



**ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE**

---

**Fakulta stavební  
Katedra silničních staveb**

## **Analýza výpočtových metod cementobetonových vozovek**

**Analysis of Calculation Methods of Cement - Concrete Pavements**

Disertační práce

Doktorský studijní program: Stavební inženýrství  
Studijní obor: Konstrukce a dopravní stavby

Školitel: *Doc. Ing. Ludvík Vébr, CSc.*  
Školitel specialista: *Ing. Petr Pánek, Ph.D.*

**Ing. Matěj Bůžek**

---

**Praha 2020**



**Poděkování:**

Tímto bych chtěl poděkovat Doc. Ing. Ludvíku Věbrovi, CSc. a Ing. Petru Pánkovi, Ph.D. za odborné vedení a rady při zpracování práce.

Dále bych chtěl poděkovat své rodině za podporu nejen po dobu doktorského studia.



## **PROHLÁŠENÍ**

Jméno doktoranda: Matěj Bůžek

Název disertační práce: Analýza výpočtových metod cementobetonových vozovek

Prohlašuji, že jsem uvedenou disertační práci vypracoval samostatně pod vedením školitele Doc., Ing. Ludvíka Vébra, CSc.

Použitou literaturu a další materiály uvádím v seznamu použité literatury.

V Praze dne .....

.....

podpis



**Abstrakt:**

Volba technicky správného konstrukčního typu vozovky je značně problematická, neboť ji významně ovlivňuje množství faktorů, vstupujících do návrhu vozovky. Aktuálně se na dálnicích a síti dopravně významných silnic I. tříd vyskytují převážně vozovky s tuhým (cementobetonovým) krytem a nebo vozovky s krytem asfaltovým. Navrhování vozovek všech konstrukčních typů se řídí TP 170 „Navrhování vozovek pozemních komunikací“ (dále jen TP 170). Z katalogu vozovek, který je součástí TP 170, je pro podmínky běžného silničního provozu možné vybrat vhodný konstrukční typ vozovky z běžných konstrukčních vrstev. U asfaltové vozovky je výpočtovým modelem vrstevnatý, lineárně pružný poloprostor. Konstrukční vrstvy a podloží vozovky se považují za homogenní a izotropní. Jednotlivé vrstvy jsou definovány návrhovými hodnotami modulů pružnosti, součiniteli příčného přetvoření a návrhovými tloušťkami vrstev. Na stycích vrstev se většinou předpokládá dokonalé spolupůsobení. Tuhé vozovky mají obvykle kryt z cementového betonu, který o něco lépe odolává extrémním zatížením (velké kolové tlaky nebo velmi vysoké intenzity těžké dopravy), koncentrovaným do jedné jízdní stopy vozidel. Proto se cementobetonové vozovky nejčastěji navrhují na dálnicích a na dopravně zatížených silnicích I. tříd. Výpočtovým modelem cementobetonových vozovek je tenká tuhá (Kirchhoffova) deska na podkladu podle Winklerovy hypotézy. Jednou z možností, jak lze přesně stanovit napětí v různých konstrukcích, je využití výpočetních programů pracujících na základě metody konečných prvků (dále MKP), v angličtině označované jako Finite Element Method (FEM). V práci je popsán vývoj této metody od raných začátků až k dnešním moderním výpočetním programům, využívajících grafické rozhraní modelování. Práce také popisuje základní princip metody konečných prvků. Primárním cílem a hlavním tématem je analýza výpočtových metod při využití software, fungujících na základě metody konečných prvků, na základě čehož jsou prezentovány výsledky napětí (resp. i přetvoření) z jednotlivých výpočtových modelů a jejich porovnání (např. porovnání výsledků napětí při použití výztužných prvků a bez jejich použití). Jedním z dílčích témat této práce je využití asfaltobetonových vozovek v dálničních tunelech. Česká a slovenská legislativa umožňuje v dálničních tunelech použití pouze cementobetonových vozovek. Tato práce si dává za cíl porovnat tento požadavek s ostatními zeměmi v Evropě.

**Klíčová slova:**

Návrh, metoda konečných prvků, cementobetonová vozovka, asfaltová vozovka, analýza MKP, vozovka v tunelech.



**Abstract:**

Choosing the right type of road construction can be problematic because of lots of input factors for road design nowadays. There are mainly stiff and non – stiff road construction in highways and first class roads. Non – stiff roads are mainly made of asphalt layers and stiff roads are made of concrete layer. Design of all construction types of roads is led by TP 170 “Design of Roadways” (hereinafter TP 170). Here is possible to choose the road construction from the Roadways Catalogue, which allows road design from common construction layers for common road conditions. Designer can choose different type of road construction which is not included in the catalogue, but he has to assess it according to so – called Design Method. Computational model for non – stiff road construction is layered, linearly flexible half-space. Construction layers and subsoil are considered to be homogeneous and isotropic. Layers are defined by designed values of elasticity module, coefficients of lateral strain and designed layer thicknesses. There is assumption of mostly perfect interaction on the contact of layers. Stiff roads are usually made of concrete layer which has better properties for extreme loads (high wheel pressure or high traffic intensities), concentrated into the one vehicle track. That is the reason why concrete pavements are mainly used for highways and for highly loaded first class roads. Computational model of cement – concrete roads is thin stiff (Kirchhoff’s) board on the bed according to Winkler’s hypothesis. One option, how to precisely determine stress in different constructions is to usage of programs working on the base of the Finite Element Method (FEM). The work describes the development of this method from early beginnings to today’s modern computer programs using the graphical interface. The thesis also describes the basic principle of the Finite Element Method. The primary goal and main topic is the analysis of computational methods using the FEM software, based on which the stress results (or deformations) from individual calculation models are presented together with its comparison (e.g. comparison of stress results with and without the use of reinforcement elements). One of the subtopics of this paper is also use of the asphalt road construction in highway tunnels. Czech and Slovak legislative allows to uses only concrete pavement in highway tunnels. This thesis also aims to compare this demand with other countries in Europe.

**Keywords:**

Design, Finite Element Method, concrete pavement, asphalt pavement, FEM analysis, pavement in tunnels.



## Obsah

Obsah .....	1
<b>1. Úvod.....</b>	<b>1</b>
<b>2. Cementobetonové vozovky .....</b>	<b>2</b>
2.1 Obecné vlastnosti .....	2
2.2 Typy CB krytů dle technologie vyztužování.....	3
2.3 Požadavky na podklad .....	4
2.4 Vyztužení příčné a podélné spáry.....	4
2.5 Pokládka CB směsí.....	5
2.6 Obecné požadavky na pokládku.....	6
<b>3. Vozovky v tunelech .....</b>	<b>6</b>
3.1 Bezpečnost v tunelech a riziko požáru .....	6
3.2 Volba typu vozovky v tunelech.....	7
3.3 Legislativa týkající se možnosti použití typu vozovky v tunelech .....	8
<b>4. Stávající výpočtové metody CB vozovek .....</b>	<b>10</b>
4.1 Výhody a nevýhody klasických metod.....	17
4.2 Nástup programů na základě metody konečných prvků .....	17
<b>5. Metoda konečných prvků (MKP).....</b>	<b>18</b>
5.1 Úvod do MKP .....	18
5.2 Princip MKP .....	19
5.3 Základní rovnice obecné pružnosti .....	19
5.3.1 Rovnice rovnováhy .....	19
5.3.2 Geometrické rovnice.....	20
5.3.3 Konstitutivní (fyzikální) rovnice .....	20
5.3.4 Okrajové podmínky.....	21
5.4 Základ MKP.....	21
5.4.1 Galerkinova metoda.....	21
5.5 Volba MKP programu .....	22
<b>6. Vlastní MKP výpočty .....</b>	<b>22</b>
6.1 Model s jednou CB deskou .....	22
6.1.1 Všeobecně .....	22
6.1.2 Popis modelů .....	23
6.1.3 Geometrie modelů .....	24
6.1.4 Materiál modelů.....	24
6.1.5 Okrajové podmínky a definice interakčního chování .....	25
6.1.6 Zatížení a zatěžovací stavy .....	26
6.1.7 Výsledky 3D modelů.....	27
6.2 Model s více CB deskami.....	37
6.2.1 Popis modelů .....	37
6.2.2 Geometrie modelů .....	37
6.2.3 Materiál modelů.....	37
6.2.4 Okrajové podmínky a definice interakčního chování .....	38
6.2.5 Zatížení a zatěžovací stavy .....	39
6.2.6 Výsledky 3D modelů.....	39
6.3 Výsledky 3D modelů – desky vyztužené ocelovými kotvami a kluznými trny .....	43
6.4 Porovnání výsledků v modelech s nevyztuženými a vyztuženými spárami .....	47
6.5 Zatížení teplotou .....	48
6.5.1 Obecně .....	48
6.5.2 Materiálové charakteristiky .....	49
6.5.3 Zatížení teplotou – vlastní výpočty.....	50



6.6	Časová náročnost výpočtů.....	52
6.7	Cyklické zatížení včetně porušení (únavová analýza) CB desek .....	53
6.7.1	Teoretická část – únavová analýza CB desek .....	53
6.7.2	Vlastní výpočty – únavová analýza CB desek .....	60
<b>7.</b>	<b>Závěr .....</b>	<b>65</b>
	Modely s jednou CB deskou .....	65
	Modely s více CB deskami.....	66
	Zatížení teplotou .....	66
	Cyklické zatížení včetně porušení CB desky .....	66
	Zhodnocení .....	66
<b>8.</b>	<b>Doporučení .....</b>	<b>67</b>
	Publikace:.....	68
	Publikace autora: .....	69
	Popis dosavadní odborné činnosti - technický životopis: .....	70
	Projektová činnost autora: .....	71
	Ostatní odborná činnost autora:.....	72



## 1. Úvod

Tato práce má sloužit jako podklad k získání akademického titulu Ph.D.

Práce v kapitolách číslo 2 popisuje vlastnosti a technologické požadavky na cementobetonové (CB) vozovky.

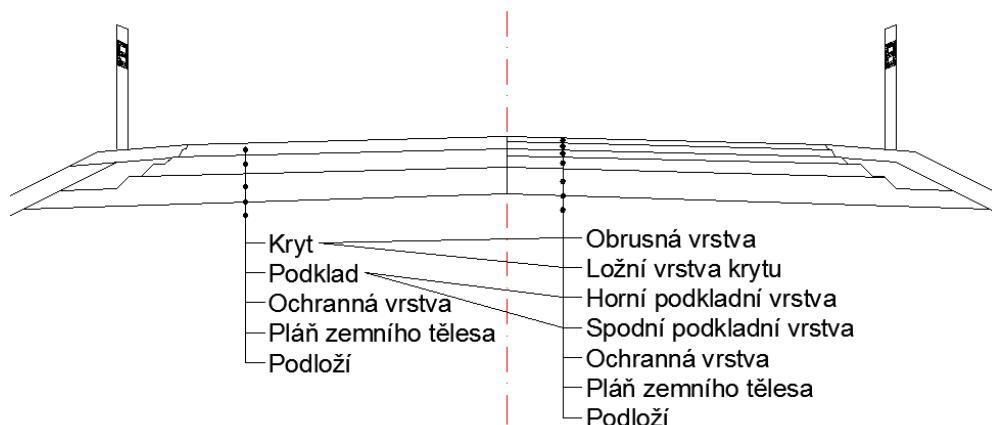
Kapitola č. 3 se zabývá problematikou navrhování vozovek v tunelech.

V kapitole 4 autor popisuje vývoj výpočtových metod CB vozovek.

V kapitole číslo 5 autor popisuje metodu konečných prvků (MKP) včetně programů založených na této metodě.

V nejobsáhlejší kapitole, číslo 6, autor představuje vlastní výsledky zjištěné v rámci této práce.

V dnešní době je pro výstavbu silnic, dálnic a ostatních zpevněných ploch jedním z nejdůležitějších faktorů (z hlediska investora) cena díla a jeho životnost. Zpevněné plochy tvoří konstrukce vozovky, což je obvykle vícevrstvá konstrukce tvořená krytem, podkladem a ochrannou vrstvou ležící na upraveném podloží.



Obrázek 1 – konstrukce vozovky

Zpevněné plochy dělíme dle několika kategorií. Dle materiálu krytu se plochy dělí na asfaltové, cementobetonové, dlážděné a další, které se ale příliš neuplatňují (např. komunikace s nezpevněným krytem).

**Asfaltové vozovky** (netuhé) mají nejširší uplatnění. Asfaltové vozovky mají využití pro všechny druhy dopravního zatížení. Aplikují se na pro velmi těžkou dopravu (dálnice, vzletové a přistávací plochy letišť) a také se používají pro komunikace středně a málo zatížené (silnice II. a III. tříd, účelové komunikace). S asfaltovými konstrukcemi se také setkáváme na chodnících a cyklostezkách. Výhody vozovek s asfaltovými kryty jsou zejména rychlost výstavby (na zhotovenou konstrukci lze téměř hned pustit silniční dopravu), opravy těchto





konstrukcí jsou méně náročné a rychlejší (bez nutnosti velkého omezení provozu) oproti opravám cementobetonového krytu. Trendem nynější doby je pokládka nízkohlučných asfaltových koberců.

**Dlážděné vozovky** a zpevněné plochy se v dnešní době nejvíce aplikují na místních komunikacích, chodnicích. Náměstí a jiné zpevněné plochy (dopravně zklidněné komunikace – obytné a pěší zóny) jsou také často realizovány s dlážděným povrchem. Na výstavbu ploch z těchto konstrukcí používáme dílce z betonové dlažby nebo dílce z přírodní dlažby. Nevýhodou těchto konstrukcí je vyšší cena, vysoká propustnost krytu a horší povrchové vlastnosti a také rovnost povrchu.

**Cementobetonové (CB)** vozovky (tuhé) se zejména navrhují na konstrukcích vystavených vysokému zatížení – vysoká intenzita dopravního zatížení (kapacitní komunikace typu dálnic) nebo malého počtu extrémně velkých zatížení (skladištní plochy apod.). CB kryty se také navrhují při výstavbě vzletových a přistávacích drah na letištích. Výhodou vozovek opatřených CB krytem oproti asfaltovým konstrukcím je vyšší životnost (30 a více let), možnost vytváření různých textur povrchu (snížení hluku, dobré protismykové vlastnosti), odolnost proti trvalým deformacím (absence podélných kolejí) a vodorovným silám (absence příčných vln). V tunelech se využívá světlost povrchu (menší náklady na osvětlení) a menší hořlavost oproti asfaltovým vozovkám. Nevýhodou konstrukcí s CB krytem je technologická a časová náročnost při výstavbě a vyšší investiční pořizovací náklady.

## 2. Cementobetonové vozovky

### 2.1 Obecné vlastnosti

Cementobetonové vozovky se používají pro významné pozemní komunikace s vysokým zatížením těžkou nákladní dopravou. Nemusí se však jednat pouze o silnice a dálnice. Cementobetonové vozovky našly také své uplatnění na letištích, kde odolávají vyšším zatížením od letadel a obslužných prostředků. Další uplatnění CB vozovek se objevuje v posledních letech na nově budovaných kontejnerových překladištích a u skladů firem využívajících kamionovou dopravu. Pro plochy, které jsou namáhány trvalým zatížením od kamionové dopravy, je vhodná pouze vozovka s CB krytem. Ta je schopna odolat zvýšeným nárokům na únosnost. Musí se počítat se zatížením nejen od kamionů přepravujících kontejnery, ale i od těžkých transportérů navázejících technologii výroby.

K argumentům ve prospěch CB vozovky se přidává i fakt, že se tato vozovka vyznačuje během životnosti prakticky bezúdržbovým provozem (např. nejsou nutná cyklická frézování a obnovování povrchu jako u asfaltových vozovek). Hlavní výhody CB vozovek jsou:

- dosahovaná životnost více než 30 let



- nižší cena z hlediska dlouhodobých celkových nákladů oproti asfaltovým krytům
- minimální náklady na údržbu po dobu životnosti
- zvýšená bezpečnost provozu za nepříznivých povětrnostních podmínek (světlá vozovka)
- odolnost proti vzniku trvalých deformací (tvorba kolejí)
- menší množství uzavírek z důvodu oprav v době životnosti
- využití tuzemských materiálových zdrojů (kamenivo, cement) – nezávislost na vývoji cen ropy
- možnost recyklace a druhotného využití starých CB krytů
- menší hořlavé vlastnosti betonu oproti asfaltovým vozovkám, světlost betonu (využití v tunelech)

Hlavní nevýhody CB vozovek jsou:

- nutná vysoká technologická kázeň při výstavbě
- schůdky na spárách
- složité opravy lokálních závad

Z hlediska konstrukčního se v ČR ustálilo využití stejných nebo podobných vrstev vozovky a výztužných prvků jako v Německu. Tedy desky z prostého betonu s vyztuženými spárami pomocí trnů a kotev většinou na podkladních vrstvách ze štěrkodrti, kameniva zpevněného cementem nebo mechanicky zpevněného kameniva. Beton CB krytu je pokládán jako jednovrstvý nebo dvouvrstvý.

## 2.2 Typy CB krytů dle technologie vyztužování

Existuje několik typů CB krytů dle technologie vyztužování:

- Kryt z prostého betonu:
  - spáry kotvené, případně bez kotev
  - provádění jako jednovrstvý nebo dvouvrstvý kryt
- Kryty lehce vyztužené:
  - 1 – 5 kg výztuže/m<sup>2</sup>
  - výztuž v jedné či ve dvou vrstvách
  - použití hlavně jako rekonstrukční vrstvy
- Tenká vyztužená CB deska (TEVYCED):
  - deska tloušťky 100 – 160 mm vyztužená KARI sítěmi
- Desky s kontinuální výztuží (SPOVYCED):
  - 7 – 12 kg výztuže/m<sup>2</sup> (stupeň vyztužení cca 0,75 %)
  - princip rozdělení desky na soustavu bloků rozdělených mikrotrhlinami, které jsou navlečeny na podélnou výztuž



- podélná výztuž je na obou koncích ukotvena v betonových blocích
- využití při rekonstrukcích dálnic a letišť
- u nás využití ve Strahovském tunelu
- Desky předpjaté:
  - předpětí buď kabely nebo vnějším předpětím
- Betonové vozovky panelové
  - vozovky tvořené ze silničních panelů (pro dočasné/staveništní komunikace)

### 2.3 Požadavky na podklad

Podkladní vrstvy mohou být zhotoveny:

- ze stmelého kameniva nebo ze stmelových zemin a jiných vhodných materiálů
- z nestmelého kameniva
- z prolévaných vrstev

Použití závisí na vrstvě podkladu a na významnosti CB vozovky. Ze stavebního hlediska je nutno zajistit takovou šířku podkladních vrstev, aby byl umožněn pojezd strojů při pokládání CB krytů vozovky. Minimální rozšíření na pojezd finišeru musí být 600 mm.

### 2.4 Vyztužení příčné a podélné spáry

V předchozích letech (80. léta 20. století) se prováděla výstavba CB krytů technologií, která nezahrnovala vyztužení příčných a podélných spár. Tato metoda je již nyní překonána a do příčných spár se vkládají ocelové trny a do podélných spár ocelové kotvy.

#### **Vyztužení příčné spáry:**

Do příčných spár se vkládají ocelové trny, což je ocelový prvek tvaru kužele obecně o průměru podstavy  $d = 25$  mm a délce  $l = 500$  mm. Hlavní úkol těchto prvků je zajistit stejnosměrný svislý posun CB desek a zamezit tak schodovitosti (rozdílný svislý posun desek) desek (pozn.: se schodovitostí desek se nyní můžeme setkat v ČR na dálnici D1. Tato schodovitost ovlivňuje komfort i bezpečnost silničního provozu na této komunikaci. Jednou z příčin této schodovitosti je absence kluzných trnů v příčných spárách. Nyní probíhá kompletní modernizace dálnice D1). Ocelové trny jsou po celé své délce opatřeny umělohmotným povlakem, který umožňuje vodorovný posun desek. Kluzné ocelové trny musí být uloženy uprostřed tloušťky desky v jedné rovině, rovnoběžně s povrchem vozovky a kolmo na spáru., zpravidla ve vzájemné vzdálenosti 250 mm (max. 500 mm).



Vzdálenost vnějších trnů od kraje desky nebo podélné spáry musí být min. 250 mm. Ocelové trny se osazují strojově (přídavné zařízení na finišeru).

**Vyztužení podélné spáry:**

Podélná spára se vyztužuje pomocí ocelových kotev, což jsou ocelové prvky tvaru kužele obecně o průměru podstavy  $d = 20$  mm a délce  $l = 800$  mm. Jsou tvořeny z sbírkové oceli a mají plastový povlak na střední části (200 mm). Hlavním úkolem těchto prvků je zamezit rozevírání podélné spáry. Vkládají se do spár ručním, resp. automatickým zařízením.

## 2.5 Pokládka CB směsi

Rozprostírání CB směsi probíhá pomocí finišerů. Finišery pro pokládku CB směsi dělíme na finišery s pevnými nebo posuvnými bočnicemi.

**Pokládka CB směsi finišery s pevnými bočnicemi**

Principem pokládky je zpracování CB směsi finišerem mezi urovnané a navzájem spojené bočnice. Ty se předem ukotví do terénu a stroj po nich při práci pojíždí. Bočnice tvoří vodící dráhu pro finišer a současně i bednění pro CB směs. Musí být uloženy na dostatečně únosném podkladu po celé své šířce a délce a musí být zajištěny proti posunu, vybočení a podtékání betonu. Bočnice musí být čisté, před betonáží na nich má být separační nátěr.

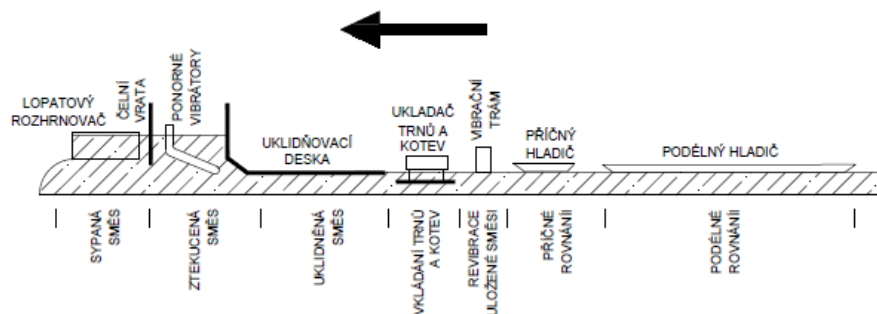
Tato metoda je málo produktivní, zdlouhavá a technologicky náročná. Největší výhodou této metody je možnost, např. v případě náhlého deště, návratu finišeru po pevných bočnicích a úprava povrchu.

**Pokládka CB směsi finišery s posuvnými bočnicemi**

Při použití technologie za pomoci finišeru s posuvnými bočnicemi se bočnice nemusí předem kotvit do terénu, jsou součástí finišeru (vleče bočnice za sebou). Pro vedení finišerů je možné při betonáži použít vodící prvek, například drát, popřípadě už znivelovaný obrubník. Odchyłka vodícího drátu je max  $\pm 3$  mm. Vzdálenost opěrných bodů je v přímé trase max. 10m, v obloucích se zkracuje.

Mezi bočnicemi jsou umístěny mechanismy, které beton zpracovávají:

- Rozhrnovač
- Zhutňovací zařízení
- Ukladač vyztuže do spár
- Hladiče povrchu



Obrázek 2 – princip uspořádání pracovních orgánů finišeru

## 2.6 Obecné požadavky na pokládku

Před pokládkou vlastní CB směsi je nezbytné upravit podklad. Ten musí být čistý a rovný. V případě extrémně vysokých teplot při pokládce je třeba podklad zvlhčit, aby se zabránilo vysušenému podkladu čerpání vody z položené CB směsi.

Pokládka by měla probíhat za teplot v rozmezí od +5 °C do + 25 °C. Relativní vlhkost vzduchu by se měla pohybovat nad 70 % teplotní rozdíl mezi maximální a minimální denní teplotou by neměl přesáhnout 10 °C.

Dodávka čerstvé CB směsi probíhá pomocí nákladních vozidel s vodotěsnou korbou, které vyklápějí čerstvý beton před finišer na celou šířku betonovaného pásu. CB směs je při dopravě chráněna ochrannou plachtou. Mezní čas přerušení dodávky CB směsi je 90 minut. Pokud je tento čas překročen, je nezbytné vytvořit pracovní spáru.

Finišer se při pokládce nesmí zastavit – toto je jedna z hlavních podmínek při betonáži.

## 3. Vozovky v tunelech

### 3.1 Bezpečnost v tunelech a riziko požáru

Tunely představují velké nebezpečí z pohledu možných požárů. V tunelech je velice složité bojovat s požáry z důvodu limitovaného přístupu, množství kouře a vysokého tepelného záření. Teploty při požárech v tunelu mohou dosáhnout až 1000 °C. Tyto požáry se můžou šířit velice rychle a setrvávat dlouhý časový úsek (nejdelší zaznamenaný požár v tunelu v Evropě trval 53 hodin). Požáry v tunelech způsobují nemalé škody na majetku a zejména si vybírají jako oběti i lidské životy. Z tohoto důvodu je důležité se na téma požární bezpečnost v tunelech bavit a snažit se konstruovat tunely tak bezpečné, jak jen to nynější technologie umožňuje. V tabulce č. 1 je znázorněno několik katastrofických požárů v tunelech v Evropě.



