



# **SOFTWAREVÁ PODPORA NÁVRHU OCELOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ**

Praha, září 2010

---

České vysoké učení technické v Praze

## Obsah

F. Wald	Předmluva .....	5
J. Studnička	1 Statický výpočet a software.....	7
J. Macháček	2 Globální analýza konstrukce v ČSN EN 1993 .....	9
J. Dolejš	3 Zatížení konstrukcí větrem podle ČSN EN 1991-1-4 .....	15
K. Mikeš	4 Imperfekce prostorových konstrukcí.....	26
Z. Sokol	5 Navrhování styčníků podle ČSN EN 1993-1-8 .....	38
F. Wald	6 Obecná metoda pro vzpěr a klopení .....	48
F. Papp, J. Szalai		
J. Vídenský		
M. Eliášová	7 Členěný prut .....	58
J. Podval		
M. Jandera	8 Průřezy 4. třídy .....	68
T. Rotter	9 Spřažený ocelobetonový plnostěnný most .....	83
J. Macháček	10 Spřažené příhradové mostní nosníky .....	92
M. Čudejko		
F. Wald	11 Výstupy evropských projektů RFCS .....	98
E. Thöndel, S. Jirků		
M. Vodolan	12 Styčnický lehkých dřevěných střešních konstrukcí .....	108
P. Kuklík		
A. Kuklíková		
P. Kuklík	13 Ztužidla lehkých dřevěných střešních konstrukcí .....	118
A. Tajbr		
J. Vídenský	14 Nosníky z lepeného dřeva vystavené příčnému tahu za ohybu .....	124
Z. Kódera		
F. Wald	15 Přehled činnosti katedry v roce 2009 .....	135
Z. Kalinová		



## PŘEDMLUVA

Předkládaná monografie navazuje na texty, které připravil kolektiv katedry ocelových a dřevěných konstrukcí pro seznámení technické veřejnosti s evropskými návrhovými normami při jejich přechodu od předběžných textů ke konečným normám. Starší monografie katedry jsou k dispozici na URL: [www.ocel-drevo.fsv.cvut.cz](http://www.ocel-drevo.fsv.cvut.cz). Letošní texty jsou zaměřeny na využití volně dostupného i komerčního software pro navrhování podle současných norem.

Naši studenti mají příležitost se s informatikou při navrhování seznámit v předmětech Numerické modelování ocelových a dřevěných konstrukcí, YMOD, které si vzali na starost prof. Macháček a Ing. Mikeš, a Systémy CAD/CAM v ocelových a dřevěných konstrukcích, XCOD, které si vzali na starost prof. Wald a Ing. Vídenský. Editace monografie se laskavě ujal doc. Ing. Tomáš Rotter, CSc. a Z. Kalinová.

Při návrhu lze rozlišit tři stupně přesnosti/náročnosti předpovědi chování konstrukce. Nejjednodušší je návrh pomocí tabulek a jednoduchých osvědčených postupů, který se využívá např. pro požární návrh ocelobetonových konstrukcí. I pro tento nejjednodušší návrh je k dispozici softwarová podpora, viz URL: [access-steel.com](http://access-steel.com).

V současnosti se ocelových a dřevěných konstrukcí nejčastěji navrhuji analytickými postupy, které jsou založeny na mechanickém modelování ověřenými zkušenostmi generací inženýrů. Současné verze analytických modelů integrují řadu poznatků a jsou komplikované, ale i překvapivě přesné, např. mechanické modely metodou komponent pro styčníky ocelových konstrukcí. Jejich praktické použití bez podpory informačními nástroji umožňuje jen obtížně využít všechna vstupní data a splnit celý rozsah okrajové podmínky. Při jejich tvorbě se s algoritmizací počítalo a nelze si nevšimnout, že jsou pro ni v textech norem přímo formulovány. Při seznamování studentů s těmito modely formou řešených příkladů nelze texty připravit bez zjednodušení, které vede na správné řešení, ale nezajišťuje ověření všech podmínek, které jsou algoritmem normy požadovány.

Pokročilý návrh diskretními metodami je založen na podpoře výpočetními programy. Jak v tomto případě postupovat pro zajištění požadované spolehlivosti je popsáno a konkretizováno pro globální analýzu prutové konstrukce v ČSN EN 1993-1-5, příloha C Analýza metodou konečných prvků.

Vydání monografie bylo podpořeno výzkumným záměrem VZ MSM 6840770001 Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních konstrukcí, jehož řešitelem je prof. Jiří Witzany a koordinátorem na katedře prof. Jiří Studnička.

V Praze 31. 7. 2010

František Wald



## STATICKÝ VÝPOČET A SOFTWARE

Historický název „statický výpočet“ v sobě dnes zahrnuje veškeré výpočty sloužící ke stanovení dimenzí jednotlivých prvků ocelové konstrukce a může tedy obsahovat kupř. i dynamická posouzení či posudky související s požárním návrhem konstrukce. Protože statický výpočet představuje klíčový dokument zajišťující odpovídající spolehlivost/bezpečnost konstrukce, byla vždy u technické veřejnosti touha a potřeba mít tento výpočet pod kontrolou v tom smyslu, že měl/mohl být odsouhlasen či zrevidován třetí osobou, což se také v dávných dobách, kdy statik používal jen logaritmické pravítko, někdy dělo, i když náš systém kontroly nebyl nikdy tak propracován jako kupř. v Německu.

