

## MODELLING OF THE CEILING SLAB FROM THE HOLLOW CORE PANELS IN ANSYS PROGRAM

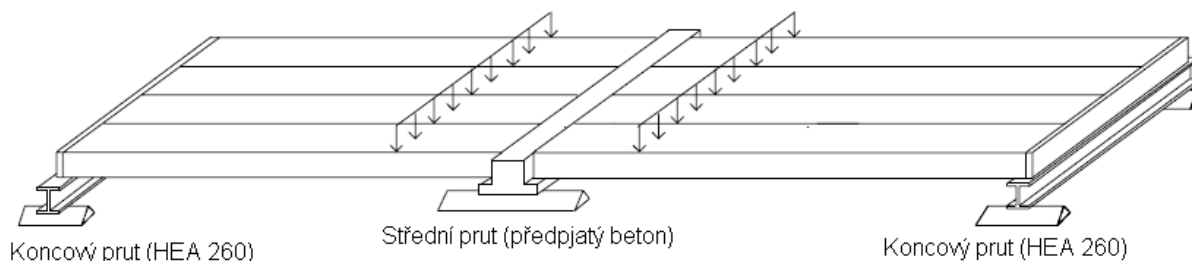
J. Kršík\*, J. Křiváková\*\*

**Abstract:** *The aim of this paper is to describe modeling of the Ceiling slab from the hollow core panels in ANSYS program. The real load tests are used from NO. VTT-S-07311-06 from VTT Technical Centre of Finland.. Several simplifications are accepted. The calculated deformations are compared with deformations from the load test at the end.*

**Keywords:** *Ansys, Prestress, Concrete, Hollow Core Panel, Deformations*

### 1. Úvod

Popsaná úloha je zaměřena na vytvoření MKP modelu stropní desky ze 4 kusů dutinových stropních panelů typu SPIROLL s předem předpjatou výztuží. Modelovaná deska byla v roce 2006 fyzicky vyrobena a podrobena zatěžovacím zkouškám smykové pevnosti ve Finském výzkumném institutu VTT pod číslem VTT-S-07331-06 (Pajari, 2006). Porovnávání výsledků numerického modelu a skutečného experimentu provedeného ve Finsku má sloužit k verifikaci MKP modelu, který bude dále sloužit k výpočtu extrémních hodnot převážně smykových napětí v nebezpečných průřezech sprážených stropních desek tvořených předpjatými stropními panely vyráběnými v České Republice firmou Goldbeck Prefabeton s.r.o. Uspořádání skutečného testu je vidět z obr. 1. Modelována je symetrická pravá polovina zatěžovacího testu.



Obr. 1 Přehled uspořádání zatěžovacího testu<sup>1</sup>

Modelovaná stropní deska má tloušťku 0,4 m, délku 9 m a šířku 4,8 m. Deska je sestavena ze 4 panelů o šířce 1,2 m. Na levé straně je deska podepřena předpjatým betonovým prutem, který je v příspěvku modelován pouze tuhostí podpurných pružin. Tato podpora přenáší 86,7 % proměnného zatížení. Na pravé straně je deska podepřena ocelovým prutem HEA 260. Tento prut je rovněž modelován pouze jako tuhost podpurných pružin a přenáší zbývajících 13,3 % proměnného zatížení. Stálé zatížení je tvořeno vlastní hmotností desky a je rovnoměrně rozloženo na obě podpory. Proměnné zatížení, které je vyvozeno přes složitou zatěžovací soustavu, narůstá, až do porušení desky smykem.

\* Ing. Jakub Kršík: Institute of Structural Mechanics, Brno University of Technology, Veveří 331/95; 602 00, Brno; CZ, e-mail: krsik.j@fce.vutbr.cz