<b>Katastrofy způsobené požárem v tunelech v Evropě</b>					
<b>Místo požáru</b>	<b>Typ tunelu</b>	<b>Rok</b>	<b>Doba a teplota</b>	<b>Počet obětí</b>	<b>Počet zničených dopravních prostředků</b>
St. Gotthard Switzerland	Silniční (1 roura) 16,3 km	2001	24 h 1200 °C	11 mrtvých	10 osobních automobilů 23 nákladních automobilů
Gleinalm Austria	Silniční (1 roura) 8,3 km	2001	37 min	5 mrtvých	2 osobní automobily
Kitzsteinholm Austria	Železniční 3,2 km	2000	neví se	155 mrtvých	1 vlak
Tauren Austria	Silniční (1 roura) 6,4 km	1999	14 h 1200 °C	12 mrtvých	26 osobních automobilů 14 nákladních automobilů
Mont - Blanc France - Italy	Silniční (1 roura) 11,6 km	1999	53 h 1000 °C	39 mrtvých	10 osobních automobilů 23 nákladních automobilů
Palermo Italy	Silniční	1999	neví se	5 mrtvých	19 osobních automobilů 1 autobus
Eurotunnel Chanel	Železniční 52 km	1996	10 h 1100 °C	2 zranění	1 vlak

Tabulka 1 – katastrofické požáry v tunelech v Evropě

### 3.2 Volba typu vozovky v tunelech

V nynější době se objevuje otázka, jaký typ vozovky použít v tunelu. Obecně máme dvě možnosti – cementobetonovou nebo asfaltovou vozovku. Výběr volby je podmíněn zhodnocením a porovnáním mnoha kritérií jako: bezpečnost, ekonomické náklady, vliv na životní prostředí včetně energetické spotřeby. Je také potřeba zohlednit dostupnost technologického zařízení (např. finišery) a materiálů (cement, kamenivo, asfalt). Jedním z hlavních důvodů proč zvolit cementobetonovou vozovku jsou její hořlavé, respektive nehořlavé, vlastnosti v porovnání s asfaltovou vozovkou.

Asfalt je hořlavý při teplotě od 428 – 530 °C, což znamená vznik požáru za pouhých 8 minut a vznik toxických plynů (např. CO) za 5 minut. Beton neprodukuje žádné toxické plyny a stává se mechanicky nestabilní při teplotách vyšších než 700 °C.



*Obrázek 3 – porovnání vzorků asfaltu (vlevo) a betonu (vpravo) po zahřívání na 750 °C*

### **3.3 Legislativa týkající se možnosti použití typu vozovky v tunelech**

Některé evropské země ve svých technických předpisech požadují nebo doporučují, aby vozovka v tunelu byla cementobetonová. Jako příklad můžeme zmínit rakouský předpis „Projektierungsrichtlinien RVS 09.01.23“, který požaduje cementobetonovou vozovku v nových tunelech delších jak 1 km. Slovinko ve svých technických předpisech taktéž požaduje cementobetonovou vozovku v tunelech delších jak 1 km. Ve Slovenské republice Ministerstvo dopravy a Národní dálniční společnost požadují cementobetonový kryt v tunelech od roku 2001. V České republice se na základě předpisu ČSN 73 7507 (01/2006) doporučuje cementobetonový kryt pro středně dlouhé tunely (500 – 100 m), povinně požaduje CB kryt pro tunely delší jak 1000 m a pro krátké tunely (100 – 500 m) není požadavek na kryt vozovky.

Na druhou stranu, v říjnu 2013 „JP Autoceste Federacije BiH d.o.o. Mostar, Bosnia, and Herzegovina“ vydala instrukce, které se vyžadují pro použití asfaltových vozovek v tunelech. Ospravedlňují požární odolnost asfaltových vozovek a jejich efekt na tunelovou konstrukci na základě reportu „Fire and Smoke Control in Road Tunnels“ od PIARC. Tento report shrnuje mnoho studií, jak vozovková konstrukce ovlivňuje sílu požáru. Tento dokument shrnuje, že standardní asfaltové vozovky významně nesnižuje požární bezpečnost v tunelu během první fáze požáru, během které probíhá evakuace uživatelů, a tedy asfaltové vozovky mohou být použity v tunelech. Tyto instrukce prezentují závěry některých studií či posudků, včetně:



- “Performance of Pavements in Asphalt and Concrete in Tunnels, particularly in case of fire” (Germany): „Neexistuje žádný důvod, aby Německo převzalo Rakouské rozhodnutí pro nevyužití asfaltových vozovek v tunelech, jejichž délka přesahuje 1000 m.“
- “Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructure: Review on Reaction to Fire of Pavements Materials” [5] – „Shrnutí a vyšetřování incidentů neindikují zvýšený risk s ohledem na zvolenou konstrukci vozovky, dokonce i v případech katastrofálních požárů, jak je ukázáno na příkladu požáru v tunelu St. Gotthard.“
- “Fire Behaviour of Asphalt Pavement in Case of Road Tunnel Fire” (France) [6] – „Na základě výpočtů teploty založených na provedeném šetření, při požáru v tunelu Mont Blanc nebyla asfaltová vozovka příčinou šíření požáru.“
- „Fire Performance of Road Tunnels” (France) [5] – „Obecné pravidlo je doporučení použít nehořlavé materiály na strop a málo hořlavé materiály na strany tunelu, ale není žádné doporučení pro použití materiálů pro vozovku.“
- “Brief Introduction to Tunnel Pavements Technologies” (China) [7] – „Postřík betonové nebo asfaltové vozovky pomocí epoxidového nátěru může dosáhnout, kromě jiných efektů, charakteristiku nehořlavých materiálů.“
- “Fire performance of asphalt concrete” (France) [8] – „Asfaltové vozovky nejsou jednoduše hořlavé a pro dosažení jeho vznícení je zapotřebí významného vystavení teplotě. Tento level vystavení může být dosažen pouze v bezprostřední blízkosti již hořícího vozidla. Výsledky průzkumů ukazují, že v případě vznícení vozovky tvořené asfaltovým souvrstvím, se podílí na požáru pouze krytová vrstva. Množství naměřeného pyrolytického průtoku je velmi nízké ve srovnání s množstvím dosaženým u hořlavého vozidla. Množství produkovaných plynů a teplot způsobených hořením asfaltu není dostatečně velké, aby výrazně zhoršilo situaci uživatelů během evakuace.“

Chorvatské technické předpisy se nedotýkají cementobetonových vozovek a jejich využití v této zemi je pouze u mýtných stanic, benzinových pump, hraničních přechodů a autobusových nádraží a zastávkových zálivů. V Chorvatsku jsou používány asfaltové vozovky v tunelech po posledních 20 let a během této doby nejsou známy žádné bezpečnostní problémy způsobené požárem. Je třeba zmínit, že ať se zvolí do tunelu jakýkoliv typ





vozovky, je důležité zajistit požární alarm, hasicí systém a také evakuační plán pro případ požáru.

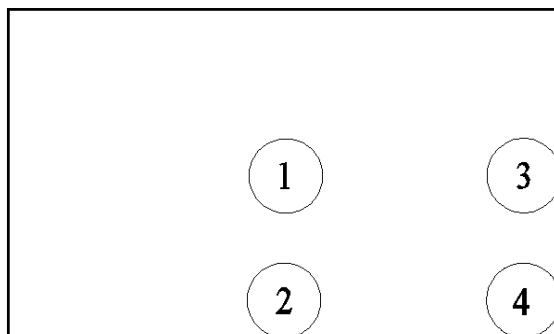
#### **4. Stávající výpočtové metody CB vozovek**

Jak uvádí *P. Pánek* (2011) [1], strukturální analýza vozovkového systému závisí na dvou klasických teoriích vyvinutých *Westergaardem* [16] a *Burmisterem* [15].

##### Westergaardova teorie

Z důvodu závislosti chování vozovky na pozici zatížení, *Westergaard* [16] odvodil čtyři charakteristická místa kritického namáhání:

- Střed (centrum)
- Okraje
- Roh



*Obrázek 4 – charakteristická místa kritického namáhání*

Zjistit velikost namáhání v ohybu pod kolovým zatížením je zásadní údaj při analýze vozovek. *Westergaard* předpokládal CB vozovku jako dvouvrstvý lineárně pružný systém (betonová deska a podkladní vrstva) tvořící lineárně pružný systém s lineárně pružným řešením pro napětí a deformace.

Pro zjištění napětí a deformace využíval *Westergaard* tří různých zatěžovacích stavů za využití metody postupné aproximace. *Westergaard* definoval poloměr relativní tuhosti „ $l$ “, což představuje míru tuhosti betonové desky vzhledem k vlastnostem podkladu (*Winklerův* podklad) a má rozměr délky.



$$l = \sqrt[4]{\frac{E_1 h^3}{12(1-\mu^2)k}} \quad (4.1)$$

Kde:  $E$  - modul pružnosti betonu  
 $\mu$  - součinitel příčného přetvoření materiálu  
 $h$  - tloušťka desky  
 $k$  - modul reakce podkladu

Rovnice pro přibližné maximální napětí pod jediným rovnoměrným kruhovým zatížením pro zatěžovací pozici střed (centrum) Westergaard odvodil jako:

$$\sigma_{stř} = \frac{3(1+\mu)P}{2\pi h^2} \left[ \ln\left(\frac{l}{b}\right) + 0.6159 \right] \quad (4.2)$$

Kde:  $P$  - síla  
 $b$  - parametr závislý na poloměru otisky pneumatiky a tloušťce betonové desky „ $h$ “

$$b = a \text{ když } a \geq 1.724h \quad (4.3)$$

$$b = \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \text{ když } a < 1.724h \quad (4.4)$$

Maximální deformace v centru zatížení:

$$\delta_{stř} = \frac{P}{8kl^2} \left\{ 1 + \frac{1}{2\pi} \left[ \ln\left(\frac{a}{2l}\right) - 0.673 \right] \left(\frac{a}{l}\right)^2 \right\} \quad (4.5)$$

Vztahy pro rohový zatěžovací vztah:

$$\sigma_{roh} = \frac{3P}{h^2} \left[ 1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l}\right)^{0.6} \right] \quad (4.6)$$

$$\delta_{roh} = \frac{P}{kl^2} \left[ 1.1 - 0.88 \left(\frac{a\sqrt{2}}{l}\right) \right] \quad (4.7)$$



Vztahy pro zatěžovací vztah na hraně:

$$\sigma_{hrana} = \frac{3(1+\mu)P}{\pi(3+\mu)h^2} \left[ \ln\left(\frac{Eh^3}{100ka^4}\right) + 1.84 - \frac{4\mu}{3} + \frac{1-\mu}{2} + \frac{1.18(1+2\mu)a}{l} \right] \quad (4.8)$$

$$\delta_{hrana} = \frac{P\sqrt{2+1.2\mu}}{\sqrt{Eh^3k}} \left[ 1.0 - \frac{(0.76+0.4\mu)a}{l} \right] \quad (4.9)$$

#### Burmisterova teorie

Teorie, kterou odvodil *Burmister* [15], vychází z předpokladů řešení vrstevnatého lineárně pružného poloprostoru, který představuje vícevrstvý vozovkový systém. Řešení v sobě zahrnuje vztah chování mezi jednotlivými vrstvami (spolupůsobení) a cílem řešení je výpočet sil, napětí, deformací a posunutí na základě lineární pružnosti.

Burmister předpokládal osově symetrický a nekonečný prostor a uvažoval funkci napětí skládající se z Besselovy a exponenciální funkce.

$$\phi = J_0(mr) \left[ Ae^{mz} + Be^{-mz} + zCe^{mz} + zDe^{-mz} \right] \quad (4.10)$$

Kde:  $r$  – vodorovná vzdálenost vyšetřovaného bodu  
 $z$  – svislá proměnná souřadnice  
 $m$  - parametr  
 $A, B, C, D$  - konstanty  
 $J_0$  - Besselova funkce

Jak uvádí *P. Pánek* (2011), (str. 23), [1]: „Pro vícevrstvý systém je potřeba určit čtyři konstanty. Pro každou vrstvu okrajové podmínky a podmínky kompatibility. Po určení těchto konstant mohou být vypočítány síly, napětí a deformace tradiční formulací lineární pružnosti v kruhovém souřadnicovém systému.

Když *Burmister* odvodil toto řešení založené na lineární pružnosti, bylo díky principu superpozice možno provádět rozmanité analýzy kolových zatížení. Kvůli (2D) osově symetrickým předpokladům, nemůže být *Burmisterova* teorie aplikována na okraj (hranu) a roh vozovky. V tomto případě mohou být aplikována pouze kruhová rovnoměrná zatížení, přestože obvyklým otiskem kolového zatížení je elipsa. Kromě toho nemůže být vystihnuto nelineární chování nestmelených materiálů, protože *Burmisterova* teorie je založena na



*předpokladu lineární pružnosti. I přes výše uvedené nedostatky hraje toto řešení doposud hlavní roli v mnoha analýzách vozovek a programech, sloužících k navrhování vozovek.“*

### TP 170

V České republice se v nynější době používá k výpočtům napětí ve vozovce Westergaardovo (částečně modifikované) řešení, jenž vychází z předpokladu tuhé Kirchhoffovy desky na podkladu dle Winklerovy hypotézy.

V české republice se pro návrh konstrukce vozovky používá Návrhová metoda dle TP 170 [3]. Návrhová metoda zavádí pravidla návrhu a posouzení vozovek s detailní analýzou všech vnějších vlivů s využitím funkčních vlastností podloží vozovky a vrstev vozovky. Dále slouží k návrhu vozovek jiným kolovým zatížením a při zatížení silničním provozem slouží k optimalizaci návrhu vozovky – zejména v PDPS a RDS. Také umožňuje zavádění nových vrstev a konstrukčních uspořádání, podporuje a rozvíjí požadavky obsažené v připravovaných evropských normách a umožní použití zahraničních technologií v našich podmínkách. Používá se také pro analyzování vozovek ve všech stádiích stavby, užívání a oprav. Také umožňuje využití (za uvedených podmínek) jiných výpočtových modelů a modelů porušování.

Pro CB kryt je výpočtový model sestaven na základě tenké tuhé (Kirchhoffovy) desky na Winklerově podkladu. Zatížení návrhovou nápravou se poté umísťuje u volné podélné a příčné hrany tak, aby vyvolalo v desce největší tahové napětí. Výpočtem se poté stanovují maximální tahová napětí v CB desce při současném působení zatížení návrhové nápravy a kladného (resp. záporného) teplotního rozdílu pro vozovky s CB krytem a betonovou horní podkladní vrstvou. Pro CB kryty bez betonové horní podkladní vrstvy se stanovují maximální tahová napětí při současném působení zatížení návrhové nápravy a kladného teplotního rozdílu.

Výpočtovým modelem netuhé vozovky je vrstevnatý, lineárně pružný poloprostor. Konstrukční vrstvy a podloží vozovky se považují za homogenní a izotropní. Vrstvy jsou definovány návrhovými hodnotami modulů pružnosti, součinitelů příčného přetvoření a návrhovými tloušťkami. Na stycích vrstev se většinou předpokládá dokonalé spolupůsobení.

Základními vstupy pro návrh konstrukce vozovky jsou:

- Návrhová úroveň porušení
  - Vyjadřuje maximální množství konstrukčních poruch vznikajících během životnosti vozovky. Tato návrhová úroveň



porušení se volí v závislosti na rozřídění pozemních komunikací, očekávané třídě dopravního zatížení a přípustnému procentu konstrukčních poruch.

- Dopravní zatížení a návrhové období
  - V dnešní době dle TP 170 se vozovky navrhují na návrhové období 25 let.
- Charakteristiky podloží
  - Charakteristiky podloží se dělí do tří typů dle návrhového modulu pružnosti. Další charakteristikou podloží je namrzavost – ta ovlivňuje tloušťku vozovky.
- Klimatické podmínky

Celkové posouzení vozovky se stanoví dle poměru mezi mezní hodnotou počtu opakování přejezdů TNV ( $TNV_{cd,lim}$ ) a návrhovou hodnotou celkového počtu přejezdů TNV za návrhové období ( $TNV_{cd}$ ). Tímto poměrem získáme návrhovou hodnotu celkového poměrného porušení za návrhové období ( $D_{cd}$ ).

$$D_{cd} = TNV_{cd} / TNV_{cd,lim} \quad (4.11)$$

$D_{cd} \leq 1$ ; ale TP 170 doporučuje  $D_{cd}$  v rozmezí 0,60 – 0,85.

Dle kolektivu autorů (2006), [3], je základní charakteristikou konstrukce pro stanovení napětí v tenké tuhé desce dle Winklerova podkladu poměr relativní tuhosti desky „ $l$ “.

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_1 h^3}{12(1 - \mu^2)k}} \quad (4.12)$$

Kde:  $E$  - modul pružnosti betonu  
 $\mu$  - součinitel příčného přetvoření materiálu  
 $h$  - tloušťka desky  
 $k = r/w$ , kde:  
 $k$  – modul reakce podkladu  
 $r$  – odpor  
 $w$  - průhyb

Moduly pružnosti a součinitele příčného přetvoření materiálů vrstev, které se předpokládají homogenní a izotropní, představují v TP 170 přetvárné



charakteristiky podloží a konstrukčních vrstev. Pro výpočet napětí se poloměr relativní tuhosti desky určuje z přibližné podmínky rovnosti ohybových momentů v blízkém okolí středu desky.

$$l = L \quad (4.13)$$

Kde:  $l$  – poloměr relativní tuhosti desky na Winklerově podkladu  
 $L$  – tzv. pružná charakteristika desky určená podle modelu tuhé desky na lineárně pružném poloprostoru

Pružná charakteristika desky  $L$  se určí ze vztahu:

$$L = h^3 \sqrt{\frac{E_1(1 - \mu_p^2)}{6E_p(1 - \mu^2)}} \quad (4.14)$$

Kde:  $L$  – pružná charakteristika desky  
 $H$  – tloušťka desky  
 $E$  – modul pružnosti betonu (MPa)  
 $E_p$  – modul pružnosti podloží (MPa)  
 $\mu$  - součinitel příčného přetvoření betonu  
 $\mu_p$  - součinitel příčného přetvoření materiálu podloží

Jako charakteristika vrstevnatého podklad ( $E_p$ ) se používá ekvivalentní modul pružnosti podkladu, stanovený z podmínky rovnosti maximálních ohybových momentů v desce na vrstevnatém podkladě a na náhradním homogenním poloprostoru. Ekvivalentní modul pružnosti se stanovuje iterací z podmínky:

$$E_p = \frac{2qa(1 - \mu_p^2)}{w} \quad (4.15)$$

$$a = 1,2L \quad (4.16)$$

Kde:  $q$  – dotykový tlak, uvažuje se 1 MPa  
 $a$  – náhradní poloměr kruhové zatěžovací plochy v m  
 $w$  – maximální průhyb vrstevnatého poloprostoru, který představují vrstvy podloží a podkladu (průhyb vrstevnatého podkladu je třeba vypočítat s přesností danou výpočtem programem LAYMED)



Poloměr relativní tuhosti pro výpočet napětí vlivem teplotního namáhání se stanovuje ze vztahu:

$$l_T = L_T \quad (4.17)$$

Kde:  $l_T$  – poloměr relativní tuhosti pro výpočet napětí v důsledku teplotního namáhání (m)  
 $L_T$  – pružná charakteristika desky (m), stanovená na základě vztahu (4.13) s použitím hodnoty  $E_T$  (MPa) jako modulu pružnosti betonu pro výpočet napětí vlivem teplotního namáhání

Hodnotu maximálního kladného ohybového momentu od zatížení návrhovou nápravou lze určit za pomoci přibližného vztahu:

$$M = 0.335ql^2 \left( \frac{a_e}{l} - 0,042 \right) \quad (4.18)$$

Kde:  $M$  – běžný ohybový moment (vztažený k jednotce šířky průřezu) (MN)  
 $q$  – dotykový tlak, uvažuje se 1 MPa  
 $l$  – poloměr relativní tuhosti desky v m  
 $a_e$  – poloměr zatěžovací plochy ekvivalentního zatížení (závislí na „l“ a na druhu hrany, pro kterou se napětí počítá) v m

Tahové napětí se v průřezu stanoví následovně:

$$\sigma = \frac{6M}{h^2} \quad (4.19)$$

Kde:  $M$  – kladný ohybový moment (vztažený k jednotce šířky průřezu) (MN)  
 $h$  – tloušťka desky (m)

Teplotní napětí se stanoví následovně:

$$\sigma = 0,5C_T E_T \alpha_T \Delta T \quad (4.20)$$

Kde:  $E_T$  – modul pružnosti betonu pro teplotní namáhání (MPa)  
 $\alpha_T$  – součinitel délkové roztažnosti betonu



$\Delta_T$  – teplotní rozdíl v betonové desce (K)  
 $C_T$  – součinitel borcení desky

#### **4.1 Výhody a nevýhody klasických metod**

Jak se také zmiňuje *P. Pánek* (2011), [1], teorie klasických metod (Westergaard a Burmister), mají, jako všechny teorie, své výhody i nevýhody. Z důvodu omezených možností výpočetní techniky v sedmdesátých letech dvacátého století, bylo navrhování a posuzování konstrukcí vozovek pomocí tabulek a grafů na základě obou klasických metod tím nejefektivnějším řešením. Komplikovanost grafů a tabulek ovšem nutila uživatele provést odhad několika návrhových proměnných (např. moduly pružnosti, Poissonova čísla, tloušťku vrstev). Největší výhodou návrhu pomocí grafů a tabulek byla eliminace dlouhých výpočtových časů, které dosahují dnů i týdnů.

Na základě Burmisterovi teorie vzniklo několik počítačových programů. Jako prvním široce užívaným softwarem pro vozovkovou analýzu se stal program BISAR vyvinutý v roce 1978 laboratoří Shell. Tento program postupně nahradil existující diagramy a tabulky pro vozovkovou analýzu a návrhový proces. BISAR byl používán hlavně pro návrh netuhých vozovek.

O necelých deset let později se na trhu objevil nový program WESLEA. Z důvodu zaměření vývojářů na rychlou integraci exponenciální a Besselovy funkce, byla jednou z největších výhod tohoto programu zkrácení výpočtových časů.

Postupem času inženýři objevovali limity těchto programů. Jedním z nich bylo nadhodnocování tahových namáhání v ohybu v podkladní vrstvě, způsobený lineárně pružným modelem. Ovšem podkladní vrstvy jsou nezdělané tvořeny zrnitými materiály, což je skupina jednotlivých zrn a přenos tahových napětí v tomto materiálu je komplikovanější. V této metodě je vícevrstvý vozovkový systém řešen jako kontinuální lineárně pružné těleso. Z tohoto důvodu můžeme je jakýkoliv bod nad neutrální rovinou namáhan tlakem a pod neutrální rovinou namáhan tahem. Neutrální rovina bývá u vícevrstvý systémů umístěna mezi středem a spodními vlákny krytové vrstvy. Toto vyúsťuje v to, že celý podkladní systém a podloží se nachází jen v tažené oblasti, což je pro zrnité materiály nepřijatelné. Na základě zjištění tohoto chybného předpokladu se začalo s používáním nelineárních materiálových modelů.

#### **4.2 Nástup programů na základě metody konečných prvků**

S ohledem na nutnost zpřesňovat výsledky a dělat detailnější vozovkové analýzy, byly vyvinuty programy pracující na základě metody konečných





prvků. Jejich hlavním cílem bylo zavést nelineárně pružné modely do existujících analýz. Dále byl implementován vazko – pružný model pro asfaltové vrstvy a nelineárně pružné chování, které umožňuje částečně popsat chování zrnitých materiálů. Důležitými programy v této kategorii byl software ILLI-PAVE, jenž nepředpokládal nekonečné oblasti a tak byla předepsána okrajová podmínka v horizontálním i vertikálním směru.

Vývoj programů pokračoval dále softwary ILLI-SLAB, KENSLAB, JSLAB a inovacemi v ILLI-SLAB. V těchto programech inženýři analyzovali CB kryt tvořený více deskami spojenými trny a programátoři udělali programy uživatelsky přívětivější. Na základě vývoje těchto programů a porovnání s reálnými výsledky, se možnosti software stále posouvají dopředu z pohledu možností a přesností analýzy, ale také z pohledu uživatelské přívětivosti.

V dnešní době máme k dispozici nepřeberné množství programů fungující na základě MKP. Pro příklad můžeme zmínit systémy ANSYS, NASTRAN, ADINA a námi zvolený software ABAQUS. Tyto softwary již v mnohém odstranili neduhy předchozích programů a jeví se jako nejlepší přístup k analýze základního chování vozovkového systému.

Největšími výhodami dnešních MKP programů oproti klasickým deskovým teoriím jsou:

- možnost uplatnit teplotní namáhání současně s dopravním namáháním,
- možnost modelování různých tvarů zatížení,
- možnost modelovat lineární i nelineární deformačně-napěťové chování materiálů,
- nastavení interakce (spolupůsobení) mezi jednotlivými vrstvami,
- možnost analýzy desky s pravidelnými i nepravidelnými rozměry,
- možnost vytvořit otvor v desce.

Největšími nevýhodami MKP programů se nyní jeví:

- dlouhá výpočtová doba.

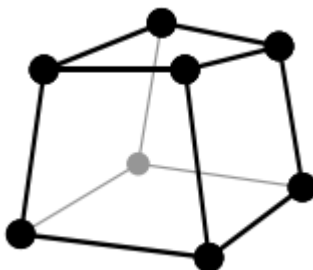
## **5. Metoda konečných prvků (MKP)**

### **5.1 Úvod do MKP**

Jak název sám říká, MKP pracuje s konečným počtem prvků. MKP tedy vyžaduje rozdělení řešené oblasti na konečný počet prvků, které tvoří síť konečných prvků. Pro každý typ prvku je kromě dimenze a tvaru charakteristický počet a poloha jeho uzlů. Uzly sítě jsou body, v nichž hledáme neznámé parametry řešení (např. posuvy a natočení, z kterých



dále počítáme napětí). Hustota prvků sítě má zásadní dopad na přesnost výsledků, avšak také na časovou náročnost výpočtu a nároky na hardware.



Obrázek 5 - sít' tvořená uzly

Existuje několik způsobů modelování za pomoci metody konečných prvků. V této práci dále budeme popisovat MKP za pomoci výpočtového modelování s numerickým přístupem (pozn. další přístup je analytický).