Situace se významně změnila v okamžiku, kdy statici začali využívat počítačů pracujících podle výpočetních programů. Z praktických důvodů se sice záhy došlo k poznatku, že za výpočet nemůže zodpovídat (i v tomto případě) nikdo jiný než sám autor výpočtu, ale potřeba kontroly (reálně prováděné nebo alespoň možné) takto provedeného výpočtu vystupuje znovu a znovu do popředí tak, jak se výpočty ve skutečnosti stávají objemnějšími a zcela nekontrolovatelnými. Ze snah stavovských organizací je patrná snaha statický výpočet standardizovat, viz např. dokumenty ČKAIT [1.1], či ČBS [1.2], případně bylo vyvinuto (neúspěšné) úsilí vložit nějaká ustanovení o kontrole statického výpočtu dokonce do normy [1.3].

Autor tohoto příspěvku byl organizátory semináře (nejspíše vzhledem k věku) požádán o stanovisko k možnosti a potřebě kontroly statických výpočtů podporovaných ve větší či menší míře softwarem, neboť to je téma celého semináře. Je zjevné, že jde o choulostivé téma s velkým rozpětím názorů a autor si je vědom, že sotva může přinést do diskuse něco významně nového. Navíc o sobě rozhodně nemůže říci, že by byl odborníkem na současné softwary. Laskavý čtenář necht' proto bere tento příspěvek jako pouhý úvodník k hlubší debatě, která pravděpodobně proběhne na semináři k jednotlivým odborným příspěvkům. Ještě zdůrazněme, že se mluví pouze o navrhování podle současných norem, nikoli kupř. o plně pravděpodobnostním navrhování konstrukcí.

Zřejmě bude shoda nad tím, co má statický výpočet obsahovat:

- identifikaci řešeného objektu s údaji o investorovi a zhotoviteli stavby,
- identifikaci autora statického výpočtu,
- podklady a vstupní údaje (zatížení, materiál, požární požadavky atd.),
- použité normy, literatura

- koncepční schéma konstrukce,
- popis výpočetního modelu a použitého softwaru,
- vstupní údaje,
- výsledky uvedené v přehledné formě (rozlišit mezní stav únosnosti a mezní stav použitelnosti, uvést rozhodující zatěžovací stavy, návrhové vnitřní síly, dimenzování průřezů, deformace, atd.)

Pokud jde o kontrolovatelnost výpočtu, nabízejí se sice všemožná slovní vyjádření typu „musí být jednoduše kontrolovatelný“, nebo „musí být srozumitelný“ apod., avšak pokud se skutečně zamyslíme nad těmito slovními spojeními, zjistíme, že jakkoli rafinovaně formulovaná souvětí nikdy nebudou moci být vymahatelná, protože co je pro někoho zcela srozumitelné či jednoduché, pro jiného je zcela nepřehledným a nepochopitelným zmatkem, atd.

Zbývá tedy pouze jediné: chovat se korektně a předpokládat, že náš výpočet dříve nebo později bude zkoumán další osobou a že bychom měli této osobě vyjít vstříc výpočtem, o kterém se alespoň zčásti dá říci, že je „přátelský“. Minimalistický obsah takového dokumentu byl uveden výše. V této souvislosti lze podotknout, že v podrobnostech co má statický výpočet obsahovat je asi nejpropracovanější dokument [1.2], i když je cílen především na betonové konstrukce.

Nakonec snad lze upozornit již jen na jediné. Znalosti nově graduovaných stavebních bakalářů a stavebních inženýrů v oboru statiky, mechaniky, pružnosti či teorie navrhování nezadržitelně a plynule klesají a schopnost odhadnout věrohodnost nějakých počítačem stanovených veličin triviálním ověřovacím výpočtem se u nich postupně zcela ztrácí. Protože přirozeně u mladých adeptů chybějí i zkušenosti, jsme stále blíže situaci, kdy „tlačítková“ generace statiků svým výpočtům „věří“, bohužel je nedovede zkontrolovat. Že v této situaci nabývá vnější kontrola na významu je zřejmé, jak ji ale usnadnit či vůbec umožnit jinak než paralelním výpočtem není jasné.

Úplným závěrem by se hodilo něco optimistického: bohužel nic takového ohledně kontrolovatelnosti statických výpočtů na obzoru není a nezbývá než doufat, že inženýrské společenství v budoucnosti nějakou univerzální a široce použitelnou metodu kontroly objeví.

## **Literatura**

- [1.1] Statický výpočet, doporučený technický standard, skupina statika a dynamika, soubor 5, č.17, ČKAIT 2002;
- [1.2] Technická pravidla ČBS 01, statické výpočty, ČBS 2006;
- [1.3] První návrh ČSN 73 2601 Provádění ocelových konstrukcí, IOK 2010, neschváleno.

## GLOBALNÍ ANALÝZA KONSTRUKCE V ČSN EN 1993

### 2.1 Úvod

Principy globální analýzy ocelových a spřažených konstrukcí (tj. výpočet vnitřních sil, posunů a natočení) jsou v Eurokódu popsány v částech ČSN EN 1993-1-1, ČSN EN 1993-1-5 a ČSN EN 1993-1-7. V následujícím textu jsou popsány odtud plynoucí zásady pro pevnostní a stabilitní analýzu konstrukcí, které autor podrobně popsal v [2.1],[2.2].

### 2.2 Modelování konstrukce

#### a) Modelování konstrukce a základní předpoklady:

Analýza musí být založena na výpočetním modelu konstrukce, který je vhodný pro příslušný mezní stav a který dostatečně vystihuje chování průřezů, prvků, spojů a uložení. Požadavky na modelování metodou konečných prvků (MKP) jsou uvedeny v ČSN EN 1993-1-5.

