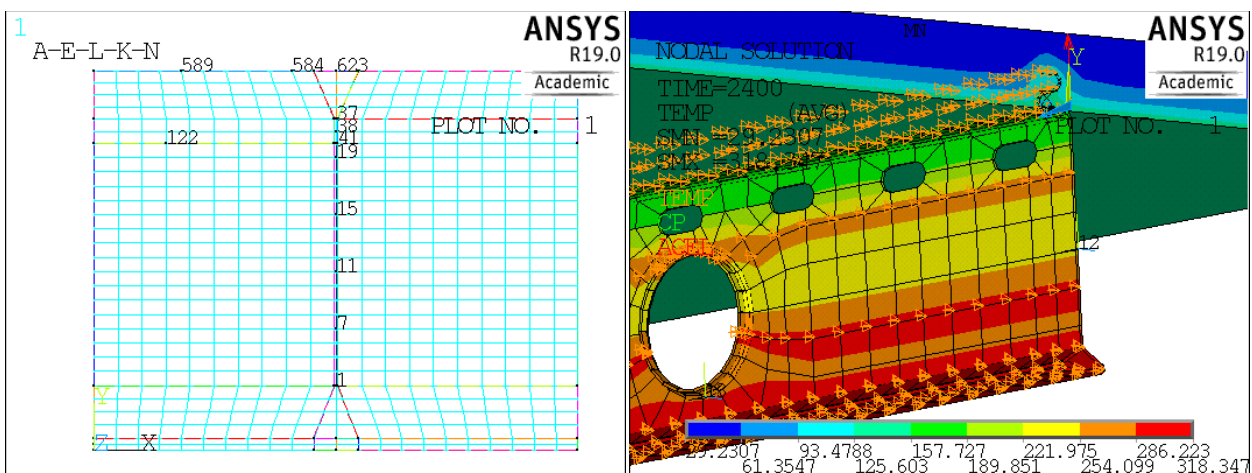
Na obr. 3.33 nižšie je demonštrovaný prípad, keď sú teploty zadané iba na základe teplôt zo šiestich vybraných bodov (viď obr. 3.24 kapitola 3.1.4.3). Bodom na takmer celej výške nosníku je definovaná teplota podľa referenčného bodu v jeho spodnej časti.



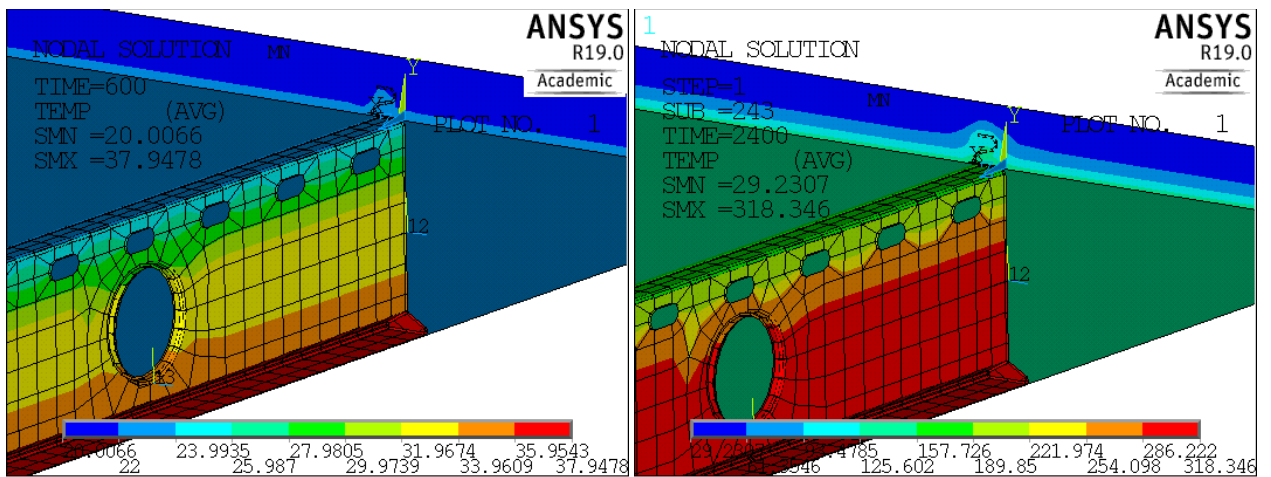
Obr. 3.33 Rozloženie teplôt; vľavo: v čase $t = 600$ s; vpravo v čase $t = 2400$ s

Neskoršie bolo zistené (v kapitole 3.2.5), že je vhodné referenčných bodov pre zistenie teplôt po výške nosníku definovať viacero. Boli vybrané body cca. po štvrtinách výšky - ako demonštruje obr.3.34 nižšie.

V prípade, že boli teplotou zaťažené body na nosníku len v línii, nenastalo rovnomerné rozloženie teplôt (ako to je u dosky keď sú teploty definované iba na hornom a spodnom povrchu dosky). Tepelno-technické vlastnosti týchto materiálov sú pritom podobné, resp. oceľ je ešte lepší vodič tepla. Avšak jedná sa o inú geometriu a i iné použité prvky. V prípade nosníku sú teploty definované vždy na pozdĺžnej línii bodov, teda v priereze len 1 bodu na strednici. Nie sú to dve plochy ktorým sú tieto teploty definované na všetkých bodoch týchto protiahlych plôch. Tiež bol v prípade nosníku použitý iný druh elementov (SHELL131) než pre dosku (SOLID70). V prípade modelovania nosníku prvkami SOLID70 pri použití 2 prvkov po hrúbke steny nosníku by sa takýto spôsob zaťaženia opäť tiež mohol odskúšať. V tejto práci však podobný model už nie je uvažovaný, nakoľko použitý model so škrupinovými prvkami na nosníku dosiahol pri nasledujúcej štruktúrálnej analýze pomerne uspokojivé výsledky. Teploty pre body nosníku, resp. ich časový priebeh bol definovaný opäť všetkým bodom na nosníku po výške, avšak už na základe teplôt vo viacerých referenčných bodoch. Takýto výsledok teplotného poľa je demonštrovaný na obr.3.35.

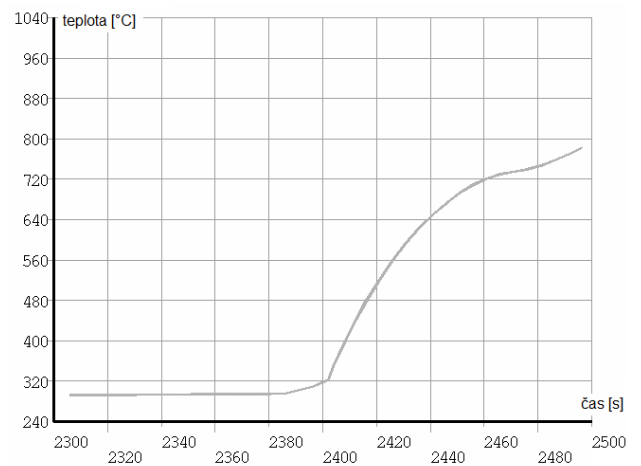


Obr. 3.34 Vľavo: doplnenie referenčných bodov pre sledovanie priebehu teploty na 2D modeli; vpravo: výsledok teplotného poľa v čase $t = 2400$ s pri definovaní teploty bodom na nosníku po líniiach



Obr. 3.35 Rozloženie teplôt pri detailnejšom zaťažení; vľavo: v čase $t = 600$ s; vpravo v čase $t = 2400$ s

Pre overenie správnosti zadania a priebehu teplôt je vpravo vyobrazený grafický priebeh teploty v spodnom bode oceľového nosníku. Jedná sa v podstate o detailu z grafu 3.17. V tomto prípade je však teplota i pred časom $t = 2400$ s mierne vyššia než 300 °C. To je spôsobené len hustotou zadefinovania krivky teplotného zaťaženia v bodoch, ako poukazuje obrázok nižšie, kde je bod na krivke definovaný v čase 3290 s a potom až 2402 s (už po páde). Teda mierne prudší nárast teplotného zaťaženia nastane skôr než pri dokonale uvažovanom okamžitom páde SDK podhľadu v čase 2400 s. Tento fakt nie je vôbec na škodu, nakoľko sa pád SDK uvažuje iba zjednodušene.

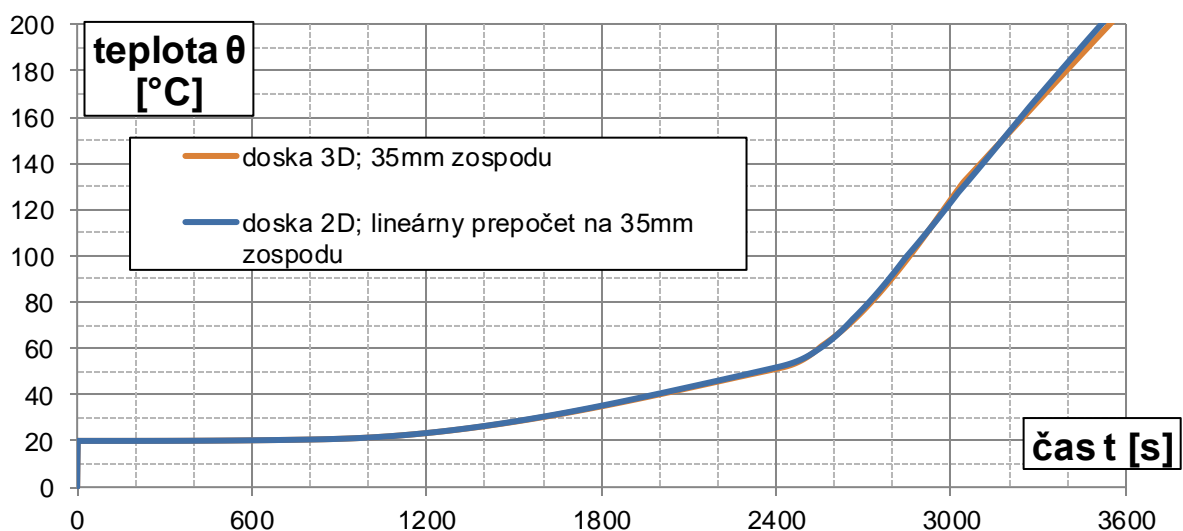


Obr. 3.36 Priebeh teploty; spodná časť nosníku

V grafe nižšie je tiež overený priebeh teploty v bode cca. v strede výšky dosky (35 mm) (pôdorysne cca. v strede vzdialenosti medzi nosníkom a pozdĺžnym okrajom modelu dosky so symetrickou podmienkou) v prípade 3D modelu pojednávaného v tejto kapitole. Pre teplotné pole podľa 2D modelu (3.1.4) je uvažovaná lineárna interpolácia priebehu teplôt medzi bodom vo výške 25 a $37,5$ mm od spodnej hrany dosky (nakoľko sieť mala po výške mierne iné rozmery). Možno konštatovať že rozdiel priebehu teplôt je zanedbateľný a teploty v doske sa i v prípade 3D modelu javia byť dopočítané správne.

*SET, OCEL_DO_V_fin	(324 , 0,1),	2390	295,51	295,51	*SET, OCEL_DO_V_fin	(324 , 1,1),	295,51
*SET, OCEL_DO_V_fin	(325 , 0,1),	2402	322,913	322,913	*SET, OCEL_DO_V_fin	(325 , 1,1),	322,913

Obr. 3.37 Časť definovania teplotnej krivky z tabuľky prostredia MS Excel



Graf 3.19 Porovnanie priebehu teplôt v strede dosky pre 2D a 3D teplotný model

3.2 Štruktúrálna analýza

V tejto kapitole je popísaný postup nastavenia a zhodnotenie výsledkov štruktúrálnej analýzy spriahnutej oceľobetónovej konštrukcie. KP model má rovnakú geometriu ako model tepelnej analýzy popisovaný v kapitole 3.1.5. Elementy siete s teplotnými stupňami voľnosti sú nahradené tvarovo odpovedajúcimi elementmi s deformačnými stupňami voľnosti (viď tabuľka 3.4). Toto je prevedené prepnutím elementov z tepelných na štruktúrálné v prostredí pre-procesoru.

prvok \ analýza	tepelná	štruktúrálna
škrupinový	SHELL131	SHELL181
objemový	SOLID70	SOLID185

Tab. 3.4 Odpovedajúci druh KP

3.2.1 Materiálové modely

Pevnostné charakteristiky betónu triedy C20/25 sú uvažované obdobne ako je popísané v kapitole 2.3.1.1 pre betón vyššej triedy C25/30. Krivky závislostí majú v podstate v pomere k hodnotám pri bežných teplotách ten istý priebeh. Hodnoty pre teploty 20 °C sú uvažované podľa (2). Pre analýzu sú uvažované stredné hodnoty materiálových charakteristík.

Pri definovaní teplotného predĺženia betónu (kapitola 2.3.1.1.1.) sú pre betón overené oba varianty použitého kameniva: kremičitého a vápencového.

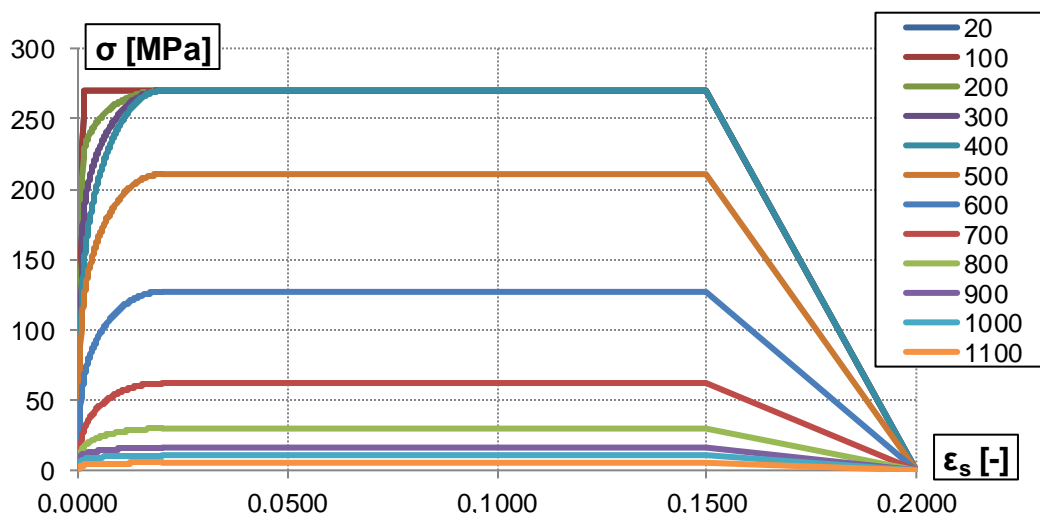
Parametre Menetrey-Willam materiálového modelu pre betón ktoré doteraz neboli uvažované v závislosti na teplote (relatívne parametre tvaru kriviek exponenciálneho zmäkčenia (Ω_{ci} , Ω_{cu} , Ω_{cr} , Ω_{tr}) sú ponechané podľa tabuľky 2.6 z kapitole 2.3.1.1.5. Uhol dilatancie je stále uvažovaný konštantnou hodnotou $\psi = 11,5^\circ$ nezávislou na teplote (viď 2.1.2.2). Plošná špecifická lomová energia módu I, je pre betón C20/25 uvažovaná na základe (6) pre bežnú teplotu a nezávisle na teplote $G_{ft} = 55 \text{ J/m}^2$.

V jednom prípade bola tiež odskúšaná alternatíva použitia slabšieho betónu triedy C16/20 namiesto C20/25. Materiálový model je definovaný obdobným postupom ako pre ostatné betóny.

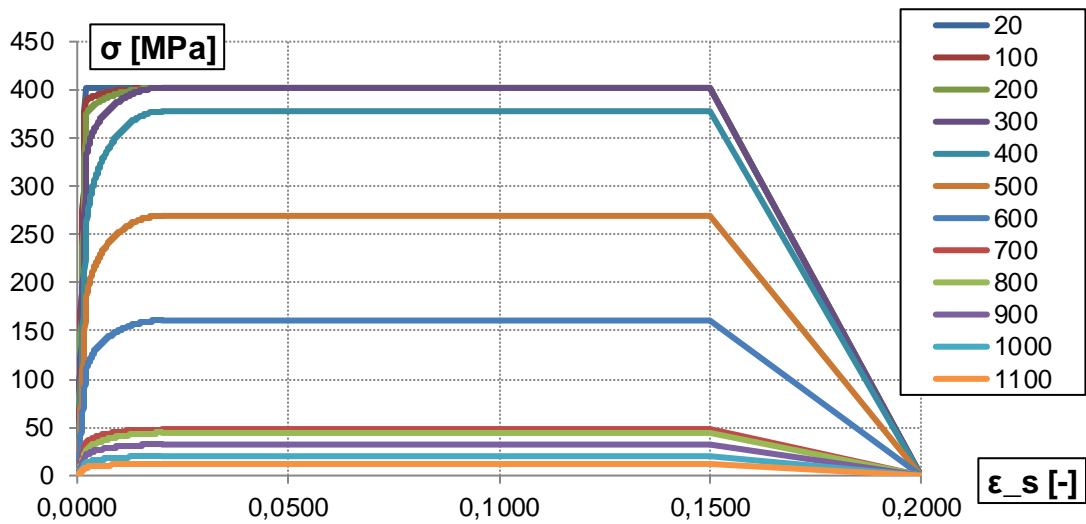
Výstužná kari sieť je predpokladaná z oceli triedy B550B a teplotná závislosť materiálových charakteristík je rovnaká ako pre oceľovú výstuž v kapitole 2.3.1.2.

Teplotné závislosti materiálu nosníka (S350GD) a závesnej pätky (S235) sú podľa príslušných noriem (ČSN EN 1993-1-2, resp. ČSN EN 1994-1-2) definované rovnako ako pre betonársku oceľ podľa (3). Teda charakteristiky týchto materiálov sú v závislosti na teplote tiež uvažované obdobne ako je to popísané v kapitole 2.3.1.2 s tým rozdielom, že pre teplotu pri 20 °C boli uvážené odpovedajúce hodnoty medzí sklzu daného materiálu (v charakteristických hodnotách 235 resp. 350 MPa). V prípade materiálu S350GD (za studena valcovaná oceľ) boli tiež podľa kapitoly 3.2.3 v (3) uvažované mierne rozdielne hodnoty závislostí medze sklzu, medze úmernosti a Youngovho modulu pružnosti na teplote, než tomu je pre materiál závesnej pätky z ocele S235 (predpokladá sa valcovaná za tepla). Youngov modul pružnosti je pri $\theta = 20^\circ\text{C}$ uvažovaný hodnotou $E_s = 210 \text{ GPa}$ pre oba materiály.

Pre obe oceli sú uvážené stredné hodnoty materiálových charakteristík určené na základe charakteristických hodnôt pomocou variačného koeficientu $CoV = 0,065$ (viď kapitola 2.1.2.5).