## 5.2 Princip MKP

MKP funguje na základě rovnic obecné pružnosti. V obecné statické prostorové úloze představují základní veličiny obecné pružnosti celkem 15 neznámých. Konkrétně se jedná o:

Posuny:  $u ; v ; w$   
Přetvoření:  $\epsilon_x ; \epsilon_y ; \epsilon_z ; \gamma_{xy} ; \gamma_{yz} ; \gamma_{zx}$   
Napětí:  $\sigma_x ; \sigma_y ; \sigma_z ; \tau_{xy} ; \tau_{yz} ; \tau_{zx}$

Tyto funkce jsou navzájem spojeny systémem rovnic obecné pružnosti, které musí být splněny uprostřed řešené oblasti. Jedná se o rovnice rovnováhy, konstitutivní (fyzikální) rovnice a rovnice geometrické. Předpokladem je samozřejmě také splnění předepsaných okrajových podmínek na hranici oblasti.

## 5.3 Základní rovnice obecné pružnosti

### 5.3.1 Rovnice rovnováhy

Rovnice rovnováhy představují rovnováhu vnitřního prvku, na který působí složky napětí a vnější objemové síly (např. gravitační) o složkách  $o_x ; o_y ; o_z$  [N\*m<sup>-3</sup>].



$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + o_x &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + o_y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + o_z &= 0\end{aligned}\quad (5.3.1.1)$$

### 5.3.2 Geometrické rovnice

Geometrické rovnice představují vztah mezi složkami posunů a složkami přetvoření (pozn. tyto rovnice jsou platné pouze pro malé deformace).

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} & \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} & \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} & \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} & \gamma_{zx} &= \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}\end{aligned}\quad (5.3.2.1)$$

### 5.3.3 Konstitutivní (fyzikální) rovnice

Konstitutivní rovnice představují vztah mezi deformací a napjatostí. Tyto rovnice vycházejí ze základních předpokladů teorie pružnosti, které jsou:

- Látka poloprostoru je ideálně pružná, homogenní a izotropní
- Závislost mezi napětím deformací je lineární (platí Hookův zákon)
- Platí zákon superpozice

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} \left[ \sigma_x - \mu (\sigma_y + \sigma_z) \right] & \gamma_{xy} &= \frac{1}{G} \tau_{xy} \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} \left[ \sigma_y - \mu (\sigma_x + \sigma_z) \right] & \gamma_{yz} &= \frac{1}{G} \tau_{yz} \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} \left[ \sigma_z - \mu (\sigma_x + \sigma_y) \right] & \gamma_{zx} &= \frac{1}{G} \tau_{zx}\end{aligned}\quad (5.3.3.1)$$

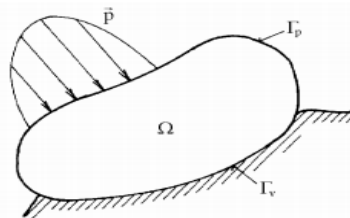
Jak uvádí P. Pánek (2011), (str. 12), [1]: „Experimenty a různá měření při zatěžovacích zkouškách poloprostoru ukázaly, že předpoklad o lineární



*závislosti napětí resp. deformace je platný s určitým omezením. Např. pro zeminy je platný pouze do určité velikosti napětí. Bylo by tedy správnější použít teorii nelineárně se deformujících látek. Avšak přesto, že existuje více teorií, patří teorie pružného poloprostoru mezi nejpoužívanější.“*

### 5.3.4 Okrajové podmínky

Okrajové podmínky můžeme zadat jako silové nebo deformační. Nejčastější případ je zadání okrajových podmínek deformačních, kdy zadáváme vybrané části modelu nulové deformace.



$$\Gamma_v : u = \bar{u}, v = \bar{v}, w = \bar{w}$$

$$\bar{u} = \bar{v} = \bar{w} = 0$$

(5.3.4.1)

Na částech povrchu, kde jsme nepředepisovali žádné okrajové podmínky je v MKP implicitně zadána homogenní silová okrajová podmínka. Z této podmínky vyplývá, že normálové i smykové napětí na tomto povrchu by mělo být nulové.

## 5.4 Základ MKP

### 5.4.1 Galerkinova metoda

Při řešení inženýrské úlohy pomocí MKP nehledáme přesné řešení (silné řešení), ale používáme novou koncepci řešení těchto úloh - slabé řešení. Výsledek MKP je závislý na vyřešení soustavy parciálních diferenciálních rovnic. Základem k řešení těchto soustav rovnic je Galerkinova (Ritzova – Galerkinova) metoda, jejíž princip spočívá v nahrazení nekonečného počtu rovnic počtem konečným.

$$\text{Základní rovnicí MKP je:} \quad \{K\} * \{D\} - \{F\} = 0 \quad (5.4.1.1)$$

Kde:  $K$  je matice tuhosti celé konstrukce  
 $D$  je vektor neznámých uzlových deformací  
 $F$  je matice vnějších uzlových zatížení



## 5.5 Volba MKP programu

Jak uvádí *P. Pánek* (2011) [1], v dnešní době máme k dispozici velké množství programů, které nám pomáhají řešit inženýrské problémy za pomoci numerických metod. Pro stavební inženýry je jednou ze zásadních věcí zjistit přesná napětí v různých konstrukcích a na základě těchto hodnot navrhnout ekonomicky výhodnou konstrukci. Programy, které pomáhají stavebním inženýrům zjistit tato napětí (a další hodnoty) pracují na metodě konečných prvků (MKP) (FEM – Finite Element Method). V dřívějších dobách od použití těchto programů odrazovala značná pracnost modelování, nepřijatelně velké výpočtové časy a nutnost dobré znalosti programování v tehdejších počítačových jazycích. To vše je dnes značně zjednodušeno díky dynamickému rozvoji počítačové techniky a jednotlivých MKP programů, kde je také umožněno grafické modelování. Jedním ze zásadních problémů při výpočtech vozovek je nelineární chování zrnitých materiálů pod zatížením a problematika teplotních a vlhkostních vlivů, které je možno řešit právě pomocí MKP.

Ovladatelnost, dostupnost programu, možnost grafického modelování a zajištění podpory programu do dalších let byly jedny z hlavních kritérií pro volbu MKP programu pro modelování tuhé vozovky. U programů typu ADINA, ABAQUS nebo ANSYS je téměř jistý jejich další vývoj a zajištění podpory v následujících letech. S ohledem na možnou porovnatelnost těchto programů v zásadních kritériích, nakonec pro volbu programu rozhodla četnost použití na ostatních univerzitách a možnost navázání na práci školiteli speciality, který v tomto programu pracuje.

Po vyhodnocení plnění výše popsaných kritérií a faktorů, byl zvolen program ABAQUS.

## 6. Vlastní MKP výpočty

### 6.1 Model s jednou CB deskou

#### 6.1.1 Všeobecně

Jak uvádí *P. Pánek* (2011), (str. 31), [1]: „*Jedním z charakteristických rysů programu ABAQUS je použití konceptu knihoven k vytváření různých modelů, kombinováním různých analyzních procedur, druhů elementů a materiálových modelů. Modul analýzy se skládá z knihovny elementů, materiálové knihovny, knihovny procedur a knihovny zatížení. Výběrem z těchto jednotlivých knihoven může být vytvořen finální model. Chen udělal komplexní studii různých MKP vozovkových analyzních*



programů a ukázal, že výsledky z ABAQUSu jsou srovnatelné s těmi z ostatních programů. Zaghlol simuloval vozovkovou odezvu pod FWD zatížením pro netuhé vozovky a Uddin vyšetřoval průhyby tuhých vozovek používáním 3D dynamických analýz, vykazujících velmi dobré výsledky. Hlavními přednostmi ABAQUSu při řešení vozovkového systému jsou:

- *Lineární a nelineárně pružný, vazko – pružný a elasto – plastický materiál modelování. Dodatečně může být implementován uživatelsky definovaný materiál díky uživatelskému materiálovému podprogramu (UMAT),*
- *Je umožněn dvojrozměrný a trojrozměrný výpočet,*
- *Může být simulováno statické, harmonicko – dynamické a proměnlivé dynamické zatížení,*
- *Je umožněno také šíření trhlin,*
- *Je možno provést teplotní analýzu,*
- *Mohou se používat různé typy elementů předstírající daný problém vzhledem k povaze zatížení, hraničním podmínkám a požadované analýzní proceduře.“*

### 6.1.2 Popis modelů

Tato část práce bude pojednávat o výpočtech na čtyřech modelech vozovkového souvrství. Jedná se o:

<b><u>MODEL A</u></b>	CB I	270 mm
	SC C8/10	150 mm
	ŠDa	150 mm
<b><u>MODEL B</u></b>	CB I	250 mm
	SC C8/10	150 mm
	ŠDa	250 mm
<b><u>MODEL C</u></b>	CB I	250 mm
	MZK	200 mm
	ŠDa	150 mm
<b><u>MODEL D</u></b>	CB I	270 mm
	SC C8/10	150 mm
	Beton C8/10	150 mm

Podložní zemina byla nahrazena jedinou vrstvou o mocnosti 2000 mm.



### 6.1.3 Geometrie modelů

Na základě *P. Pánek* (2011), [1], geometrie modelů byla zvolena tak, aby co nejvíce odpovídala skutečnosti a bylo zajištěno neovlivnění výstupů přílišným zjednodušením. U všech modelů je navržen stejný půdorysný rozměr CB desky a to 3 625 mm X 5 000 mm. Půdorysné rozměry podkladních vrstev vždy přesahují půdorysný rozměr CB desky minimálně o 500 mm.

Všechny vrstvy vozovkového systému byly vymodelovány jako samostatné vrstvy se zadaným interakčním chováním mezi stýkajícími se povrchy jednotlivých vrstev.

#### *Síť*

Vzhledem k náročnosti výpočtových časů byla síť modelu zvolena nejednotná. U CB desek byla síť zvolena nejjemnější – délka hrany od 0,0833 do 0,0900 m. U podkladních vrstev byla zvolena délka hrany elementu do 0,15 m. V případě modelování kontinuální trojrozměrné látky, se používají rovnoměrně jemné čtvercové elementy pro 2D nebo krychlové pro 3D analýzu. Prvkový poměr stran = 1,0, rohový úhel 90 °a jednotná velikost by byly optimální parametry z hlediska přesnosti řešení. Nicméně, jednotná síť určená požadavkem jemnosti v oblasti zatížení je nepřístupně velká pro jakoukoli praktickou aplikaci. Z toho důvodu je strategicky důležité vytváření hladkého přechodu k větším elementům nacházejícím se v oblastech malých napětí. Správný odhad stupně jemnosti je nejdůležitějším faktorem pro přesné určení napětí ve vozovce.

#### *Typ elementů*

Elementy pro všechny vrstvy n - vrstvého vozovkového systému byly vybrány jako běžné „first – order 8 – node 3 – D“ kontinuitní elementy s osmi integračními body pro každý prvek, označované v programu ABAQUS jako C3D8R.

### 6.1.4 Materiál modelů

Na základě *P. Pánek* (2011), [1], po bližším určení rozměrů modelu a určení typu elementů je následující procedurou přiřadit materiálové charakteristiky každému prvku nebo skupině prvků. Pro tuhý vozovkový systém existují různé materiály s různými mechanickými vlastnostmi. Pro správné modelování a pro získání rozumných výsledků musí být definovány následující materiálové vlastnosti pro různé vrstvy:



#### **CB deska**

- Youngův modul pružnosti: 37 500 MPa
- Poissonovo číslo: 0,20
- Objemová hmotnost: 2500 kg/m<sup>3</sup>

#### **MZK**

- Youngův modul pružnosti: 600 MPa
- Poissonovo číslo: 0,25
- Objemová hmotnost: 2000 kg/m<sup>3</sup>

#### **ŠD<sub>A</sub>**

- Youngův modul pružnosti: 400 MPa
- Poissonovo číslo: 0,30
- Objemová hmotnost: 1800 kg/m<sup>3</sup>

#### **SC C8/10**

- Youngův modul pružnosti: 2500 MPa
- Poissonovo číslo: 0,22
- Objemová hmotnost: 2300 kg/m<sup>3</sup>

#### **Beton C8/10**

- Youngův modul pružnosti: 2500 MPa
- Poissonovo číslo: 0,20
- Objemová hmotnost: 2350 kg/m<sup>3</sup>

#### **Podloží**

- Youngův modul pružnosti: 80 MPa
- Poissonovo číslo: 0,30
- Objemová hmotnost: 1700 kg/m<sup>3</sup>

### **6.1.5 Okrajové podmínky a definice interakčního chování**

Na základě *P. Pánek* (2011), [1], dalším krokem v definici modelu je přiřazení okrajových (hraničních) podmínek volným okrajům a vymezení vzájemného působení mezi jednotlivými vrstvami.

#### *Okrajové podmínky*

Celý systém má povolen posun ve svislém směru s výjimkou spodní plochy podložní vrstvy. Pod touto vrstvou se tedy předpokládá nestlačitelné (skalní) podloží. Podloží je také zabráněn posun v obou vodorovných osách. Všem ostatním vrstvám je umožněn posun ve všech směrech.

#### *Spolupůsobení vrstev (interakční chování)*





Podmínky spolupůsobení mezi vrstvami vozovky mohou ovlivnit chování vozovkového systému. Nejdůležitější vzájemné působení je mezi CB deskou a přímo navazující podkladní vrstvou (SC C8/10 a MZK). To vytváří nesouvislé deformace přes rozhraní povrchů. Z hlediska výpočtů, má existence spolupůsobení velký dopad na číselné výsledky, ale změna koeficientu tření mezi deskou a podkladní vrstvou produkuje jen nepatrné změny v globální odezvě vozovkového systému. Spolupůsobení mezi betonovou deskou a podkladní vrstvou je zde tedy definované přes volbu kontaktního tření, které může být definované pro dva povrchy v dotyku. Úhel tření ( $d$ ) mezi betonovou deskou a podkladní vrstvou závisí na vnitřním úhlu tření ( $\phi$ ) materiálu podkladní vrstvy a povaze betonového povrchu v kontaktu (hladký nebo hrubý). Pro hrubý povrch, se předpokládá že  $d = \phi$  a pro hladký povrch  $d = 2/3\phi$ . Koeficient tření je definován jako  $f = \tan d$ .

Volba kontaktní interakce může být v programu ABAQUS použita pro modelování vzájemného spolupůsobení mezi dvěma neformovatelnými tělesy, nebo mezi deformovatelným tělesem a dokonale tuhým tělesem. V tomto přístupu je jedna z vrstev hlavním povrchem (master surface) a druhá vedlejším povrchem (surface). V tomto případě je uvažováno kinematické omezení, že povrchové uzly vedlejší vrstvy neproniknou hlavním povrchem. Dva povrchy v kontaktu nemusí mít shodnou síť. Nicméně nejvyšší přesnost získána, pokud si sítě odpovídají. V programu existují dva typy interakce: „Small Sliding“ a „Finite Sliding“. Obecně je „Small Sliding“ méně časově náročný a proto byl zvolen v analýze.

### **6.1.6 Zatížení a zatěžovací stavy**

Na základě *P. Pánek* (2011), [1], zatížení aplikované na systém by mělo být definováno shodně se skutečným zatížením. Zatížení by mělo být definováno skrze oblast umístění, velikost, změnu v čase a povahu zatížení (staticky nebo dynamicky). V analýze je uvažováno pouze statické zatížení a nejsou uvažované žádné dynamické efekty.

Velikost a tvar zatížení byl stanoven tak, aby se co nejvíce přiblížil zatížení používanému pro výpočty v ČR a obsaženému v TP 170. V TP 170 je počítáno s kontaktním tlakem  $p = 0,55$  MPa, dotykovou plochou ve tvaru dvou kružnic ( $A = 2 \times \text{kruh}$ ) spoleměrem  $r = 0,1203$  m a rozestupu středů kružnic  $0,344$  m. Celková zatěžovací plocha pak tedy činí  $0,09093$  m<sup>2</sup>. V modelech s CB deskou tloušťky 270 mm je aplikováno zatížení se stejným kontaktním tlakem ( $p = 0,55$  MPa), dotykovou plochou rovnající se dvěma obdélníkům ( $A = 2 \times \text{obdélník}$ ) se stranami  $a \times b = 0,18$  m  $\times$   $0,27$  m a s rozestupem středů obdélníků  $0,36$  m. Celková plocha je pak tedy  $0,0972$  m<sup>2</sup>. V modelech s CB deskou tloušťky 250 mm je aplikováno



zatížení se stejným kontaktním tlakem ( $p = 0,55 \text{ MPa}$ ), dotykovou plochou rovnající se dvěma obdélníkům (plocha jednoho obdélníku  $0,04857 \text{ m}^2$ ) a s rozestupem středů obdélníků  $0,33 \text{ m}$ . Celková plocha je pak tedy  $0,0971 \text{ m}^2$ .

Rozdíl mezi zatíženími je tedy minimální a výsledné deformace a napětí by neměly být tímto rozdílem ovlivněny. Navíc se v některých publikacích uvádí, že obdélníkové zatížení vystihuje přesněji skutečný tvar dotykové plochy (otisky pneumatik).

V každém modelu byly uvažovány 4 zatěžovací stavy:

**ZS1**

- Zatížení ve středu CB desky

**ZS2**

- Zatížení ve středu podélné hrany CB desky

**ZS3**

- Zatížení ve středu příčné hrany CB desky

**ZS4**

- Zatížení na rohu CB desky

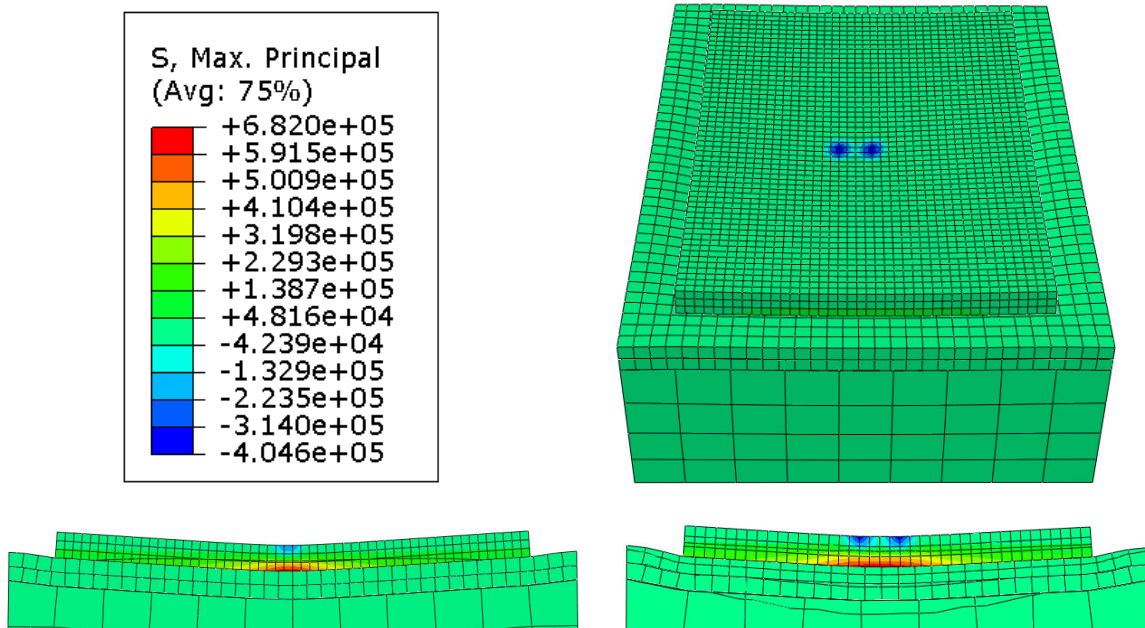
### 6.1.7 Výsledky 3D modelů

Výsledky 3D modelů udávají elastické deformace a napětí na konci posledního kroku (stepu) tzn. po aplikaci dopravního zatížení tj. u nás po aplikaci zdvojeného kola. V modelu byly všechny vrstvy (materiály) uvažovány pružně a nadefinovány pomocí: modulu pružnosti, Poissonova čísla a objemové hmotnosti. Do výpočtu nebyla žádným způsobem zahrnuta únava materiálů ani dynamické zatížení a ani nelineární chování zrnitých materiálů. Z tohoto důvodu jsou výstupem elastická napětí. Protože pro návrh betonové vozovky jsou rozhodující maximální tahová napětí, jsou v tab. 2 ukázána pouze tato tahová napětí. V grafické příloze je také vykreslen jejich průběh (3D).

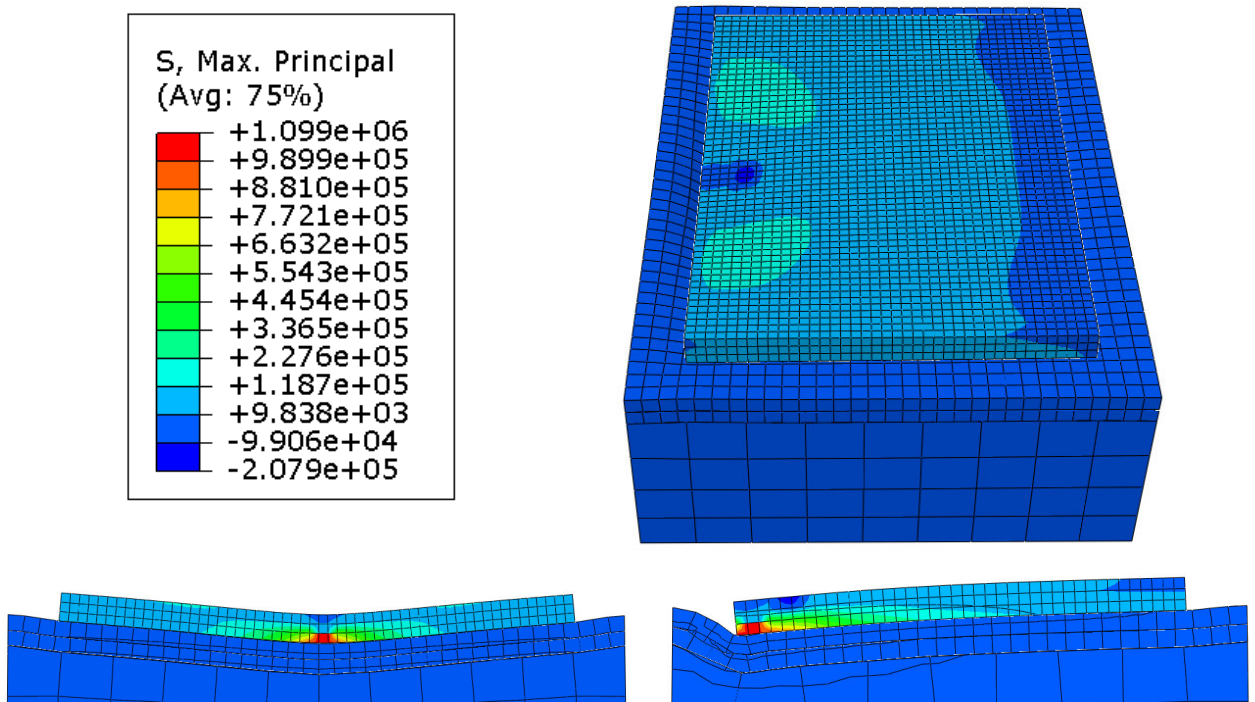


<b>Model</b>	<b>Maximální tahová napětí (MPa)</b>	<b>Model</b>	<b>Maximální tahová napětí (MPa)</b>
<b>A</b>		<b>C</b>	
ZS1 (střed)	0,982	ZS1 (střed)	0,771
ZS2 (podélná hrana)	1,099	ZS2 (podélná hrana)	1,224
ZS3 (příčná hrana)	1,064	ZS3 (příčná hrana)	1,145
ZS4 (roh)	0,611	ZS4 (roh)	0,659
<b>B</b>		<b>D</b>	
ZS1 (střed)	0,770	ZS1 (střed)	0,691
ZS2 (podélná hrana)	1,224	ZS2 (podélná hrana)	1,114
ZS3 (příčná hrana)	1,148	ZS3 (příčná hrana)	1,018
ZS4 (roh)	0,654	ZS4 (roh)	0,632

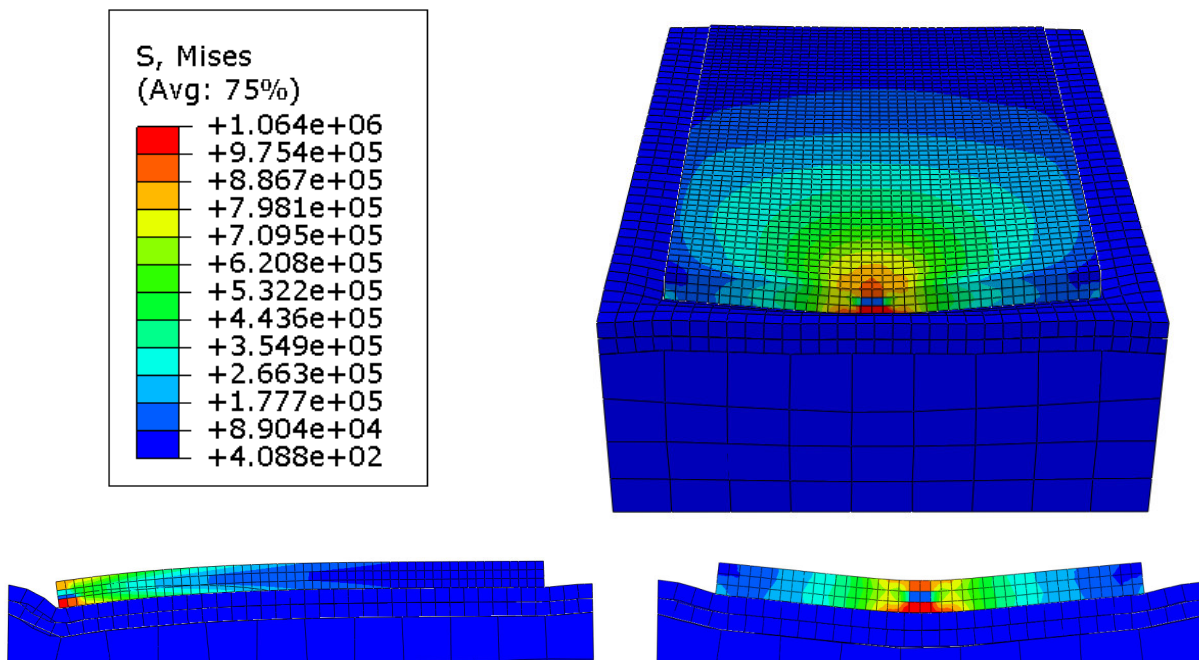
*Tabulka 2 – výsledky maximálních tahových napětí (1x CB deska)*