#### b) Modelování spojů a přípojí:

Účinky chování spojů/přípojí na rozdělení vnitřních sil v konstrukci a na celkové deformace konstrukce mohou být zanedbány, nejsou-li významné (tj. s výjimkou polotuhých spojů/přípojí). Obecně se předpokládají 3 modely spojů/přípojí:

- **kloubový spoj/přípoj**, u kterého lze předpokládat, že nepřenáší ohybové momenty;
- **tuhý spoj/přípoj**, u kterého lze v globální analýze předpokládat, že jeho tuhost a únosnost zajišťuje plnou spojitost prvků;
- **polotuhý spoj/přípoj**, jehož chování je zapotřebí v globální analýze uvážit.

Požadavky na různé typy spojů a jejich modely jsou uvedeny v ČSN EN 1993-1-8.

#### c) Interakce podloží a konstrukce:

Deformační charakteristiky podpěr se mají uvážit, pokud jsou významné. Návod pro výpočet interakce podloží a konstrukce je uveden v ČSN EN 1997.

### 2.3 Globální analýza obecně

Druhy analýz popisuje ČSN EN 1993-1-7 v tab. 5.1. Z hlediska uvážení účinků přetvořené geometrie lze postupovat lineárně (rovnice rovnováhy jsou sestaveny na počáteční nedeformované geometrii konstrukce a používají se lineární geometrické vztahy mezi vnitřními silami a deformacemi pro tzv. malé deformace), nebo geometricky nelineárně. Geometricky nelineární analýza používá rovnice rovnováhy na deformované konstrukci a nelineární geometrické vztahy pro tzv. velké deformace. Přibližně lze i v tomto případě použít lineární geometrické vztahy (malé deformace) jako u lineární analýzy a toto zjednodušené nelineární řešení se potom nazývá teorie 2. řádu; naopak lineární analýza s malými deformacemi se často označuje jako řešení 1. řádu. V první polovině 20.



století se nějaký čas nesprávně označovala geometricky nelineární analýza s velkými deformacemi jako analýza 3. řádu. Odtud plyne vhodné rozdělení globálních analýz s terminologií podle Eurokódu:

***Pružnostní analýzy:***

LA	lineární analýza;
LBA	lineární bifurkační analýza;
GNA	geometricky nelineární analýza (popř. přibližná teorie 2.řádu);
GNIA	geometricky nelineární analýza s imperfekcemi.

***Plasticitní analýzy:***

MNA	materiálově nelineární analýza;
GMNA	geometricky a materiálově nelineární analýza;
GMNIA	geometricky a materiálově nelineární analýza s imperfekcemi.

## 2.4 Pružnostní analýzy, účinky přetvořené geometrie konstrukce podle Eurokódu

Účinky přetvořené geometrie (podle Eurokódu ***účinky 2. řádu***) se mají uvažovat, jestliže jejich vliv na zvýšení účinků zatížení je významný nebo když podstatně mění chování konstrukce (obvykle se uvažují pro řešení problémů stability, obloukové a lanové konstrukce).

Běžnou analýzu prvního řádu (LA) lze použít, pokud zvýšení vnitřních sil nebo jiné změny v chování konstrukce vznikající v důsledku deformací lze zanedbat. Splnění této podmínky se předpokládá, jestliže je dodržen vztah (5.1) podle ČSN EN 1993-1-1, tj.:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \text{ pro pružnostní analýzu,} \quad (2.1)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \text{ pro plasticitní analýzu,} \quad (2.2)$$

kde  $\alpha_{cr}$  je součinitel, vyjadřující zvýšení ***návrhového zatížení*** pro dosažení ztráty stability v pružném stavu, který se získá běžným softwarem LBA (lineární bifurkační analýzou);

$F_{Ed}$  návrhové zatížení konstrukce;

$F_{cr}$  kritické zatížení konstrukce (dosažení bifurkace rovnováhy), vypočtené pro počáteční tuhosti v pružném stavu.

Hodnota  $\alpha_{cr} = 10$  je smluvní hodnotou, zajišťující 10ti násobnou bezpečnost proti ztrátě stability ideální konstrukce (v plasticitě je zvýšena na 15 v důsledku nelineárních vlastností materiálu v mezním stavu únosnosti při vytvoření plastických kloubů, nebo když se projeví významné nelineární deformace polotuhých spojů).

Portálové rámy s mírným sklonem střechy (přibližně do 26 °) a rovinnou konstrukci z nosníků a sloupů je možné v pozemních stavbách posuzovat analýzou 1. řádu, jestliže je uvedená podmínka splněna pro každé podlaží. Pro tyto konstrukce je možné  $\alpha_{cr}$  vypočítat z přibližného vztahu (5.2) podle

ČSN EN 1993-1-1, pokud osový tlak v nosnících nebo krokách „není významný“ (jedná se totiž o vztah pro vybočení s tzv. posunem styčníků, takže nezahrnuje vybočení dílčích prutů, viz dále), tj.:

$$\alpha_{cr} = \left( \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left( \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (2.3)$$

kde  $H_{Ed}$  je **návrhová** hodnota vodorovných reakcí v patě podlaží od vodorovných zatížení (např. od větru) včetně fiktivních vodorovných zatížení od imperfekce (náklonu) soustavy, viz čl. 5.3.2 v ČSN EN 1993-1-1 (v obr. 2.1:  $H_{Ed} = H_1 + H_2$ );

$V_{Ed}$  celkové **návrhové** svislé zatížení konstrukce v patě podlaží (v obr. 2.1:  $V_{Ed} = V_1 + V_2$ );