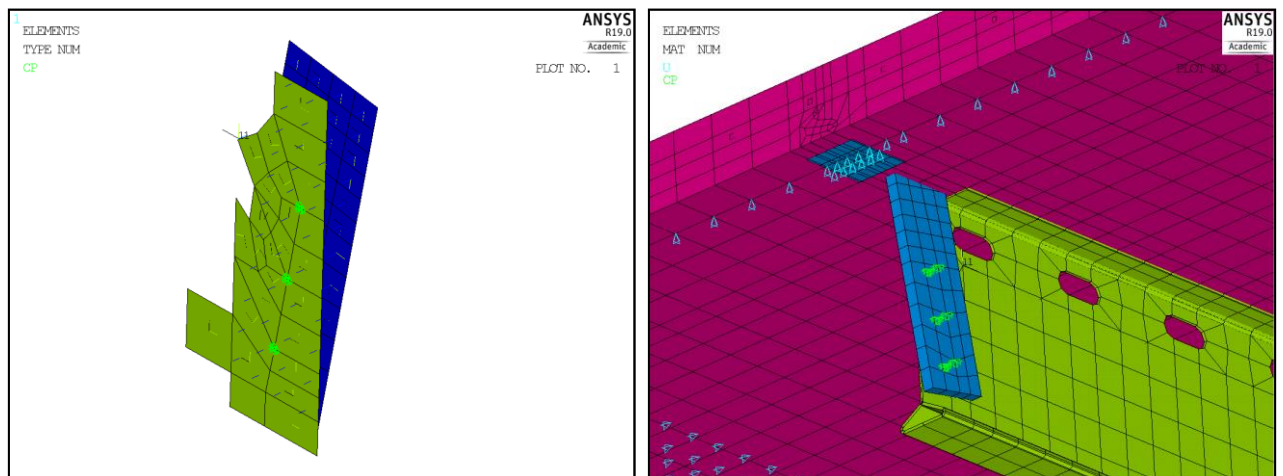
Graf 3.20 Model pre deformačný diagram oceli S235 (valcovanej za tepla) pri zvýšených teplotách na základe (3)



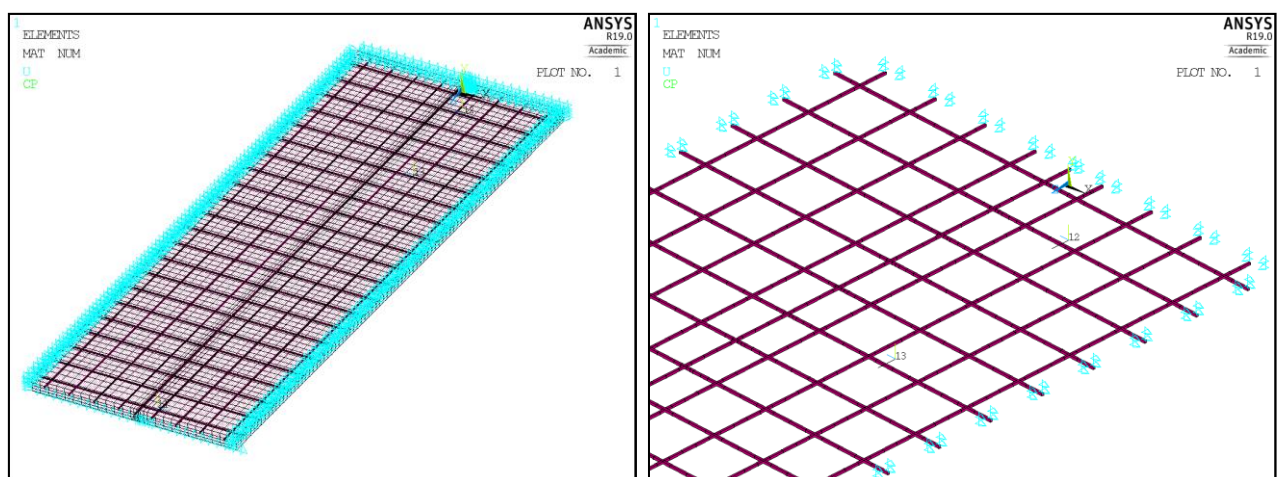
Graf 3.21 Model pre deformačný diagram oceli S350GD (valcovanej za studena) pri zvýšených teplotách na základe (3)

3.2.2 Doplnenie elementov výstuže, kontaktu a deformačné okrajové podmienky

Medzi plochami elementov závesnej pätky a tenkostenným oceľovým nosníkom sú definované kontaktné prvky typu CONTA173 a TARGE170 (obr. 3.38 vľavo). Kontakt je zvolený ako počiatocne otvorený s veľmi malým odstupom (0,001 mm). Súčiniteľ trenia oceľ vs. oceľ je uvažovaný ako 0,15 nezávisle na teplote. Prenos síl skrutkami je idealizovaný definovaním spoločných deformačných podmienok (u_x , u_y , u_z) príkazom CPINTF v miestach ich osí vždy pre 3 uzly na danej línii (1 na nosníku a 2 na pätkke). Skrutky sú tak idealizované ako dokonale tuhé (tiež nezávisle na teplote). To síce nevystihuje ich reálne správanie, ale poskytne to istý obraz o správaní sa konštrukcie.



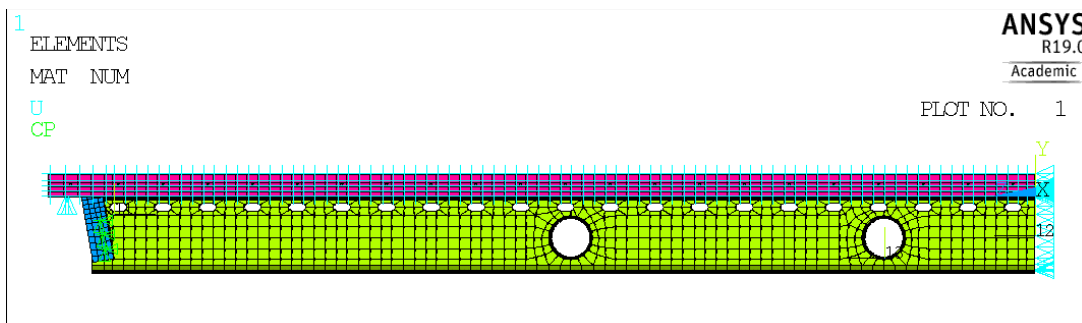
Obr. 3.38 Vľavo: definovanie elementov kontaktu; vpravo: detail siete KP v oblasti závesnej pätky



Obr. 3.39 Tvar siete výstuže modelovanej prvkami REINF264

Sú vybrané elementy vo vrstve približne v strede výšky dosky. Vybraným elementom v danej vrstve je definovaná diskretná výstuž v smere globálnej osi z (pozdĺž dosky). Ďalším vybraným elementom je definovaná diskretná výstuž v smere priečnom, teda pozdĺž globálnej osi x. Keďže nie je na 100% dodržaná osová vzdialenosť prútov kari siete 150×150 mm, je pôvodný priemer 6,3 mm pozmenený pre každý smer tak, aby bola v danej oblasti rovnaká plocha výstuže ako pri referenčnom vystužení uvažovanou kari sieťou. V smere osi z je priemer prútu definovaný 6,0135 mm a v smere osi x 6,2790 mm.

Pozn.: definovanie smeru pre prúty je do istej miery komplikované, nakoľko smer výstužného elementu REINF264 nie je definovaný pomocou lokálneho súradnicového systému vystužovaného elementu - tzv. "ESYS". Tento smer je definovaný podľa postupu číselného zápisu jednotlivých uzlov elementu (pre vystužovaný element objemovej geometrie - ako napr. SOLID185 sú to uzly i, j, k, l, m, n, o, p - tiež vid' obr. 2.8). Tento číselný zápis sa javí byť veľmi komplikované rozumne ovplyvniť počas tvorby siete KP. Z toho dôvodu boli všetky vystužované elementy SOLID185 definované postupne presným zápisom uzol po uzle. Tento proces bol zautomatizovaný v APDL pomocou dvoch cyklov príkazu *DO a vložený ako makro.



Obr. 3.40 Pohľad na model z boku so zvýraznenými deformačnými okrajovými podmienkami

Pre model sú dodefinované deformačné okrajové podmienky. Sú uplatnené symetrické deformačné podmienky - v strede rozpätia (rovina xy) je definovaný 0 posun v smere pozdĺžnom (osi z). Hranám betónovej dosky na krajoch (roviny rovnobežné s globálnou rovinou yz) sú definované pozdĺžne symetrické okrajové podmienky - 0 posun v smere priečnom (osi x).

Ďalej je uvažované kĺbové líniové uloženie konštrukcie na kraji. Teda bodom naprieč (rovnobežne s osou x) je zabránený zvislý posun (v smere osi y). Toto je definované pre body na línii betónovej dosky i bodom na línii ocelového závesného háku. Tieto body nie sú vzájomne v 1 línii (obr. 3.38 vpravo), avšak vzdialenosť týchto rovnobežných línii 12,5 mm je vzhľadom na globálnu geometriu modelu pomerne bezvýznamná.

3.2.3 Nastavenie riešiča, zaťaženie

Analýza je prevedená obdobne ako v prípade kapitoly 2.3.2.3. Je nastavená nelineárna časovo závislá (transient) analýza s uvažovaním vplyvu veľkých deformácií.

Silové zaťaženie (uvažované staticky) na konštrukciu pozostáva z vlastnej tiaže konštrukcie (tiež podhľadu) a skúšobného statického plošného rovnomerného zaťaženia aplikovaného podľa kapitoly 4.3.1(2) literatúry (9) svojou kvazistálou hodnotou. Charakteristická hodnota tohto premenlivého plošného zaťaženia je podľa (7) uvažovaná pre kategóriu A (obytné plochy a plochy pre domáce činnosti) s hodnotou $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$. Kombinačný súčiniteľ pre danú kategóriu je $\psi_2 = 0,3$. Zaťaženie bude teda uvažované hodnotou $q = 600 \text{ N/m}^2$.

Vlastná tiaž SDK podhľadu uvažovaná 15 kg/m^2 je zjednodušene zohľadnená zvýšením gravitačného zrýchlenia z pôvodnej hodnoty $9,81 \text{ m/s}^2$ na hodnotu $10,583 \text{ m/s}^2$. Pád SDK podhľadu je potom možné zohľadniť opätovným znížením gravitačného zrýchlenia na pôvodnú hodnotu.

Ďalej je po časovom úseku 60 sekúnd uplatňované požiarne zaťaženie (po zapnutí časovej integrácie vo výpočte) pomocou načítania hodnôt z výsledkového súboru tepelnej analýzy. Veľkosť jednotlivých pod krokov je zvolená DELTIME,7,5,5,12,5. Príkazom RESCONTROL,DEFINE je nastavené ukladanie medzivýsledkov na konci každého kroku pre prípadné reštartovanie analýzy.

Tlmenie konštrukcie je uvažované obdobne ako v 2.3.2.4. Rayleighho parametre útlmu sú definované: $\alpha = 3,637$; $\beta = 5,2 \cdot 10^{-4}$ na základe prvých vlastných frekvencií predchádzajúcej modálnej analýzy pri bežnej teplote.

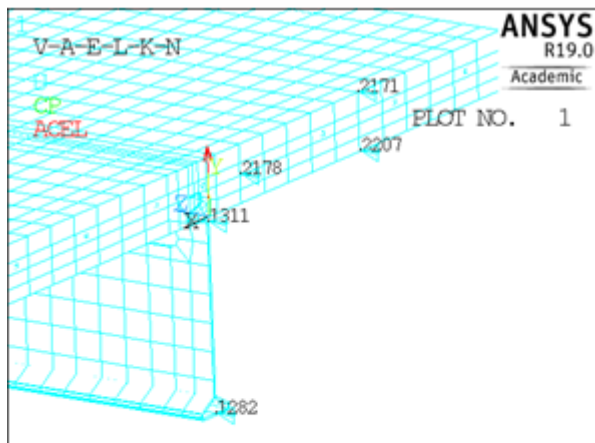
3.2.4 Výsledky analýz a zhodnotenie

V tejto kapitole sú graficky spracované výsledky sledovaných veličín (napätia v smere pozdĺžnom a priehyb konštrukcie v strede rozpätia) vo vybraných bodoch - vid' obrázok 3.41 vedľa - pre jednotlivé varianty konštrukcie. Bližší popis legendy nasledujúcich grafov je rozpísaný v tabuľke 3.5.

Boli uvážené dve varianty použitého betónu ohľadom triedy pevnosti - C20/25 a C16/20. V prípade betónu C20/25 bola pre porovnanie vypracovaná analýza varianty použitia vápencového kameniva (iná definícia pomernej teplotnej deformácie betónu - vid' 2.3.1.1.1).

Varianty uplatnenia statického zaťaženia boli pre betón C20/25 vypracované s i bez aplikácie skúšobného plošného silového zaťaženia $q = 600 \text{ N/m}^2$. Varianty s označením "g*" uvažujú vlastnú tiaž SDK podhľadu tak ako to popisuje predošlá kapitola. V prípadoch s označením "g" bola vlastná tiaž podhľadu zanedbaná.

V prípadoch pre betón triedy C16/20 boli odskúšané i iné varianty definovania teplotného zaťaženia - (takmer) konštantná teplota na nosníku po jeho výške (meniaca sa len v čase). Tiež bol spustený výpočet nevhodne zadaného teplotného poľa - ten bol spustený omylom, ale keď už výpočet prebehol, výsledky sú tiež prezentované. V ostatných prípadoch bol preferovaný prípad odstupňovaného teplotného zaťaženia po výške nosníku - tak ako to demonštruje obrázok 3.35.

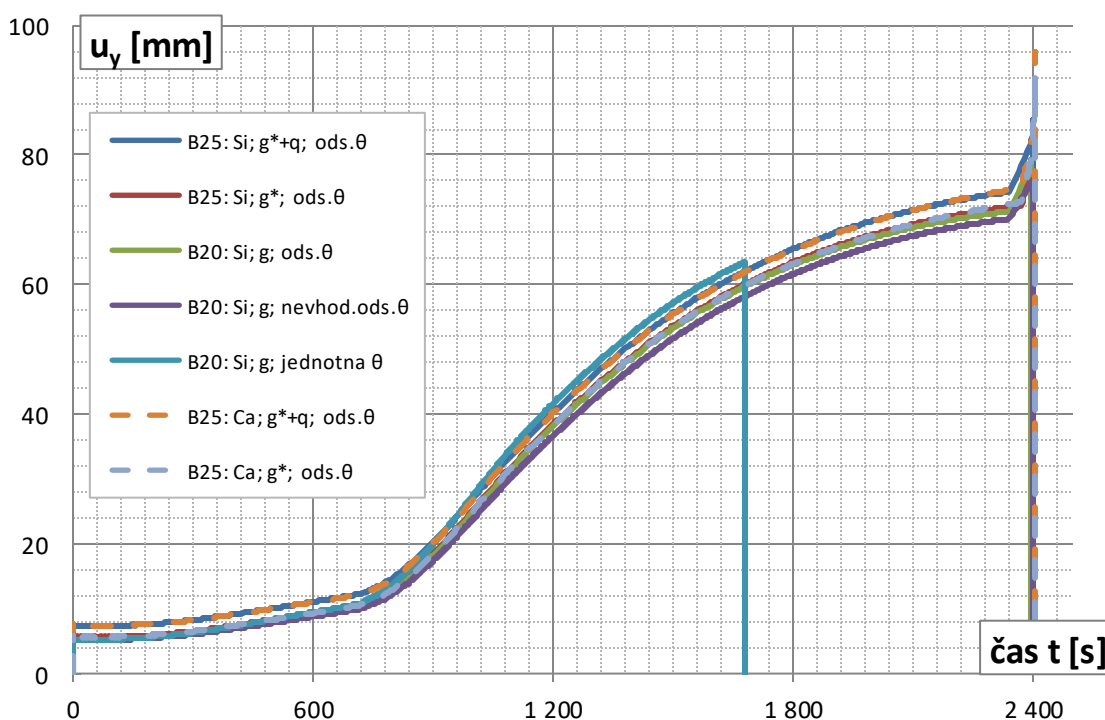


č. bodu siete KP	popis bodu	sledované parametre
2171	betón, horný povrch	teplota θ ; normálové napätie σ (pozdĺžne)
2207	betón, spodný povrch	
2178	výstuž	
1311	oceľový nosník hore	
1282	oceľový nosník dole	θ ; σ ; zvislý posun

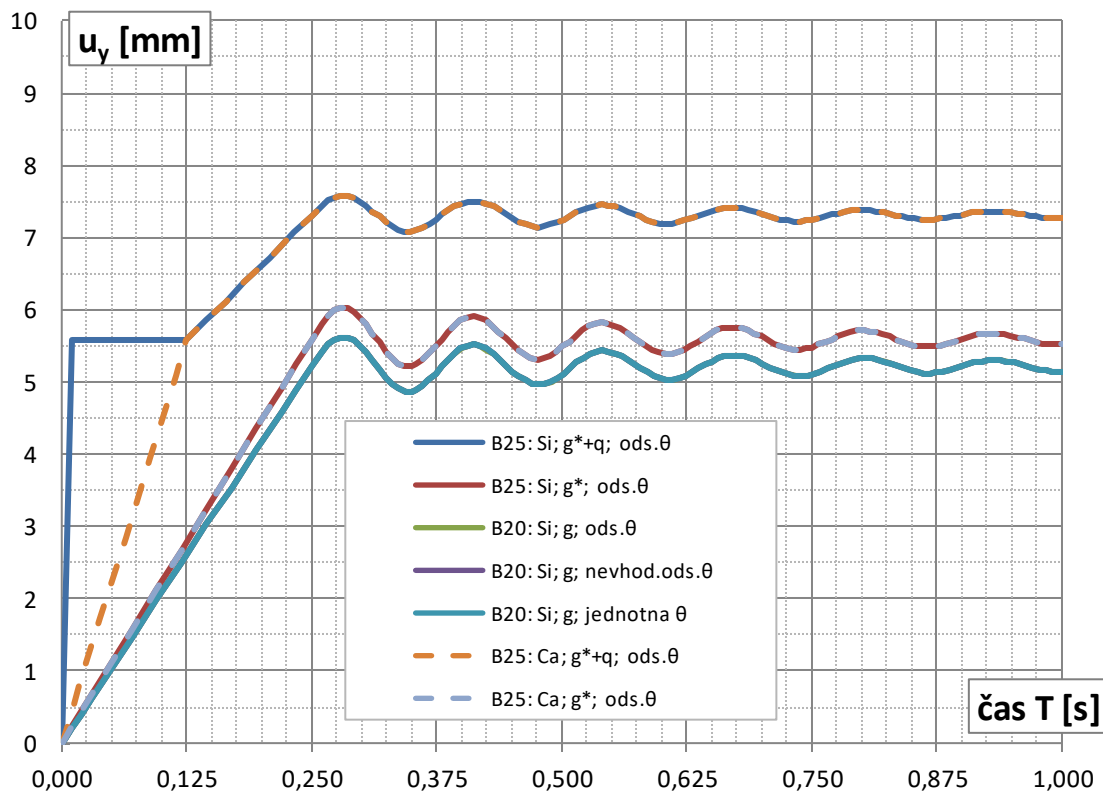
Tab. a Obr. 3.41 Sledované body konštrukcie

farba	označenie popisu	betón	kamenivo	statické zaťaženia	teplotný model
—	B25: Si; g*+q; ods.θ	C20/25	kremičité	ACEL.,10.583; 600 N/m ²	odstupňovaná teplota na nosníku; obr. 3.35
—	B25: Si; g*; ods.θ	C20/25	kremičité	ACEL.,10.583	odstupňovaná teplota na nosníku; obr. 3.35
—	B20: Si; g; ods.θ	C16/20	kremičité	ACEL.,9.81	odstupňovaná teplota na nosníku; obr. 3.35
—	B20: Si; g; nevhod.ods.θ	C16/20	kremičité	ACEL.,9.81	nevhodne odstupňovaná teplota; obr. 3.34
—	B20: Si; g; jednotna θ	C16/20	kremičité	ACEL.,9.81	jednotne defin. teplota na nosníku; obr. 3.33
—	B25: Ca; g*+q; ods.θ	C20/25	vápencové	ACEL.,10.583; 600 N/m ²	odstupňovaná teplota na nosníku; obr. 3.35
—	B25: Ca; g*; ods.θ	C20/25	vápencové	ACEL.,10.583	odstupňovaná teplota na nosníku; obr. 3.35

Tab. 3.5 Bližší popis variant analyzovaných prípadov konštrukcie



Graf 3.22 Časová závislosť posunu bodu na spodnej časti nosníka



Graf 3.23 Detail časovej závislosti posunu bodu na spodnej časti nosníka medzi 0 a 1 s

V textoch ďalej je často krát spomínané napätie, posun, prípadne iná veličina v čase $t = 0$ s. Myslí sa tým čas po aplikovaní statického zaťaženia, na začiatku požiarneho zaťaženia, ktoré však pri analýze bolo aplikované až od globálneho času $T = 1$ s. Platí: $t = T - 1$. Detail priebehu zvislého priehybu medzi globálnym časom $T = 0$ a 1 s je zreteľný na grafe vyššie.