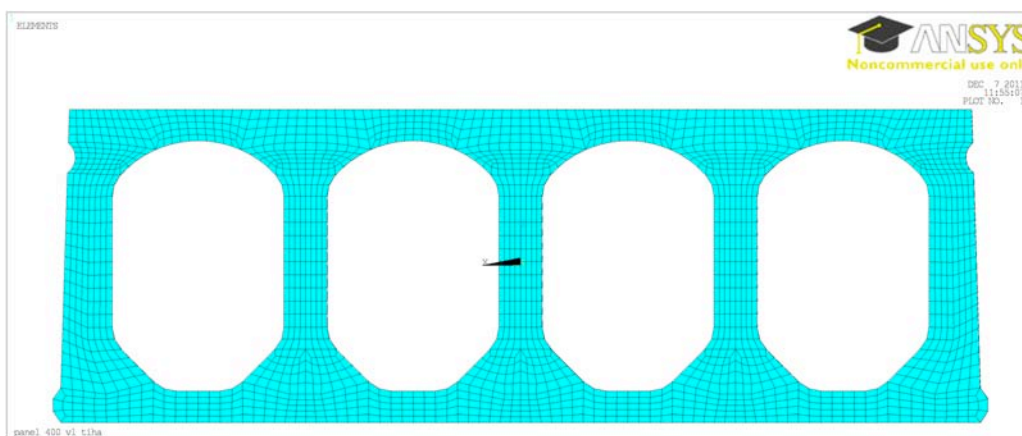
\*\* Ing. Jarmila Křiváková, CSc.: Institute of Structural Mechanics, Brno University of Technology, Veveří 331/95; 602 00, Brno; CZ, e-mail: krivakova.j@fce.vutbr.cz

<sup>1</sup> Research report No. VTT-S-07331-06, PAJARI, Matti. VTT Research Centre of Finland, 2006

## 2. Popis tvorby stropní desky

### Model 1 panelu

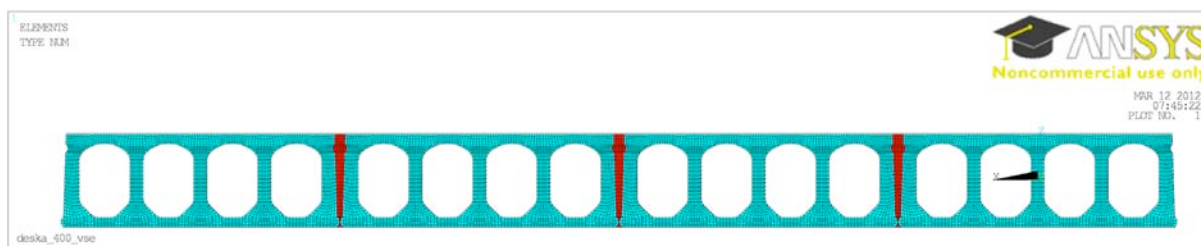
Všechny betonové objemové části, jsou vytvořeny z objemových konečných prvků SOLID 185. Nejprve je vytvořena síť čela panelu (obr. 2) z pomocných plošných prvků SHELL 181, které jsou po vytvoření objemového modelu odstraněny. Čelo je následně protaženo do délky podél přímky s podélným dělením 50 mm. Hustota sítě čela panelu a dělení po délce panelu bylo zvoleno s ohledem na podepření, zatížení a požadované výsledky. Předpínací výztuž je modelována z dvouuzlových konečných prvků BEAM 188. V každém panelu je celkem 13 předpínacích lan napnutých ve výrobně na napětí 1000 MPa. Toto napětí je dále v modelu snižováno o ztráty pružným přetvořením betonu, relaxací předpínací výztuže a ztrátu pokluzem v kotevní oblasti (Navrátil, 2008). Hodnota pokluzu lan je uvažována 2,5 mm v čele panelu a délka vlivu pokluzu je kotevní délka 1,25 m.



Obr. 2 Síť konečných prvků čela panelu

### Model stropní desky

Spřažená stropní deska je vytvořena ze čtyř panelů zmonolitněných mezipanelovou zálivkou. V místech uložení jsou dutiny panelů zality do hloubky 50 mm stejným zálivkovým betonem. Dále je do každé spáry vložena tzv. zálivková výztuž z oceli A500HW o průměru 16 mm a délky 1150 mm.



Obr. 3 Přední pohled na desku, včetně mezipanelové zálivky

Modely použitých materiálů jsou shrnuty v tabulce 1. Hodnoty vycházejí ze skutečných zkoušek, které byly provedeny po ukončení zatěžovacího testu.