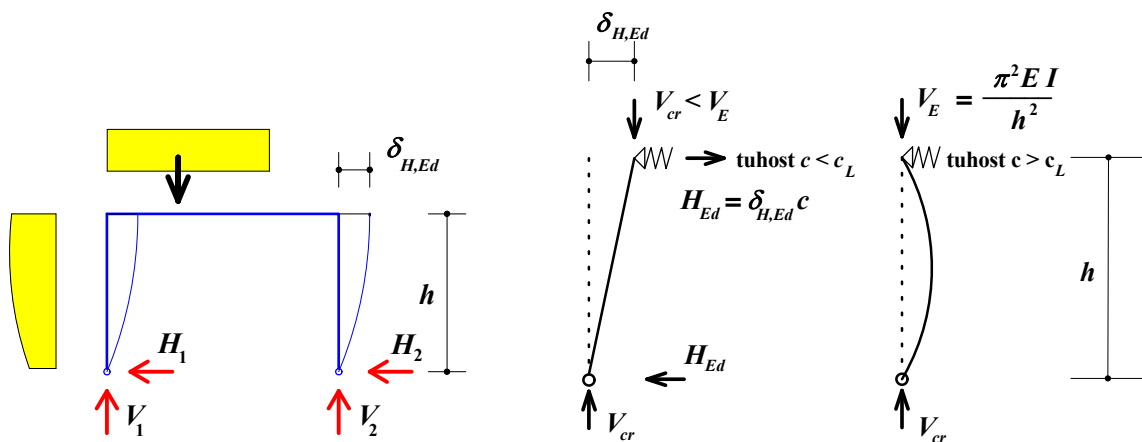
$\delta_{H,Ed}$  vodorovné posunutí horní úrovně podlaží vůči patě podlaží při zatížení vyvolávajícím výše uvedené reakce;

$h$  výška podlaží.

Tento vztah byl odvozen z momentové podmínky rovnováhy pro vybočení kloubového prutu pružně podepřeného na jednom konci, s malou tuhostí podepření (viz obr. 2.1):

$$V_{cr} \delta_{Ed} = H_{Ed} h \quad (2.4)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{V_{cr}}{V_{Ed}} = \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \quad (2.5)$$



Označení pro výsledný vztah.

Obrázek pro odvození.

Obr. 2.1 Odvození vztahu pro  $\alpha_{cr}$  při vybočení s posunem styčníků.

Podmínka Eurokódu 3, aby tlak v prutech nebyl významný, je splněna pro:

$$\bar{\lambda} \geq 0,3 \sqrt{\frac{A f_y}{N_{Ed}}} \quad (2.6)$$

kde  $N_{Ed}$  je návrhová hodnota tlakové síly;

$\bar{\lambda}$  poměrná štíhlost pro vybočení v rovině, vypočtená pro prut uvažovaný s klouby na koncích, tj. pro vzpěrnou délku rovnou systémové délce.

V této souvislosti je třeba opětovně poznamenat, že pokud tlak v prutech významný je (tzn. podmínka (2.6) splněna není), dochází k vybočení dílčích prutů a LBA dává obecně mnohem nižší hodnoty  $\alpha_{cr}$  než přibližný vztah (2.3). Při posouzení stability s použitím vztahu (2.3) se proto pruty posuzují přibližně na vzpěr se systémovou délkou, viz dále.

V běžné globální analýze se neuvažuje vliv prokluzu ve šroubových dírách, spřahovacích trnech, kotevních šroubech apod. Ve styku momentově namáhaných prvků pomocí čelních desek a šroubů v tahu lze doporučit použití předpjatých šroubů, jinak je nutné počítat s vlivem prodloužení šroubů od napětí.

## 2.5 Stabilita prutových konstrukcí

Konstrukce splňující podmínky (2.1), popř. (2.2), lze označit jako „**konstrukce řešené podle teorie 1. řádu**“ a považovat jejich zatížení za tak nízké, že ke ztrátě stability prutů ani soustavy nedojde (při použití přibližného vztahu (2.3) musí vyhovovat stabilita prutů podle (2.6)). Konzervativně lze tlačené prvky takové konstrukce posoudit na vzpěrný tlak se vzpěrnou délkou rovnou systémové délce. Podle Eurokódu 3 lze dokonce prvky pro něž platí  $N_{cr}/(\gamma_M N_{Ed}) \geq 25$  posoudit na prostý tlak. Konstrukce nesplňující uvedené podmínky lze označit jako „**konstrukce řešené podle teorie 2. řádu**“ [2.3].

**Ověření stability konstrukcí řešených podle teorie 2. řádu vyžaduje zavedení imperfekcí.** Při pružnostním řešení lze potom pro  $\alpha_{cr} < 10$  postupovat obecně třemi způsoby:

**a) Geometricky nelineárním řešením imperfektní konstrukce (GNIA).** Účinky 2. řádu a globálních i prutových imperfekcí jsou potom zahrnuty ve výsledných vnitřních silách a posouzení jednotlivých tlačných a ohýbaných prutů se provede pouze na prostý tlak a prostý ohyb. Toto řešení je náročné na software, zavedení imperfekcí soustavy i prutů a následné vyhodnocení.

**b) Geometricky nelineárním řešením (GNA) konstrukce pouze s globální imperfekcí** (podle Eurokódu jde o tzv. „imperfekci soustavy“, tj. náklon patrových konstrukcí, zaváděný obvykle fiktivními vodorovnými silami v úrovni pater). Posouzení jednotlivých prutů konstrukce se potom provede pro výsledné momenty a osově síly, pro něž lze konzervativně brát vzpěrné délky rovné systémovým délkám (např. pro sloupky rovné výšce patra, pro příčle vzdálenosti sloupů nebo styčníků apod.).

Pro  $\alpha_{cr} \geq 3$  a odpovídá-li první vlastní tvar konstrukce vybočení styčníků (získá se LBA), lze řešit účinky 2. řádu od posuvu styčníků **přibližně** metodou zvětšených sil. Pro jednoduché rámy a pravidelné vícepatrové skelety se vodorovné zatížení (např. od větru a globálních imperfekcí) zvýší součinitelem 2. řádu (dává hodnotu 1,11 až 1,5):

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \geq 1 \quad (2.7)$$

kde  $\alpha_{cr}$  se může přibližně stanovit podle (2.5). Posouzení jednotlivých prutů se provede pro vnitřní síly, pro něž lze opět konzervativně brát vzpěrné délky rovné systémovým délkám prutů, neboť vztah (2.5) zahrnuje vybočení s posunem styčníků.