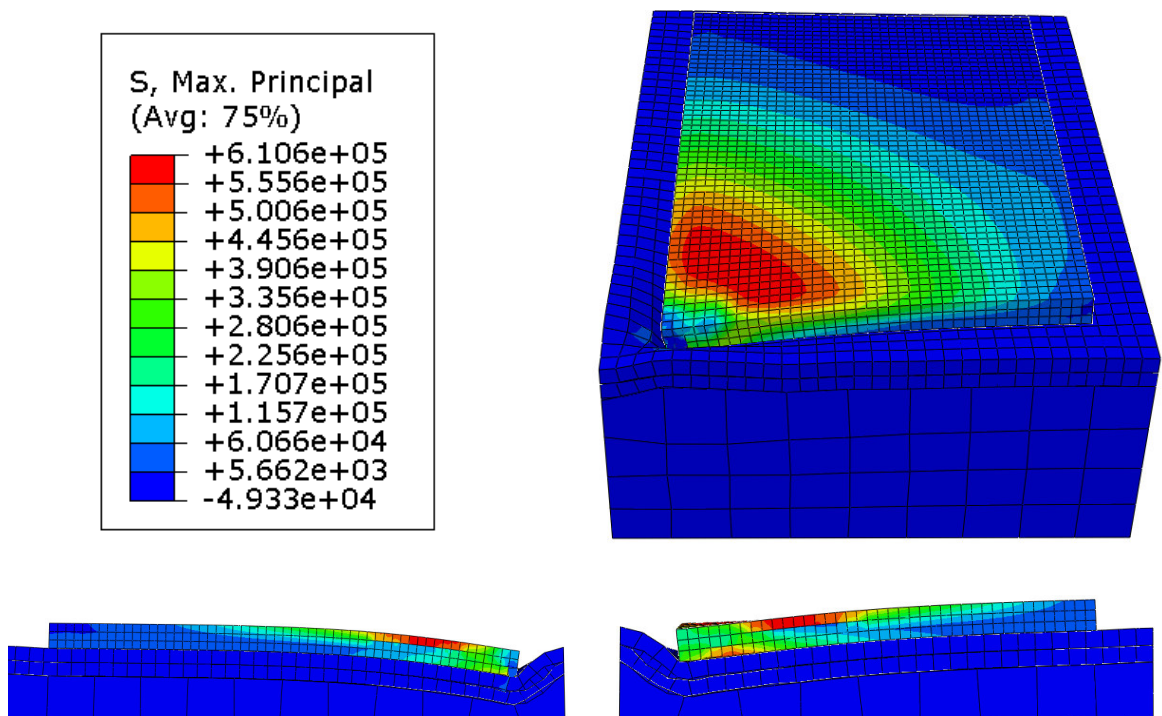
Obrázek 6 – Model A, zatěžovací stav 1 (střed)



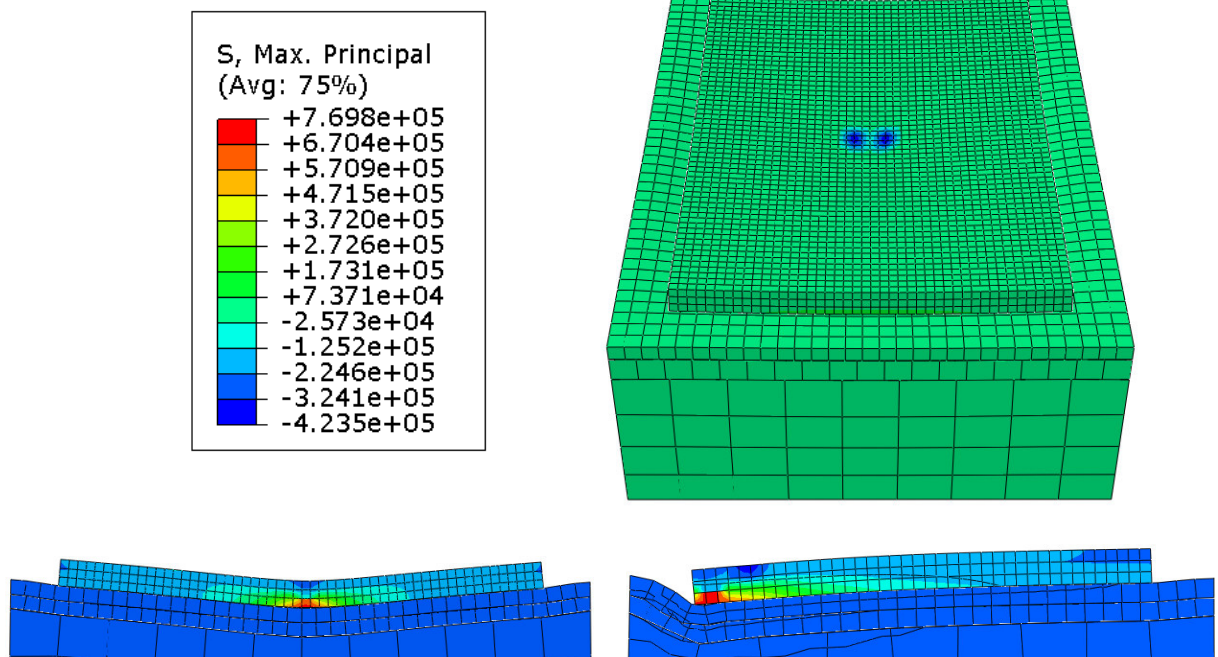
Obrázek 7 – Model A, zatěžovací stav 2 (podélná hrana)



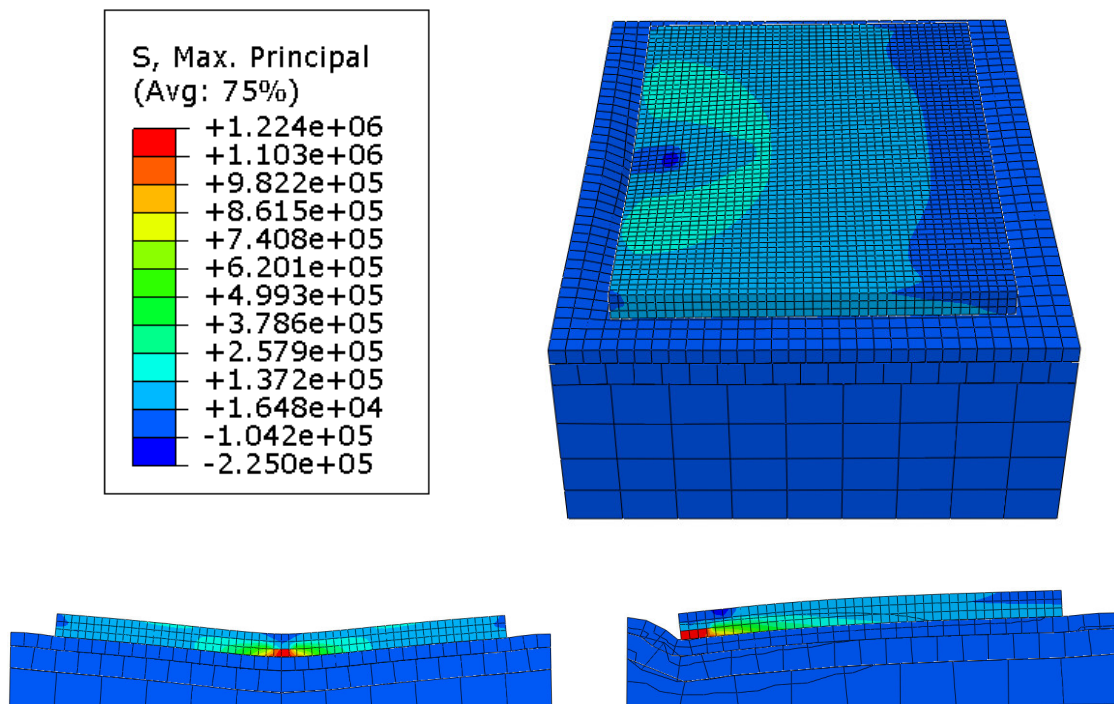
Obrázek 8 – Model A, zatěžovací stav 3 (příčná hrana)



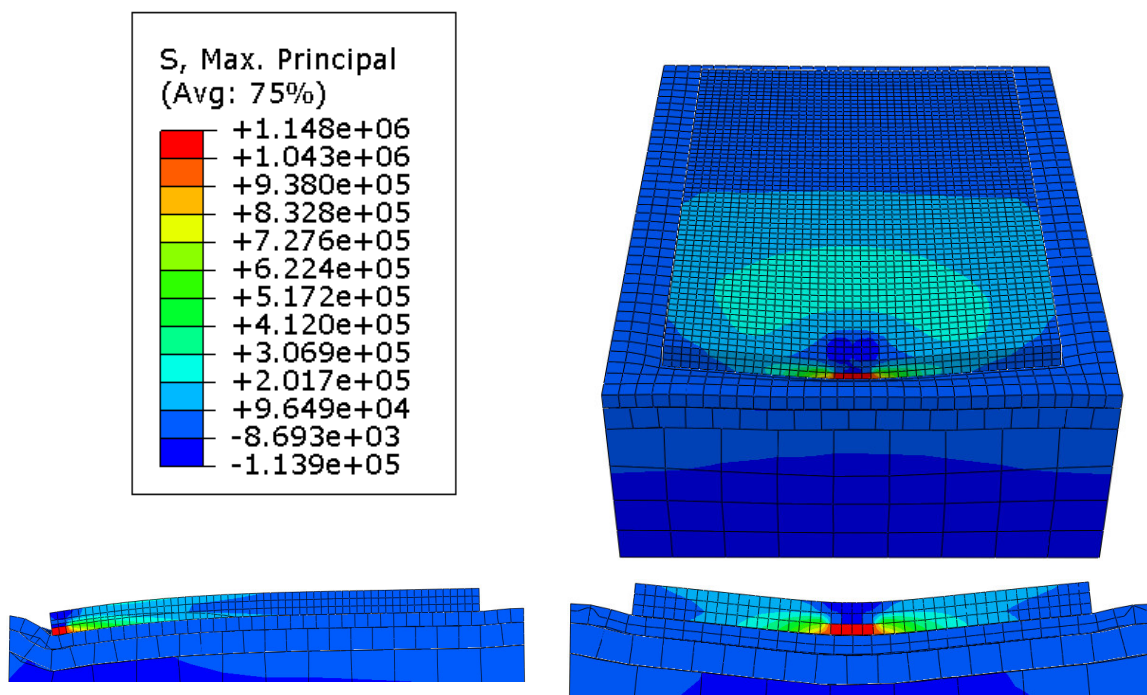
Obrázek 9 – Model A, zatěžovací stav 4 (roh)



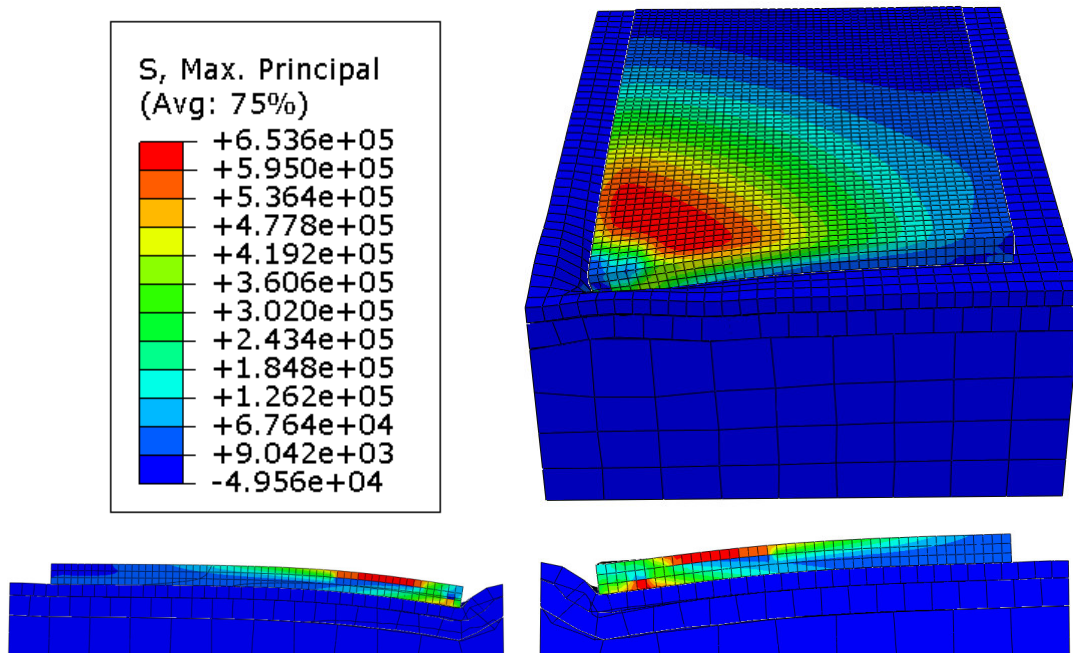
Obrázek 10 – Model B, zatěžovací stav 1 (střed)



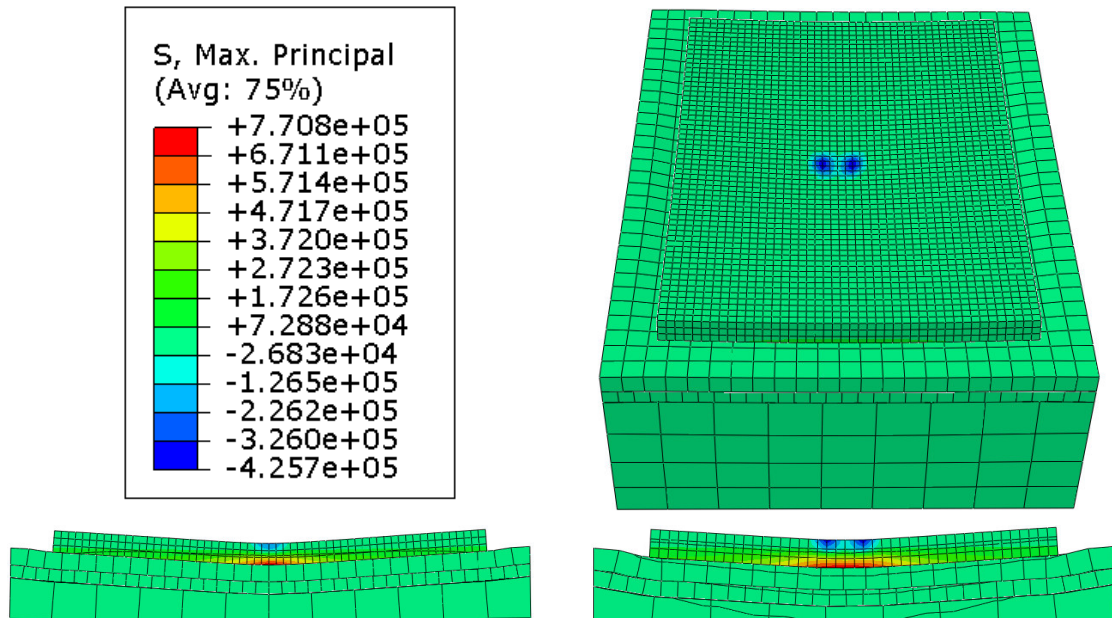
Obrázek 11 – Model B, zatěžovací stav 2 (podélná hrana)



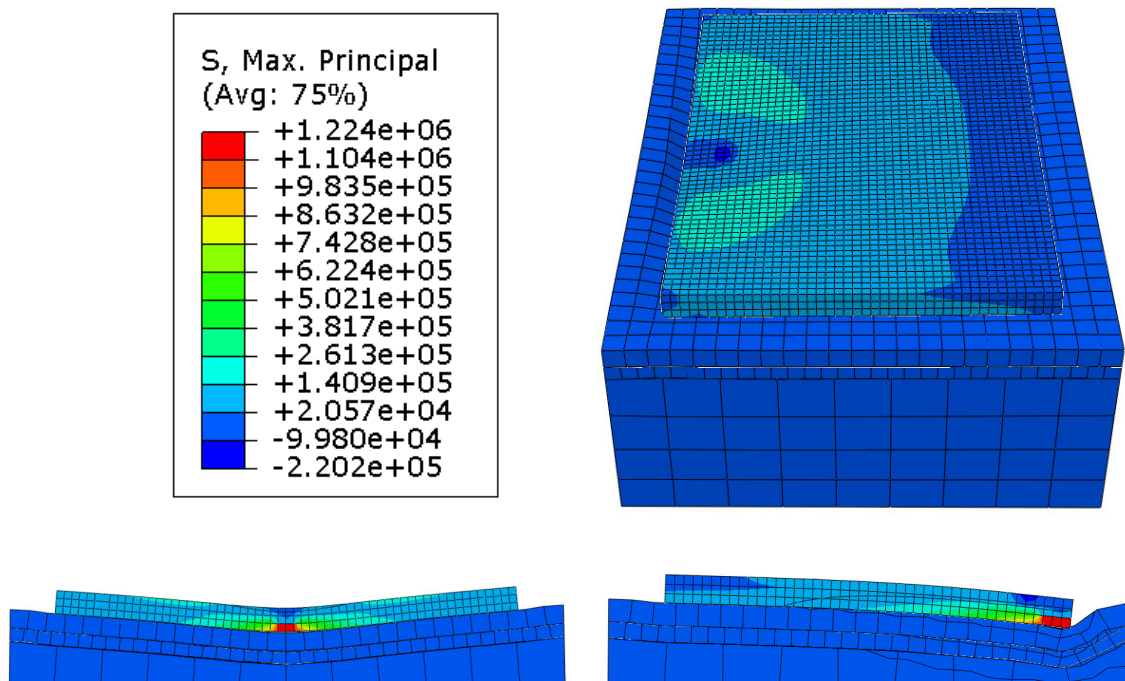
Obrázek 12 – Model B, zatěžovací stav 3 (příčná hrana)



Obrázek 13 – Model B, zatěžovací stav 4 (roh)

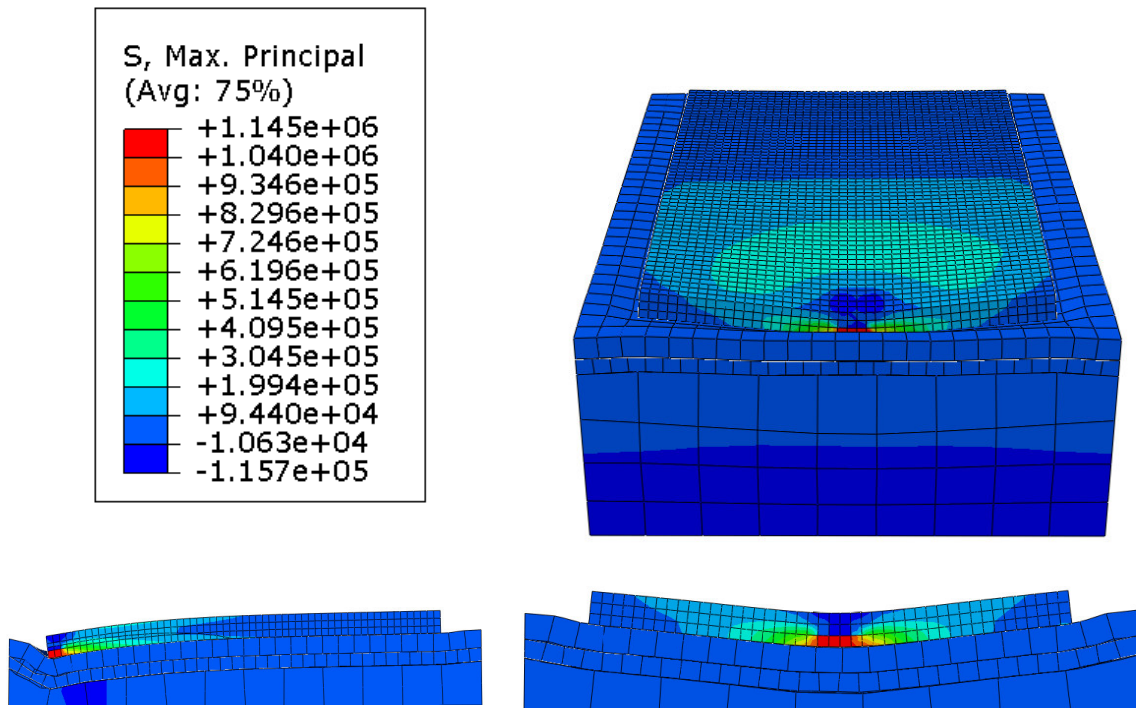


Obrázek 14 – Model C, zatěžovací stav 1 (střed)

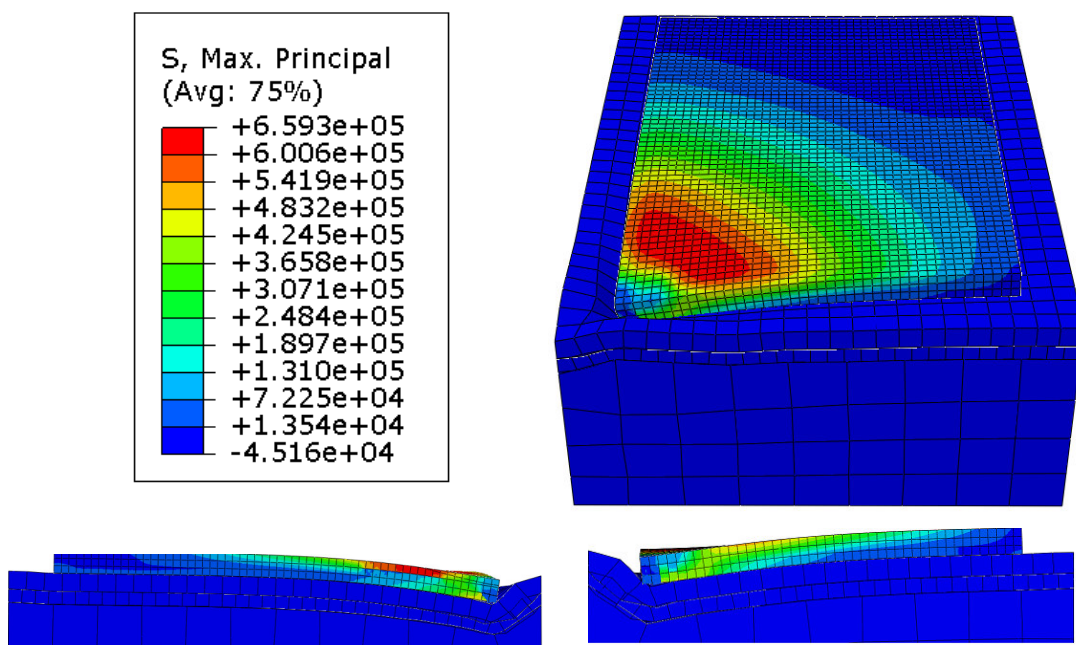


Obrázek 15 – Model C, zatěžovací stav 2 (podélná hrana)