Tab. 1: Použité materiálové charakteristiky

N.O	Jméno	Typ	Objemová hmotnost [kg/m <sup>3</sup> ]	Modul pružnosti [Pa]	Poissonovo číslo [-]	Mez pevnosti [Pa]
1	Beton předpjatých panelů	Beton	2386	35·10 <sup>9</sup>	0,2	44,5·10 <sup>6</sup>
2	Předpínací výztuž	Předpínací ocel	7850	190·10 <sup>9</sup>	0,3	1630·10 <sup>6</sup>
3	Beton mezipanelové zálivky	Beton	2196	29,7·10 <sup>9</sup>	0,2	33,1·10 <sup>6</sup>

4	Zálivková výztuž	Ocel	7850	$200 \cdot 10^9$	0,3	$500 \cdot 10^6$
5	Beton zalití čel	Beton	2196	$29,7 \cdot 10^9$	0,2	$33,1 \cdot 10^6$
6	Roznášecí podložky	Ocel	7850	$210 \cdot 10^9$	0,3	$355 \cdot 10^6$

Betonové části jsou modelovány multilineárním pracovním diagramem s izotopickým zpevněním vytvořeným aproximací parabolického pracovního diagramu dle ČSN EN 1992-1-1 3.1.7. Materiálovým modelem předpínací výztuže je bilineární pracovní diagram s izotopickým zpevněním odpovídající ČSN EN 1992-1-1 3.3.6 (2005). Materiálový model ostatních ocelových materiálů je lineární pracovní diagram vyhovující požadavkům výše uvedené normy.

Jednotlivé body zlomů multilineárních a bilineárních pracovních diagramů jsou shrnuty do tabulky 2. Počátek je vždy v 0 a tangenta první větve (tj. mezi body 0 a 1) se musí rovnat modulu pružnosti. Příslušné pracovní diagramy jsou také zobrazeny na obrázku 4. Na vodorovné ose je vynesena poměrná deformace  $\varepsilon$  a na svislé ose je tahové, nebo tlakové napětí.

Celkové množství konečných prvků na desce a hmotnost příslušné části je uvedena v tabulce 3.

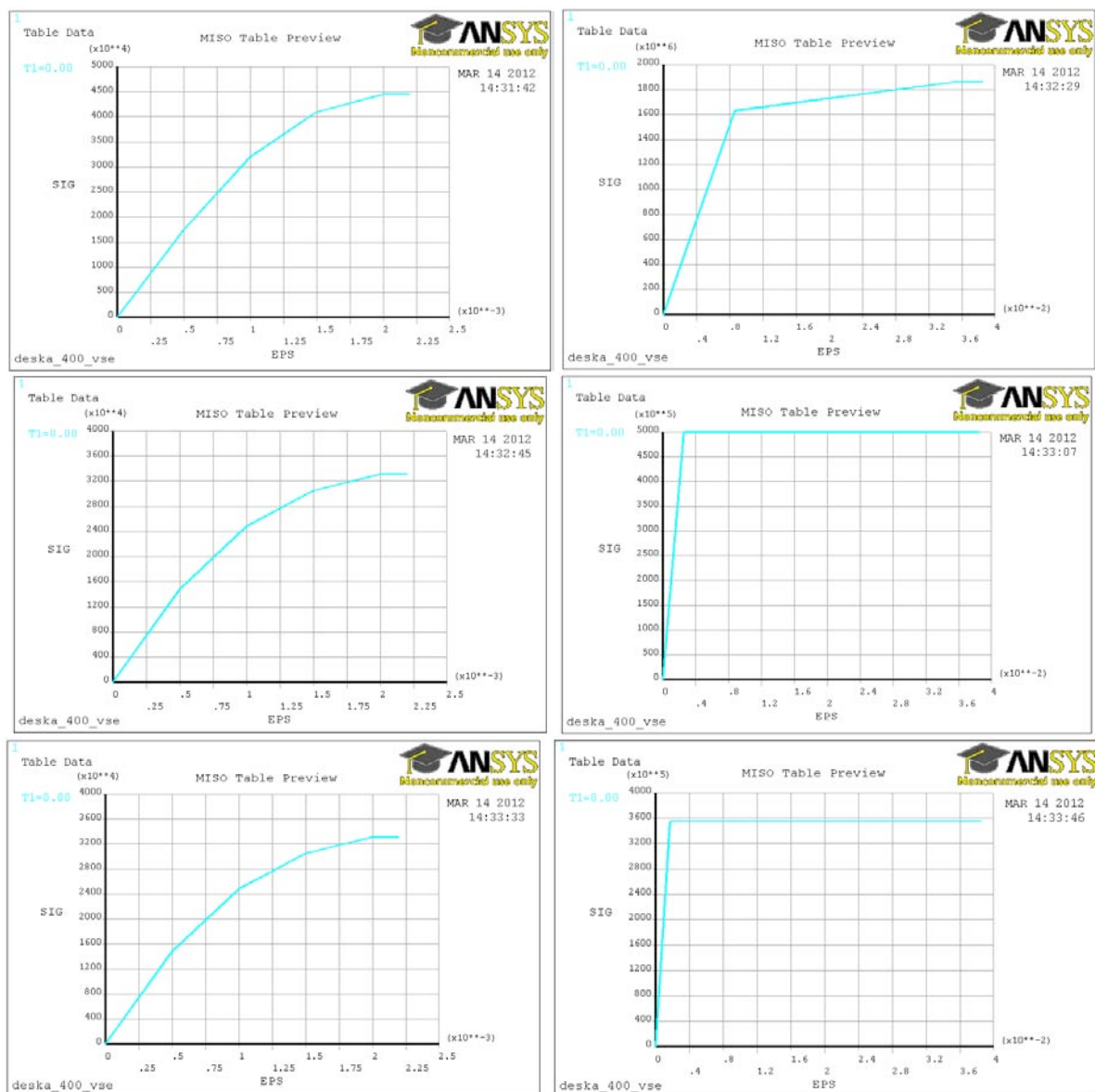
Tab. 2: Multilineární a bilineární charakteristiky pracovních diagramů materiálů