V čase do $T = 0,25$ s bolo aplikované vždy statické zaťaženie. teda bola vypnutá časová integrácia krokov vo výpočte príkazom TIMINT,OFF.

Pre prípady s aplikáciou silového zaťaženia q bol koniec časového kroku pri definovaní gravitačného zrýchlenia $T = 0,125$ s. A koniec druhého kroku pri plnom uplatnení silového plošného zaťaženia q bol v čase $T = 0,25$ s.

Pre prípady s absenciou spojitého silového zaťaženia q bol ako koniec kroku aplikácie gravitačného zrýchlenia zvolený čas $T = 0,25$ s.

Pozn.: prvý (modrá krivka) prípad B25 mal evidentne trochu inak definované uplatnenie gravitačného zrýchlenia - to na veci však nič nemení, nakoľko na začiatku sa konštrukcia správa lineárne. Pravdepodobne bolo pozabudnuté prepnutie uplatnenia krokov zo "schodového" zaťažovania na "rampový" - príkaz KBC,1 namiesto hodnoty 0.

Priehyb konštrukcie v strede rozpätia v prípade betónu C20/25 je cca. 5,6 mm pri zaťažení vlastnou tiažou a tiažou SDK podhľadu. V prílohe 7.1.2. je orientačným ručným výpočtom určený priehyb pri rovnakom zaťažení s hodnotou 6,3 mm. Možno konštatovať, že sa konštrukcia za bežných teplôt pri nízkych hodnotách zaťaženia správa podľa predpokladov príslušných noriem.

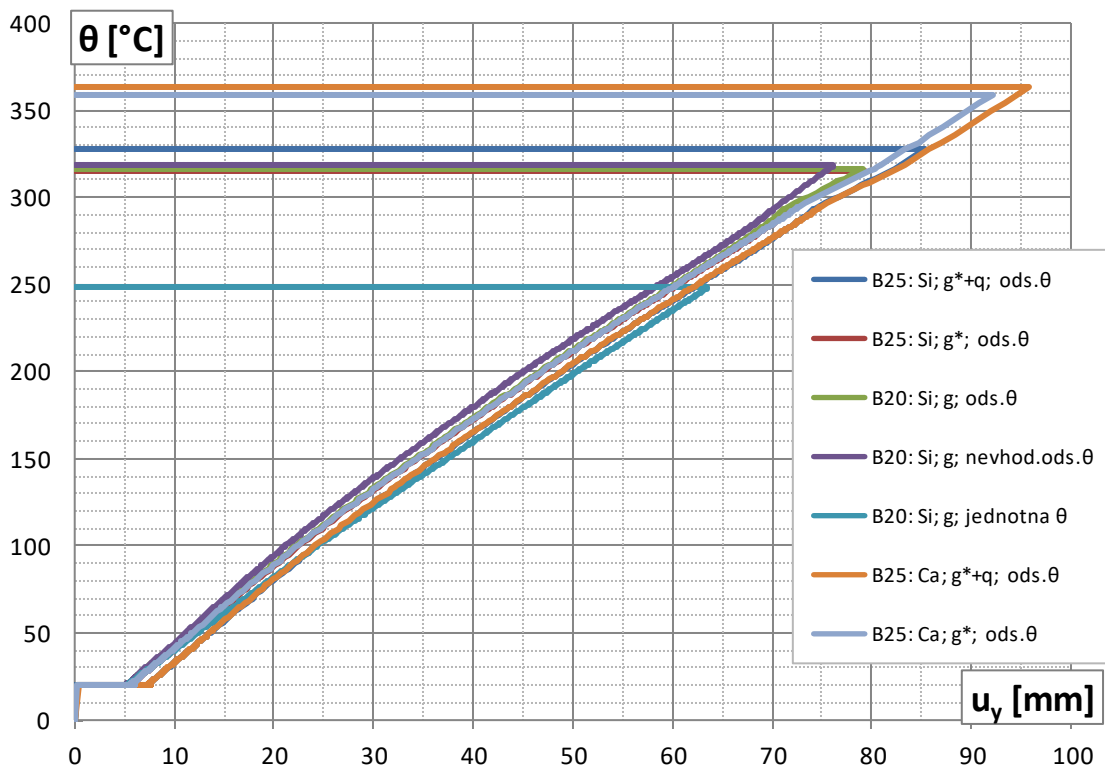
V čase $T = 0,25$ s bola zapnutá časová integrácia krokov (TIMINT,ON) a do doby $T = 1$ s bol spustený prázdny krok (bez dopĺňujúceho zaťaženia). Možno konštatovať mierne rozkmitanie sa konštrukcie, ktoré však v čase $T = 1$ s má už zanedbateľné hodnoty.

Podľa článku 11.1 z (11) sú opäť určené medzné hodnoty priehybu a rýchlosti priehybu, pri uvážení $L = 6374$ mm a $d = 325$ mm (75 mm doska + 250 mm nosník):

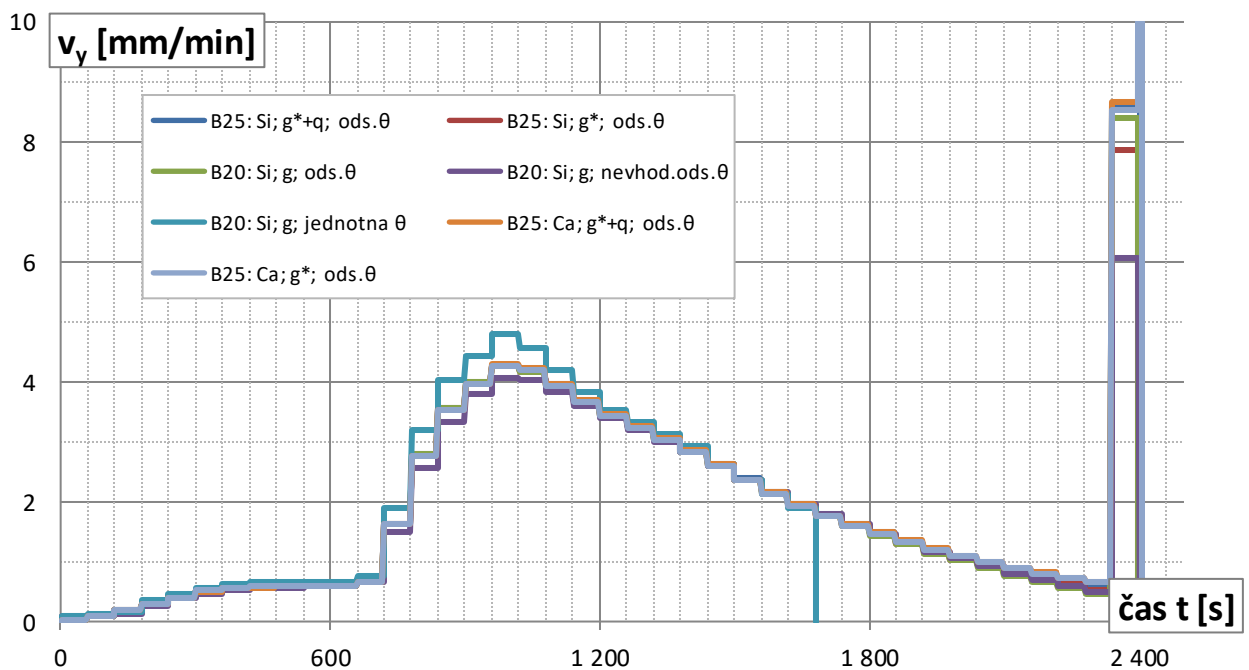
$$\text{medzný priehyb } D = \frac{L^2}{400 d} = 313 \text{ mm}$$

$$\text{medzná rýchlosť priehybu } \frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{9000 d} = 13,9 \text{ mm/min}$$

V tomto prípade medzný priehyb nie je dosiahnutý. Avšak v čase pádu SDK veľmi prudké zvýšenie teploty v nosníku spôsobí výrazný nárast rýchlosti priehybu. Výpočty väčšinou neskonvergovali do 5 s od času $T = 2401$ s, pričom za týchto 5 s narastla deformácia o 13 mm. To je až 156 mm/min.



Graf 3.24 Vyobrazenie teploty v spodnej časti nosníka v závislosti na zvislom priehybe

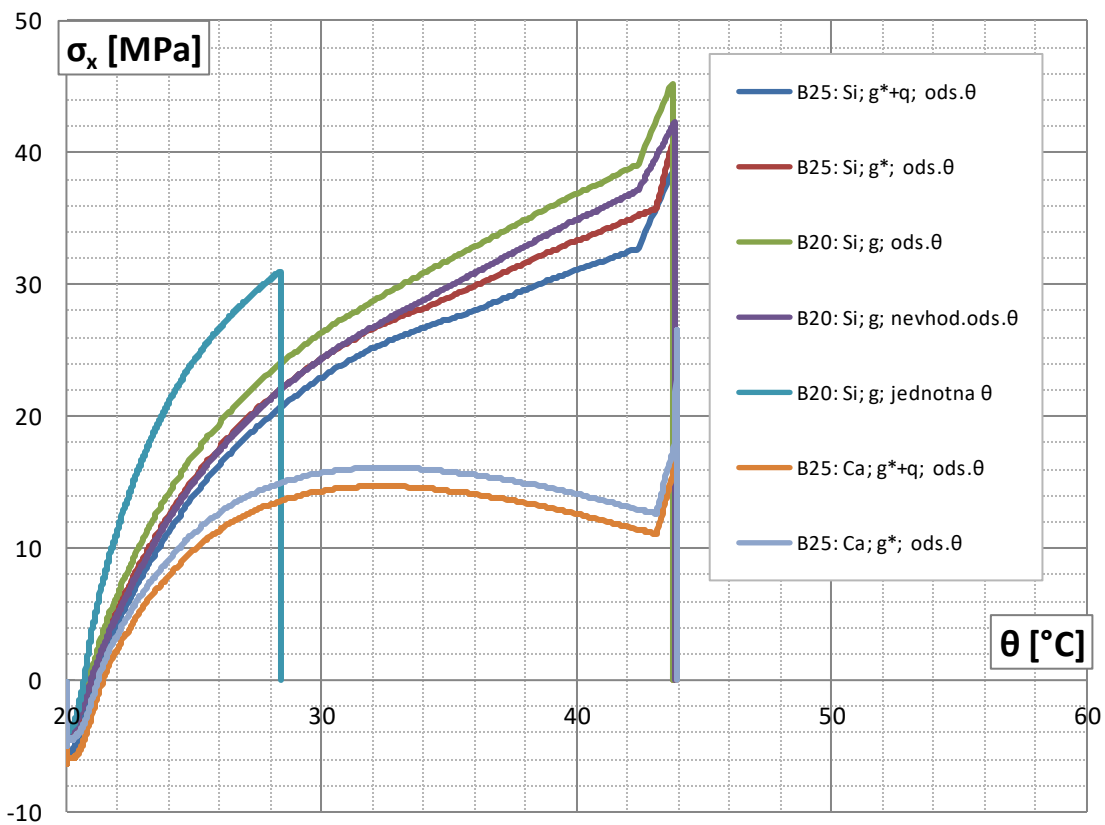


Graf 3.25 Časový priebeh rýchlosti posunu bodu na spodnej časti nosníka

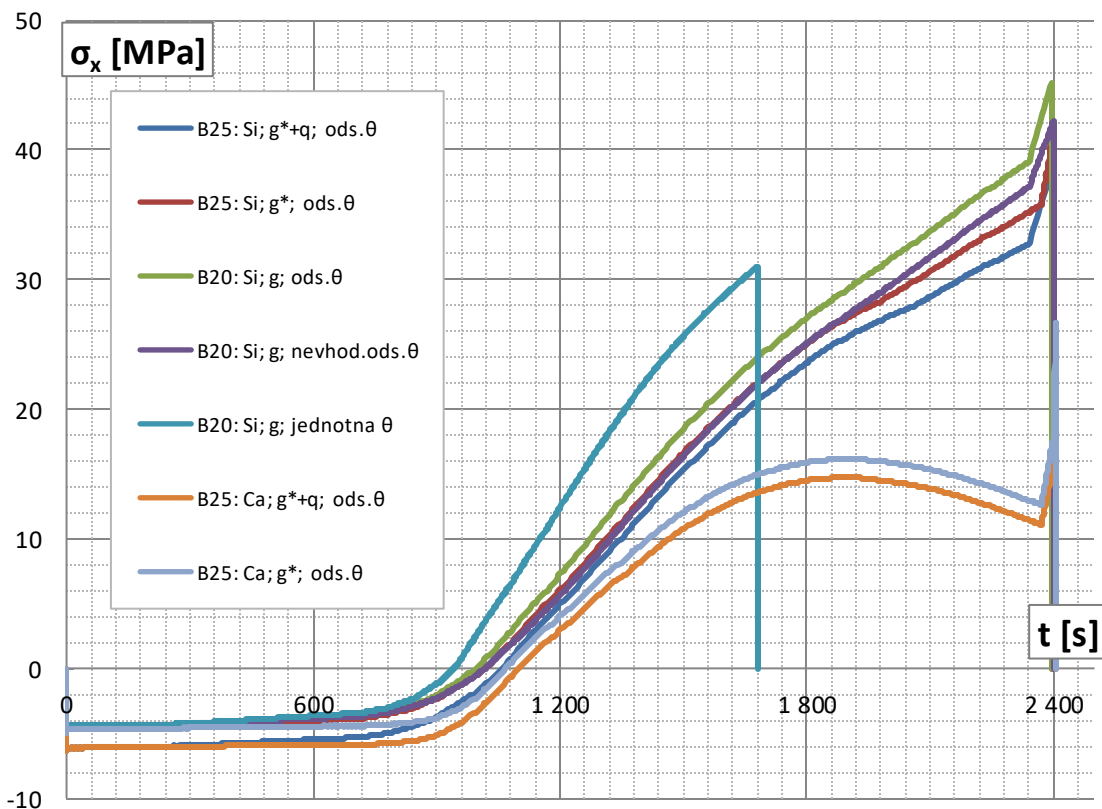
Na grafoch vyššie možno konštatovať mierne pomalší nárast deformácie pre alternatívu s nevhodným zaťažením teplotami (pre menšie teplotné zaťaženie než v ostatných prípadoch). Naopak pri väčšom teplotnom zaťažení (uvažované jednotne po celej výške nosníka na základe spodného bodu) je tento nárast deformácie väčší. V tomto prípade však došlo k neskončovaniu výpočtu už v čase cca. $t = 1680$ s. V ostatných prípadoch boli problémy s konvergenciou až v čase výrazného nárastu teplotného zaťaženia (t.j. $t = 2400$ s). Vidno že charakter kriviek závislosti priehybu na čase, resp. teplote je veľmi podobný. V prípade definovania plošného silového zaťaženia (v označení "+q") je hodnota zvislého priehybu v podstate len navýšená o hodnotu v čase $t = 0$ s ($T = 1$ s) - viď odsadenie oranžovej a modrej krivky pri rovnakom sklone.

V čase do 2400 s možno konštatovať približne lineárnu závislosť medzi zvislým priehybom (meraným posunom bodu na spodnej časti nosníku) a teplotou v tomto bode.

Hodnoty rýchlosti v závislosti na čase boli vždy aritmeticky spriemerované po časovom úseku 60 s, pre lepšiu čitateľnosť grafu (priebeh bol miestami značne neostrý, výrazne nemonotónny).



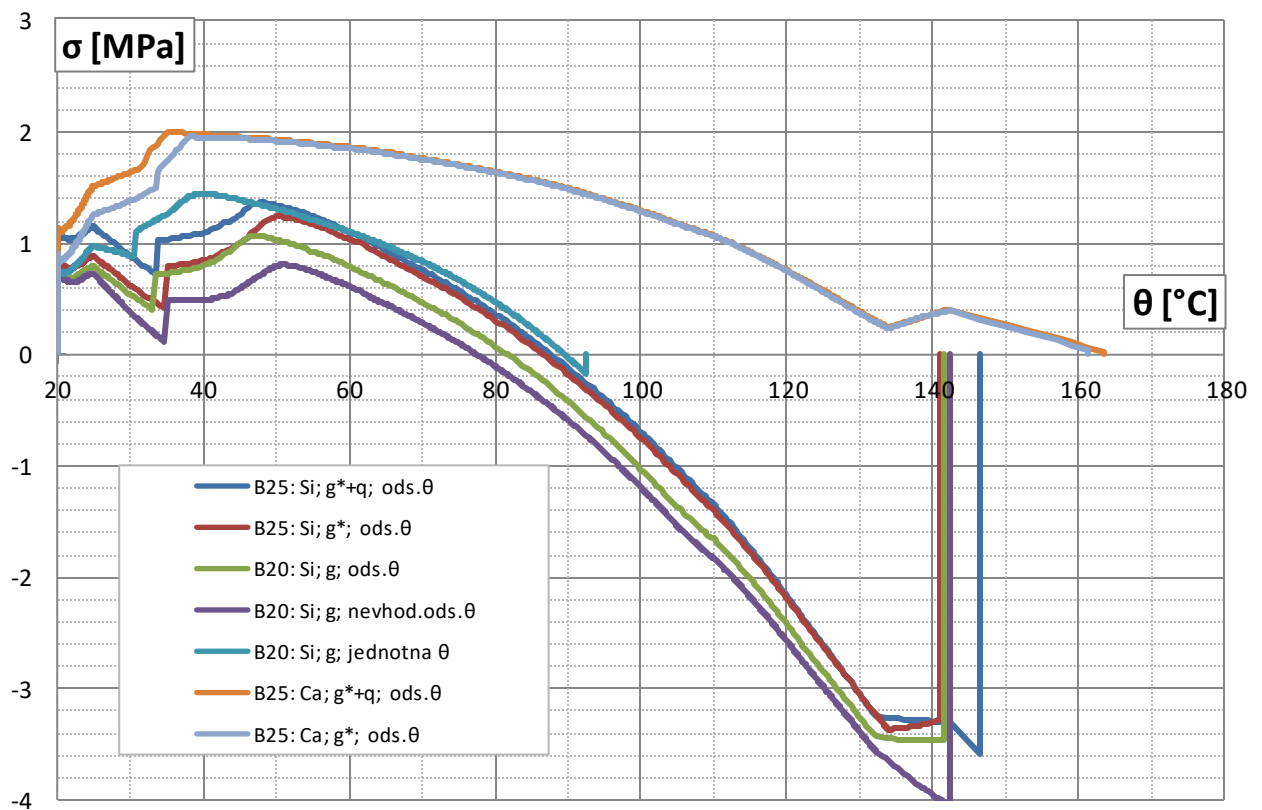
Graf 3.26 Priebeh osového napätia vo výstuži v závislosti na teplote v danom bode