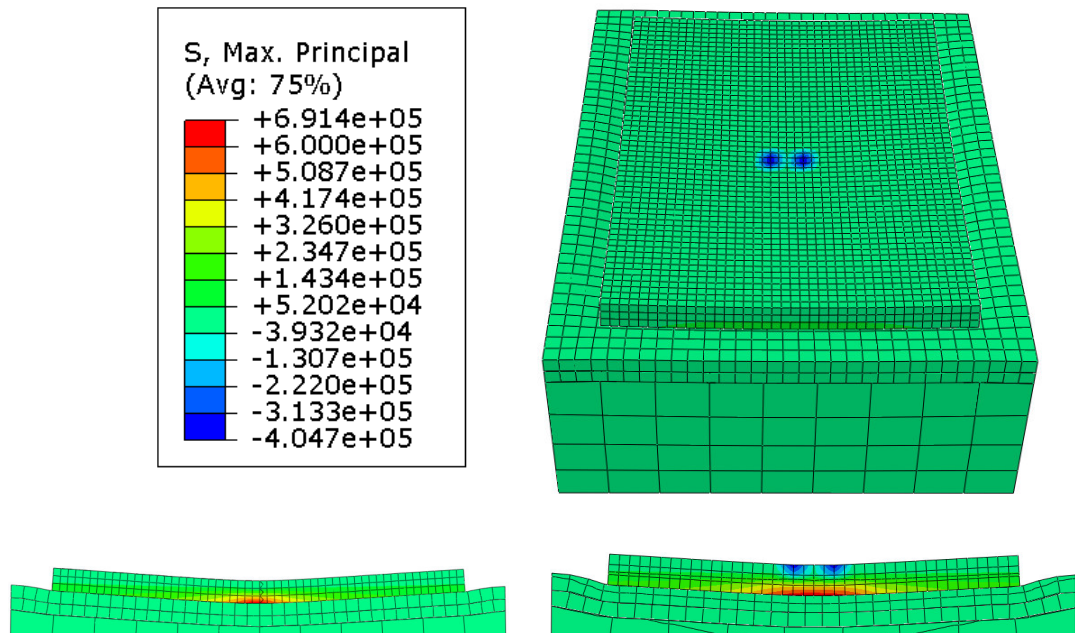




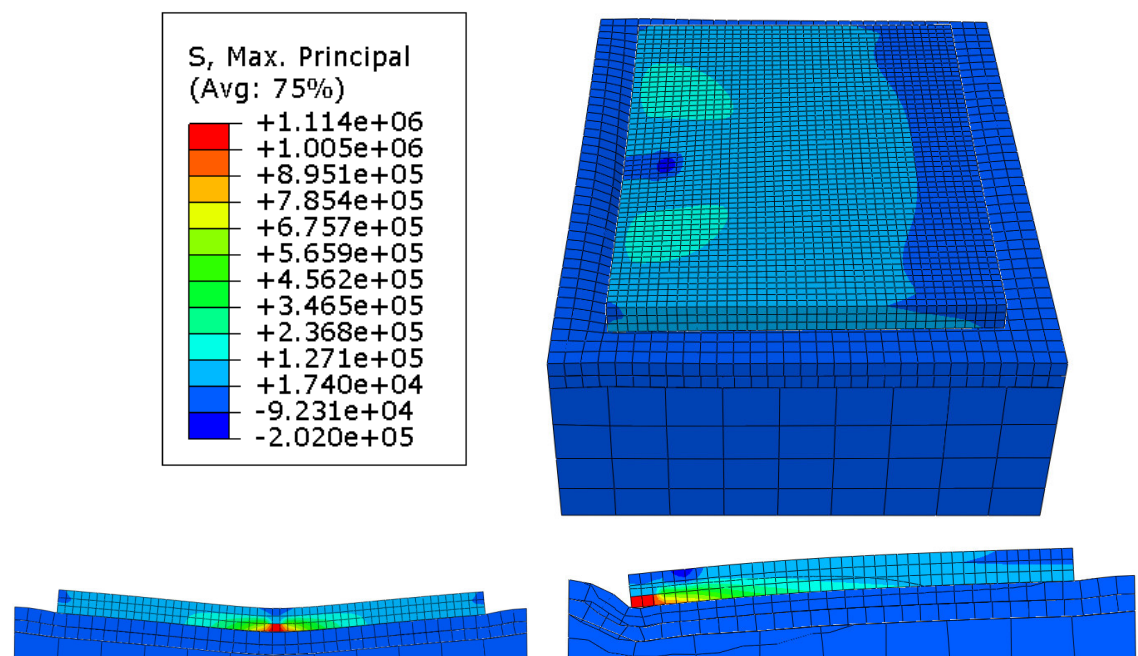
Obrázek 16 – Model C, zatěžovací stav 3 (příčná hrana)



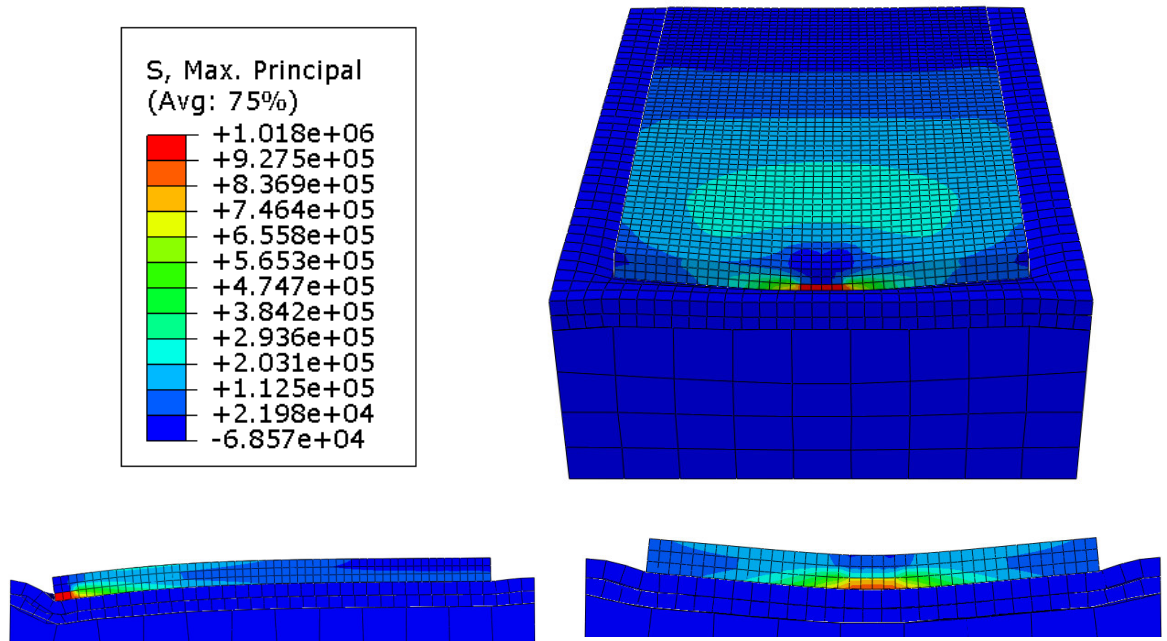
Obrázek 17 – Model C, zatěžovací stav 4 (roh)



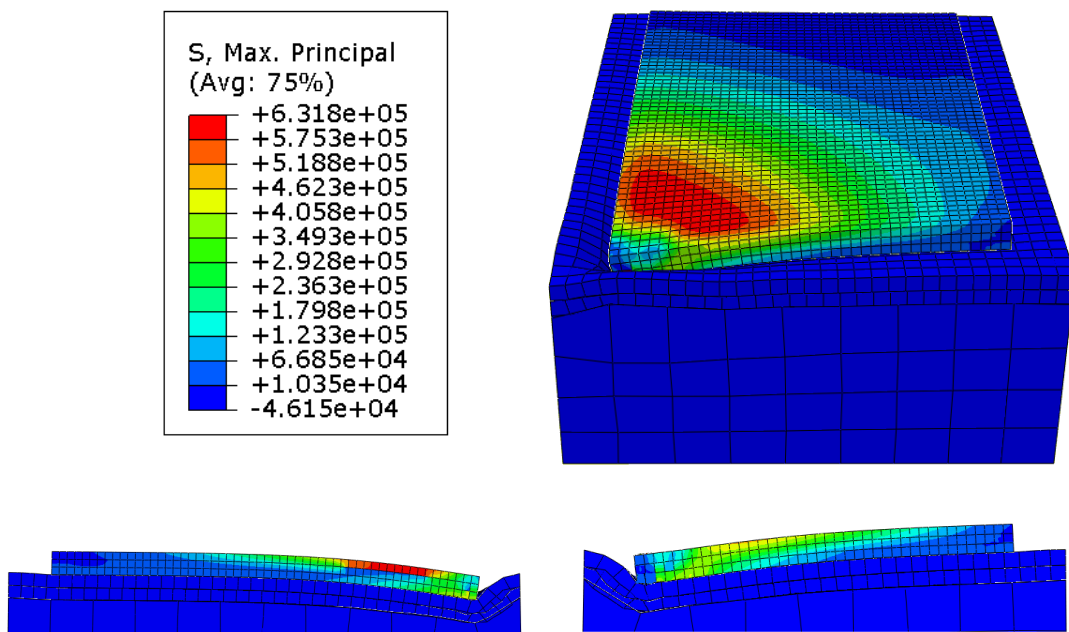
Obrázek 18 – Model D, zatěžovací stav 1 (střed)



Obrázek 19 – Model D, zatěžovací stav 2 (podélná hrana)



Obrázek 20 – Model D, zatěžovací stav 3 (příčná hrana)



Obrázek 21 – Model D, zatěžovací stav 4 (roh)



## 6.2 Model s více CB deskami

### 6.2.1 Popis modelů

Tato část práce bude pojednávat o výpočtech na dvou modelech vozovkového souvrství. Modely jsou tvořeny:

<b>MODEL A4</b>	CB I	270 mm
	SC C8/10	150 mm
	ŠDa	150 mm

Podložní zemina byla nahrazena jedinou vrstvou o mocnosti 2000 mm.

### 6.2.2 Geometrie modelů

Na základě *P. Pánek* (2011), [1], geometrie modelů byla zvolena tak, aby co nejvíce odpovídala skutečnosti a bylo zajištěno neovlivnění výstupů přílišným zjednodušením. U modelu je navržen půdorysný rozměr CB desek: 3 625 mm X 5 000 mm. Půdorysné rozměry podkladních vrstev vždy přesahují půdorysný rozměr CB desky minimálně o 500 mm.

### 6.2.3 Materiál modelů

Na základě *P. Pánek* (2011), [1], po bližším určení rozměrů modelu a určení typu elementů je následující procedurou přiřadit materiálové charakteristiky každému prvku nebo skupině prvků. Pro tuhý vozovkový systém existují různé materiály s různými mechanickými vlastnostmi. Pro správné modelování a pro získání rozumných výsledků musí být definovány následující materiálové vlastnosti pro různé vrstvy:

#### **CB deska**

- Youngův modul pružnosti: 37 500 MPa
- Poissonovo číslo: 0,20
- Objemová hmotnost: 2500 kg/m<sup>3</sup>

#### **ŠD<sub>A</sub>**

- Youngův modul pružnosti: 400 MPa
- Poissonovo číslo: 0,30
- Objemová hmotnost: 1800 kg/m<sup>3</sup>

#### **SC C8/10**

- Youngův modul pružnosti: 2500 MPa



- Poissonovo číslo: 0,22
- Objemová hmotnost: 2300 kg/m<sup>3</sup>

#### **6.2.4 Okrajové podmínky a definice interakčního chování**

Na základě *P. Pánek* (2011), [1], dalším krokem v definici modelu je přiřazení okrajových (hraničních) podmínek volným okrajům a vymezení vzájemného působení mezi jednotlivými vrstvami.

##### *Okrajové podmínky*

Celý systém má povolen posun ve svislém směru s výjimkou spodní plochy podložní vrstvy. Pod touto vrstvou se tedy předpokládá nestlačitelné (skalní) podloží. Podloží je také zabráněn posun v obou vodorovných osách. Všem ostatním vrstvám je umožněn posun ve všech směrech.

##### *Spolupůsobení vrstev (interakční chování)*

Podmínky spolupůsobení mezi vrstvami vozovky mohou ovlivnit chování vozovkového systému. Nejdůležitější vzájemné působení je mezi CB deskou a přímo navazující podkladní vrstvou (SC C8/10 a MZK). To vytváří nesouvislé deformace přes rozhraní povrchů. Z hlediska výpočtů, má existence spolupůsobení velký dopad na číselné výsledky, ale změna koeficientu tření mezi deskou a podkladní vrstvou produkuje jen nepatrné změny v globální odezvě vozovkového systému. Spolupůsobení mezi betonovou deskou a podkladní vrstvou je zde tedy definované přes volbu kontaktního tření, které může být definované pro dva povrchy v dotyku. Úhel tření ( $d$ ) mezi betonovou deskou a podkladní vrstvou závisí na vnitřním úhlu tření ( $\phi$ ) materiálu podkladní vrstvy a povaze betonového povrchu v kontaktu (hladký nebo hrubý). Pro hrubý povrch, se předpokládá že  $d = \phi$  a pro hladký povrch  $d = 2/3\phi$ . Koeficient tření je definován jako  $f = \tan d$ .

Volba kontaktní interakce může být v programu ABAQUS použita pro modelování vzájemného spolupůsobení mezi dvěma neformovatelnými tělesy, nebo mezi deformovatelným tělesem a dokonale tuhým tělesem. V tomto přístupu je jedna z vrstev hlavním povrchem (master surface) a druhá vedlejším povrchem (surface). V tomto případě je uvažováno kinematické omezení, že povrchové uzly vedlejší vrstvy neproniknou hlavním povrchem. Dva povrchy v kontaktu nemusí mít shodnou síť. Nicméně nejvyšší přesnost získána, pokud si sítě odpovídají. V programu existují dva typy interakce: „Small Sliding“ a „Finite Sliding“. Obecně je „Small Sliding“ méně časově náročný a proto byl zvolen v analýze.



### 6.2.5 Zatížení a zatěžovací stavy

Na základě *P. Pánek* (2011), [1], zatížení aplikované na systém by mělo být definováno shodně se skutečným zatížením. Zatížení by mělo být definováno skrze oblast umístění, velikost, změnu v čase a povahu zatížení (staticky nebo dynamicky). V analýze je uvažováno pouze statické zatížení a nejsou uvažované žádné dynamické efekty.

Velikost a tvar zatížení byl stanoven tak, aby se co nejvíce přiblížil zatížení používanému pro výpočty v ČR a obsaženému v TP 170. V TP 170 je počítáno s kontaktním tlakem  $p = 0,55$  MPa, dotykovou plochou ve tvaru dvou kružnic ( $A = 2 \times \text{kruh}$ ) spoloměrem  $r = 0,1203$  m a rozestupu středů kružnic  $0,344$  m. Celková zatěžovací plocha pak tedy činí  $0,09093$  m<sup>2</sup>. V modelech je aplikováno zatížení se stejným kontaktním tlakem ( $p = 0,55$  MPa), dotykovou plochou rovnající se dvěma obdélníkům s celkovou zatěžovací plochou  $0,091$  m<sup>2</sup> a s rozstupem středů obdélníků  $0,3375$  m.

Rozdíl mezi oběma zatíženími je tedy minimální a výsledné deformace a napětí by neměly být tímto rozdílem ovlivněny. Navíc se v některých publikacích uvádí, že obdélníkové zatížení vystihuje přesněji skutečný tvar dotykové plochy (otisky pneumatik).

V každém modelu byly uvažovány 4 zatěžovací stavy:

#### **ZS1**

- Zatížení ve středu CB desky

#### **ZS2**

- Zatížení ve středu podélné hrany CB desky

#### **ZS3**

- Zatížení ve středu příčné hrany CB desky

#### **ZS4**

- Zatížení na rohu CB desky (2 sousední desky)

#### **ZS5**

- Zatížení na rohu CB desky (1 sousední deska)

### 6.2.6 Výsledky 3D modelů

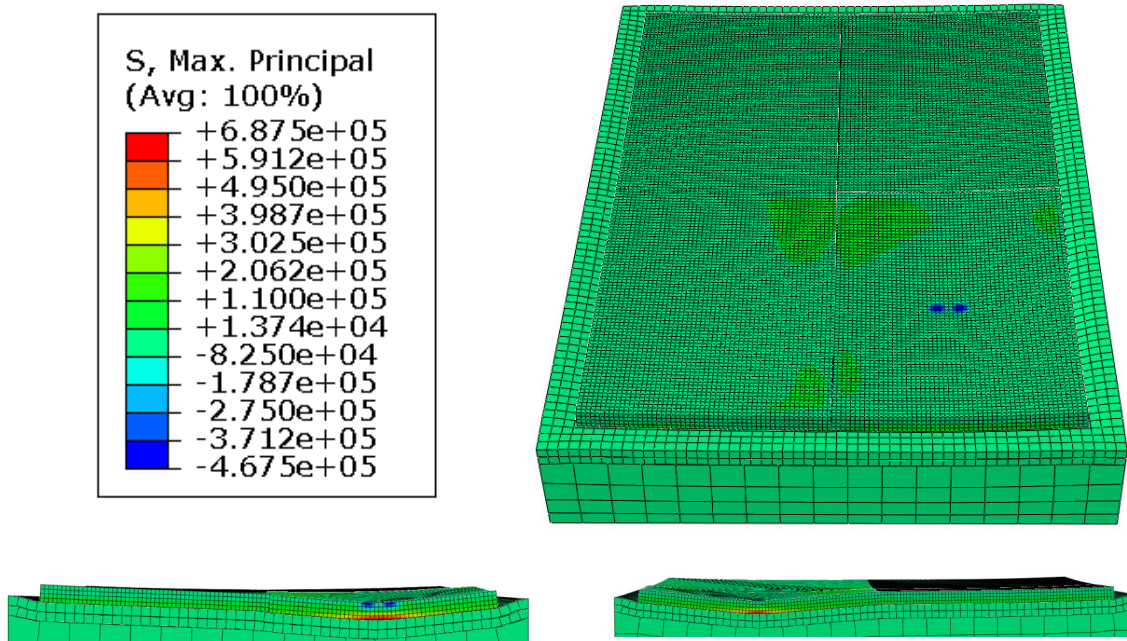
Výsledky 3D modelů udávají elastické deformace a napětí na konci posledního kroku (stepu) tzn. po aplikaci dopravního zatížení tj. u nás po aplikaci zdvojeného kola. V modelu byly všechny vrstvy (materiály)



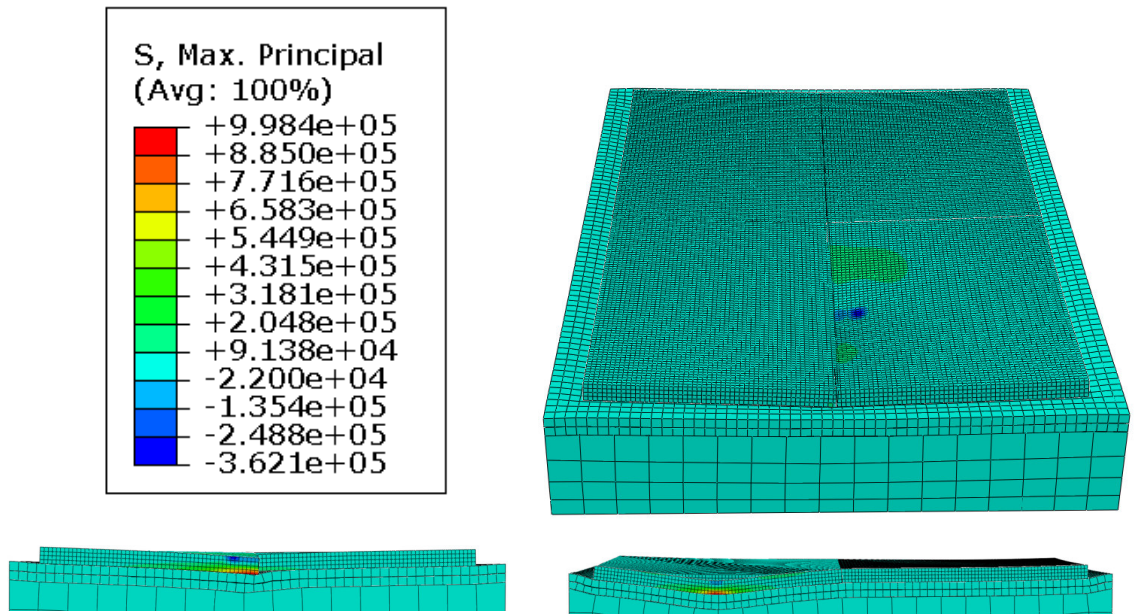
uvažovány pružně a nedefinovány pomocí: modulu pružnosti, Poissonova čísla a objemové hmotnosti. Do výpočtu nebyla žádným způsobem zahrnuta únava materiálů ani dynamické zatížení a ani nelineární chování zrnitých materiálů. Z tohoto důvodu jsou výstupem elastická napětí. Protože pro návrh betonové vozovky jsou rozhodující maximální tahová napětí, jsou v tab. 3 ukázána pouze tato tahová napětí. V grafické příloze je také vykreslen jejich průběh (3D).

Model - A4	Maximální tahová napětí (MPa)
ZS1 (střed)	0,6875
ZS2 (podélná hrana)	0,9984
ZS3 (příčná hrana)	1,0040
ZS4 (roh_2_sousední_desky)	0,8439
ZS4 (roh_1_sousední_deska)	0,6023

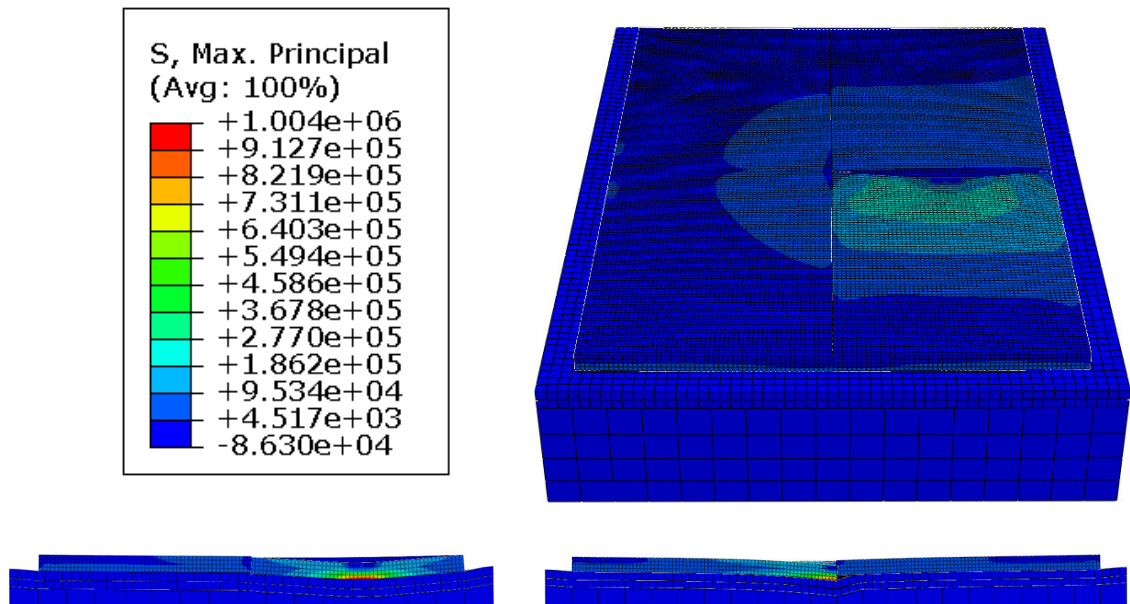
Tabulka 3 - výsledky maximálních tahových napětí (4x CB deska)



Obrázek 22 – Model A4, zatěžovací stav 1 (střed)

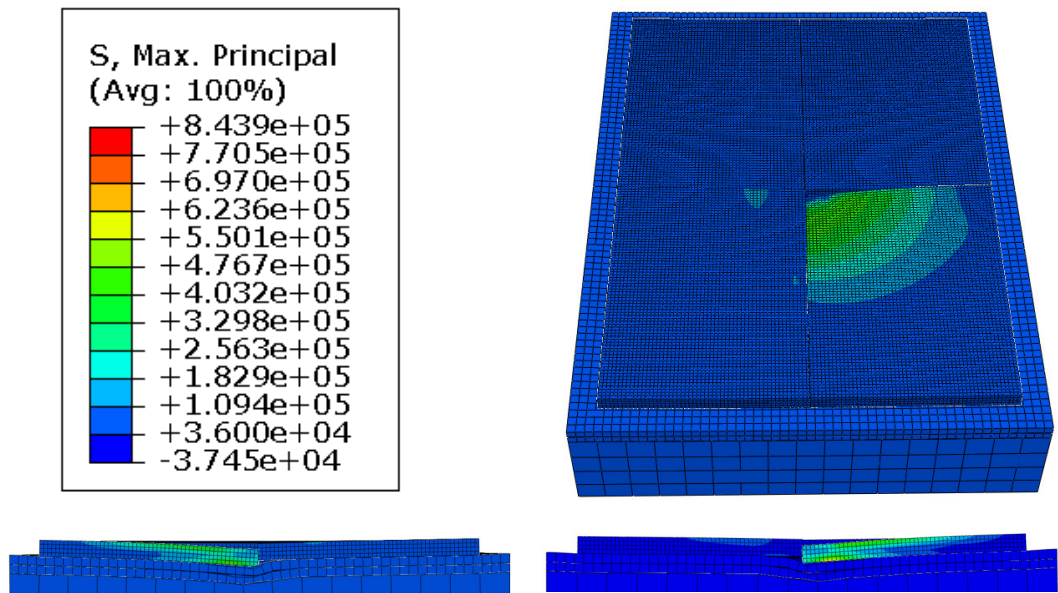


Obrázek 23 – Model A4, zatěžovací stav 2 (podélná hrana)

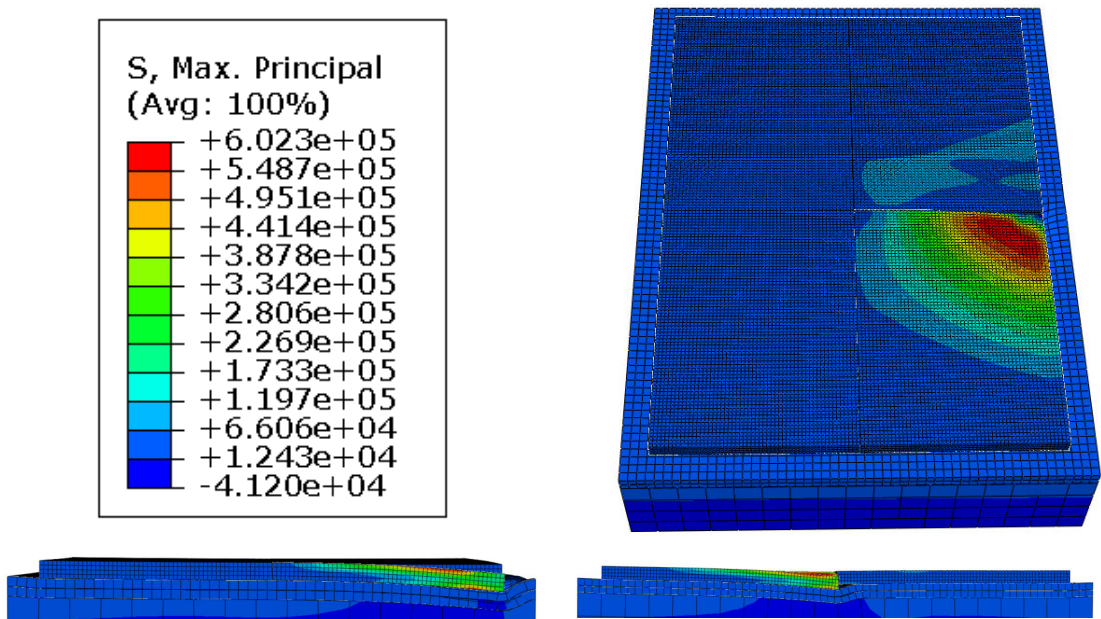


Obrázek 24 – Model A4, zatěžovací stav 3 (příčná hrana)





Obrázek 25 – Model A4, zatěžovací stav 4 (roh – dvě sousední desky)



Obrázek 26 – Model A4, zatěžovací stav 5 (roh – jedna sousední deska)



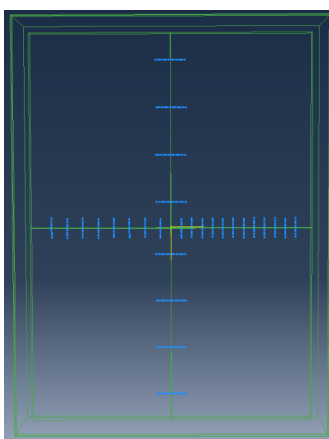
### **6.3 Výsledky 3D modelů – desky vyztužené ocelovými kotvami a kluznými trny**

Jak uvádí *P. Pánek* (2011) [1], přenos napětí z jedné desky na druhou je velice důležitý z pohledu velikosti napětí v CB deskách. Tato interakce mezi deskami se v nynější době řeší pomocí výztužných prvků ve spárách CB desek. Do příčné spáry se vkládají kluzné trny, které mají za úkol zajistit spolupůsobení desek a eliminovat schodovitost (nerovnoměrné svislé posuny) desek. V modelu byly použity trny o délce 0,5 m. Do podélných spár se vkládají ocelové kotvy, jejichž hlavní úkol je zabránění rozevírání podélné spáry. V modelu byly použity kotvy o délce 0,8 m.