N.O	Bod 1		Bod 2		Bod 3		Bod 4	
	$\varepsilon$ [-]	f [Pa]	$\varepsilon$ [-]	f [Pa]	$\varepsilon$ [-]	f [Pa]	$\varepsilon$ [-]	f [Pa]
1	0,0005	$17,5 \cdot 10^6$	0,001	$32,0 \cdot 10^6$	0,0015	$41,0 \cdot 10^6$	0,002	$44,5 \cdot 10^6$
2	0,00858	$1,63 \cdot 10^9$	0,035	$1,86 \cdot 10^9$				
3	0,0005	$14,9 \cdot 10^6$	0,001	$24,8 \cdot 10^6$	0,0015	$30,5 \cdot 10^6$	0,002	$33,1 \cdot 10^6$
4	0,0025	$500 \cdot 10^6$	0,035	$500 \cdot 10^6$				
5	0,0005	$14,9 \cdot 10^6$	0,001	$24,8 \cdot 10^6$	0,0015	$30,5 \cdot 10^6$	0,002	$33,1 \cdot 10^6$
6	0,0017	$355 \cdot 10^6$	0,035	$355 \cdot 10^6$				

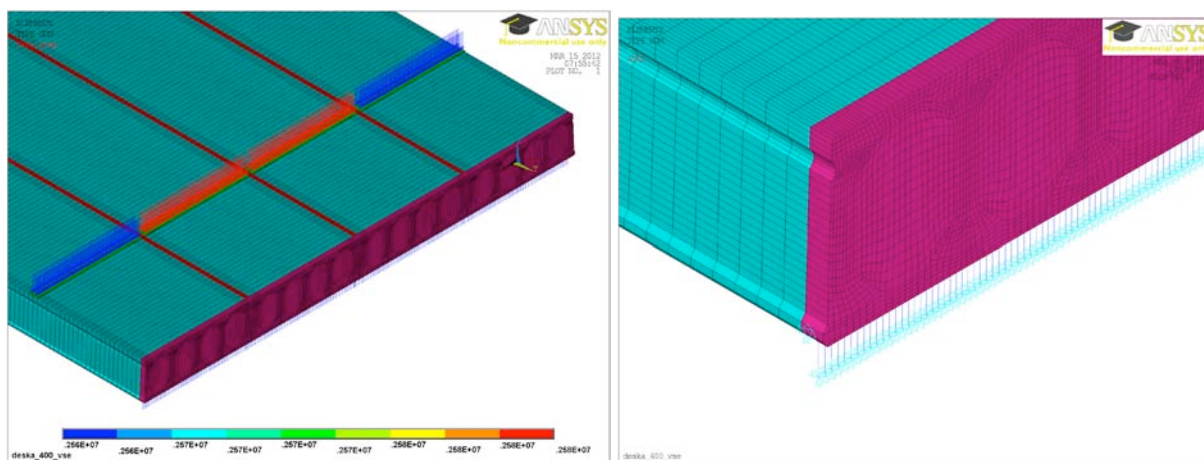
Tab. 3: Počet použitých konečných prvků a jejich celková hmotnost