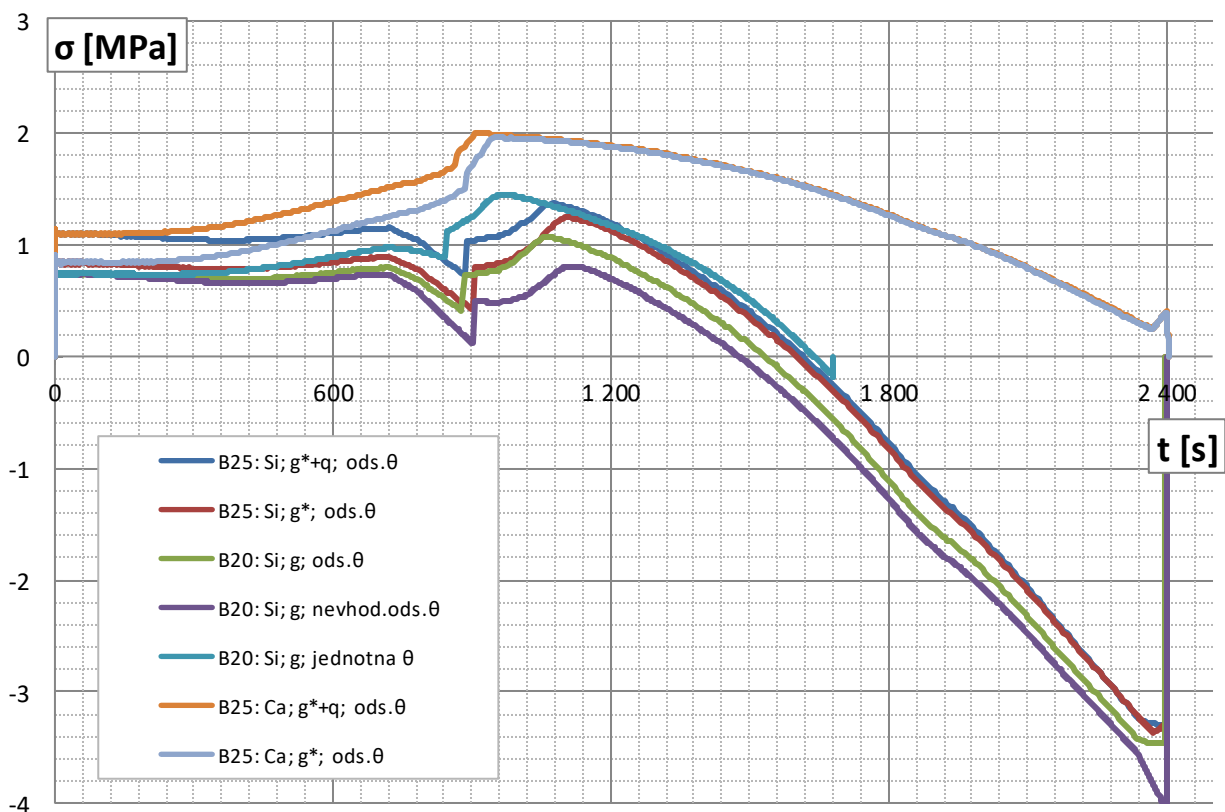
Graf 3.27 Časový priebeh osového napätia vo výstuži

Vo všetkých prípadoch dochádza v čase okolo $t = 1000$ s k zmene tlakového napätia vo výstuži na ťahové. Teplota vo výstuži je vtedy cca. 21 °C. V prípadoch pri väčšom počiatočnom statickom zaťažení bolo v čase $t = 0$ vyššie tlakové napätie vo výstuži. Najväčší vplyv na priebeh napätí má inak definovaná pomerná teplotná deformácia betónu pri použití vápencového kameniva (v tomto prípade nižšie hodnoty). Tiež nárast ťahového napätia vo výstuži je v prípade uvažovania vápencového kameniva pri teplotnom zaťažení pomalší.

V prípade kremičitého kameniva pri definovaní rovnakého priebehu teplôt po výške nosníku (teda väčšieho teplotného zaťaženia v danom mieste) je zas nárast ťahových napätí rýchlejší.

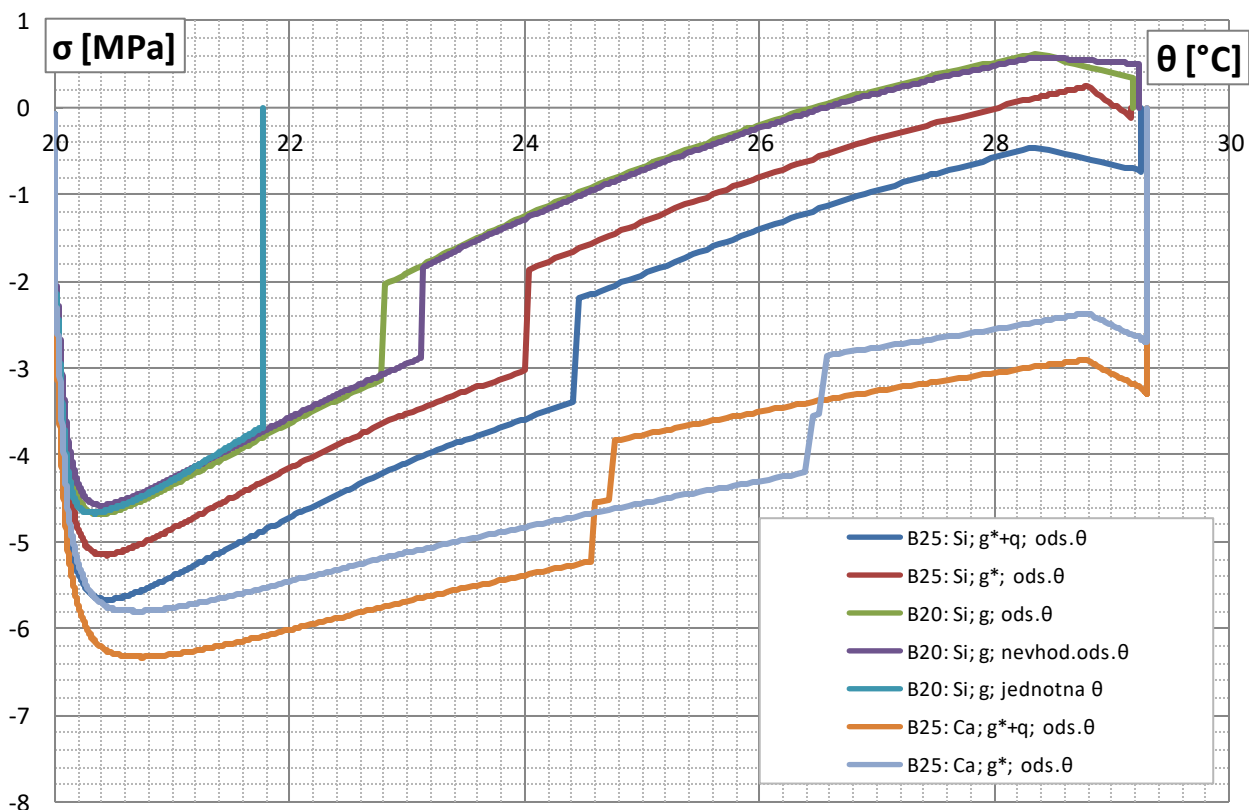


Graf 3.28 Priebec normálového (pozdĺžneho) napätia vo vybranom bode na spodnom (ohrievanom) povrchu betónovej dosky v závislosti na teplote v tomto bode.

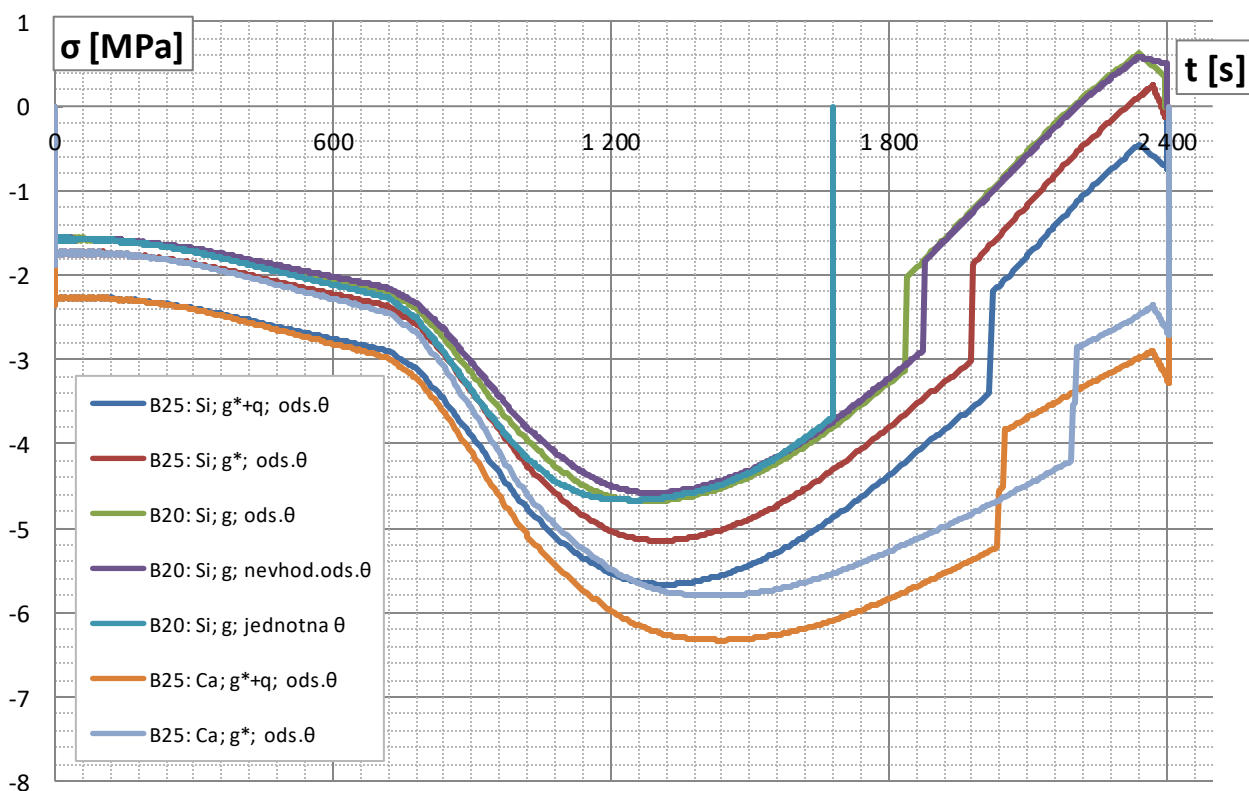


Graf 3.29 Časový priebec pozdĺžneho napätia na spodnom povrchu betónovej dosky

V prípade definovania pomernej teplotnej deformácie betónu podľa kremičitého kameniva dochádza v čase okolo $t = 1600$ s k zmene ťahového napätia na spodnom povrchu dosky na tlakové (pri teplote $80 \sim 90$ °C). V prípade vápencového kameniva s menšími hodnotami pomernej teplotnej deformácie by zrejme k tomuto došlo neskôr. V tomto prípade sa betónový prierez dostáva do stavu keď je na spodnom i hornom povrchu tlak, avšak v strede je ťahové napätie (podobne tomu bolo v predošlej kapitole - viď obr. 2.41). Tlak na spodnom povrchu je zapríčinený zabránením deformácie ohrievaného prvku do strán (pozdĺžne i priečne).

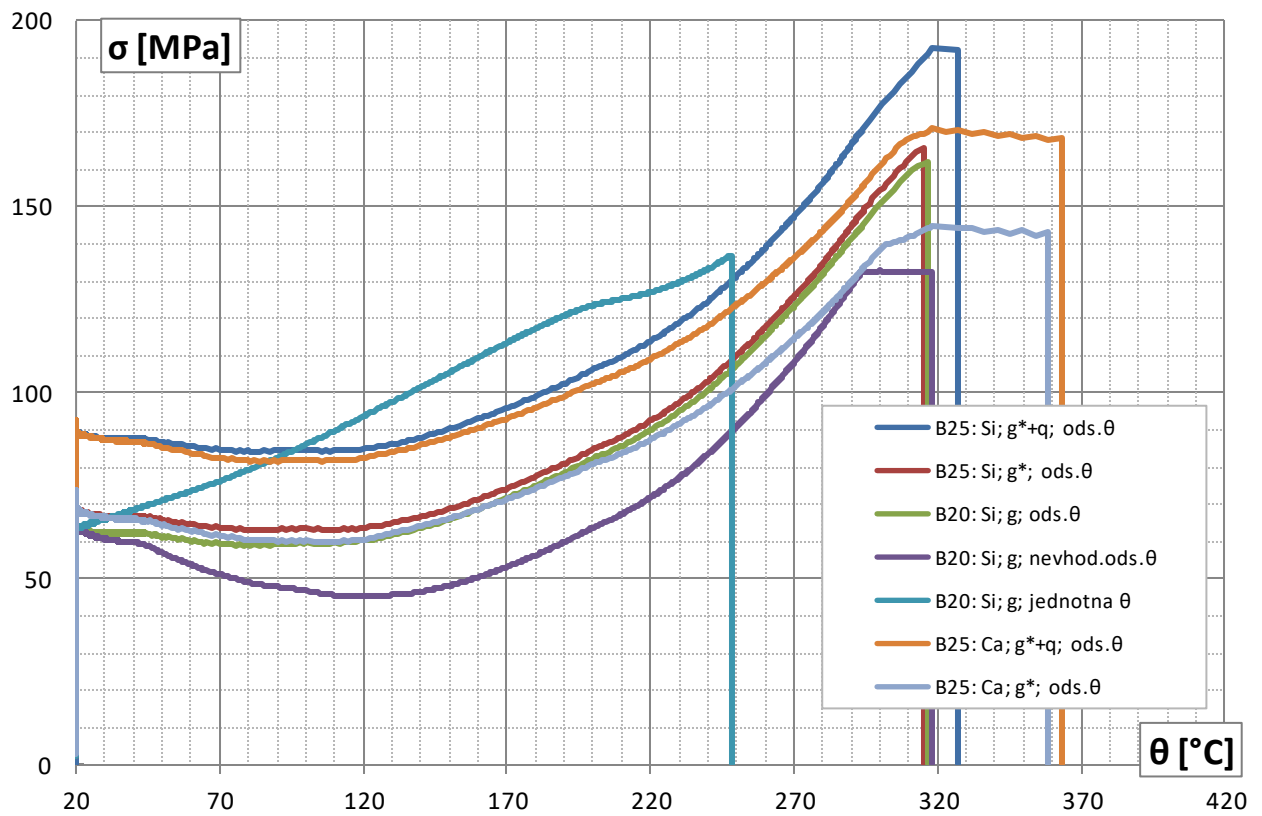


Graf 3.30 Priebeh pozdĺžneho napätia vo vybranom bode na hornom povrchu betónovej dosky v závislosti na teplote v tomto bode.

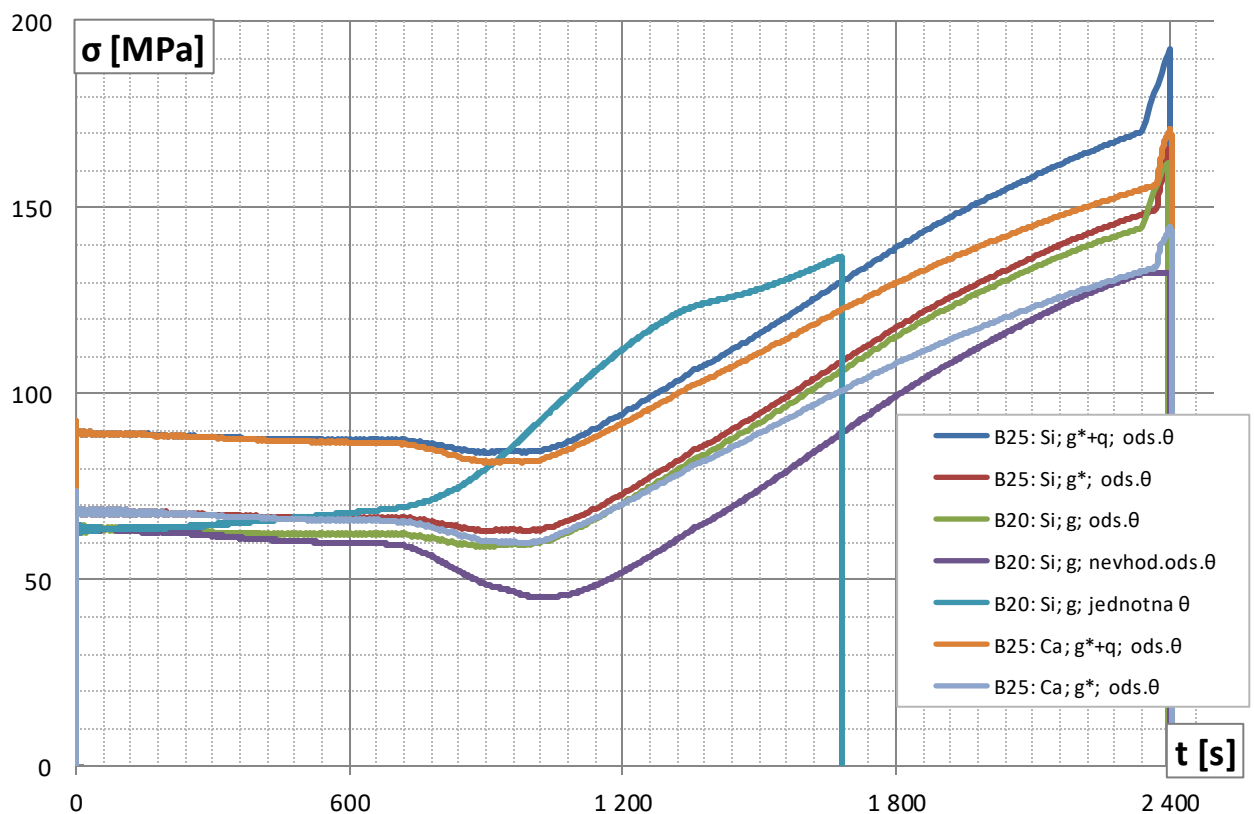


Graf 3.31 Časový priebeh pozdĺžneho napätia v bode na hornom povrchu dosky

Pozoruhodný je fakt, že v prípade betónu nižšej pevnostnej triedy pri uvážení kremičitého kameniva (väčšia pomerná teplotná deformácia) a prípadne pri použití betónu vyššej triedy pevnosti kde nebolo aplikované silové plošné zaťaženie q (bola uvážená len vlastná tiaž), nastalo v horných vláknach betónu v sledovanom bode v čase krátko pred $t = 2400$ s ťahové napätie. Vo výstuži v tomto čase už je tiež dávno ťahové napätie (graf 3.27). Je možný fakt že sa táto relatívne tenká betónová doska vystužená kari sieťou približne v strede svojej výšky pri istom teplotnom namáhaní začína správať skôr ako membránová štruktúra prenášajúca ťahové napätie - prevažne výstužou v strede svojej výšky. Bude nutné bližšie preskúmanie tejto skutočnosti.