**c) Často se soustava řeší teorií 1. řádu bez imperfekcí**, určí se vzpěrné délky prutů podle globálního vybočení (tzn. pro dané uložení, včetně možných posunů/pootočení) a na vzpěr se posoudí pro takto určené ekvivalentní pruty. Tato metoda se používala zejména v minulých desetiletích. Vzpěrné délky jednotlivých prutů  $i$  pro daný zatěžovací stav lze určit LBA:

$$L_{cr,i} = \sqrt{\frac{\pi^2 E I_i}{N_{cr,i}}} = \sqrt{\frac{\pi^2 E I_i}{\alpha_{cr,i} N_{Ed,i}}} \quad (2.8)$$

kde  $\alpha_{cr,i}$  je výše uvedený poměr  $F_{cr}/F_{Ed}$  získaný LBA pro daný zatěžovací stav, odpovídající vybočení prutu  $i$ ;

$N_{Ed,i}$  osová síla v posuzovaném tlačném prutu  $i$ .

Odtud je zřejmé, že použití nejnižší hodnoty  $\alpha_{cr,1}$ , odpovídající ztrátě stability některého prutu nebo celé konstrukce, je konzervativní hodnotou pro určení vzpěrné délky všech prutů podle vztahu (2.8).

Aplikuje-li se tento způsob pouze na sloupy, nejsou účinky 2. řádu od vybočení s posunem styčníků zahrnuty v příčlích. Lze proto potom doporučit zvětšení momentů na příčlích od vodorovných posunů cca o 20 % (Eurokód toto doporučení uváděl pouze v předběžné verzi).

Vzpěrné délky prutů pro různé uložení v konstrukci jsou rovněž k dispozici v klasické literatuře (tabulky, vzorce, grafy).

**Obecně však s dostupným softwarem** není třeba stanovovat vzpěrné (popř. analogicky pro momentové namáhání klopné) délky. Pro posouzení je vhodnější použít kritické vnitřní síly ( $N_{cr}$ , popř.  $M_{cr}$ , je-li takový software k dispozici) stanovené LBA přímo ke stanovení poměrných štíhlostí:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{A f_y}{\alpha_{cr} N_{Ed}}} \quad \text{popř.} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{\alpha_{cr} M_{Ed}}} \quad (2.9)$$

Podle dostupného softwaru reprezentuje  $\alpha_{cr}$  obecně ztrátu stability pro ohybové vybočení v rovině konstrukce (řešení 2D), pro prostorové vybočení (řešení 3D), prostorové vybočení se zkroucením (řešení 3D, jsou-li zavedeny pruty se 7° volnosti v uzlech zahrnující deplanaci průřezů), nebo i klopení, je-li řešena stabilita ohýbaných, příčně zatížených prutů.

Je ovšem nutné znovu zdůraznit, že  $\alpha_{cr}$  má odpovídat vybočení posuzovaného prutu (nižší hodnoty jsou konzervativní) a dále že při změně průřezů během posouzení konstrukce se stabilitní parametry změní.

## 2.6 Plasticitní globální analýzy

Plasticitní (materiálově nelineární) globální analýzy jsou možné u konstrukcí splňujících požadavky na materiál (poměr  $f_u/f_y$ , tažnost, poměrné přetvoření), třídu průřezu (třída 1, symetrie

v plastickém kloubu) a na prut (podepření v místech rotačních plastických kloubů), [2.3]. Softwary pro řešení používají následující metody:

- **nelineární plasticitní analýzu** s rozvojem plastických zón (přírůstkové řešení s tangentovými modulárními maticemi),
- **přibližnou pružnoplasticitní** popř. **tuhoplasticitní analýzu** s postupným tvořením plastických kloubů v prutech a vedoucí k vytvoření kinematickému mechanismu.

Sofistikované softwary umožňují současné řešení geometrické i materiálové nelinearity (GMNA), popř. s imperfekcemi (GMNIA). Jedná se o diskrétní řešení, zejména MKP.

**Požadavky na MKP** uvádí ČSN EN 1993-1-5, příloha C. Kromě zřejmých požadavků na použití MKP pro statické výpočty, modelování konstrukce i materiálu a zavedení imperfekcí uvádí i kritéria mezních stavů potřebná pro vyhodnocení výsledků řešení.

Zatížení se aplikuje se součiniteli zatížení a jejich kombinací podle příslušného mezního stavu. Pro stanovení mezního stavu lze zjednodušeně zvyšovat tato zatížení jednotným násobitelem zatížení  $\alpha$ . Jeho hodnota pro dosažení MSÚ (mezního stavu únosnosti),  $\alpha_u$ , se stanoví:

- u konstrukcí při ztrátě stability (bouléním, vybočením) jako maximální dosažená hodnota,
- u konstrukcí bez ztráty stability (s taženými zónami) jako hodnota při dosažení hlavní membránové poměrné deformace (doporučuje se 5 % v krajních vláknech, nebo 0,2 % trvalé deformace ve střednicové rovině).