N.O	Jméno	Typ	Počet konečných prvků [ks]	Hmotnost dílčí části [kg]
1	Beton předpjatých panelů	SOLID 185	1 424 160	18 726,9
2	Předpínací výztuž	BEAM 188	9 360	341,3
3	Beton mezipanelové zálivky	SOLID 185	65 880	795,0
4	Zálivková výztuž	BEAM 188	69	5,4
5	Beton zalití čel	SOLID 185	33 708	637,0
6	Roznášecí podložky	BEAM 188	832	36,2
Celkem			1 534 009	20 541,8

Proměnné zatížení na desce je umístěno ve vzdálenosti 1,2 m od čela desky. Při takto umístěném zatížení dojde nejprve k porušení desky smykem. V zatěžovacím testu je zatížení přenášeno přes složitou zatěžovací soustavu. Tato soustava je do modelu zjednodušena svou hmotností  $F_{z1} = 0,66$  kN a  $F_{z2} = 6,22$  kN. Zatížení je rozdílné pro krajní panely – index 1 a pro střední panely – index 2. Hodnota zatížení, při níž došlo k porušení smykem je v zatěžovacím testu  $F_1 = 295,1$  kN a  $F_2 = 292,2$  kN. Toto zatížení je přepočteno na roznášecí podložky o rozměrech 0,1 x 1,155 m jako tlak o hodnotě  $P_1 = 2,561$  MPa a  $P_2 = 2,584$  MPa. Hodnota a směr působení zatížení je zobrazena na obrázku 5.



Obr. 4 Multilineární a bilineární charakteristiky použitých materiálů



Obr. 5 Zatížení na desce a detail pružného podepření

Podepření je modelováno jako pružné pomocí dvouuzlových konečných prvků LINK 11 s definovanou tuhostí v souboru reálných konstant. Použité prvky mají délku 100 mm. Jedním uzlem jsou chyceny k betonové desce a v druhém uzlu mají definované přetvoření 0 mm ve všech směrech (vetknutí). Tuhost  $K$  je určena iteračně podle následujícího algoritmu:

**Krok 1:** Vložení velmi vysoké hodnoty tuhosti. Použita převrácená hodnota průhybu, která byla naměřena uprostřed rozpětí v zatěžovacím testu (1). Kde  $q$  je spojité zatížení nad příslušnou podporou, které je určeno jako součet 1/2 z stálého zatížení (hmotnost desky) a 86,7 % z proměnného zatížení v případě podpory 1 (betonový prut) nebo 13,3 % z proměnného zatížení v případě podpory 2 (ocelový prut).  $L$  je délka podpůrné konstrukce, což je 4,8 m.  $W$  je hodnota poklesu naměřená v zatěžovacím testu při kolapsu desky uprostřed rozpětí podpůrného prutu.  $w = 7,6$  mm pro podporu 1 a  $w = 5,9$  mm pro podporu 2.

$$K = EI = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{w} \quad (1)$$

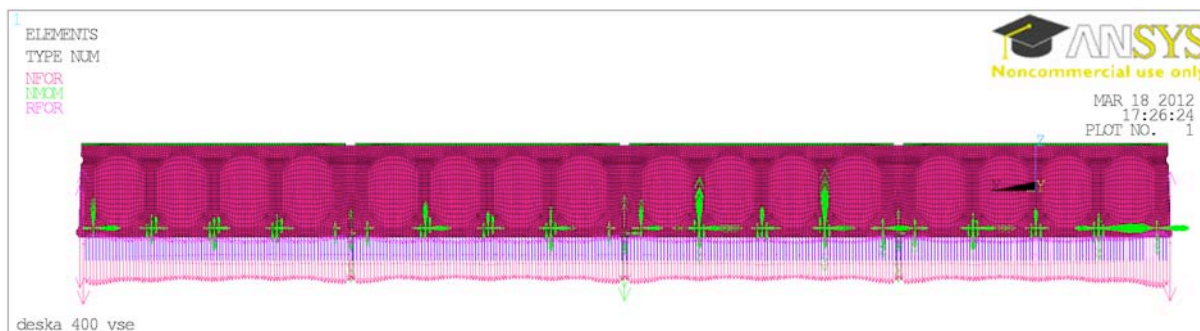
Použitá tuhost podpory 1 je  $K_1 = 217,8 \text{ MNm}^2$