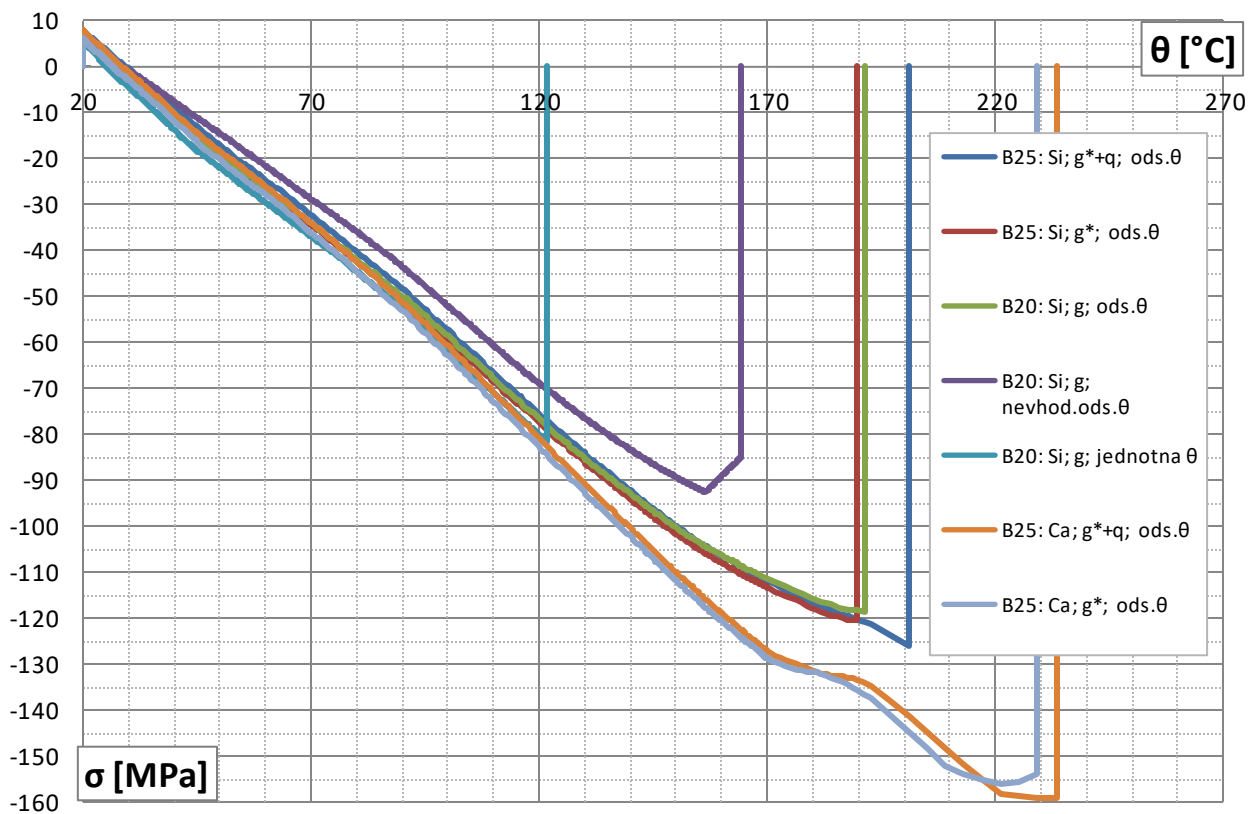


Graf 3.32 Priebek pozdĺžneho napätia v bode v spodnej časti nosníka v závislosti na teplote v tomto bode

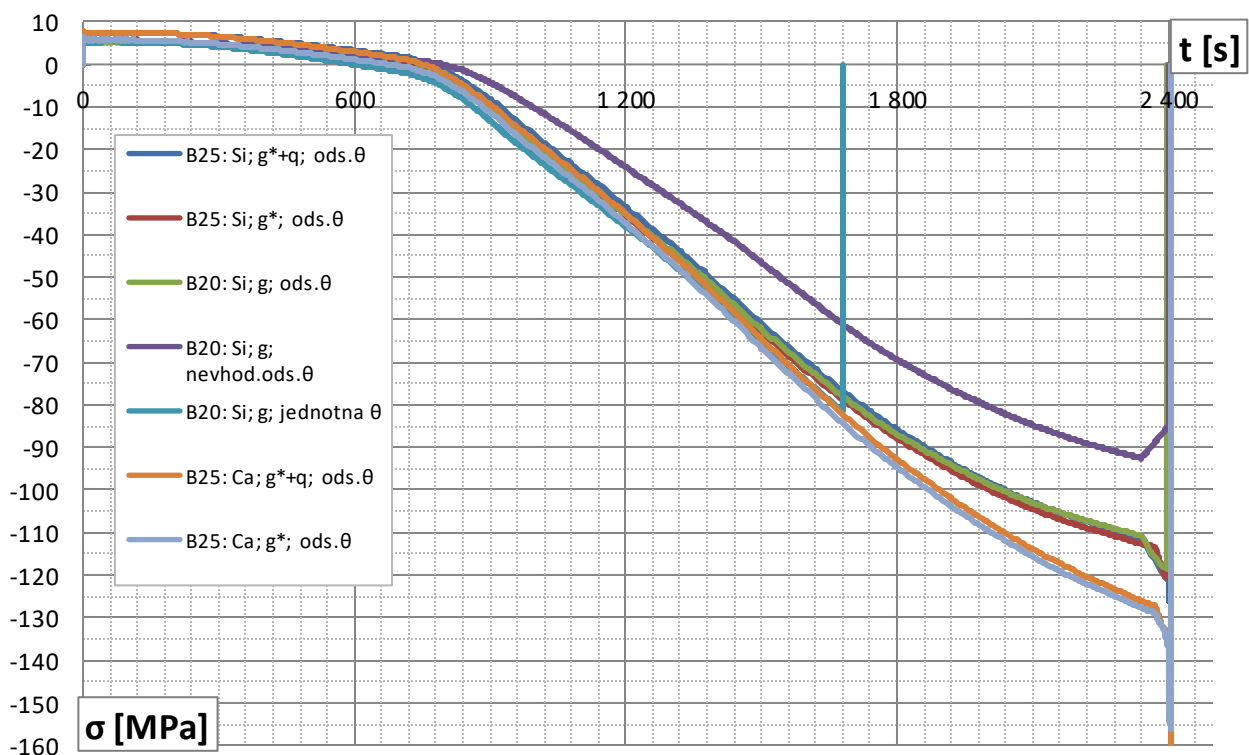


Graf 3.33 Časový priebek pozdĺžneho napätia v bode v spodnej časti nosníka

V spodnej časti nosníka je v čase $t = 0$ s väčšie ťahové napätie v prípadoch ktoré boli viac staticky zaťažené. V prípadoch kde bolo teplotné zaťaženie odstupňované po výške možno pozorovať mierny pokles ťahového napätia a až následne jeho nárast. Ak bola teplota definovaná rovnako (na základe spodného bodu) po celej výške nosníka, ťahové napätie rástlo už od začiatku. Naopak v prípade nie vhodne definovaného teplotného odstupňovania bol počiatočný ťahový pokles výraznejší. Tesne pred neskončovaním výpočtu po čase pádu SDK (teplota nad $320\text{ }^{\circ}\text{C}$) je badateľný tiež istý pokles ťahového napätia (pre varianty ktoré nad túto teplotu konvergovali).



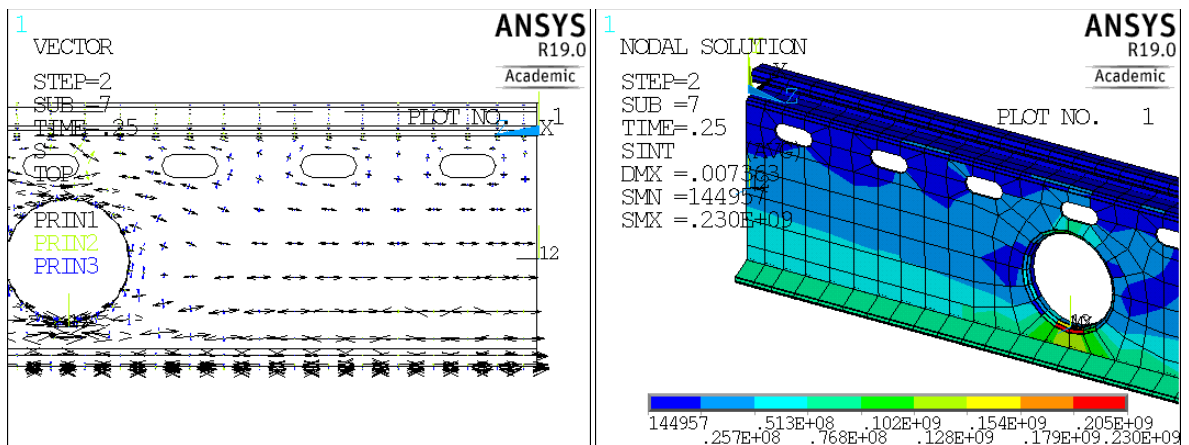
Graf 3.34 Priebek normálového (pozdĺžneho) napätia v bode v hornej časti nosníka v závislosti na teplote v tomto bode



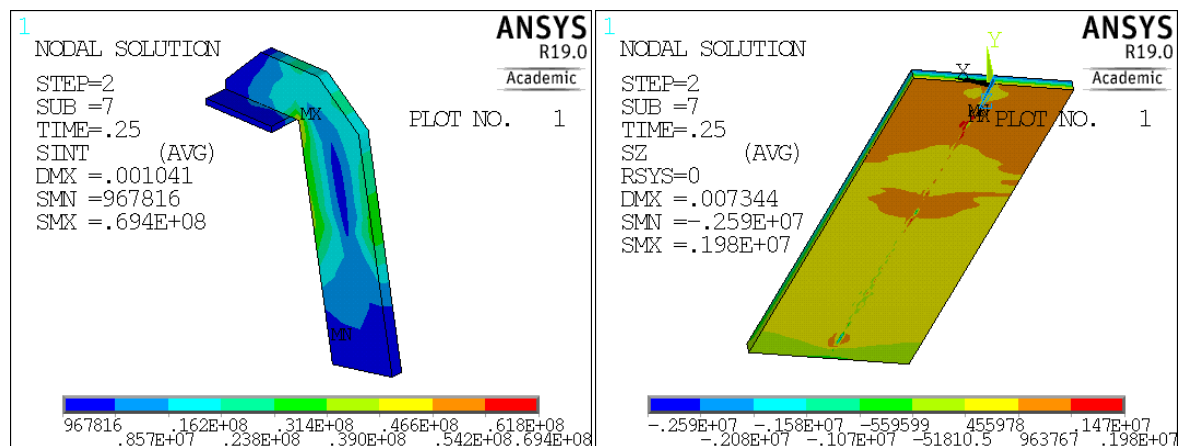
Graf 3.35 Časový priebek normálového (pozdĺžneho) napätia v bode v hornej časti nosníka

V hornej časti nosníka nastala počas teplotného zaťaženia zmena ťahového napätia na tlakové, ktoré sa postupne zvyšovalo. Pred aplikovaním požiarneho zaťaženia teplotou bola ohybová neutrálna osa v betónovej doske. V nosníku dochádzalo k postupnej zmene jej polohy smerom dole. Väčší nárast tlakových napätí bol v prípadoch definovania pomernej teplotnej deformácie podľa vápenatého kameniva.

Ďalej v kapitole sú tiež vyobrazené významnejšie grafické obrazové výstupy sledovaných veličín na vybraných detailoch modelu. Keďže výsledky v jednotlivých prípadoch nie sú až tak výrazne rozdielne, tieto výstupy sú zhotovené na základe výsledkov pre variant označený v legendách ako "B25: Si; g*+q; ods.θ" - teda pre prípad modrej krivky z grafických výstupov.



Obr. 3.42 Čas $T=0,25$ s: vľavo trajektórie hlavných napätí na nosníku; vpravo intenzita porovnávacieho napätia [Pa]

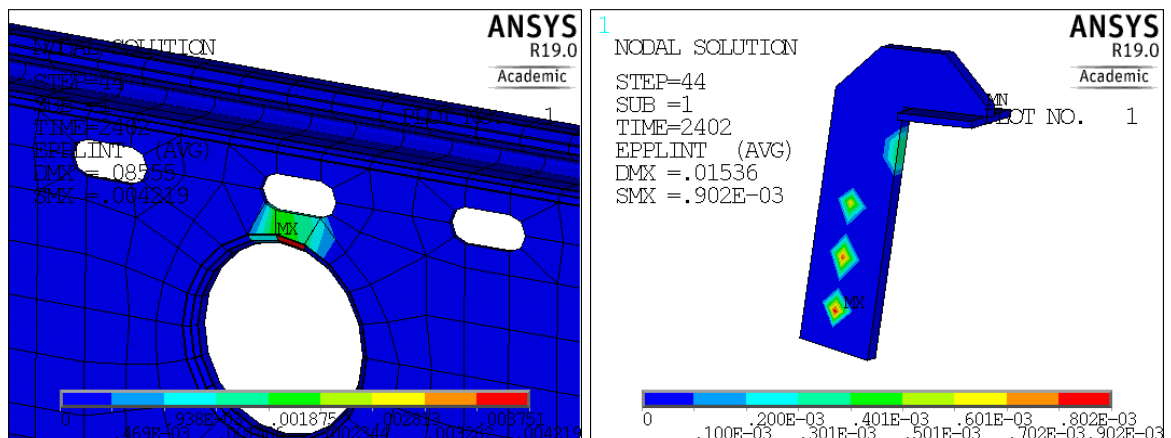


Obr. 3.43 Čas $T = 0,25$ s: vľavo intenzita porovnávacieho napätia na závesnej pätky [Pa]; vpravo pozdĺžne napätie v betónovej doske [Pa]

V čase uplatnenia všetkého statického zaťaženia (vlastná tiaž a spojité silové zaťaženia), $T = 0,25$ s je rozloženie napätí konštrukcie podľa očakávaní. Dochádza k tlaku v betónovej doske v horných vláknach a v ťahu pri spodných. Celý ocelový nosník je v ťahovej oblasti. Neutrálna os uvažovaného ohýbaného spriahnutého prierezu sa nachádza v doske.

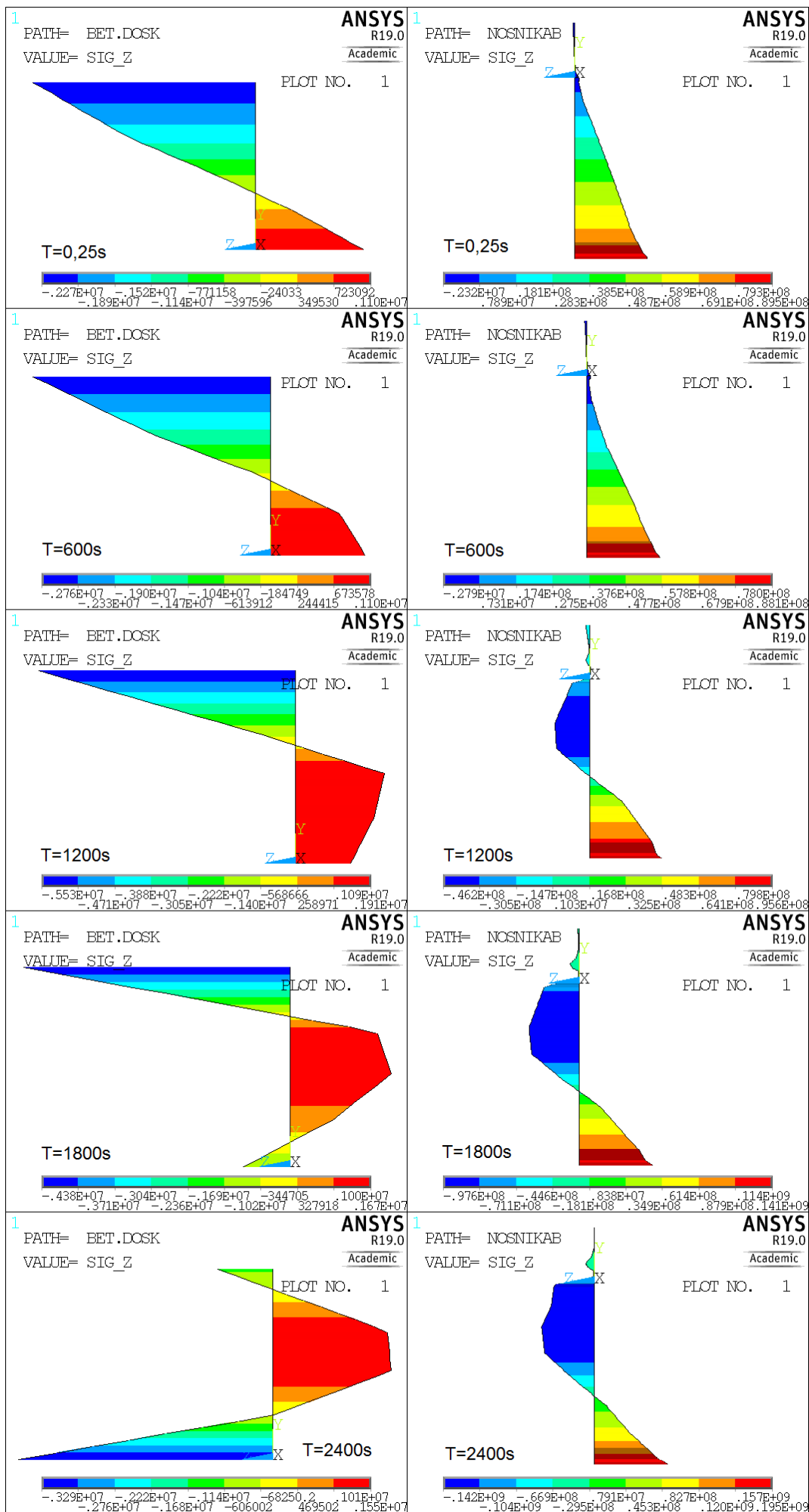
Lokálne zvýšenie napätí na nosníku je v spodnej časti miesta kruhového otvoru. Istý druh singularít napätí je na spodnom povrchu betónovej dosky v miestach ukotvenia ocelového nosníka.

Najväčšie namáhanie závesnej pätky pri bežnej teplote je v jej vrchnej časti. K plastizácii ocelového materiálu pri bežných teplotách však nedochádza. Ako prvá v prípade nosníku začína plastizovať oblasť nad kruhovým otvorom a pri závesnej pätky oblasti definovania skrutiek (singularity).



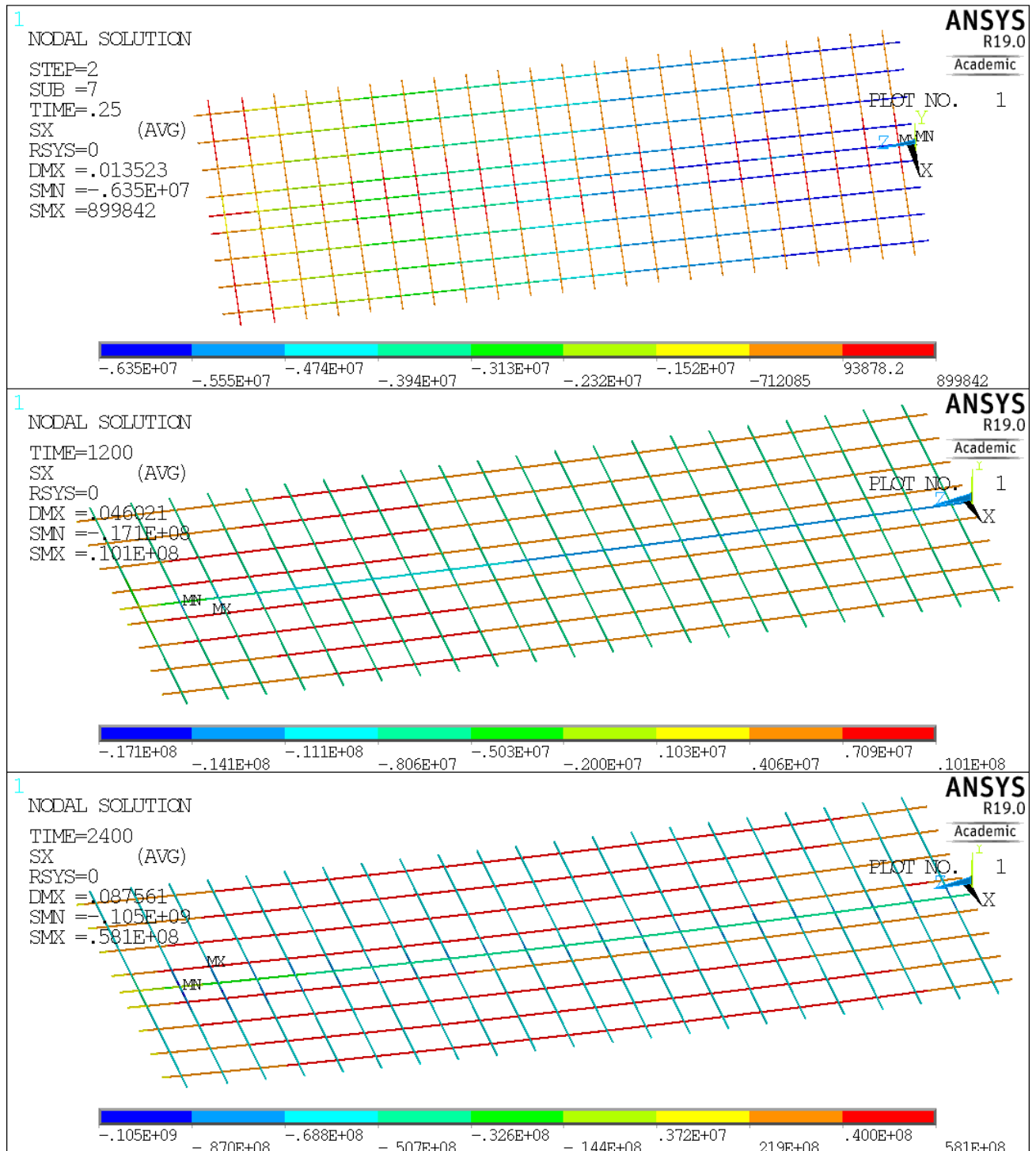
Obr. 3.44 Čas $T = 2402$ s: porovnávacia intenzita pomerných plastických deformácií

Na ďalšej strane je znázornený priebeh pozdĺžnych (normálových) napätí v dvoch rezoch. Rez doskou (ľavý stĺpec) je vedený bodmi č. 2171 a 2207 podľa obr. 3.41. V pravom stĺpci je rez nosníkom a časťou dosky priamo nad ním. Jedná sa o popis globálneho času analýzy $T(t = T - 1)$.