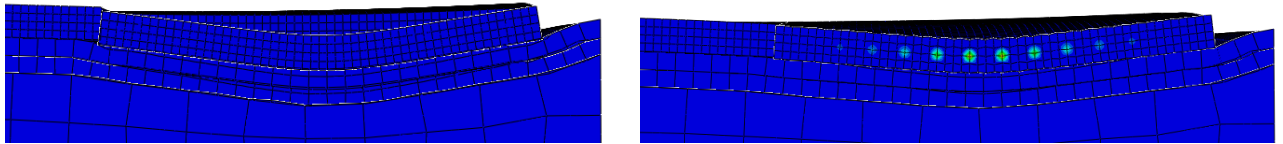
Analýze byl nadále podroben model se stejnou geometrií a vlastnostmi materiálů, popsanych ve článku 6.2. Maximální tahová napětí jsou v tab. č. 4. V grafické příloze je také vykreslen jejich průběh (3D).

V programu ABAQUS je možno vymodelovat trny a kotvy jako samostatné prvky, které jsou vloženy do spár. Tento postup je ovšem velice náročný z pohledu vlastního modelování a také z pohledu velice náročného matematického řešení s problematickou konvergencí.

Další možností je využití různých předdefinovaných kontaktních prvků, které jsou dostupná v programu ABAQUS. V rámci tohoto modelu byly výztužné prvky pomocí prvku „beam“ (trám). Největší slabinou těchto prvků je nemožnost zjištění průběhu napětí na rozhraní mezi trnem a deskou. Jelikož se ale v rámci této práce nezabýváme určováním napětí v místech spoje, tak pro účely této práce je použití těchto zjednodušených kontaktních prvků dostačující.



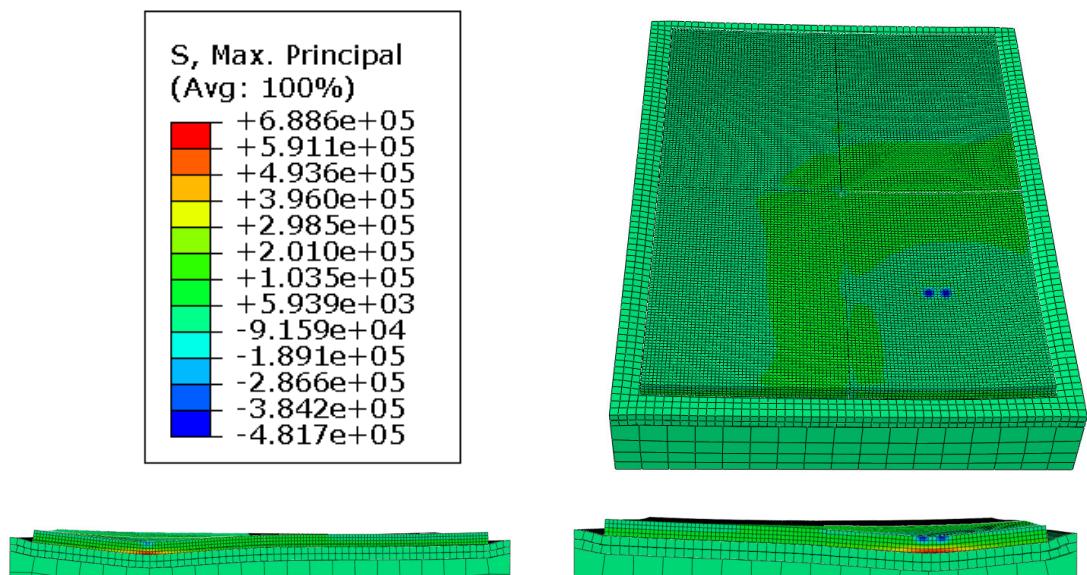
*Obrázek 27 – vyztužení v podélných a příčných spárách CB desek (výpočtový model)*



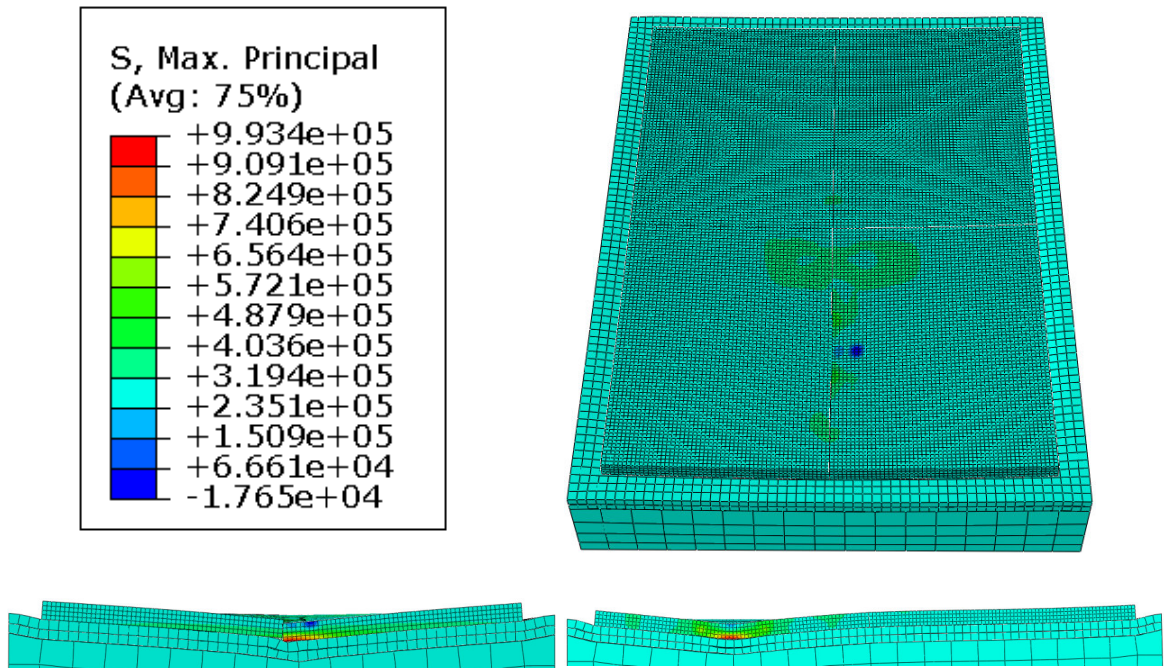
Obrázek 28 – rozdíl spolupůsobení desek při nevyztužených spárách a vyztužených spárách

Model - A - výztuž	Maximální tahová napětí (MPa)
ZS1 (střed)	0,6886
ZS2 (podélná hrana)	0,9934
ZS3 (příčná hrana)	0,7090
ZS4 (roh_2_sousední_desky)	0,8714
ZS4 (roh_1_sousední_deska)	1,1600

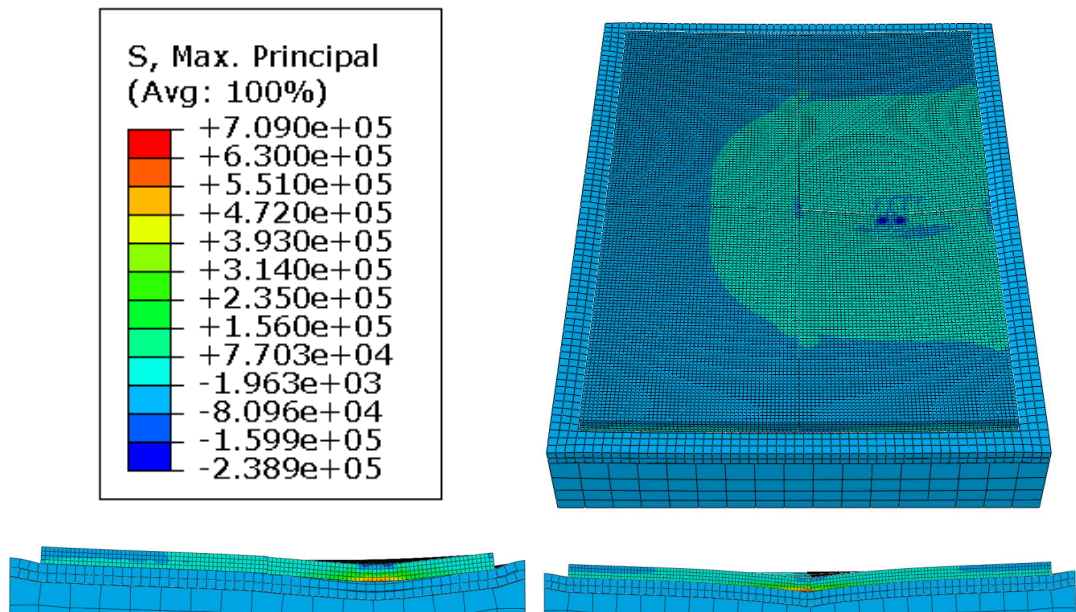
Tabulka 4 - výsledky maximálních tahových napětí (4x CB deska + výztuž spár)



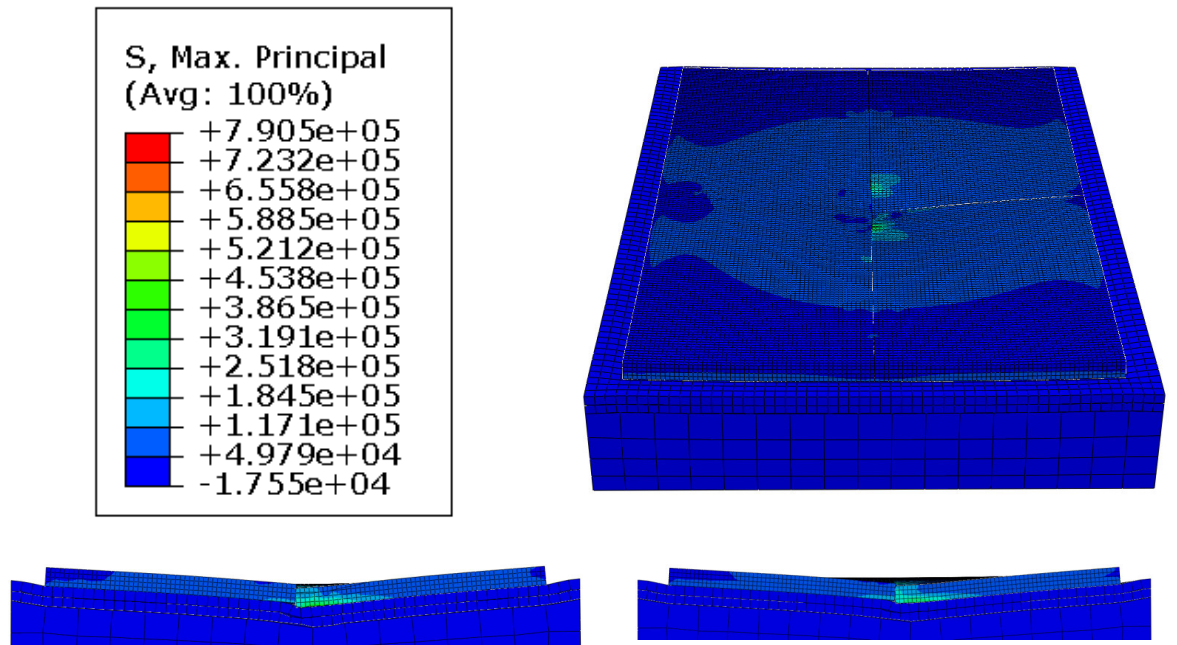
Obrázek 29 – Model A - výztuž, zatěžovací stav 1 (střed)



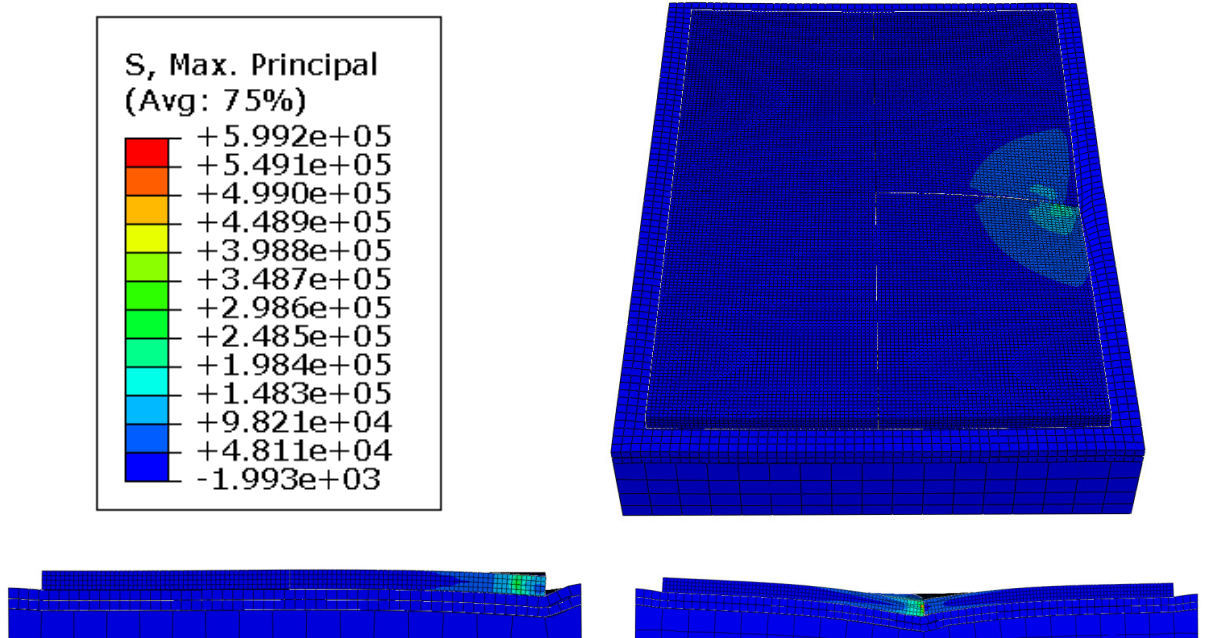
Obrázek 30 – Model A - výztuž, zatěžovací stav 2 (podélná hrana)



Obrázek 31 – Model A - výztuž, zatěžovací stav 3 (příčná hrana)



Obrázek 32 – Model A – výztuž, zatěžovací stav 4 (roh – dvě sousední desky)



Obrázek 33 – Model A - výztuž, zatěžovací stav 5 (roh – jedna sousední deska)



## 6.4 Porovnání výsledků v modelech s nevyztuženými a vyztuženými spárami

V tab. č. 5 lze vidět porovnání výsledků maximálních tahových napětí pro výpočetní model bez vyztužených příčných a podélných spár a pro výpočetní model s příčnými a podélnými spárami vyztuženými pomocí ocelových kotev a kluzných trnů.

Z výsledků lze vyčíst, že největší rozdíl v tahovém napětí se nachází v zatěžovacím stavu č. 3, tedy při zatížení na příčné hraně desky. Tento pokles napětí o 29,38 % je dán zejména silnějším vyztužením příčné spáry a určité redistribucí napětí na sousední desku. V ostatních zatěžovacích stavech se ovšem maximální tahové napětí zásadně nemění (v rozpětí od 0,16 % do 6,33 %).

Na základě výše popsaných výsledků lze konstatovat, že vyztužení příčných a podélných spár pomocí kluzných trnů a ocelových kotev nemá zásadní vliv na redistribuci napětí. Zde je třeba podotknout, že v případě cyklického zatížení by vliv redistribuce mohl být větší. Ocelové kotvy mají největší vliv na zabránění rozevírání podélných spár a kluzné trny eliminují vertikální pohyb jednotlivých CB desek, čímž omezují tzv. schodovitost.

<b>Model - A4</b>	<b>Maximální tahová napětí (MPa)</b>
ZS1 (střed)	0,6875
ZS2 (podélná hrana)	0,9984
ZS3 (příčná hrana)	1,0040
ZS4 (roh_2_sousední_desky)	0,8439
ZS5 (roh_1_sousední_deska)	0,6023
<b>Model - A - výztuž</b>	<b>Maximální tahová napětí (MPa)</b>
ZS1 (střed)	0,6886
ZS2 (podélná hrana)	0,9934
ZS3 (příčná hrana)	0,7090
ZS4 (roh_2_sousední_desky)	0,7905
ZS5 (roh_1_sousední_deska)	0,5992

Tabulka 5 – porovnání výsledků maximálních tahových napětí



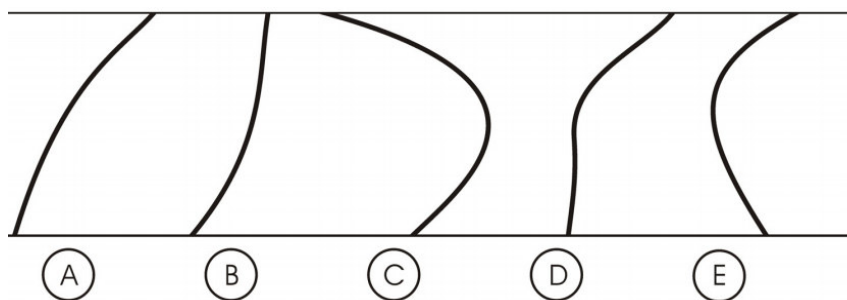
## 6.5 Zatížení teplotou

### 6.5.1 Obecně

Jak uvádí P. Pánek (2011) [1], v cementobetonových vozovkách vznikají vysoká napětí z důvodu teplotního zatížení. Tato napětí vyvolaná teplotou mohou být v extrémních případech dokonce větší než zatížení vyvolaná dopravním zatížením. Napětí v CB desce od teploty mohou působit nevhodně spolu s dopravním zatížením, anebo naopak proti působícímu dopravnímu zatížení (záleží na rozdílu teplot na spodním a horním povrchu CB desky).

Modelování účinků od teploty v CB desce je velice náročné a vyžaduje pochopení složitějších procesů nejen během životnosti vozovky (výskyt teplotních namáhání, způsob přenosu a šíření teploty po tloušťce desky – teplotní gradient), ale již při jejím vzniku (počáteční teploty v desce při nulovém napětí, během tuhnutí a tvrdnutí betonové směsi, respektive průběh teplotního gradientu v této fázi). Napětí v CB desce, vznikající od teploty, jsou vytvářena teplotním rozdílem  $DT$  mezi aktuální teplotou a tzv. počáteční teplotou  $T_0$ , přičemž oba průběhy teplot mohou být lineární nebo nelineární po tloušťce desky.

Během počáteční fáze může vzniknout v CB desce v závislosti na okolních teplotních podmínkách několik možných druhů průběhů počátečního teplotního gradientu.



Obrázek 34 – možné průběhy teploty v CB desce ve fázi tuhnutí CB směsi – v Německu nazvané „Nullspannungstemperaturverlauf“

Jednotlivé fáze A až F na obr. 34 mohou vzniknout v betonové směsi v závislosti na aktuální teplotě okolního vzduchu při betonáži a



aktuální teplotě podkladní vrstvy CB vozovky a také na množství slunečního záření absorbovaného horním povrchem desky.

- A- Okolní teplota se přibližně rovná teplotě čerstvého betonu a přibližně stejná je i teplota podkladu. Zároveň je horní povrch CB desky vystaven jen minimální míře slunečního záření.
- B- Podklad je studenější a průběh u horní strany je svislejší kvůli ochlazení na povrchu.
- C- Podklad je studenější než cementový beton a na povrchu CB desky došlo k ochlazení vodou.
- D,E- Opačné okrajové podmínky než u předchozích. Intenzivní sluneční záření zvyšuje teplotu na horním povrchu a v případě D je výměna mezi podkladem a CB deskou zanedbatelná. V případě E je podklad teplejší než cementový beton.

### **6.5.2 Materiálové charakteristiky**

V rámci disertační práce byla provedena modelace teplotního zatížení na jedné CB desce. Podkladní vrstvy, ochranná vrstva a podloží byla nahrazena jednou vrstvou o těchto materiálových charakteristikách:

- Youngův modul pružnosti: 215 MPa
- Poissonovo číslo: 0,25
- Objemová hmotnost: 2000 kg/m<sup>3</sup>

CB deska má následující materiálové charakteristiky:

#### **CB deska**

- Youngův modul pružnosti: 37 500 MPa
- Poissonovo číslo: 0,20
- Objemová hmotnost: 2500 kg/m<sup>3</sup>

CB deska má geometrické rozměry 3,625 m / 5,0 m / 0,25 m. Podkladní vrstva nahrazující souvrství z vrstev podkladních, ochranných a podloží má rozměry o 0,5 m širší než CB deska.

Modelování bylo provedeno jako statické (jeden konkrétní průběh teploty po tloušťce desky). Lze také použít modelování nestatické (modelace proměnných průběhů teplot během dne, roku či návrhového období). Nestatické modelování je ovšem velice náročné jak z pohledu vstupních





dat ale také z pohledu modelování a časové náročnosti výpočtu. Aby se mohl získat teplotní gradient, je nutné zvolit v programu ABAQUS počáteční teplotu tuhnutí betonové směsi. Tato teplota byla v modelu zvolena na 10 °C. Následně je nutné zvolit reálnou teplotu v jednotlivých uzlech CB desky. Odečtením počáteční teploty od teploty reálné získáme teplotní gradient. Tento gradient může být kladný či záporný.

V předchozích výpočtových modelech této práce byly použity běžné „first – order 8 – node 3 – D“ elementy označované v programu ABAQUS jako C3D8R. Tyto elementy ovšem neumožňují zadání teplotního zatížení. Proto je nutné použít elementy například typu C3D8T (8 – node trilinear displacement and temperature), které umožňují kombinaci zatížení teplotního a dopravního. Pro výpočet napětí od teplotního zatížení je nutné zadat elementům, navíc oproti předchozím modelům v této práci, tyto materiálové charakteristiky:

- Součinitel teplotní roztažnosti  $\alpha$  (1/K)
- Součinitel teplotní vodivosti  $\lambda$  (W/mK)
- Specifická tepelná kapacita  $C$  (KJ/kgK)
- Součinitel přestupu tepla  $a_k$  (W/m<sup>2</sup>K)

Elementy pro všechny vrstvy  $n$  - vrstvého vozovkového systému byly vybrány jako běžné „first – order 8 – node 3 – D“ kontinuitní elementy s osmi integračními body pro každý prvek, označované v programu ABAQUS jako C3D8R.

### **6.5.3 Zatížení teplotou – vlastní výpočty**

V rámci této práce byly provedeny vlastní výpočty při zatížení CB desek pouze teplotním zatížením. Maximální teplota na povrchu desky dosahovala maximálně + 50 °C nebo -20 °C. Analýze byly provedeny desky pouze při teplotním zatížení a také v kombinaci s dopravním zatížením. Dopravní zatížení bylo umístěno na střed desky s souladu s TP 170 a zjednodušení dle článku 6.1.6 ( $p = 0,55$  MPa, zatěžovací plocha cca 0,09093 m<sup>2</sup>) této práce.

Výsledky v grafickém formátu lze vidět níže na obrázcích včetně legendy velikosti napětí. Výsledky maximálních napětí jsou přehledně uspořádány v tabulce č. 6.