Použitá tuhost podpory 2 je  $K_2 = 63,6 \text{ MNm}^2$

**Krok 2:** Zjištění reakcí  $R_n$  v jednotlivých podporách, kde  $n$  je číslo podpory. Vypočtení poklesu jednotlivých podpor  $w_n$  z rovnice ohybové čáry (2) (Šmiřák, 1999). Kde  $EI$  je tuhost z kroku 1,  $x_n$  je  $x$ -ová souřadnice podpory  $n$ ,  $L$  je délka podpory  $L = 4,8$  m. Tyto vypočtené poklesy podpor jsou požadovány od pružného podepření, takže následuje úprava tuhostí  $K_n$  podle vztahu (3). Tímto je každé pružině vložena jiná hodnota tuhosti. Reakce jsou zobrazeny na obrázku 6. Zvláště pěkně je vidět vyšší hodnota reakce pod žebry panelů a nižší hodnota reakce pod dutinami.

$$w_n = \frac{q}{24EI} \cdot x_n \cdot (L^3 - 2Lx_n^2 + x_n^3) \quad (2)$$

$$K_n = \frac{R_n}{w_n} \quad (3)$$



Obr. 6 Deformace pružné podpory

**Krok 3:** Zjištění reakcí  $R_n$  a úprava tuhostí  $K_n$  podle vztahu (3) pro nové reakce  $R_n$ . Tyto reakce jsou jiné, protože dojde k přerozdělení vnitřních sil z důvodů rozdílné tuhosti pružin.

**Krok 4:** Opakování kroku 3 dokud není změna reakce  $R_n$  zanedbatelná. Jako kritérium je zvolena poměrná změna reakce  $R_n$  o 5 % pro dvě následující iterace alespoň na 90 % pružin.

Jednotlivé kroky iterace vyžadují opakované spuštění celého výpočtu se změnou tuhosti pružin. Přičemž právě vždy dvě pružiny jsou definovány shodným elementem a reálnou konstantou. Konstrukce je symetrická. Celkem je definováno 688 pružin a 4 pevné posuny 0 mm jako okrajová podmínka (2 pro každý podpůrný prut). Z toho vyplývá, že je definováno celkem 688 elementů typu LINK 11 seskupených do souboru elementů o 344 položkách, kde má každý vlastní reálnou konstantu.

### 3. Nastavení výpočtu

Výpočet je proveden metodou Newton-Raphson v 10 zatěžovacích krocích a je použit přímý řešič pro řídké matice. Výsledky jsou ukládány pro každý zatěžovací krok. Jsou povoleny velké deformace a není povoleno automatické snížení počtu zatěžovacích kroků v případě rychle konvergence.

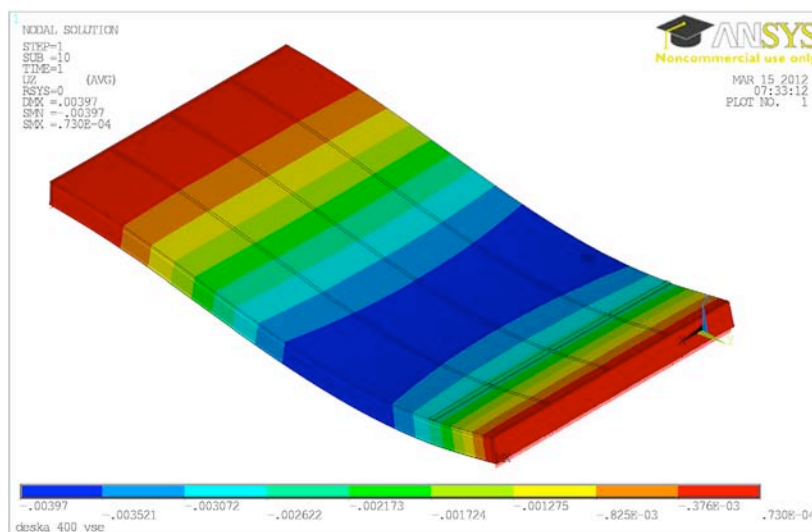
Řešič sestavil soustavu 5 137 840 lineárních rovnic. Její řešení výše uvedenou metodou pro všechny zatěžovací kroky trvalo 12 hodin. Ke konvergenci docházelo v průměru po dvou iteračních krocích.