Obr. 3.45 Priebek pozdĺžnych napätí [Pa] v rezoach v strede rozpätia v rôznych časoch T pre prípad označený v grafických legendách ako "B25: Si; g^*+q ; ods. θ "

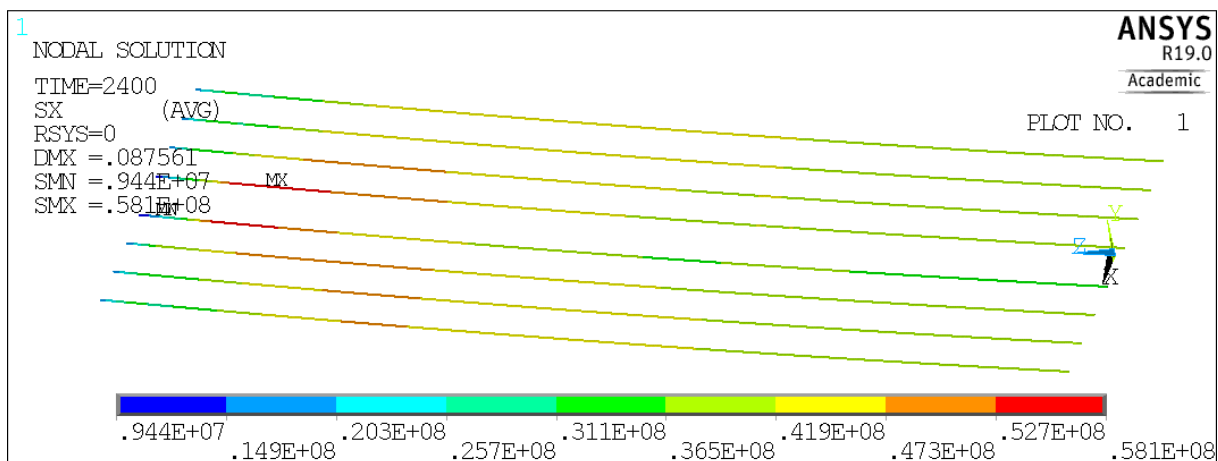
Z priebehu napätí v rezoch je badateľné postupné znižovanie polohy neutrálnej osi v časti nosníku. V prípade betónovej dosky (ďalej od nosníku - rez vedený bodmi č. 2171 a 2207 podľa obr. 3.41) sa jej poloha posúva smerom hore. Teda spočiatku tlačaná výstuž definovaná približne v strede výšky dosky sa dostáva do ťahovej oblasti. Pri väčšom tepelnom namáhaní spodného povrchu dosky (cca. od času 1800 s) prechádza spodný povrch dosky do tlakových napätí. Stredná oblasť dosky spolu s výstužou ostáva ťahaná. Tlakové napätie v pozdĺžnom smere v horných vláknoch betónu sa už pred týmto časom začalo postupne znižovať.



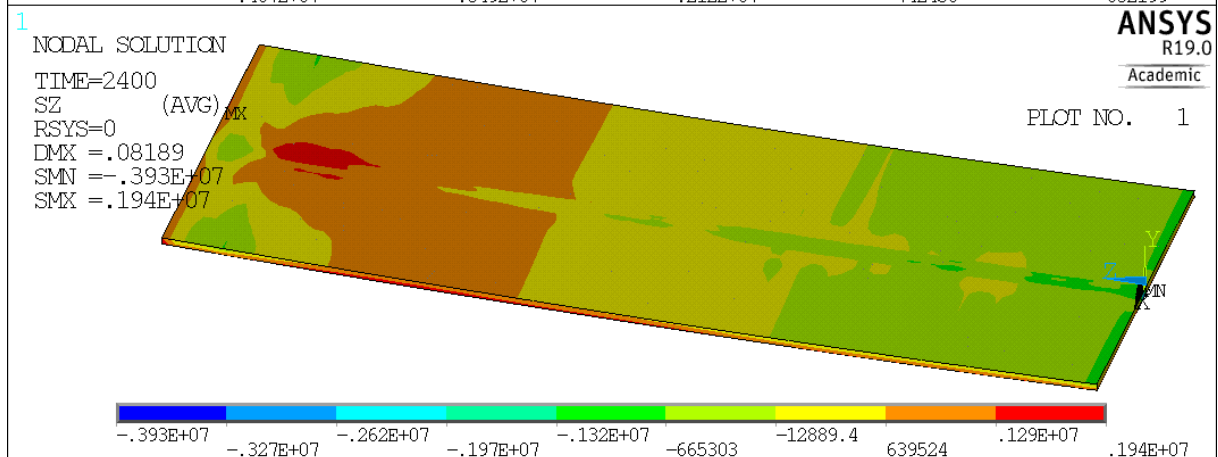
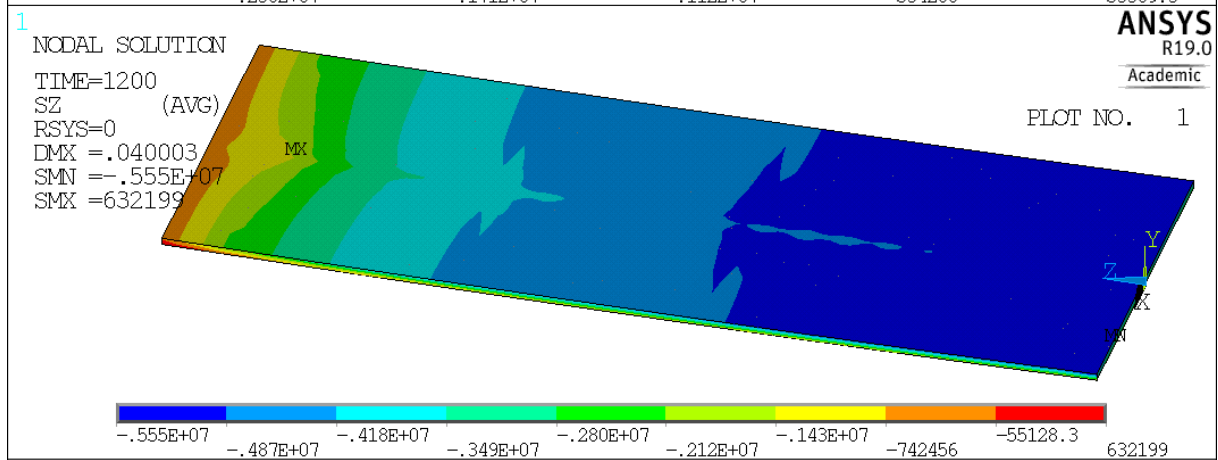
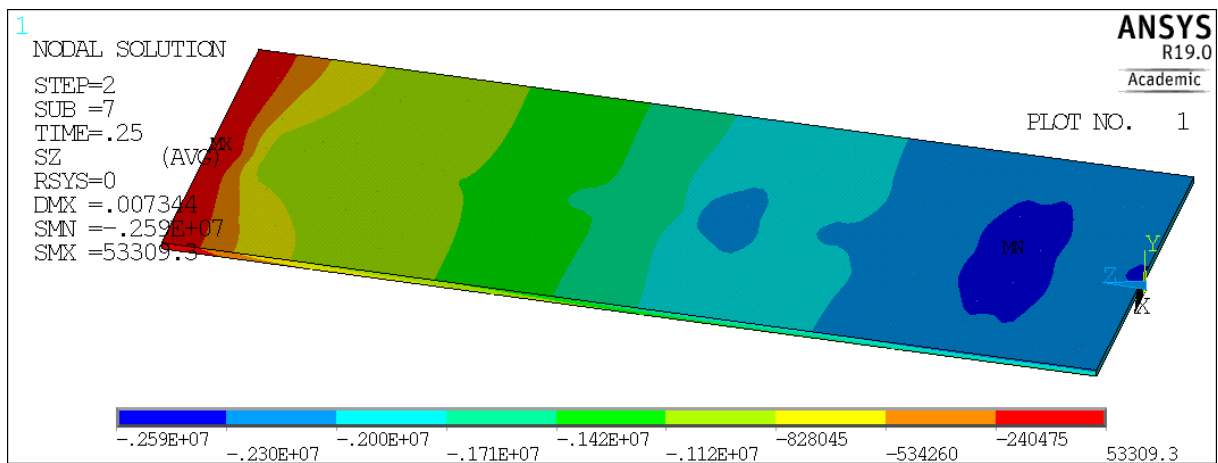
Obr. 3.46 Osové napätie [Pa] vo výstuži v časoch $T = 0,25$ s, 1200 s a 2400 s

Na obrázku 3.46 vyššie možno v čase 0,25 s pozorovať najprv tlakové napätie v pozdĺžnej výstuži (najväčšie v strede rozpätia dosky). To postupne prešlo do ťahu pre všetky prúty okrem stredného, ktorý je definovaný tesne nad oceľovým nosníkom. Veľkosť tohto ťahového napätia má pre pozdĺžne prúty takmer po celej dĺžke približne rovnaké hodnoty - vid' detail na obr. 3.47 pre vybrané prúty v pozdĺžnom smere okrem stredného. Pre krajné tri prúty v čase 2400 s je to cca. v rozmedzí 30 ~ 50 MPa po celej ich dĺžke.

V priečnej výstuži je v čase 0,25 s ťah v miestach nad podporou (pozdĺžny nosník) a tlak v poli. Pri aplikovaní požiaru sú ale už po celej dĺžke tieto prúty tlačené, v čase 2400 s je to cca. 60 MPa.

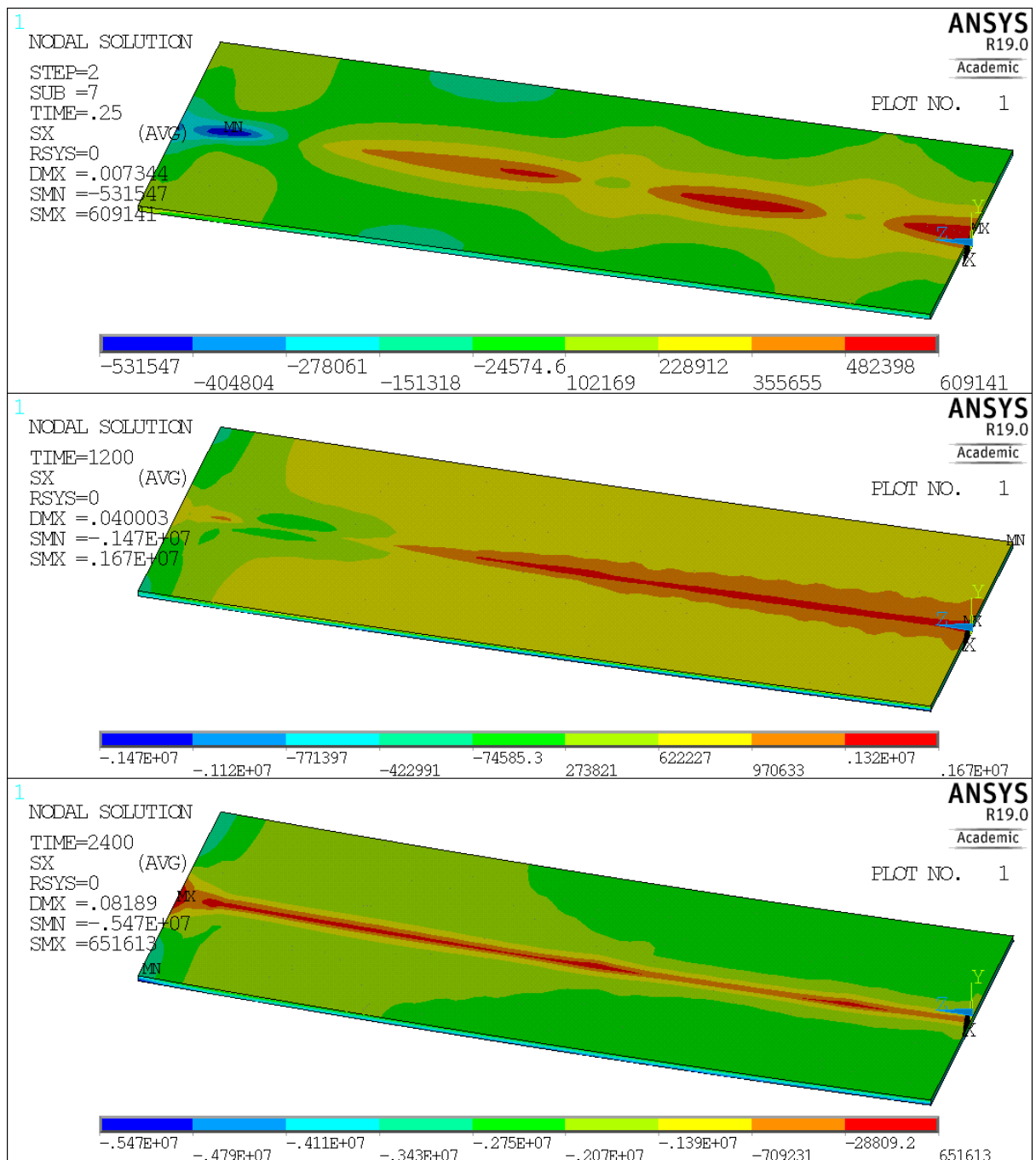


Obr. 3.47 Osové napätie [Pa] vo vybranej pozdĺžnej výstuži v čase $T = 2400$ s



Obr. 3.48 Pozdĺžne napätie [Pa] v hornej vrstve dosky v časoch $T = 0,25$ s, 1200 s a 2400 s

Na obrázku 3.48 je vidno najprv nárast a potom pokles pozdĺžnych tlakových napätí v hornej vrstve dosky pri požiarom zaťažení. V miestach bližšie uloženia dosky na kraji dosahuje toto napätie v čase 2400 s dokonca kladné hodnoty (oranžová oblasť - ťah) v značnej vzdialenosti od podpory.



Obr. 3.49 Priechne napätie [Pa] v hornej vrstve dosky v časoch $T = 0,25$ s, 1200 s a 2400 s

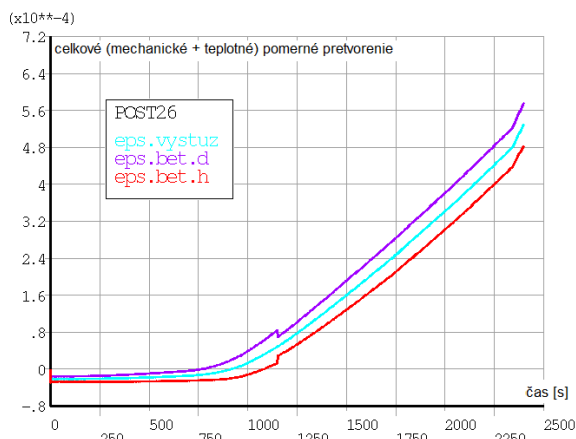
V priečnom smere je pri bežných teplotách očakávané pôsobenie dosky ako spojitého nosníka. Teda v oblasti nad podporou (nosník) priečne napätie v horných vláknach dosky ťahové a v poli tlakové. V čase 0,25 s toto pre horný povrch dosky nie všade súhlasí. Rozloženie priečných napätí nie je v pozdĺžnom smere rovnomerné a isté tlakové napätia sú i nad podporou v blízkosti pozdĺžneho uloženia dosky. Ťahové napätia (bledozelená oblasť) zas miestami zasahujú až do polovice rozpätia priečného smeru. Z obr. 3.46 je ale zrejmé, že úlohu horného povrchu v priečnom smere pri bežnej teplote (0,25 s) z veľkej časti preberá priečna výstuž. Ťahové napätia sú v priečnom smere pri spodnom povrchu (v poli).

V čase 1200 s je v najvrchnejšej vrstve v takmer celej oblasti ťahové napätie. Pri detailnejšom pohľade je zistené že v spodnej časti týchto elementov vrchnej vrstvy je už tlak, rovnako ako vo väčšine výšky týchto elementov. Tlakové napätie je v tom čase i v priečnej výstuži (obr. 3.46).