CB deska - zatížení teplotou bez dopravního zatížení			
Tloušťka CB desky (m)	Počáteční teplota (°C) po tloušťce desky	Výpočtová teplota (°C) po tloušťce desky	Max. napětí (MPa)
0,0000	10	50	2,337
-0,0625	10	40	
-0,1250	10	30	
-0,1875	10	20	
-0,2500	10	10	

Pozn.: 0 = povrch CB desky

CB deska - zatížení teplotou + dopravního zatížení (střed)			
Tloušťka CB desky (m)	Počáteční teplota (°C) po tloušťce desky	Výpočtová teplota (°C) po tloušťce desky	Max. napětí (MPa)
0,0000	10	50	3,03
-0,0625	10	40	
-0,1250	10	30	
-0,1875	10	20	
-0,2500	10	10	

Pozn.: 0 = povrch CB desky

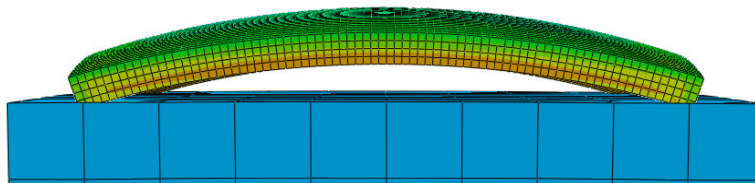
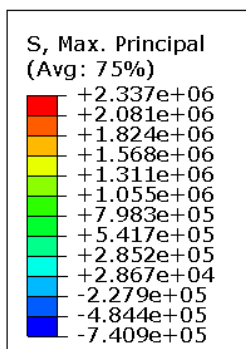
CB deska - zatížení teplotou bez dopravního zatížení			
Tloušťka CB desky (m)	Počáteční teplota (°C) po tloušťce desky	Výpočtová teplota (°C) po tloušťce desky	Max. napětí (MPa)
0,0000	10	-20	1,386
-0,0625	10	-15	
-0,1250	10	-10	
-0,1875	10	-5	
-0,2500	10	0	

Pozn.: 0 = povrch CB desky

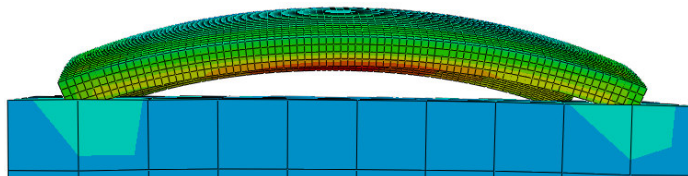
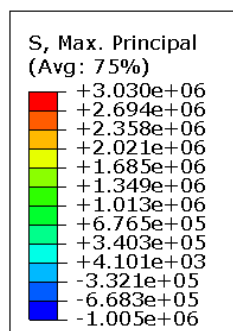
CB deska - zatížení teplotou + dopravního zatížení (střed)			
Tloušťka CB desky (m)	Počáteční teplota (°C) po tloušťce desky	Výpočtová teplota (°C) po tloušťce desky	Max. napětí (MPa)
0,0000	10	-20	1,265
-0,0625	10	-15	
-0,1250	10	-10	
-0,1875	10	-5	
-0,2500	10	0	

Pozn.: 0 = povrch CB desky

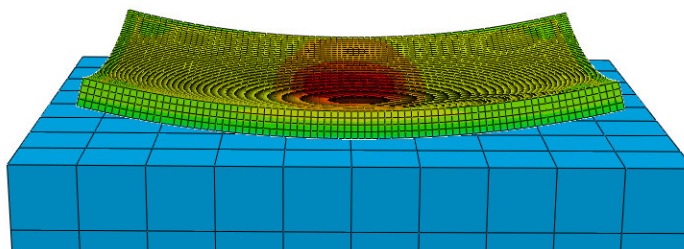
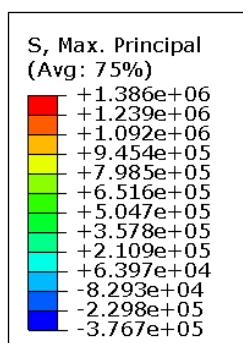
**Tabulka 6 – výsledky maximálních tahových napětí – zatížení teplotou**



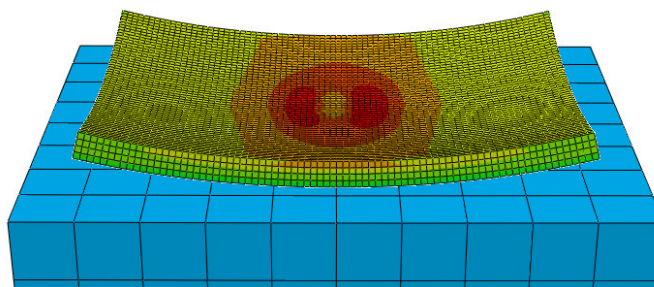
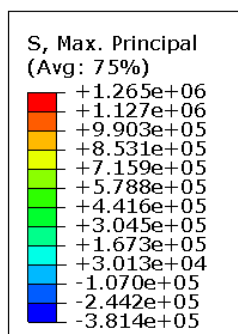
**Obrázek 35 – zatížení teplotou (max. +50 °C)**



**Obrázek 36 – zatížení teplotou (max. +50 °C), zatížení dopravním zatížením (střed)**



Obrázek 37 – zatížení teplotou (max. -20 °C)



Obrázek 38 – zatížení teplotou (max. -20 °C), zatížení dopravním zatížením (střed)

## 6.6 Časová náročnost výpočtů

Zásadní vlastnosti modelu, které ovlivňují čas výpočtu, jsou velikost modelu (velikost sítě prvků) a typ analýzy. Rychlost výpočtu je zejména závislá na použitém hardwaru (procesor, velikost paměti RAM) a na již zmíněné velikosti modelu, která dána počtem elementů a uzlů MKP modelu. Jako příklad můžeme uvést prvek, který podrobujeme statickému výpočtu a který má v každém uzlu 3 stupně volnosti. Poté počet neznámých řešené soustavy rovnic představuje počet uzlů vynásobených třemi.

Z výše uvedeného je zřejmé, že velikost (jemnost) sítě jednotlivých prvků (v našem případě jednotlivých vrstev vozovkového souvrství) je zásadní pro rychlost výpočtu. Velikost sítě byla zvolena na základě předchozích zkušeností s programem ABAQUS.



Výpočty probíhaly na počítači AMD Phenom™ II X4 955 3,20 GHz s velikostí operační paměti 4 GB. Pro představu jsou jednotlivé výpočtové časy ukázány v tabulce níže.

Model	Doba výpočtu (minuty)	Model	Doba výpočtu (minuty)
<b>A</b>		<b>4 desky</b>	
ZS1 (střed)	1,07	ZS1 (střed)	558,08
ZS2 (podélná hrana)	0,52	ZS2 (podélná hrana)	795,78
ZS3 (příčná hrana)	0,52	ZS3 (příčná hrana)	599,27
ZS4 (roh)	0,52	ZS4 (roh_2_sousední_desky)	1664,70
		ZS4 (roh_1_sousední_deska)	461,30
<b>B</b>		<b>Model - A - výztuž</b>	
ZS1 (střed)	0,62	ZS1 (střed)	434,75
ZS2 (podélná hrana)	0,78	ZS2 (podélná hrana)	522,72
ZS3 (příčná hrana)	0,88	ZS3 (příčná hrana)	511,65
ZS4 (roh)	0,95	ZS4 (roh_2_sousední_desky)	366,88
		ZS4 (roh_1_sousední_deska)	295,67
<b>C</b>			
ZS1 (střed)	0,73		
ZS2 (podélná hrana)	1,08		
ZS3 (příčná hrana)	0,90		
ZS4 (roh)	0,85		
<b>D</b>			
ZS1 (střed)	0,33		
ZS2 (podélná hrana)	0,33		
ZS3 (příčná hrana)	0,43		
ZS4 (roh)	0,52		

Tabulka 7 – doba výpočetních časů pro jednotlivé modely

## 6.7 Cyklické zatížení včetně porušení (únavová analýza) CB desek

### 6.7.1 Teoretická část – únavová analýza CB desek

Při únavové analýze v programu ABAQUS je možno využít jeden ze dvou důležitých elasto-plastických materiálových modelů. Jedná se o „Concrete Smearred Crack (CSC) Model“ nebo „Concrete Damage Plasticity (CDP) Model.“ Výhodami CDP modelu oproti CSC modelu jsou:

- Možnost aplikovat na model i cyklické zatížení,
- model zahrnuje set skalárních parametrů poškození k prezentaci degradace s plastickými deformacemi (trhlina a drcení betonu),
- možnost sledovat průběh trhliny v celé historii zatěžování.



Na základě výše popsaných výhod byl zvolen pro únavovou analýzu právě CDP model.

Dle *Abaqus Manual (2004)* [2], CDP model je primárně určen k poskytnutí obecné schopnosti pro analýzu betonových konstrukcí při cyklickém a/nebo dynamickém zatížení. Tento model je také vhodný pro analýzu dalších kvazi-křehkých materiálů, jako je hornina, malta a keramika. Ale je to chování betonu, o které nás hlavně zajímá. Při nízkých omezujících tlacích se beton chová křehkým způsobem. Hlavními mechanismy selhání jsou praskání napětím a drcení v tlaku. Křehké chování betonu zmizí, když je tlak dostatečně velký, aby se zabránilo šíření trhlin. Za těchto okolností je selhání způsobeno konsolidací a zhroucením konkrétní mikroporézní mikrostruktury, což vede k makroskopické reakci.

Cílem CDP modelu je zachytit účinky nevratného poškození spojeného s mechanismy porušení, které se vyskytují v betonu při poměrně nízkých omezujících tlacích (méně než čtyřnásobek nebo pětinasobek konečného kompresního napětí při jednoosém kompresním zatížení). Tyto účinky se projevují v následujících makroskopických vlastnostech:

- různé meze kluzu v tahu a tlaku,
- vlastnosti snížení pevnosti v tahu na rozdíl od počátečního zpevnění následovaného snížením pevnosti v tlaku;
- různé zhoršení elastických vlastností v tahu a tlaku;
- efekty ztužení během cyklického zatížení;
- citlivost na rychlost, zejména zvýšení rychlosti deformace při maximálním zatížení.

U CPD modelu se dá rychlost deformace vyjádřit následujícím vztahem:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (6.7.1.1)$$

Kde:  
 $\dot{\varepsilon}$  - celková rychlost deformace  
 $\dot{\varepsilon}^{el}$  - rychlost deformace pružné  
 $\dot{\varepsilon}^{pl}$  - rychlost deformace plastické

#### Vztah napětí - deformace

Vztah mezi napětím a deformací představuje:

$$\sigma = (1 - d) D_0^{el} : (\varepsilon + \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (6.7.1.2)$$



Kde:  $D_0^{el}$  - počáteční (nepoškozená) elastická pevnost materiálu  
 $d$  - je proměnná skalární hodnota degradace pevnosti, která může nabývat hodnot v rozsahu od nuly (nepoškozený materiál) do jedné (plně poškozený materiál)

Poškození spojené s mechanismy porušení betonu (praskání a drcení) proto vede ke snížení elastické pevnosti. V rámci teorie skalárního poškození je degradace pevnosti izotropní a charakterizovaná jedinou proměnnou degradace,  $d$ . Efektivní napětí je definováno jako:

$$\bar{\sigma}^{def} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (6.7.1.3)$$

Plastické poškození modelu je uvažováno na základě vztahu:

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma} \quad (6.7.1.4)$$

#### Proměnné parametry ztužení

Poškození v tahu a tlaku jsou charakterizovány dvěma proměnnými  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  a  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ , které představují ekvivalent plastické deformace v tahu a tlaku a lze je vyjádřit jako:

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix} \quad (6.7.1.5)$$

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \cdot \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (6.7.1.6)$$

Mikrotrhliny a drcení v betonu jsou reprezentovány rostoucími hodnotami proměnných parametrů ztužení. Tyto proměnné řídí vývoj meze kluzu a degradaci elastické pevnosti. Rovněž úzce souvisí s rozptýlenou lomovou energií potřebnou k vytvoření mikrotrhlin.

#### Funkce meze kluzu

Funkce meze kluzu určuje stav selhání nebo poškození. Pro CPD model:

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (6.7.1.7)$$



### Pravidla toku

Plastický tok je řízen potenciálem G:

$$\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\boldsymbol{\sigma}})}{\partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}} \quad (6.7.1.8)$$

Kde  $\lambda$  je nezáporný plastický multiplikátor. Plastický potenciál je definován v účinném tlakovém prostoru. Model používá nespojenou plasticitu, a proto vyžaduje řešení nesymetrických rovnic.

### Souhrn elasticko-plastické odezvy CDP modelu

Souhrnně lze říci, že elasticko-plastická odezva betonu v CDP modelu popsána pomocí efektivního napětí a proměnných parametrů ztužení:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \boldsymbol{D}_0^{el} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) \in \{ \bar{\boldsymbol{\sigma}} | F(\bar{\boldsymbol{\sigma}}, \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) \leq 0 \} \quad (6.7.1.9)$$

kde  $\lambda$  a  $F$  se řídí dle Kuhn-Tuckerovy podmínky:  $\lambda F = 0; \lambda \geq 0; F \leq 0$ .

### Poškození a snížení pevnosti – jednoosé podmínky

Předpokládá se, že jednoosé křivky napětí-deformace mohou být převedeny na „křivky napětí versus plastické deformace“

$$\boldsymbol{\sigma}_t = \boldsymbol{\sigma}_t(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_t^{pl}, \dot{\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}}_t^{pl}, \theta, f_i) \quad (6.7.1.10)$$

$$\boldsymbol{\sigma}_c = \boldsymbol{\sigma}_c(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_c^{pl}, \dot{\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}}_c^{pl}, \theta, f_i) \quad (6.7.1.11)$$

Kde indexy  $t$  představují hodnoty pro tah a  $c$  hodnoty pro tlak,  $\theta$  představuje teplotu a  $f_i, (i=1,2,...)$  představují další předdefinované proměnné.

Za podmínek jednoosého zatěžování jsou účinné míry plastické deformace udávány jako:

$$\dot{\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}}_t^{pl} = \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{11}^{pl} \quad (6.7.1.12)$$

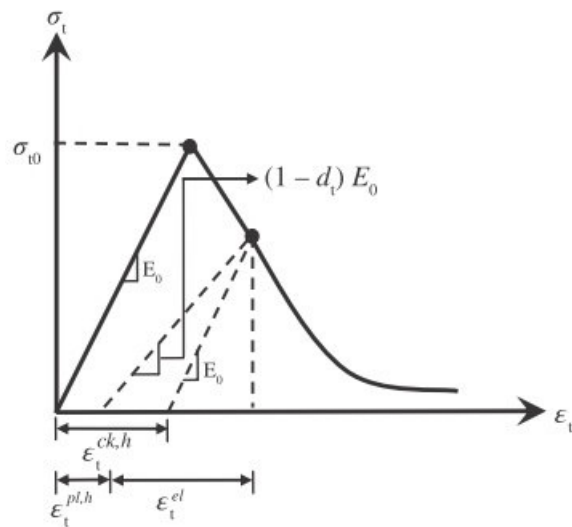
$$\dot{\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}}_c^{pl} = -\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}_{11}^{pl} \quad (6.7.1.13)$$

Degradovaná odezva betonu je charakterizována dvěma nezávislými jednoosými veličinami poškozením  $d_t$  a  $d_c$ , které jsou považovány za funkce plastických deformací, teploty a proměnných:

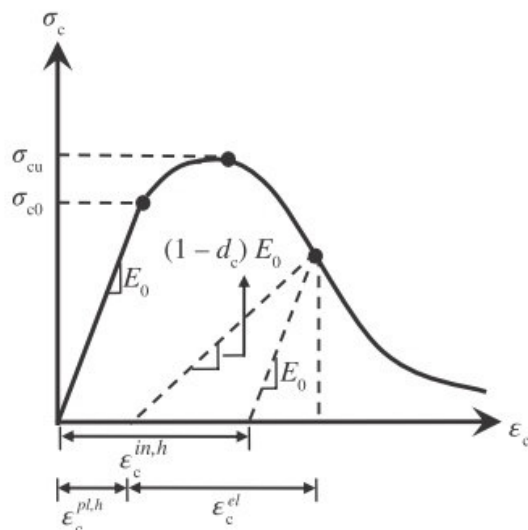


$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}, \theta, f_t) \quad (6.7.1.14)$$

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}, \theta, f_t) \quad (6.7.1.15)$$



Obrázek 39 – odezva betonu na jednoosé zatížení v tahu



Obrázek 40 – odezva betonu na jednoosé zatížení v tlaku





### Jednoosé cyklické zatěžování

Za podmínek jednoosého cyklického zatížení jsou degradační mechanismy poměrně složité, zahrnující otevření a uzavření dříve vytvořených mikrotrhlin, jakož i jejich interakci. Experimentálně je pozorováno, že dochází k určitému obnovení elastické pevnosti. Efekt obnovení pevnosti, známý také jako „unilateral effect“ a je důležitým aspektem konkrétního chování při cyklickém zatížení. Účinek je obvykle výraznější, když se zatížení mění z tahového na tlakové, což způsobuje uzavření tahových trhlin, což má za následek obnovení pevnosti v tlaku.

CDP model předpokládá, že redukce modulu pružnosti je dána proměnnou  $d$  jako:

$$E = (1 - d) E_0 \quad (6.7.1.16)$$

Kde:  $E_0$  – hodnota modulu neporušeného materiálu

Tento výraz platí jak na tahové ( $\sigma_{11} > 0$ ), tak na tlakové ( $\sigma_{11} < 0$ ) straně cyklu. Proměnná snížení pevnosti  $d$  je funkcí napětového stavu a proměnných jednoosých poškození  $d_t$  a  $d_c$ . Pokud jde o jednoosé cyklické podmínky, předpokládá ABAQUS:

$$(1 - d) = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t), \quad 0 \leq s_t, \quad 0 \leq s_c \quad (6.7.1.17)$$

Kde  $s_t$  a  $s_c$  jsou funkce napětí, které jsou zavedeny tak, aby představovaly účinky obnovy pevnosti spojené s obraty napětí. Jsou definovány následovně:

$$s_t = 1 - w_t r^*(\bar{\sigma}_{11}); \quad 0 \leq w_t \leq 1 \quad (6.7.1.18)$$

$$s_c = 1 - w_c (1 - r^*(\bar{\sigma}_{11})); \quad 0 \leq w_c \leq 1 \quad (6.7.1.19)$$

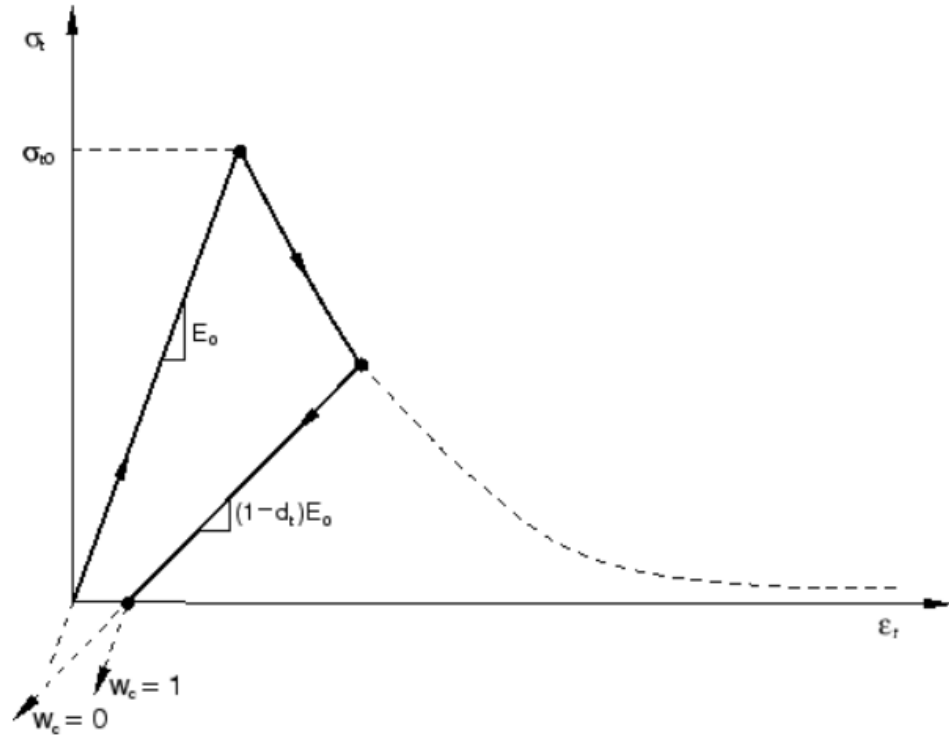
kde

$$r^*(\bar{\sigma}_{11}) = H(\bar{\sigma}_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{if } \bar{\sigma}_{11} > 0 \\ 0 & \text{if } \bar{\sigma}_{11} < 0 \end{cases} \quad (6.7.1.20)$$

Faktory hmotnosti  $w_t$  a  $w_c$ , které jsou považovány za materiálové vlastnosti, řídí regeneraci tahové a tlakové pevnosti při obrácení zátěže. Pro ilustraci to vezměte v úvahu příklad na obrázku 41, kde se zatížení mění z napětí na tlak. Předpokládejme, že v materiálu nedošlo k



žádnému dřívějšímu poškození tlakem (drcení). Tedy  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = 0$  a  $d_c = 0$ .  
 Pak



Obrázek 41 – ukázka efektu tlakového zpevnění

$$(1-d) = (1-s_c d_t) = (1-(1-w_c(1-r^*))d_t) \quad (6.7.1.21)$$

Pokud v tahu ( $\bar{\sigma}_{11} > 0$ ),  $r^* = 1$ , tak  $d = d_t$ .

Pokud v tlaku ( $\bar{\sigma}_{11} < 0$ ),  $r^* = 0$ , a  $d = (1-w_c)d_t$ .

Pokud  $w_c = 1$ , potom  $d = 0$  a materiál plně obnovuje tlakovou pevnost (což je v tomto případě počáteční nepoškozená pevnost  $E = E_0$ ). Na druhé straně, pokud  $w_c = 0$ , tak  $d = d_t$  a v modelu nenastává obnova pevnosti. Mezilehlé hodnoty  $w_c$  mají na následek částečné obnovení pevnosti.

Můžeme tedy zobecnit jednoosé cyklické podmínky jako:

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} = r^* \dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \quad (6.7.1.22)$$

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} = -(1-r^*) \dot{\varepsilon}_{11}^{pl} \quad (6.7.1.23)$$

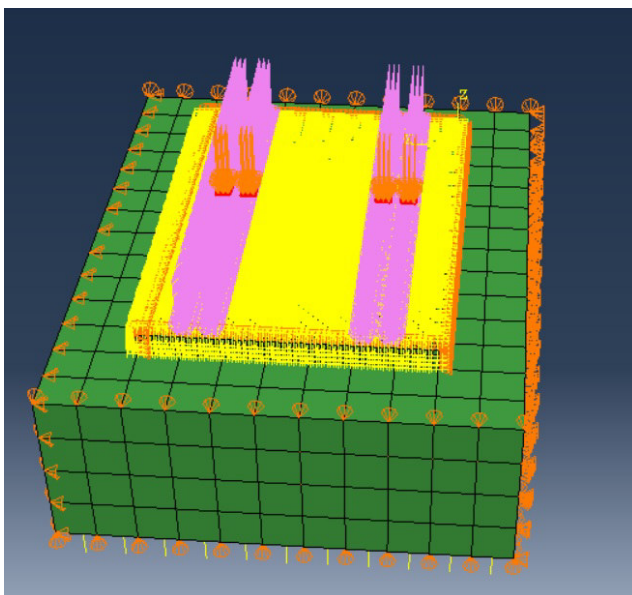


### 6.7.2 Vlastní výpočty – únavová analýza CB desek

V rámci disertační práce byly provedeny výpočty při cyklickém pohyblivém kolovém zatížení CB desky (tl. 0,27 m) včetně jejího porušení v čase v závislosti na počtu cyklů a zadaných počátečních podmínkách. Podkladní vrstvy, ochranná vrstva a podloží byly nahrazeny jednou vrstvou.

Jak uvádí *P. Pánek a L. Vébr* (2016) [10], výsledné poruchy CB krytu závisí na vzájemné kombinaci několika vlivů a parametrů – mezi ně patří kombinace kolového zatížení, teploty, vlhkosti a podkladního systému. Mikrotrhliny se můžou vyskytnout na spodním i horním povrchu CB desky a můžou se tvořit z důvodu tahových poškození CB krytu. Při kombinaci a spojení více mikrotrhlin a jejich rozevírání se tvoří tzv. makrotrhliny.

V této disertaci byl také zjednodušeně vytvořen únavový 3D model, jehož účelem bylo zjistit únavové chování CB desek zejména v závislosti na tahových poškozeních na spodním povrchu desek (únavové trhliny mohou ovšem vznikat na všech hranách CB desky).

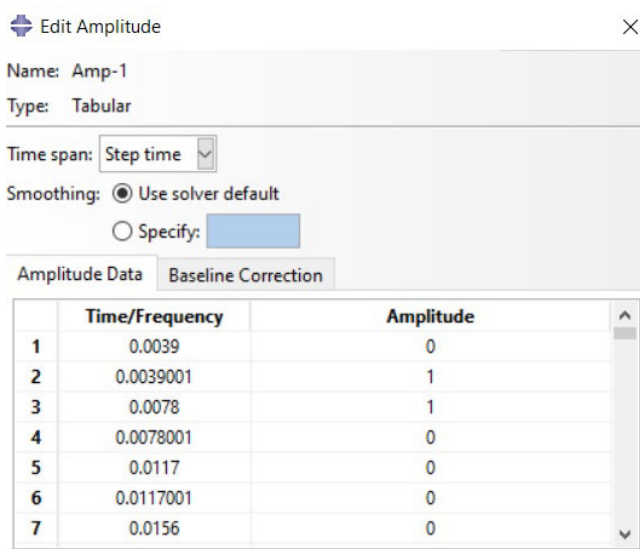


Obrázek 42 – modelování pohyblivého kolového zatížení

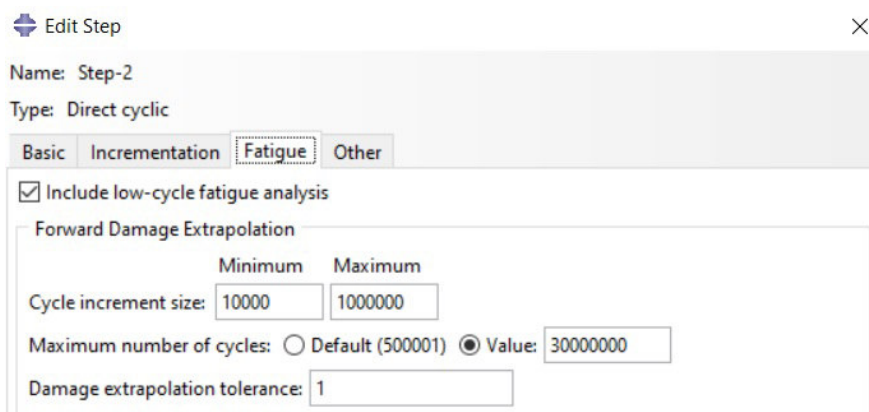
V 3D modelu bylo zvoleno zatížení a rychlost pohyblivého zatížení dle *P. Pánka a L. Vébra* (2016) [10] v souladu s TP 170. Tedy intenzita zatížení



0,55 MPa na ploše v souladu s TP170, ovšem místo kruhové geometrie byla zvolena v rámci zjednodušení geometrie obdélníková. Pomocí nastavení velikosti inkrementu (přírůstku) a amplitudy, která byla sestavena pro jednotlivé polohy zatížení a konkrétní časy v rámci příslušného kroku zatěžovacího cyklu, byla v programu ABAQUS namodelována rychlost pohyblivého kolového zatížení na 60 km/h. Program ABAQUS také umožňuje definici množství cyklů v řádech desítek milionů, což představuje realitu na velmi exponovaných pozemních komunikacích. Je potřeba říci, že čím více cyklů, tím se zvětšuje nutná výpočetní doba a kompletní modelovací i výpočetní časy cyklického zatížení při pohyblivém kolovém zatížení je již velmi časově náročný proces.