Konfigurace použitého počítače je následující:

Processor: 2 x Intel® Xenon® X5650 2,67 GHz (6 jader každý), technologie 32 nm  
RAM: 49 150 MB

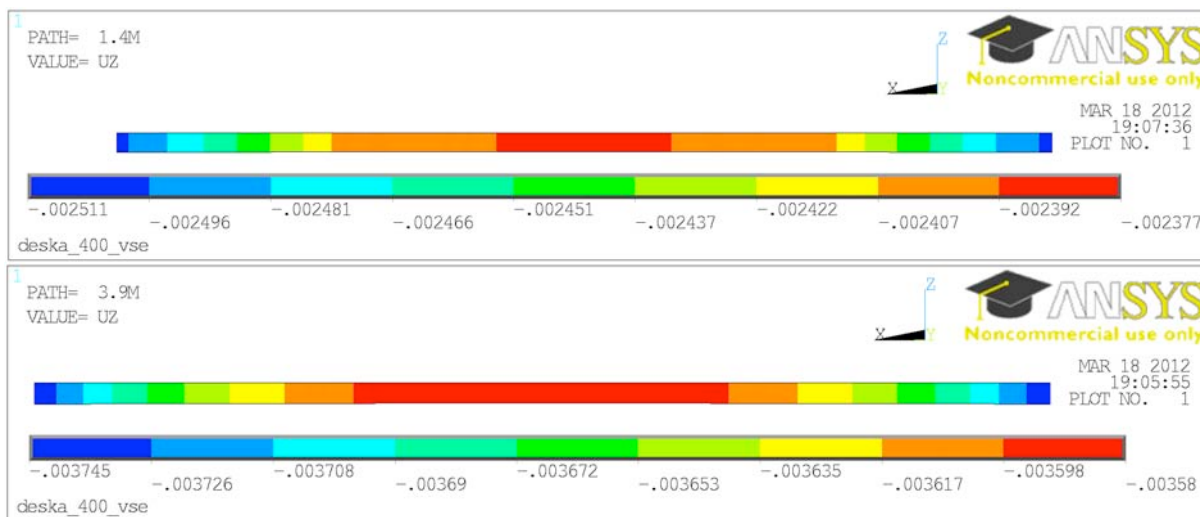
#### 4. Výsledky

Z důvodů velké časové náročnosti provedení iterace tuhosti podepření jsou prezentovány výsledky po 1. iteraci tuhosti podepření. Tj. hodnota tuhosti je stejná pro všechny pružiny.