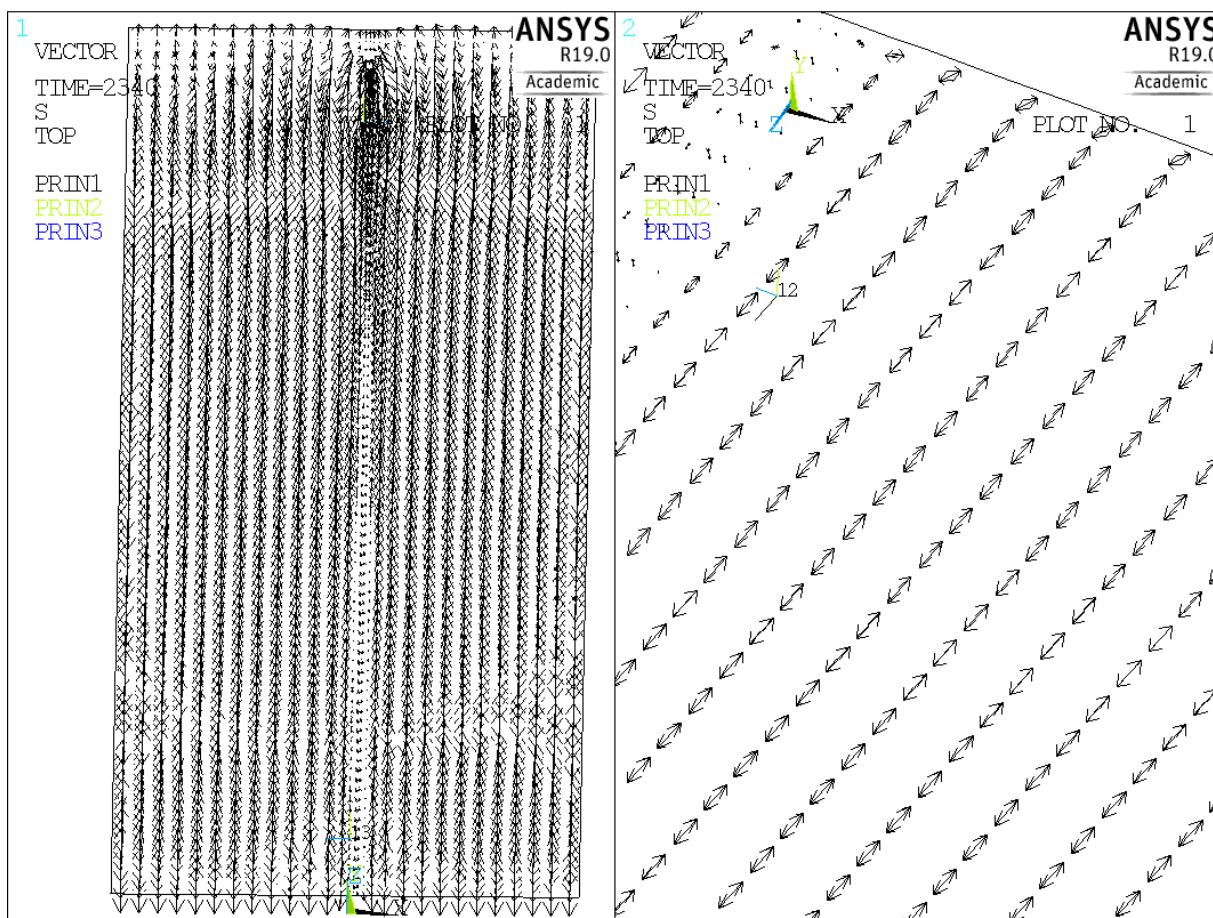
V čase 2400 s je už v priečnom smere v hornej vrstve dosky v miestach mimo podpory tlak, a síce opäť o čosi menší než v spodnej časti týchto vrchných elementov. Priečne ťahové napätia sú však v hornej vrstve iba tesne nad podporou a tiež nie po celej dĺžke (oranžová farba je už tlak). Možno teda skonštatovať že v priečnom smere je doska (tiež priečna výstuž - obr. 3.46) takmer všade tlačaná, a to pôdorysne i po hrúbke. Táto skutočnosť je zapríčinená symetrickými okrajovými podmienkami, ktoré bránia deformácii do priečného smeru pri zvýšení teploty dosky požiarным zaťažením. V pozdĺžnom smere deformácii dosky bránené nie je.

Ďalej sú uvedené bližšie grafické výstupy prípadu "B20 Si; g" (zelená krivka na grafoch tejto kapitoly), kde pozdĺžne napätie okolo času $T = 2340$ s dosahovalo v horných vláknach dosky i v strede rozpätia ťahových hodnôt.

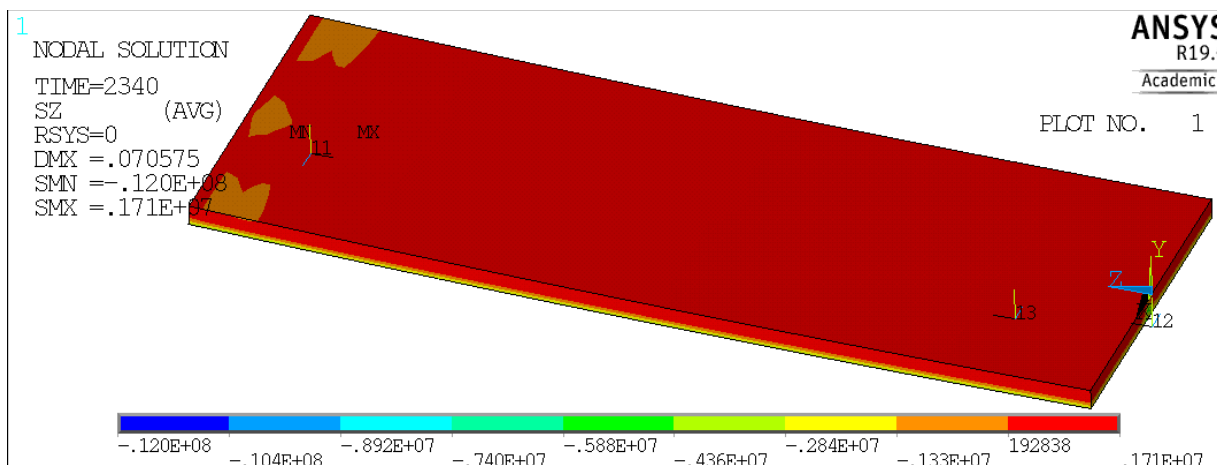
Na obrázku vedľa je overená súdržnosť výstuže a betónu, teda zhodnosť pomerných deformácií v elemente výstuže (pozdĺžnej) v strede rozpätia (tretí prút od symetrického okraja - poloha vid' obr. 3.46) s deformáciou v elemente betónu, ktorý je vystužovaný. Výstuž je umiestnená v strede výšky elementu. Pre zistenie deformácie betónu je vybraný horný a spodný bod príslušného elementu. Možno konštatovať že celkové pomerné deformácie výstuže a betónu (priemer z horného a spodného bodu) sú rovnaké.



Obr. 3.50 Celkové pomerné deformácie vo výstuži a betóne



Obr. 3.51 Smer hlavných ťahových napätí v elementoch hornej vrstvy betónovej dosky, prípad B20

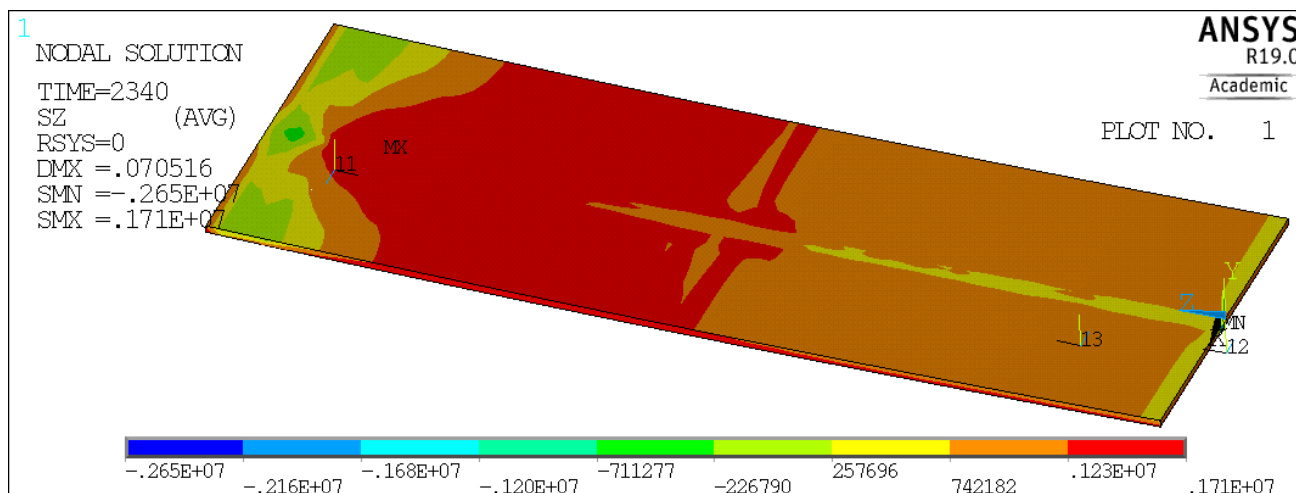


Obr. 3.52 Pozdĺžne napätie [Pa] v betónovej doske v čase $T = 2340$ s, prípad B20

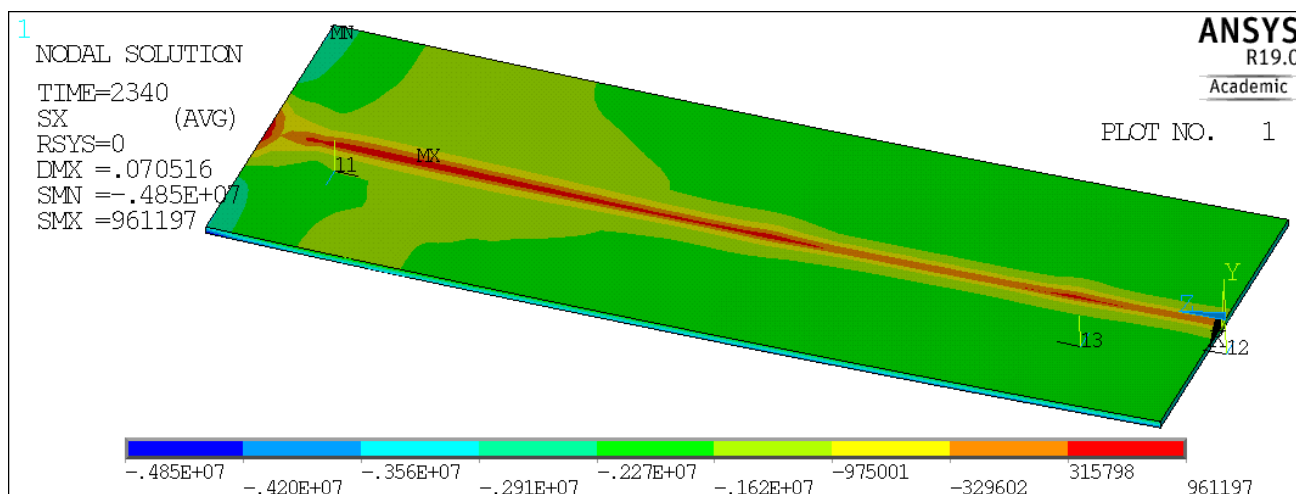
Na základe obrázkov 3.51 a 3.52 možno konštatovať ťahové pozdĺžne napätia v takmer celej oblasti dosky po takmer celej hrúbke. V spodných vláknoch dosky je tlakové napätie z dôvodu požiarneho zaťaženia v tejto oblasti. Detailnejšie rozloženie napätí na hornom povrchu dosky je zreteľné na obrázku 3.53, kde boli vybraté iba vrchné elementy.

Napätie v priečnom smere (obr. 3.54) je pritom veľmi podobné rozloženiu napätia pre predošlý prípad (obr. 3.49). Napätia vo výstuži sú tiež veľmi podobné predošlému prípadu (viď obr. 3.46 a obr. 3.47). Teda v priečnom smere (os x) opäť z dôvodu zabránenia deformáciám dochádza prevažne k tlakovým napätiam v celom objeme dosky. V mieste nad podporou (pozdĺžny nosník) však doska pôsobí tiež z časti ako spojitý nosník (obr. 3.54) - ťahové napätia nad podporou.

Pre tento prípad sa v danom čase javí prevažujúce membránové pôsobenie dosky v pozdĺžnom smere (os z), kde väčšinu ťahu preberá výstuž (kari sieť) situovaná približne v strede výšky dosky. Priehyb dosky v strede rozpätia bol v tomto čase približne 75 mm.



Obr. 3.53 Pozdĺžne napätie [Pa] v hornej vrstve dosky v čase $T = 2340$ s, prípad B20



Obr. 3.54 Priečne napätie [Pa] v hornej vrstve dosky v čase $T = 2340$ s, prípad B20

Detailnejšie grafické vyobrazenia ďalších prípadov, ktoré boli demonštrované na grafoch nie sú bližšie dokladované, nakoľko priebeh napätí bol vždy veľmi podobný niektorému z vyššie demonštrovaných prípadov.

Teda pri bežných teplotách (čas 0,25 s) sa doska v priečnom smere správala ako spojitý nosník, kde pomerne významnú časť funkcie horného povrchu dosky prebrala priečna výstuž situovaná cca. v strede výšky dosky. Pri zvýšení teplôt v priečnom smere vznikalo prevažne tlakové napätie v celom objeme dosky (okrajové podmienky bránili priečnym deformáciám).

V pozdĺžnom smere sa pri postupnom zvyšovaní teploty začalo prejavovať membránové chovanie dosky. Vo všeobecnosti bolo toto chovanie intenzívnejšie v prípadoch použitia betónu nižšej pevnostnej triedy, absencie aplikácie plošného silového zaťaženia na horný povrch dosky a hlavne pri uvážení materiálovej charakteristiky pomernej teplotnej deformácie podľa kremičitého kameniva (ktoré predpisuje väčšie hodnoty tejto veličiny než vápencové kamenivo) - viď krivky na grafe 3.31 vyobrazujúce pozdĺžne napätie na hornom povrchu dosky v strede rozpätia.

3.2.5 Zhrnutie výsledkov

Možno zhodnotiť, že analýza zväčša splnila očakávania problematiky požiarneho zaťaženia spriahnutých ocelobetónových konštrukcií (porušenie konštrukcie krátko po kolapse protipožiarnej ochrany).

Pri použitej veľkosti kroku podľa 3.2.3 výpočet trval značnú dobu. Väčšinou v čase okolo 2340 s došlo k prvému neskončovaniu, ktorému však pomohlo následné zjemnenie kroku. Pri výpočtoch by teda bolo tiež možné zahustiť časový krok. A to na začiatku, pravdepodobne tiež v prázdnom medzi kroku a pri aplikácii teplotného zaťaženia do času cca. 2300 s. Následne zjemniť.

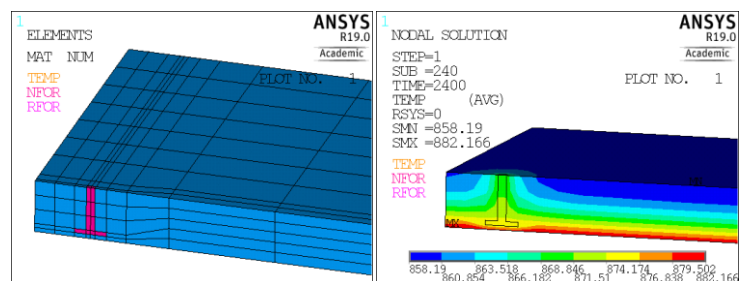
Ďalší problém s konvergenciou analýzy nastal vždy v prípade intenzívnejšieho nárastu teplôt - či už tesne po (5 - 6 s) čase pádu SDK podhľadu $t = 2400$ s, alebo krátko pred ním - z dôvodu hrubšieho definovania zaťažovacej teplotnej krivky (obr. 3.37). Žiadne ďalšie zjemňovanie integračných krokov vo výpočte nepomáhalo. Ak by aj výpočet konvergoval ďalej, rýchlosť priehybu priemerovaná počas prvej minúty po páde SDK by pravdepodobne bola omnoho vyššia než je medzná hodnota 13,9 mm/min. Možno teda vyhlásiť dosiahnutie medzného stavu nosnosti konštrukcie definovaného podľa 11.1 v (11) práve v čase pádu SDK podhľadu $t = 2400$ s, t.j. 40 minút. Konštrukcia teda podľa analýzy nespĺňa triedu požiarnej odolnosti R45. Nie je však overené nakoľko by sa výsledky zhodovali so skutočnosťou, prípadne aké boli v skutočnosti priebehy teplôt.

Priebeh teplotného zaťaženia pre ocelový nosník (obr. 3.35) bol definovaný na základe priebehu teplôt vo vybraných bodoch (graf 3.17, neskôr doplnený o priebeh teplôt v bodoch podľa obr. 3.34 vľavo). Tieto teploty vychádzali zo základu normovej požiarnej krivky a tepelno-technických výpočtov - kapitola 3.1. Až do doby pádu SDK podhľadu sa výsledky analyzovanej konštrukcie javia byť pomerne rozumné.

Samotný priebeh teplôt pri výpočte tiež mohol byť uvážený na tzv. "bezpečnú stranu". Jednak teploty v skutočnosti (požiarne skúška konštrukcie) nemuseli odpovedať použitej normovej požiarnej krivke. Za druhé úvaha o okamžitom páde SDK podhľadu, resp. priebeh tepelného zaťaženia konštrukcie pri výpočte teplotného poľa (kapitola 3.1.4.2) neberie do úvahy tepelnú zotrvačnosť vzduchu ktorý sa v tej chvíli nachádza v mieste, kde predtým tvoril pohľadom "uzatvorenú" vzduchovú medzeru. Pri uváženom zaťažení sa predpokladal okamžitý nárast teploty vzduchu ktorý je v kontakte s konštrukciou na teplotu ktorá by sa v danom mieste nachádzala pri absencii SDK podhľadu. Pravdepodobne by sa však ani nejednalo o problematiku tepelnej výmeny vedením. V skutočnosti by ale nejaký čas trvalo teplejšiemu vzduchu (ktorý sa pred pádom podhľadu nachádzal pod ním) dostať sa na miesto chladnejšieho vzduchu nad bývalým SDK podhľadom. Avšak prenos tepla prúdením v tejto práci nebol zohľadňovaný. Je ale pravdepodobné že nárast krivky teplotného zaťaženia by v skutočnosti mohol byť o trochu pomalší. Alebo ani nemusel, nakoľko v skutočnosti SDK podhľad vzduchovú vrstvu nad ním neuzatvára hermeticky a je pravdepodobné, že k istej výmene vzduchu medzi priestormi nad i pod podhľadom počas požiarneho zaťaženia dochádza. Zohľadňovať takéto podobne detailné druhy prenosu tepla sa však pre pomerne bežnú stavebnú konštrukciu javí byť zbytočne náročné a neefektívne.

Problematika stanovenia požiarnej odolnosti kompozitnej ocelobetónovej konštrukcie sa preto javí na určenie požiarnej odolnosti SDK podhľadu ktorý zabezpečuje jej protipožiarne ochrany.

Myšlienka (presnejšie) určiť čas pádu SDK na základe analýzy je znázornená na obrázku vedľa. V tejto práci nebola dotiahnutá do konca, nakoľko bol zjednodušene uvažovaný čas pádu 40 minút podľa podkladov (12). Ako kritické miesto sa javí byť ocelová skrutka, ktorá drží podhľad na nosných profiloch. Keďže však neboli dohľadané informácie o vhodnom použití materiálového modelu pre teplotnú závislosť pevnostných charakteristík SDK podhľadu, resp. ani ich hodnoty pri bežných teplotách, takáto štruktúrna analýza nebola prevedená. Na obrázku vyššie je znázornený priebeh teplotného poľa v čase $t = 2400$ s v prípade zanedbania vzduchovej vrstvy nad podhľadom pri mierne zapustenej hlave skrutky do podhľadu. Možno usúdiť že by sa oceľ pri takýchto teplotách správala výrazne plasticky a k pádu podhľadu by z dôvodu kolapsu upevňovacích prostriedkov čoskoro došlo. Podľa montážnych a technických predpisov výrobcu podhľadu (13) je nutné dodržiavať maximálnu vzdialenosť upevňovacích prostriedkov, ich kvalitu a kvantitu.



Obr. 3.55 Nápad na model SDK podhľadu

4. Záver

V tejto práci boli preskúmané možnosti modelovania nelineárneho správania sa betónu pri bežných i zvýšených teplotách počas požiarneho zaťaženia. Ako najvhodnejší nelineárny materiálový model pre betón ponúkaný v prostredí ANSYS sa javí tzv. Menetrey Willam pri použití elementov typu SOLID185. Ako silové zaťaženie bolo vždy aplikované plošné rovnomerné zaťaženie (staticky, i v prípadoch časovo závislých analýz). Vlastná tiaž konštrukcie bola zohľadňovaná v analýzach pri zvýšených teplotách. Analyzované boli prípady prostého ohybu.

Napriek menším problémom pri definovaní smeru výstuže betónu pomocou elementov typu REINF264 sa tieto elementy správajú podľa očakávaní. Ich aplikácia pre objemové prvky je najvhodnejšia do vopred pripravenej pravidelnej siete pozostávajúcej z kvádrov.