Zjištěný násobitel zatížení musí zajišťovat žádanou spolehlivost konstrukce. Podle ČSN EN 1993-1-5 se požaduje jeho velikost:

$$\alpha_u > \alpha_1 \alpha_2 \quad (2.10)$$

kde  $\alpha_1$  je součinitel vyjadřující nejistotu modelu MKP (lze stanovit z kalibračních testů příkladů se známým výsledkem – benchmarkem),

$\alpha_2$  zahrnuje rozptyl spolehlivosti modelů zatížení a únosnosti (bere se jako  $\gamma_{M1} = 1,0$  rozhoduje-li stabilita, nebo  $\gamma_{M2} = 1,25$  rozhoduje-li porušení tahem).

## Literatura

- [2.1] Macháček, J.: Modelling and analysis. EQUESTA (Electronic Quality Assured Steel Training & Assessment, SCI Ascot, 2009, PPP, 55 s.
- [2.2] Macháček, J.: Imperfections. EQUESTA (Electronic Quality Assured Steel Training & Assessment, SCI Ascot, 2009, PPP, 57 s.
- [2.3] Macháček, J., Sokol, Z., Vraný, T., Wald, F.: Navrhování ocelových konstrukcí, Příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8, Navrhování hliníkových konstrukcí, Příručka k ČSN EN 1999-1. Inf. centrum ČKAIT, 2009, 180 s.

## ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ VĚTREM PODLE ČSN EN 1991-1-4

### 3.1 Obecně

Správné stanovení zatížení stavebních konstrukcí větrem patří mezi významné faktory ovlivňující výslednou spolehlivost navržené konstrukce. Poté, co byla 1. 4. 2010 s definitivní platností zrušena uživatelsky poměrně přátelská norma ČSN 73 0035 – Zatížení stavebních konstrukcí, jsou projektanti odkázáni téměř výhradně na postupy stanovení zatížení větrem uvedené v ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem. Tato norma byla vydána v roce 2007, navíc od té doby vyšly ještě 2 opravy a 2 změny. Pro uživatele se postup stanovení zatížení větrem podle Eurokódu od původní normy ČSN na první pohled významně odlišuje: obtíže činí stanovení velikosti normového tlaku a zejména jeho rozdělení po površích konstrukce. Původním záměrem tvůrců Eurokódů bylo vytvoření „nástroje“ pro návrh konstrukce, tedy nikoli výčtu pravidel a postupů, jak byli konstruktéři donedávna zvyklí. Při tomto novém pojetí se logicky předpokládalo, že norma nebude aplikována ručními výpočty, ale bude součástí sofistikovaných softwarových produktů, které obtížné kroky výpočtu zvládnou. Praxe ukazuje, že záměr autorům vychází jen částečně: softwarové společnosti vcelku rychle na novou výzvu zareagovaly a začaly nabízet příslušné návrhové a zatěžovací moduly, zároveň se ale výrazně snižuje možnost jednoduché kontroly a přibývá případů, kdy uživatel žádnou kontrolu generovaných zatížení a výpočtů neprovádí.

Rozumné kompromisní řešení přináší například společnost SCIA. Nabízí nástroj pro modelování zatížení větrem určený pro pokročilé uživatele, kteří principiálně normu ovládají a zatěžovací modul dokážou využít efektivně.

### 3.2 Zatížení větrem podle ČSN EN 1991-1-4

#### 3.2.1 Maximální dynamický tlak

Norma udává postup pro zatížení staveb do výšky 200 m za předpokladu, že není třeba uvažovat dynamickou odezvu. Prvních 6 kapitol se týká obecného zatížení větrem (rychlost větru, dynamický tlak, součinitele konstrukce), nejrozsáhlejší 7. kapitola udává součinitele tlaků a sil na jednotlivé typy pozemních staveb. Kapitola 8 se týká zatížení mostů.

Zatížení větrem vypočtená podle EN 1991-1-4 představují charakteristické hodnoty s roční pravděpodobností překročení 0,02, která odpovídá střední době návratu 50 let. Odezva konstrukce se má vypočítat z maximálního dynamického tlaku  $q_p$  v referenční výšce v nerušeném větrném poli, ze součinitelů sil a tlaků a ze součinitele konstrukce  $c_{scd}$ . Tlak  $q_p$  závisí na větrných podmínkách, drsnosti terénu, orografii a referenční výšce. Je roven dynamickému tlaku od střední rychlosti větru zvýšenému

o příspěvky od krátkodobých fluktuací tlaku. Aeroelastická odezva poddajných konstrukcí, jako jsou lana, stožáry, komíny a mosty se má uvážit (částečný zjednodušený návod je v příloze).

Vstupními parametry výpočtu tedy jsou:

- **větrná oblast** (v ČR oblasti I - V; přičemž I představuje nejmenší zatížení)
- **kategorie terénu** (0 - IV; 0 – moře, IV – oblasti hustě pokryté stavbami)
- **výška objektu**
- **typ (tvar) objektu**