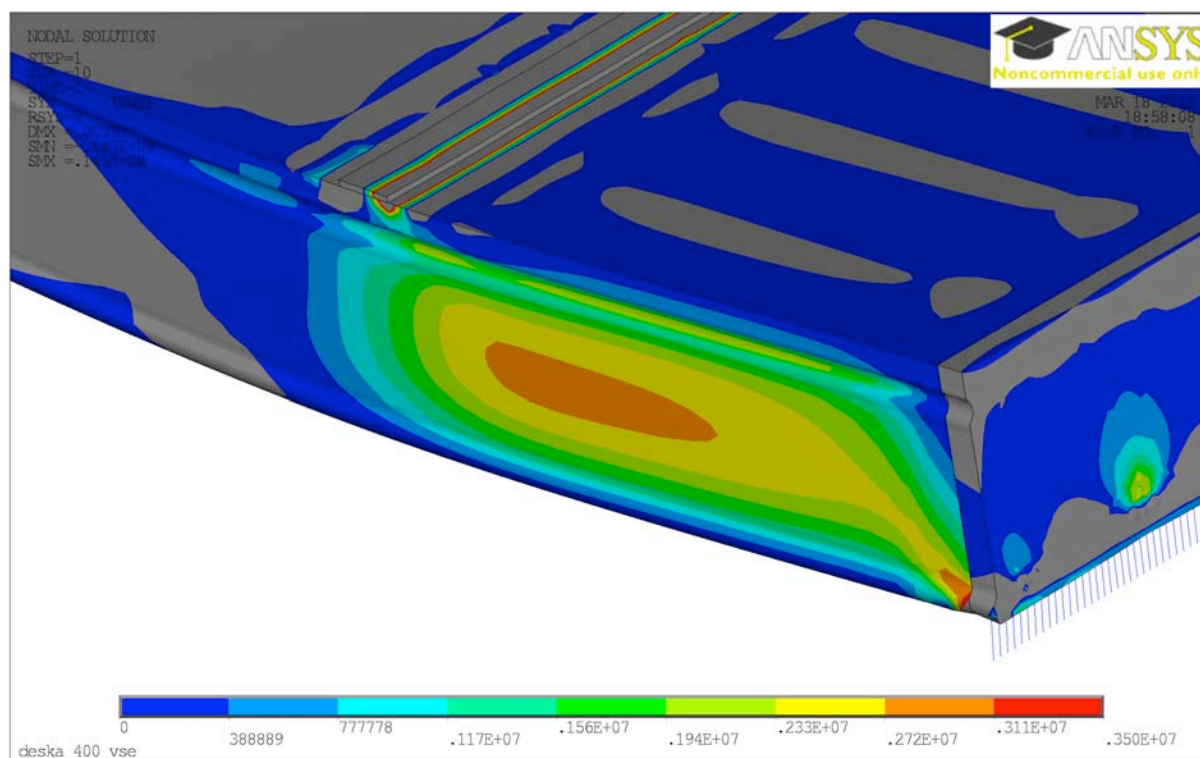
Obr. 7 Deformace desky po prvním kroku iterace tuhosti podepření

Na obrázku 7 je vidět deformace desky pod zatížením. Vypočtené deformace jsou ve vzdálenosti 1,4 m od čela desky a 3,9 m od čela desky. Tyto deformace jsou zobrazeny na obrázku 8.



Obr. 8 Průběh deformace desky ve vzdálenosti 1,4 a 3,9 m od čela po prvním iteračním kroku

Průběh smykových napětí v rovině YZ (rovině v níž leží žebra desky) je zobrazen na obrázku 9. Pro vykreslení průběhu smykových napětí bylo nutno změnit barevnou škálu výsledků na 0 – 3,5 MPa. Důvodem je vznik velmi velké špičky smykových napětí na hraně roznášecí podložky o hodnotě okolo 8 MPa, která značně zhrubuje přesnost automaticky generované barevné škály.



Obr. 9 Průběh smykových napětí po prvním kroku iterace tuhosti podepření

## 5. Závěr

Průběhy smykových napětí lze srovnávat s skutečným zatěžovacím testem. V zatěžovacím testu se při stejném zatížení náhle objevila smyková trhlinka ve stejných místech, jako se vypočetlo zvýšené smykové napětí. Kořeny trhliny začali vznikat pod roznášecími podložkami a v místě podepření. Toto místo vzniku trhlin je na obrázku 8 prokázáno. Stejně tak je prokázáno pole zvýšeného smykového napětí mezi roznášecí podložkou a podepřením.

Odchyly vypočtených výsledků od naměřených jsou způsobeny hlavně použitím zjednodušených materiálových charakteristik, neuvažováním pružno-plastického chování betonu, a také je uvažován zjednodušený model předpětí, jehož charakteristiky jsou převzaty od výrobce panelů.

## Reference

- ČSN EN 1992-1-1 (2005) Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. Český normalizační institut, Prague.
- Kršík, J. (2012) Modelování dutinového panelu Spiroll v programu ANSYS, in: *14<sup>th</sup> International Conference of PhD Students – JUNIORSTAV 2012* Brno University of Technology, Brno, p. 274
- Navrátil, J. (2008) *Předpjaté betonové konstrukce*, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno.
- Pajari, M. (2006) *Load test on hollow core slab floor with prestressed concrete beam*. Research report NO VTT-S-07331-06, Technical Research Centre of Finland (VTT), Helsinki, 76 p.
- Šmířák, S (1999) *Pružnost a plasticita I pro distanční studium*, Akademické nakladatelství CERM, s.r.o., Brno.