V prípade modelovania železobetónových konštrukcií pri bežných teplotách je pre najlepšie priblíženie sa očakávaným výsledkom na základe výpočtov podľa (7) vhodné zohľadniť všetku konštrukčnú výstuž (strmienka na nosníku v strede rozpätia) - vid' zhrnutie v 2.1.9. Pri zaťažovaní riadeným silou (v tomto prípade to bola náhradná sila spojitého zaťaženia F) nastávajú problémy s konvergenciou pri dosiahnutí tlakovej pevnosti v betóne. Rozdiel medzi ťahovým zmäkčením definovaným lineárne alebo exponenciálne je v prípade Menetrey Willam modelu betónu minimálny. Pre prípady ohýbaných nosníkov a dosiek, v ktorých k výraznej plastizácii betónu v tlaku nedošlo (pri pominutí betónu v ťahu začala ako prvá plastizovať tiahnutá výstuž čo následne vedie k takmer okamžitému dosiahnutiu nosnosti) boli očakávané únosnosti konštrukcie podľa (7) analýzou v prostredí ANSYS prekonané i bez uplatnenia konštrukčnej výstuže. Avšak nosníky vystužené spôsobom, pri ktorom sa pri dosiahnutí MSÚ podľa (7) neočakáva nárast pomernej deformácie tiahnutej výstuže väčšieho než je pretvorenie na medzi skazu (a teda dôjde k významnejšiemu tlakovému napätiu v betóne), je však nutné konštrukčnou výstužou (strmienka) doplniť. V prípade úzkeho úseku dosky je priečna výstuž nahradená uplatnením obdobia rovinnej deformácie zabezpečenej pozdĺžnymi okrajovými podmienkami (priečnej deformácii je zabránené, avšak správne o deformáciách iba v jednej rovine nemožno hovoriť).

Pri aplikácii požiarneho zaťaženia podľa (9) a definovania materiálových závislostí na teplote výsledky analýz prekonali očakávania podľa normových výpočtov na základe metódy izotermy 500 °C pre ohýbanú konštrukciu tvaru dosky, ktorá bola viac vystužená - vid' zhrnutie v 2.3.4. V prípadoch slabšie vystužených ohýbaných železobetónových dosiek boli pri chronologicky správnom zadávaní zaťaženia (najprv silové, potom požiar) časté problémy s konvergenciou analýzy. Tie sa síce napravili zmenou poradia zaťaženia, avšak z reálneho hľadiska chronologicky nie vhodnou (silové a požiar naraz, prípadne najprv požiarne oslabenie a potom silové zaťaženie). Pri aplikácii požiarneho zaťaženia ako prvého a následne silového sa konštrukcia správala z globálneho hľadiska tuhšie než pri chronologicky správnom slede zaťaženia.

Na únosnosť spriahnutej oceľobetónovej konštrukcie ktorá je chránená SDK podhľadom má najväčší vplyv doba kolapsu tohto podhľadu. Vid' kapitola 3.2.5. Tá však v tejto práci bola predpokladaná ako pevne stanovená a samotný podhľad nebol štruktúrne analyzovaný. Sústreďenie práce sa týkalo správania sa samotnej oceľobetónovej konštrukcie počas požiarneho zaťaženia. O tom pojednáva celá kapitola 3. Časový priebeh zvislého priehybu v strede dosky bol pre všetky analyzované prípady veľmi podobný. Jednalo sa o dve triedy pevnosti betónu, variant kameniva vápencového a kremičitého, zohľadnenie či zanedbanie silového zaťaženia menšej veľkosti. Najväčšie rozdiely boli v priebehu napätí betónovej konštrukcie zapríčinených iným definovaním pomernej teplotnej deformácie pre prípady uvažovania vápencového a kremičitého kameniva. Bola pozorovaná istá tendencia membránového správania sa doskovej konštrukcie v pozdĺžnom smere počas požiarneho zaťažovania - t.j. prevažne ťahové napätia po celej výške prierezu (resp. hrúbke dosky).

5. Zoznam použitých zdrojov:

- (1) ANSYS, Inc. *ANSYS LS-DYNA Users Guide release 17.0*. Canonsburg, PA, 2016
- (2) ČSN EN 1992-1-1 ed.2 (73 1201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Praha : ÚNMZ, 2011
- (3) ČSN EN 1992-1-2 (73 1201). *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování konstrukcí na účinky požáru*. Praha : ČNI, 2006
- (4) *Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock*. VERMEER, P.A. a DE BORST, R. 3, Delft : Delft University of Technology, 1984, HERON, Vol. 29. ISSN 0046-7316
- (5) fine - civil engineering software. Online Help GEO5. *finesoftware.eu*. [Online] Fine spol. s r.o., 2016. [cit. 2018-06-23]. Dostupné z: <https://www.finesoftware.eu/help/geo5/en/angle-of-dilation-01/>
- (6) Červenka Consulting. ATENA Documentation. *cervenka.cz*. [Online] 2017. Dostupné z: <https://www.cervenka.cz/products/atena/documentation/>
- (7) ŠTĚPÁNEK, Petr, a iní. *BL01 Prvky betonových konstrukcí. Výukové texty, příklady a pomůcky*. Brno : FAST VUT, 2013
- (8) ČSN EN 1994-1-2 (73 1470). *Eurokód 4: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 1-2: Obecná pravidla – Navrhování*. Praha : ČNI, 2006
- (9) ČSN EN 1991-1-2 (73 0035). *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-2: Obecná zatížení - Zatížení konstrukcí vystavených účinkům požáru*. Praha : ČNI, 2004
- (10) KUPILÍK, Václav. *Stavební konstrukce z požárního hlediska*. Praha : GRADA, 2006. ISBN 80-247-1329-2
- (11) ČSN EN 1363-1. *Zkoušení požární odolnosti - Část 1: Základní požadavky*. Praha : ÚNMZ, 2013
- (12) SALAJKA, Vlastislav, Petr HRADIL a Viktor KANICKÝ. *Komdecke Technický manuál*. Brno : FCE VUT Brno, 2004
- (13) Knauf Fireboard, technický list. *Knauf*. [Online] 2009. [cit. 2018-10-29]. Dostupné z: <http://www.knauf.sk/file/3743-52457-fireboard-tl.pdf>.
- (14) Dry Air Properties. *Engineering ToolBox*. [Online] 2005. [cit. 2018-10-29]. Dostupné z: https://www.engineeringtoolbox.com/dry-air-properties-d_973.html
- (15) RAHMANIAN, I., Y. WANG. Thermal Conductivity of Gypsum at High Temperatures, A Combined Experimental and Numerical Approach. *Acta Polytechnica*. 2009, 1, Vol. 49
- (16) STN 73 0540-3 *Tepelná ochrana budov Tepelnotechnické vlastnosti stavebných konštrukcií a budov Časť 3: Vlastnosti prostredia a stavebných výrobkov*. Bratislava : Slovenský ústav technickej normalizácie, 2012

6. Zoznam použitých skratiek a symbolov:

symbols:

symbol / veličina	jednotka	popis
a	[m]	dĺžkový rozmer
b	[m]	šírka
c_i	[J/(kg K)]	merná tepelná kapacita materiálu indexu i
$\cotg(\alpha)$	[-]	kotangens uhlu α
CoV	[-]	variačný koeficient
c_p	[J/(kg K)]	izobarická merná tepelná kapacita vzduchu
d	[m]	účinná výška prierezu
D	[m]	medzný prieťah
$dD/dt ; v$	[m/s]	medzná rýchlosť prieťahu
E	[Pa]	Youngov modul pružnosti, všeobecné označenie
E_{cm}	[Pa]	sečnicový modul pružnosti betónu
E_s	[Pa]	Youngov modul pružnosti (ocel')
E_T	[Pa]	dotyčnicový modul pružnosti
F	[N]	náhradná sila plošného zaťaženia
f_{cm}	[Pa]	priemerná hodnota valcovej pevnosti betónu v tlaku
F_{cr}	[N]	sila F ktorá vyvolá moment M_{cr}
f_{ctm}	[Pa]	priemerná hodnota pevnosti betónu v dostrednom ťahu
F_{el}	[N]	sila F pri ktorej nastáva plastizácia vo výstuži alebo tlačenom betóne
f_i	[Hz]	i -tá vlastná frekvencia konštrukcie
F_{MR}	[N]	ohybová únosnosť prierezu vyjadrená náhradnou silou zaťaženia F
$F_{R,ANSYS}$	[N]	únosnosť konštrukcie určená analýzou v ANSYS-e vyjadrená pomocou F
$f_{sp,\theta}$	[Pa]	medza úmernosti oceli pri teplote θ
$f_{sy,\theta}$	[Pa]	medza sklzu oceli pri teplote θ
$f_{sy,\theta}$	[Pa]	medza sklzu oceli pri teplote θ
$f_{t,k}$	[Pa]	charakteristická hodnota pevnosti oceli v ťahu
F_{VR}	[N]	šmyková únosnosť prierezu vyjadrená náhradnou silou zaťaženia F
f_y	[Pa]	medza sklzu oceli
F_y	[N]	podporová reakcia v smere osi y
$f_{y,k}$	[Pa]	charakteristická medza sklzu
$f_{y,mean}$	[Pa]	stredná hodnota medze sklzu
G_{ft}	[J/m ²]	plošná špecifická lomová energia módu I podľa (1)
h	[m]	výška
h_v	[m]	výška vzduchovej vrstvy
k	[N/m]	tuhosť žb prvku
k	[-]	pomocný súčiniteľ pri definovaní pracovného diagramu betónu pre analýzu konštrukcie
k_i	[N/m]	tuhosť žb prvku pri uvážení ideálneho prierezu neporušeného trhlinami
k_{ir}	[N/m]	tuhosť žb prvku pri uvážení ideálneho prierezu plne porušeného trhlinami
L	[m]	rozpätie
M_{cr}	[Nm]	moment na medzi vzniku prvých ťahových trhlín
\emptyset	[m]	priemer
q	[N/m ²]	plošné zaťaženie
R_b	[Pa]	dvojosová pevnosť v tlaku
R_c	[Pa]	jednoosová pevnosť v tlaku
R_{se}	[m ² K/W]	odpor pri prestupe tepla na exteriérovom povrchu

R_{si}	[m ² K/W]	odpor pri prestupe tepla na interiérovom povrchu
R_t	[Pa]	jednoosová pevnosť v ťahu
$S_{l,max}$	[m]	max. osová vzdialenosť strmienok
t, T	[s]	čas
$\tan(\alpha)$	[-]	tangens uhlu α
u	[-]	hmotnostná vlhkosť betónu
u_x	[m]	posun bodu pozdĺž osi x pre daný súradnicový systém
u_y	[m]	posun bodu pozdĺž osi y pre daný súradnicový systém
u_z	[m]	posun bodu pozdĺž osi z pre daný súradnicový systém
Y_1, Z_1, Y_2, Z_2	[-]	relatívna pozícia výstuže pre element typu REINF264 podľa (1)
α	[°]	uhol strmienkov
α, β	[-]	Rayleigho parametre útlmu
α_c	[W/(m ² K)]	súčiniteľ prestupu tepla prúdením
α_c	[1/K]	súčiniteľ teplotného predĺženia betónu
ΔF	[N]	zmena sily F
Δt	[s]	zmena času
Δu_y	[m]	zmena posunu bodu u_y
ε	[-]	emisivita
ε_c	[-]	pomerné stlačenie betónu
$\varepsilon_c(\theta) = (\Delta l/l)_c$	[-]	pomerná teplotná deformácia betónu
ε_{c1}	[-]	pomerné stlačenie betónu pri dosiahnutí maximálneho napätia
$\varepsilon_{c1,\theta}$	[-]	pomerné stlačenie betónu pri dosiahnutí maximálneho napätia pri teplote θ
ε_{cu1}	[-]	medzné pomerné stlačenie betónu (pracovný diagram pre analýzu konštrukcie)
$\varepsilon_{cu1,\theta}$	[-]	medzné pomerné stlačenie betónu (pracovný diagram pre analýzu konštrukcie) pri teplote θ
$\varepsilon_{s,fi}$	[-]	pomerná deformácia výstuže pri požiarom zaťažení
$\varepsilon_{sp,\theta}$	[-]	pomerná deformácia oceli na medzi úmernosti pri teplote θ
$\varepsilon_{st,\theta}$	[-]	najväčšia pomerná deformácia oceli na medzi sklzu pri teplote θ
$\varepsilon_{su,\theta}$	[-]	konečná pomerná deformácia oceli pri teplote θ
$\varepsilon_{sy,\theta}$	[-]	pomerná deformácia oceli na medzi sklzu pri teplote θ
$\varepsilon_{x,el}$	[-]	elastická pomerná deformácia v smere osi x, obdobne pre os z
$\varepsilon_{x,m}$	[-]	mechanická pomerná deformácia v smere osi x, obdobne pre os z
$\varepsilon_{x,pl}$	[-]	plastická pomerná deformácia v smere osi x, obdobne pre os z
η	[-]	pomer $\varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$
θ	[°C]	teplota, všeobecne
θ_g	[°C]	teplota plynov v blízkosti povrchu vystaveného požiaru
θ_i	[°C]	teplota materiálu indexu i
K_{cm}	[-]	plastická pomerná deformácia pri jednoosej tlakovej pevnosti podľa (1)
K_{cr}	[-]	medzná efektívna plastická deformácia v tlaku podľa (1)
K_{cu}	[-]	plastická pomerná deformácia pri prechode z mocninového zákona na exponenciálne zmäkčovanie podľa (1)
K_{tr}	[-]	limit plastickej pomernej deformácie v ťahu podľa (1)
λ_i	[W/(m K)]	tepelná vodivosť materiálu indexu i
μ	[-]	Poissonove číslo
ξ	[-]	pomerná hodnota tlmenia
π	[-]	konštanta pí = 3,14
ρ_i	[kg/m ³]	objemová hmotnosť materiálu indexu i
σ_c	[Pa]	tlakové napätie v betóne
σ_x	[Pa]	napätie v smere osi x, obdobne pre os z

ψ	[°]	uhol dilatancie
ψ_2	[-]	kombinačný súčiniteľ
Ω_c	[-]	funkcia sklzu pri tlaku podľa (1)
Ω_{ci}	[-]	relatívne napätie pri začiatku nelineárneho spevňovania podľa (1)
Ω_{cr}	[-]	reziduálne tlakové relatívne napätie podľa (1)
Ω_{cu}	[-]	reziduálne relatívne napätie pri pomernej deformácii K_{cu} podľa (1)
Ω_t	[-]	funkcia sklzu pri ťahu podľa (1)
Ω_{tr}	[-]	reziduálne ťahové relatívne napätie podľa (1)

skratky:

abs. h.	absolútna hodnota
Ca	vápencové kamenivo betónu
DP	Drucker Prager
EC	eurokód
GSS	globálny súradnicový systém
KP	konečnoprvkový; konečný prvok;...
MW	Menetrey Willam
SDK	sadrokartón; sadrokartónový
Si	kremičité kamenivo betónu
žb	železobetón

7. Zoznam príloh a prílohy

Príloha A

1 str.

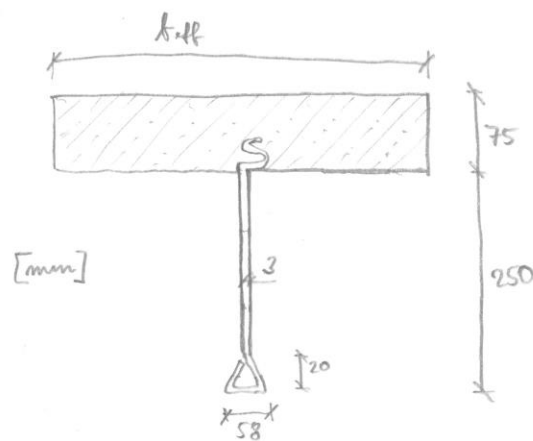
7.1 Príloha A: orientačné určenie priehybu spriahnutej oceľobetónovej konštrukcie od vlastnej tiaže

Na obrázku nižšie 7.1 je orientačným ručným výpočtom určený očakávaný priehyb spriahnutej konštrukcie pri zaťažení vlastnou tiažou (za bežných teplôt).

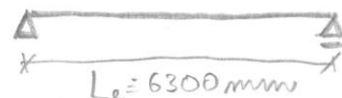
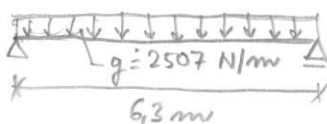
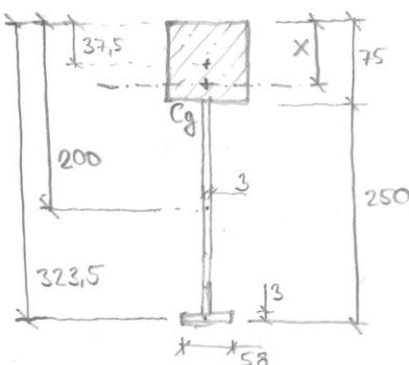
Pozn.: líniové zaťaženie g bolo určené na základe sumy zvislých reakcií z modelu v prostredí ANSYS. V tomto zaťažení je už zohľadnená i vlastná tiaž podhľadu (tým že bolo navýšené gravitačné zrýchlenie).

spolupôsobiaci šírka betónového prierezu b_{eff} je určená na základe EC4 (8). Vzďialenosť L_e je vzďialenosť oblastí z nulovými momentmi, ktorá sa pri prostom uložení predpokladá rovná veľkosti statického rozpätia.

Výsledok ručného výpočtu - priehyb 6,3 mm - treba brať do úvahy orientačne. Nakoľko boli zanedbané otvory v nosníku (ktoré však nie sú priebežné) a ohybová tuhosť prierezu bola uvažovaná konštančná po celej dĺžke rozpätia. Tiež bola zanedbaná oblasť ocele v betóne. Tá je však veľmi blízko neutrálnej osi, teda na výsledok má bezvýznamný vplyv. Zjednodušenie tvaru spodnej časti nosníka je uvážené na stranu bezpečnú (zanedbaná hmota v značnej vzďialenosti od neutrálnej osi). Tiež nebolo uvážené oslabenie prierezu z dôvodov vybočenia tenkostenných častí prierezu (zaradenie prierezu do kategórie a prípadný výpočet efektívneho momentu zotrvačnosti prierezu 4. kategórie). Lokálne vybočenie stien prierezu ani iná strata stability sa však pri zaťažení vlastnou tiažou nepredpokladá.



ZJEDNODUŠENÁ GEOMETRIA:



$$l_{ei} = \frac{L_e}{8} = 790 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = b_0 + l_{ei} = 790 \text{ mm}$$

BETÓN C20/25 $E_{cm} = 30 \text{ GPa}$
 OCEĽ $E_s = 210 \text{ GPa}$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210}{30} = 7$$

$$b' = \frac{b_{eff}}{\alpha} = \frac{790}{7} = 112,8 \text{ mm}$$

$$C_g: X = \frac{(112,8 \cdot 75) \cdot 37,5 + (250 \cdot 3) \cdot 200 + (58 \cdot 3) \cdot 323,5}{112,8 \cdot 75 + 250 \cdot 3 + 58 \cdot 3}$$

$$X = 55,8 \text{ mm}$$

$$I_{eff} = \frac{1}{12} \left(112,8 \cdot 75^3 + 3 \cdot 250^3 + 58 \cdot 3^3 \right) + 112,8 \cdot 75 \cdot (37,5 - X)^2 + 250 \cdot 3 \cdot (200 - X)^2 + 58 \cdot 3 \cdot (323,5 - X)^2$$

$$I_{eff} = 38,759 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$g = \frac{7896 \cdot 2}{6,3} = 2507 \text{ N/m} \quad \begin{matrix} \Sigma FY (ANSYS) \\ = 7896 \end{matrix}$$

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{2507 \cdot 6,3^4}{210 \cdot 10^9 \cdot 38,759 \cdot 10^{-5}} = 6,3 \text{ mm}$$

Obr. 7.1 Orientačné určenie priehybu