Dalšími parametry, které se ovšem projeví méně často, jsou

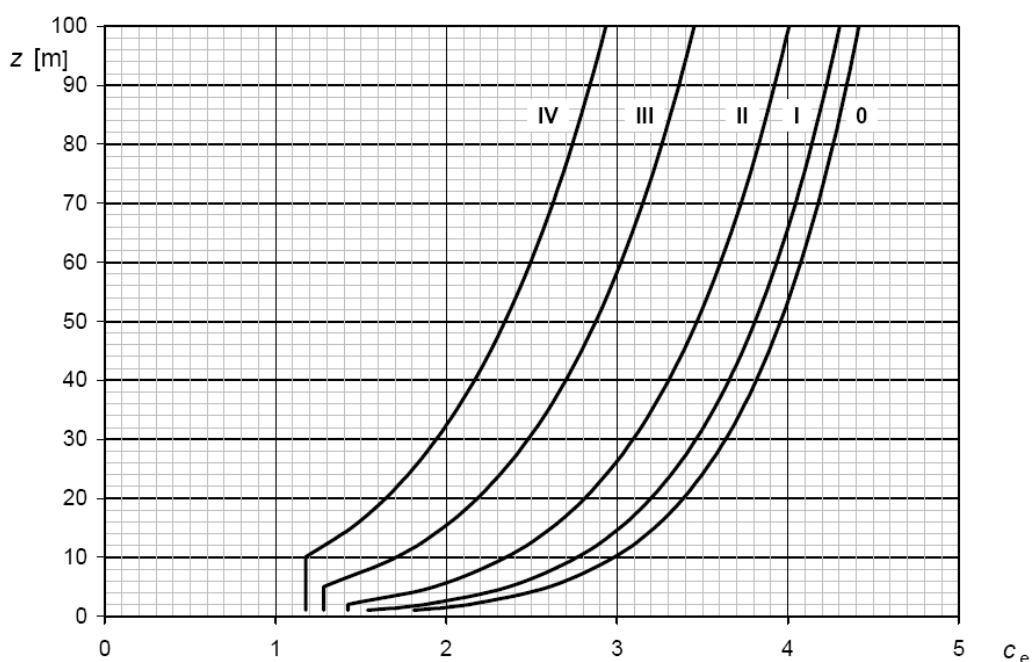
- převládající směr větru
- roční období
- turbulence
- orografie (vliv osamělých kopců).

Většina parametrů se projeví v hodnotě maximálního dynamického tlaku  $q_p(z)$ . Norma pro výpočet maximálního dynamického tlaku využívá i další veličiny jako jsou intenzita turbulence, součinitel expozice apod. Hodnotu maximálního dynamického tlaku lze zjednodušeně stanovit i pomocí grafu závislosti součinitele expozice na výšce objektu:

$$q_p(z) = c_e(z) \cdot q_b, \quad (3.1)$$

kde  $c_e(z)$  je součinitel expozice ve výšce „z“ a

$q_b$  je základní dynamický tlak.



Obr. 3.1 Součinitele expozice  $c_e(z)$  podle [1]

Příklad výpočtu maximálního dynamického tlaku pomocí tabulkového procesoru je znázorněn na obr. 3.2.

<b>Větrová oblast:</b>	<b>2</b>		
Referenční rychlost větru $v_{b,0}$	25,0	m/s	Výška objektu
Základní rychlost větru $v_b$	25,0	m/s	<b>Kategorie terénu</b>
			<b>10</b> m
			<b>2</b>

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

$C_{dir} =$  **1**  
 $C_{season} =$  **1**  
 Součinitel orografie  $c_o$  **1** (sklon terénu do 5%)  
 Součinitel drsnosti  $c_r(z)$  **1,01**

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pro} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$c_r(z) = c_r(z_{min}) \quad \text{pro} \quad z \leq z_{min}$$

$z_0 =$  **0,05** m  
 $z_{min} =$  **2** m

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07}$$

$k_r =$  **0,19**  
 Střední rychlost větru  $v_m(z)$  **25,17** m/s

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b$$

Intenzita turbulence  $I_v(z)$  **0,19**

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)} \quad \text{pro} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{pro} \quad z \leq z_{min}$$

Součinitel turbulence  $k_I$  **1,0**  
**Maximální dynamický tlak  $q_p(z)$**  **0,919** kN/m<sup>2</sup>

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

Měrná hmotnost vzduchu  $\rho$  **1,25** kg/m<sup>3</sup>  
 Základní dynamický tlak  $q_b$  **0,391** kN/m<sup>2</sup>  
 Součinitel expozice  $c_e(z)$  **2,35**

$$c_e = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2(z)$$

Obr. 3.2 Příklad výpočtu maximálního dynamického tlaku  $q_p(z)$

### 3.2.2 Tlak větru na povrchy a síly od větru

Zatížení konstrukcí je možno modelovat dvěma způsoby: jako plošné zatížení (tlak) na povrchu konstrukce nebo jako celkovou sílu vyvozenou větrem.



Tlak větru působící na vnější povrchy konstrukce se má získat z následujícího výrazu:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3.2)$$

kde  $z_e$  je referenční výška pro vnější tlak a

$c_{pe}$  je součinitel vnějšího tlaku.

Obdobně se stanoví tlak větru působící na vnitřní povrchy:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (3.3)$$

kde  $z_i$  je referenční výška pro vnitřní tlak a

$c_{pi}$  je součinitel vnitřního tlaku.

Sílu od větru  $F_w$  působící na konstrukci nebo na nosný prvek lze stanovit použitím výrazu:

$$F_w = c_{scd} \cdot c_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \quad (3.4)$$

kde  $c_{scd}$  je součinitel konstrukce (obecně pracně stanovitelný, pro běžné normou vyjmenované případy jej lze uvažovat hodnotou 1);

$c_f$  je součinitel síly pro konstrukce nebo nosné prvky;

$A_{ref}$  je referenční plocha konstrukce nebo nosného prvku.