Obrázek 43 – nastavení amplitudy zatížení



Obrázek 44 – nastavení počtu cyklů zatížení



V rámci zjednodušení výpočtu s ohledem na složitost modelování a snížení výpočtových časů, nebyl zahrnut do výpočtu vliv teplotního namáhání.

V rámci programu ABAQUS je pro únavovou analýzu potřeba zadat vstupní údaje. Autor této práce zadal tyto vstupy dle Hafezolghorani, M., Hejazi, F., Vaghei, R., Jaafar, M.S.B., Karimzade, K. (2017). Do programu je potřeba nadefinovat vztah mezi napětím při tlakovém namáhání a poškozením (velikostí trhliny) a mezi napětím tahovým a poškozením (velikostí trhliny). Tahové poškození v programu ABAQUS představuje parametr DAMAGET a k tomuto parametru je nastavena velikost trhliny.



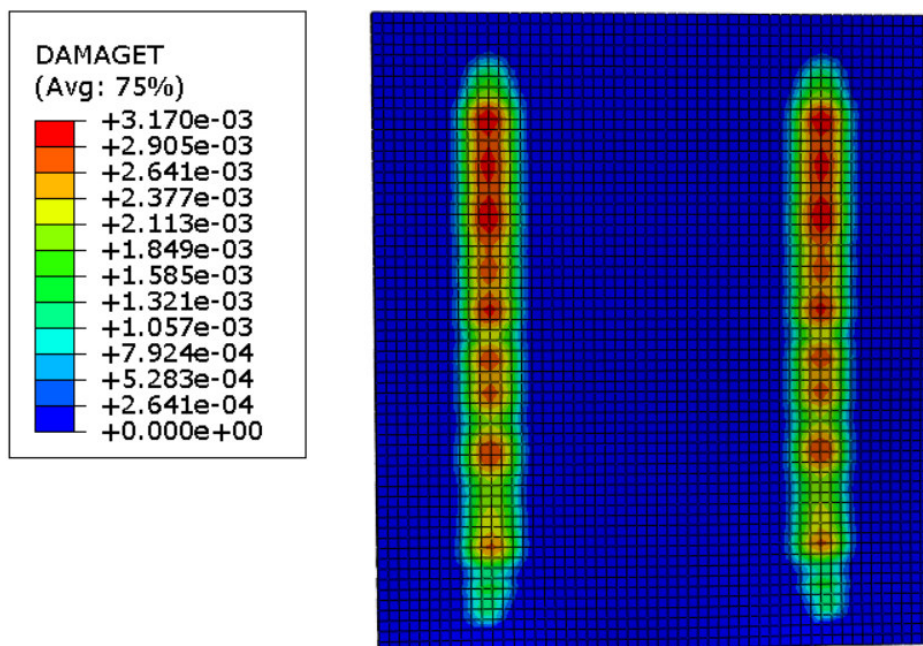
<b>Material's parameters</b>	<b>B20</b>	<b>Plasticity parameters</b>	
			Dilatation angle
<b>Concrete elasticity</b>		Eccentricity	0,1
E (Gpa)	21,2	fb0/fc0	1,16
	0,2	K	0,67
		Viscosity parameter	0
<b>Concrete compressive behavior</b>		<b>Concrete compressive damage</b>	
<b>Yield stress (Mpa)</b>	<b>Inelastic strain</b>	<b>Damage parameter C</b>	<b>Inelastic strain</b>
10,20000	0,00000	0,00000	0,00000
12,80000	0,00008	0,00000	0,00008
15,00000	0,00017	0,00000	0,00017
16,80000	0,00029	0,00000	0,00029
18,20000	0,00042	0,00000	0,00042
19,20000	0,00058	0,00000	0,00058
19,80000	0,00075	0,00000	0,00075
20,00000	0,00094	0,00000	0,00094
19,80000	0,00115	0,01000	0,00115
19,20000	0,00138	0,04000	0,00138
18,20000	0,00162	0,09000	0,00162
16,80000	0,00189	0,16000	0,00189
15,00000	0,00217	0,25000	0,00217
12,80000	0,00248	0,36000	0,00248
10,20000	0,00280	0,49000	0,00280
7,20000	0,00314	0,64000	0,00314
3,80000	0,00350	0,81000	0,00350
<b>Concrete tensile behavior</b>		<b>Concrete tension damage</b>	
<b>Yield stress (Mpa)</b>	<b>Inelastic strain</b>	<b>Damage parameter T</b>	<b>Inelastic strain</b>
2,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,02000	0,00094	0,99000	0,00094

*Tabulka 8 – vstupní údaje pro parametry betonu třídy B20 použité ve výpočtu*

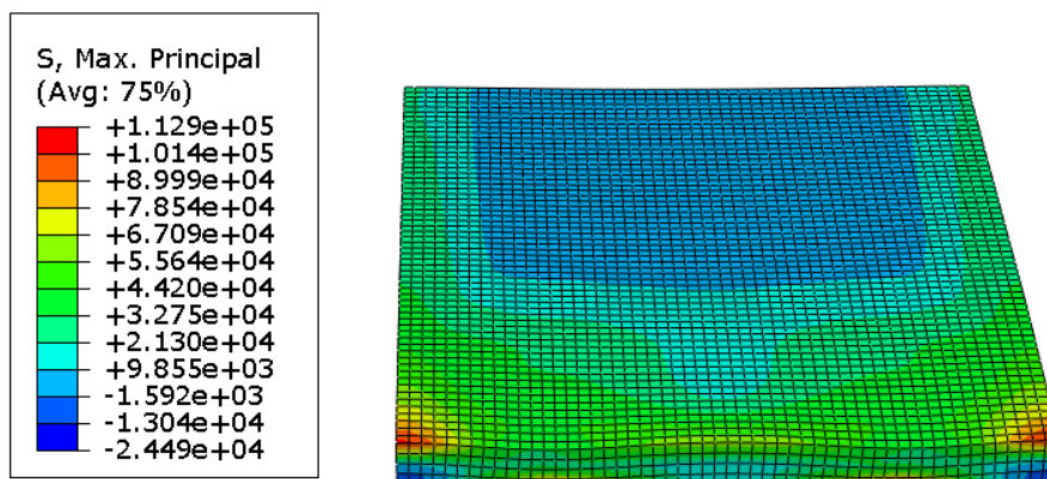
Výsledky výpočtů ukázaly porušení na spodních vláknech CB desky. Dle zadaných vstupů (vztah mezi parametrem DAMAGET a Inelastic strain pro tahové namáhání) by výsledky měly značit, že nejvyšší porušení představuje trhлина o velikosti cca 0,003 mm po zatížení třiceti miliony cykly. V rámci výsledků je potřeba zdůraznit, že se jedná o prvotní pokusy autora disertační práce o únavovou analýzu a bylo použito



mnoho zjednodušujících předpokladů, na jejichž základě se jedná o velmi teoretickou rovinu modelování únavové analýzy 3D modelu. Pro ověření všech zadaných předpokladů a výsledků z programu ABAQUS by bylo potřeba experimentálních pokusů. Představená cesta by však mohla být ta, jak dále postupovat s upřesňováním 3D modelů CB desek v programu ABAQUS.



Obrázek 45 – parametr DAMAGET na spodních vláknech CB desky



Obrázek 46 – napětí při posledním cyklu zatížení na CB desce



## 7. Závěr

Primárním cílem této práce bylo modelování různých výpočtových modelů vozovkového souvrství s cementobetonovým krytem a zjištění tahových napětí. Modely můžeme rozdělit do následujících skupin:

- Modely s jednou CB deskou
- Modely s více CB deskami
- Zatížení teplotou
- Cyklické zatížení včetně porušení CB desky

### Modely s jednou CB deskou

Nejprve byly vytvořeny čtyři modely s jedinou CB deskou na různých podkladních vrstvách.

- **MODEL A**

CB I	270 mm
SC C8/10	150 mm
ŠDa	150 mm
- **MODEL B**

CB I	250 mm
SC C8/10	150 mm
ŠDa	250 mm
- **MODEL C**

CB I	250 mm
MZK	200 mm
ŠDa	150 mm
- **MODEL D**

CB I	270 mm
SC C8/10	150 mm
Beton C8/10	150 mm

Podložní zemina byla nahrazena jedinou vrstvou o mocnosti 2000 mm u všech modelů.

Tyto modely byly podrobeny čtyřem zatěžovacím stavům. Získané výsledky ukázaly, že největší tahové napětí v desce vzniká při zatížení podélné hrany.





## Modely s více CB deskami

V další fázi byl vytvořen model A4.

- **MODEL A4**

CB I	270 mm
SC C8/10	150 mm
ŠDa	150 mm

Podložní zemina byla nahrazena jedinou vrstvou o mocnosti 2000 mm.

Model A4 tvoří čtyři CB desky bez vyztužení spár (kluzné trny a ocelové kotvy). Tento model byl podroben pěti zatěžovacím stavům. Největší tahové napětí bylo zjištěno při zatížení příčné hrany.

V rámci zpřesnění výpočtové analýzy byly do modelu A4 implementovány vyztužné prvky spár (Model - A – výztuž) a byla provedena analýza se stejnými pěti zatěžovacími stavy. Největší tahové napětí bylo naměřeno při zatížení podélné hrany. V porovnání s modelem bez vyztužných prvků byly naměřeny menší hodnoty tahových napětí s největším rozdílem při zatížení příčné hrany. Celkové porovnání zjištěných napětí na modelech s vyztužnými prvky a bez vyztužných prvků lze nalézt v tabulce č. 5.

## Zatížení teplotou

Dalším výpočtovým modelem byla jedna cementobetonová deska tl. 0,25 m zatížená teplotou. Podkladní vrstvy, ochranná vrstva a podloží byly nahrazeny jednou vrstvou. Deska byla zatížena čtyřmi zatěžovacími stavy. Největšího tahového napětí bylo dosaženo při kladném teplotním gradientu včetně kombinace dopravního zatížení umístěného ve středu desky. Teplotní gradient byl zvolen extrémní, a proto zatížení teplotou převážilo nad dopravním zatížením. Je třeba říci, že s takovými extrémními teplotními gradienty se běžně nesečkáme.

## Cyklické zatížení včetně porušení CB desky

Posledním výpočtovým modelem byla cementobetonová deska zatížena cyklickým zatížením a podrobena únavové analýze. Výsledkem bylo porušení CB desky na spodních vláknech po zatížení v řádu milionů cyklů.

## Zhodnocení

Výsledky z analýz 3D modelů vypočtených pomocí programů fungujících na bázi MKP mohou být velice prospěšné a mohou pomoci nejen s optimalizací samotných návrhů vozovkového souvrství. I v rámci posunu IT technologií je



potřeba v této oblasti dále bádát a zpřesňovat 3D modely, které jsou v této práci ovlivněny zásadním zjednodušením. Například zkombinovat cyklické dopravní zatížení včetně dynamického působení, vlhkosti betonové směsi, zohlednění rychlosti tuhnutí a tvrdnutí betonové směsi, detailního podkladního systému a zahrnout do výpočtu teplotní zatížení. Tato kombinace zatížení a upřesnění vlastností betonu nebyly v analýze zahrnuty nejen z důvodu velké časové náročnosti výpočtu. Cílem výpočtové analýzy cementobetonových vozovek metodou konečných prvků je ovlivnit technologické postupy při vlastní realizaci cementobetonových vozovek, což by mělo mít za následek prodloužení životnosti vozovky. Analýza by měla pomoci s detailnější predikcí životnosti vozovek a tedy poskytnout možnost přesnějšího návrhu konstrukce ve vazbě na předpokládané návrhové zatížení konstrukce. Tato práce by se mohla stát podkladem pro další detailnější a komplexnější výpočtové modely vozovkového souvrství.

## **8. Doporučení**

Ve výpočtových analýzách byla použita výrazná zjednodušení. Nebyly zohledněny počáteční podmínky betonáže (teplota, vlhkost), materiálové složení betonové směsi ve vazbě na rychlost tuhnutí a tvrdnutí betonové směsi a ocelové kotvy a kluzné trny byly modelovány pomocí přednastavených možností programu ABAQUS. Práce se, mimo jiné, zabývá únavovou analýzou za využití cyklického zatížení. V dalších modelech by bylo zapotřebí všechny výše popsané jevy spojit do jednoho výpočtového modelu a tímto analyzovat vliv na cementobetonovou vozovku v kombinaci všech těchto faktorů (modely včetně detailně vymodelovaných kluzných trnů a ocelových kotev, zatížení teplotou, využití cyklického zatížení a únavové analýzy, včetně zohlednění počátečních podmínek betonáže a rychlosti tuhnutí a tvrdnutí betonové směsi). Pro kompletní výsledky, které MKP programy mohou poskytnout, je potřeba získat mnoho vstupních dat a provést celou řadu experimentů, které ověření výsledky nebo zpřesní vstupní údaje. Až po provedení výše popsaných experimentů můžeme brát výsledky z analýz 3D modelů pomocí MKP programů opravdu jako relevantní. Autor by dále doporučil se více věnovat redistribuci napětí ve vozovkovém systému, kde jsou zohledněny kluzné trny a ocelové kotvy v porovnání se systémem bez těchto výztužných prvků. Zjištěné výsledky v této práci neukazují zásadní rozdíl mezi redistribucí napětí mezi těmito dvěma systémy. Je otázkou, jak by se výsledky změnily, kdyby v analýze bylo použito zatížení cyklické.



## **Publikace:**

- [1] Pánek, P.: *Optimalizace návrhu vozovky*, Praha, (2011).
- [2] Abaqus 6.8, *Abaqus Manual*, Providence, Rhode Island, USA, (2004).
- [3] Kudrna, J., Varaus, M., Luxemburk, F., Vébr, L., Racek, I., Fiedler, J., Arťušenko, A., Birnbaumová, M., Köllner, V., Maudič, J., Neuvirt, V., Tichý, L.: *TP 170 Navrhování vozovek pozemních komunikací*, Praha, Brno, (2006).
- [4] Rimac, I., Šimun, M., Dimter, S.: *Comparison of Pavement Structures in Tunnels*, Elektronički časopis građevinskog fakulteta Osijek, str. 12-18, (2014).
- [5] Jofre C.; Romero J.; Rueda R.: *Contribution of concrete pavements to the safety of tunnels in case of fire*, European Concrete Paving Association, (2010).
- [6] Jacobs J.-P.: *Comprehensive fire protection and safety with concrete*, European Concrete Platform, (2007).
- [7] The 4th IACIP Annual Workshop, *The Fourth US-China Workshop on Research and Education Collaboration in Transportation Infrastructure*, (2014).
- [8] European Asphalt Pavement Association, *Asphalt pavements in tunnels*, Brussels, Belgium, (2008).
- [9] Elman, H., Silvester, D., Wathen, A.: *Finite Elements and Fast Iterative Solvers: with Applications in Incompressible Fluid Dynamics (Numerical Mathematics and Scientific Computation)*, England: Oxford University Press, (2005).
- [10] Pánek, P., Vébr, L.: *Pohyblivé kolové zatížení pro únavovou analýzu CB krytu vozovek PK*, Centre for Effective and Sustainable Transport Infrastructure, 1.4.2 Rozvoj, nastavení a validace nástrojů simulace degradačního chování, pokročilé degradační modely, Praha, (2016).
- [11] Chaudhari, S.V., Chakrabarti, M. A.: *Modeling of concrete for nonlinear analysis Using Finite Element Code ABAQUS*, International Journal of Computer Applications (0975-8887), Volume 44 – No.7, Mumbai, India (2012)



- [12] Lee, J., Fenves, G. L.: *Plastic-Damage Model For Cyclic Loading of Concrete Structures*, Journal of Engineering Mechanics, (1998).
- [13] Hafezolghorani, M., Hejazi, F., Vaghei, R., Jaafar, M.S.B., Karimzade, K.: *Simplified Damage Plasticity Model for Concrete*, Structural Engineering International Nr. 1/2017, Malaysia (2017).
- [14] Burmister, D.M.: *The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport*, Proceedings, Highway Research Board, (1943).
- [15] Westergaard, H.M.: *Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis*, Public Roads, Vol. 7, (1926).

### **Publikace autora:**

- [16] Mařík, L., Bůžek, M.: Technické řešení betonové vozovky v tunelu považský Chlumeč, 24. Betonářské dny 2017 - Sborník příspěvků, 24. Betonářské dny 2017, Litomyšl, 22.11.2017 - 23.11.2017, Praha: ČBS - Česká betonářská společnost ČSSI, (2017), ISBN 978-80-906759-0-2.
- [17] Bůžek, M., Vébr, L., Pánek, P.: Opravy cementobetonového krytu na dálnici D11 na úseku km 23,25 – 25,55, RDIT 2013 - Research, Development and Innovation in Transport, Vysoké Mýto, 31.10.2013 - 01.11.2013, Ostrava: VŠB - Technická univerzita Ostrava, (2013), ISBN 978-80-248-3237-1.
- [18] Pánek, P., Bůžek, M.: Numerické modelování - kontaktní napětí – ABAQUS, Pozemní komunikace 2014 "Trvale udržitelný rozvoj - realita nebo klišé", Pozemní komunikace 2014, Praha, 02.10.2014, Praha: České vysoké učení technické v Praze, (2014), s. 21-25. ISBN 978-80-01-05559-5.
- [19] Bůžek, M., Vébr, L., Pánek, P.: Opravy cb krytu na dálnici d11 na úseku km 23,25 – 25,55, Silnice železnice, 2013, 5/2013(5/2013), s. 117-119, ISSN 1801-822X, <http://www.silnicezeleznice.cz/clanek/opravy-cementobetonoveho-krytu-na-dalnici-d11-na-useku-km-23-25-25-55/>



## **Popis dosavadní odborné činnosti - technický životopis:**

Po ukončení víceletého všeobecného gymnázia v Mariánských Lázních, jsem studoval v letech 2007-2013 vysokou školu – ČVUT v Praze, obor Konstrukce a dopravní stavby. Tuto školu jsem řádně ukončil s dosažením inženýrského titulu.

Po ukončení bakalářského studijního programu jsem začal pracovat pro společnost VPÚ DECO a.s. (IČ 60193280, Podbabská 1014/20, 160 00 Praha 6) jako projektant silničních staveb pod vedením autorizovaného inženýra Tomáše Roztočila a autorizovaného inženýra Martina Vejsady. V rámci práce pro společnost VPÚ Praha a.s. (2011 – 2014) jsem měl možnost se podílet na malých i velkých zakázkách v rámci projektování silničních staveb ve všech stupních projektové dokumentace.

V roce 2014 jsem začal pracovat pro společnost Hochtief CZ a.s. (IČO 46678468, Plzeňská 16/3217, Praha 5, 150 00), kde jsem měl možnost se podílet na výrobní přípravě a kalkulaci na velkých i malých stavbách. V této společnosti jsem dále pracoval jako Claim Manager (zodpovědnost za změny během výstavby) pod vedením Ing. Víta Pastrňáka na stavbě „Diaľnica D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno).“ V průběhu roku 2017 jsem získal autorizaci v oboru dopravní stavby.

Od roku 2018 jsem začal pracovat pro firmu COLAS CZ a.s (IČ: 26177005, Ke Klíčovu 9, 190 00 Praha 9). V roce 2018 jsem byl poslán na druhou polovinu projektu opravy Dálnice D1 – úsek 20, kde jsem měl za zodpovědnost claimovou agendu a koordinaci projektových prací. Od roku 2019 do současnosti působím jako projektový manažer na stavbě Dálnice D3 Úsilné – Hodějovice pod vedením pana Ing. Maxima Kokočeva.



## Projektová činnost autora:

- **R6 Praha – Pavlov Úprava svodidel v tunelu Jeneček km 3,6 - 4,1**  
DOS/ZDS  
SO 152 PŘECHODNÉ DOPRAVNÍ ZNAČENÍ
- **Dálnice D8 Doksany - Lovosice, sanace svahu v km 40,5**  
DZS  
DOPRAVNĚ INŽENÝRSKÉ OPATŘENÍ
- **D8 Oprava odvodnění v km 45,410– 42,290**  
DZS  
DOPRAVNĚ INŽENÝRSKÉ OPATŘENÍ
- **Studie pro realizaci parkovacích stání v 7 lokalitách areálu Nemocnice Na Homolce**  
STU
- **Vědecko - technologický park Ostrava – technická infrastruktura – I. etapa**  
DUR
- **RÝCHLOSTNÁ CESTA R2 ZVOLEN VÝCHOD - PSTRUŠA**  
DRS  
803-01 PŘÍSTUPOVÁ CESTA DO KM 7,850  
810-01 ÚPRAVA CESTY I/50 V KM 248,960
- **Synthos Kralupy n. Vltavou PC3 - VYVEDENÍ VÝKONU**  
DPS  
SO 001S Komunikace
- **D3 0310/II Hodějovice – Třebonín**  
DSP  
SO 131 PŘELOŽKA SILNICE III/15523 V KM 139,174 – 139,555  
VPRAVO  
SO 132 ÚPRAVA KŘIŽOVATKY STÁVAJÍCÍCH SILNIC III/15523 A  
III/15532, K.Ú. VIDOV (KM 139,500)  
SO 151 PŘÍSTUPOVÁ KOMUNIKACE V KM 138,680 –  
139,070 VLEVO  
SO 152 POLNÍ CESTA V KM 137,075 – 139,309 VLEVO  
SO 153 POLNÍ CESTA V KM 139,912  
SO 155 PŘELOŽKA LESNÍ CESTY V KM 141,840 – 141,970
- **Aktualizace projektové dokumentace – IP km 4,9 na D11**  
DOS/PDPS
- **D11 projekt opravy CB vozovky v km 13,7 – 7,8 vlevo**  
DSP, PDPS
- **D11 projekt opravy CB vozovky v km 23,250 – 25,550 vpravo**  
DSP, PDPS
- **Paralelní RWY 06R/24L, letiště Praha, Ruzyně**



- DUR
- |             |  |
|-------------|--|
| SO 131 100  | OBVODOVÁ A OBSLUŽNÉ KOMUNIKACE – ZÁPAD                               |
| SO 140 100  | ZPEVNĚNÁ POLNÍ CESTA   |
| SO 191 100  | PŘÍJEZDOVÁ KOMUNIKACE OD KŘÍŽOVATKY<br>TULIPAN PARK                  |
| SO 194 100  | PROVIZORNÍ TRASA PŘES MOST JENEČEK –<br>KOMUNIKACE                   |
| SO 601 2000 | TUNEL R6 – SVISLÉ A VODOROVNÉ DOPRAVNÍ<br>ZNAČENÍ                    |
| SO 602 101  | ÚPRAVY R6 – ÚPRAVY NA KOMUNIKACI R6 –<br>SEVERNÍ, KARLOVARSKÝ PORTÁL |
| SO 602 107  | ÚPRAVY R6 – ÚNIKOVÉ ZÓNY, DOPRAVNÍ<br>PLOCHY ZPEVNĚNÉ                |
| SO 602 180  | ÚPRAVY R6 - PŘECHODNÉ DOPRAVNÍ ZNAČENÍ –<br>DIO                      |
- **MBÚ Krč Úprava vstupu do výzkumného ústavu, včetně rekonstrukce autobusové zastávky**  
STU

### **Ostatní odborná činnost autora:**

- **D1 0137 Přerov - Lipník nad Bečvou**  
Výrobní příprava
- **Modernizace dálnice D1 - úsek 3,18, 25**  
Výrobní příprava, kalkulace
- **Obnovení silnice III/2565 Most – Mariánské Radčice**  
Výrobní příprava
- **D1 modernizace - úsek 03, EXIT 29 Hvězdonice - EXIT 34 Ostředek**  
Výrobní příprava, stavbyvedoucí
- **Koncesia na projektovanie, výstavbu, financovanie, prevádzku a údržbu úsekov diaľnice D4 Jarovce – Rača a rýchlostnej cesty R7 Bratislava Prievoz – Holice, projekt PPP**  
Výrobní příprava
- **Diaľnica D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno)**  
Zodpovednosť za Zmeny během výstavby (Claim manager), stavbyvedoucí
- **Dálnice D1 – úsek 20 - V. Meziříčí-východ – Lhotka (nástup ve 2. polovině výstavby)**  
Zodpovednosť za Zmeny během výstavby (Claim manager), koordinace projektových prací
- **Dálnice D3 Úsilné – Hodějovice**  
Projektový manažer