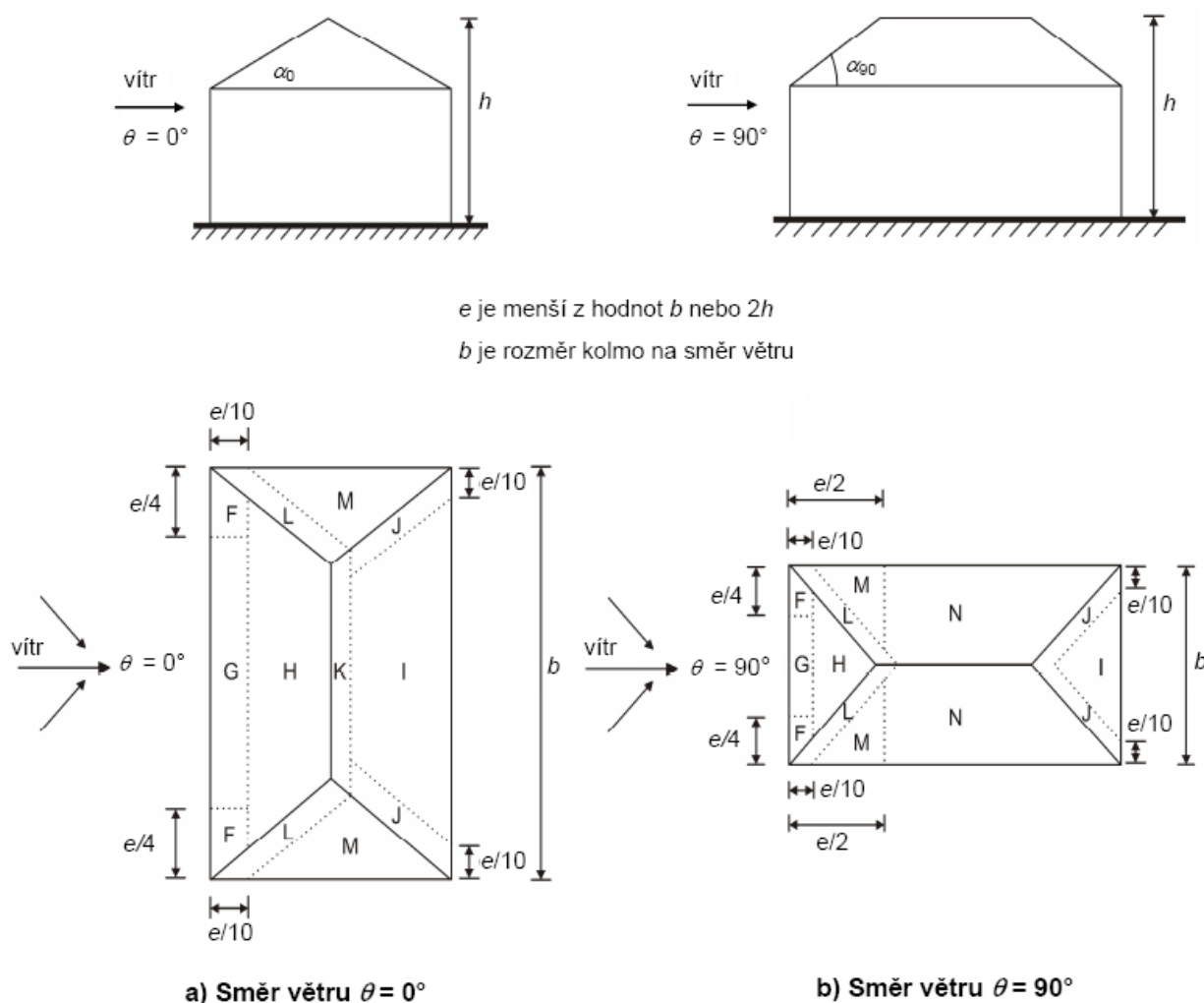
Hodnoty součinitelů vnějších a vnitřních tlaků udávají kapitoly 6 a 7 normy [3.1] pro různé typy konstrukcí. Jmenovitě se jedná o:

- Pozemní stavby
  - Svislé stěny pozemních staveb s pravoúhlým půdorysem
  - Ploché střechy
  - Pultové střechy
  - Sedlové střechy
  - Valbové střechy
  - Vícelodní střechy
  - Klenbové střechy a kopule
- Přístřešky
- Volně stojící stěny a zděná zábradlí
- Informační tabule
- Nosné prvky s obdélníkovými průřezy
- Nosné prvky s otevřenými průřezy
- Nosné prvky s průřezem ve tvaru pravidelného mnohoúhelníku
- Kruhové válce
- Koule
- Příhradové konstrukce a lešení

- Vlajky
- Mosty (samostatná kapitola).

Zatímco výpočet maximálního dynamického tlaku lze poměrně jednoduše stanovit např. pomocí jednoduchého tabulkového procesoru, v okamžiku určování aplikace součinitelů tlaků a sil je role kvalitního softwaru nezastupitelná. U běžných pozemních konstrukcí je povrch podle normy rozdělen na oblasti podle celkové geometrie objektu, pro každou oblast se potom použije odlišný součinitel tlaku.

Norma navíc rozlišuje pro každou oblast 2 součinitele:  $c_{pe10}$  pro prvky, jejichž zatěžovací plocha je alespoň  $10 \text{ m}^2$  a  $c_{pe1}$  pro prvky se zatěžovací plochou  $1 \text{ m}^2$ . Složitost stanovení součinitelů tlaku je prezentována na obr. 3 a v tab.1 pro valbové střechy.



Obr. 3.3 Příklad stanovení součinitelů tlaku  $c_{pe}$  pro valbové střechy podle [3.1]

Tab. 3.1 Součinitele vnějšího tlaku pro valbové střechy podle [3.1]

Úhel sklonu  $\alpha_0$ pro $\theta = 0^\circ$  $\alpha_{90}$ pro $\theta = 90^\circ$	Oblast pro směr větru $\theta = 0^\circ$ a $\theta = 90^\circ$																	
	F		G		H		I		J		K		L		M		N	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,3		-0,6		-0,6		-1,2	-2,0	-0,6	-1,2		-0,4
	+0,0		+0,0		+0,0													
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,5		-1,0	-1,5	-1,2	-2,0	-1,4	-2,0	-0,6	-1,2		-0,3
	+ 0,2		+0,2		+0,2													
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,7	-1,2	-0,5		-1,4	-2,0	-0,8	-1,2		-0,2
	+0,5		+0,7		+0,4													
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,3		-0,6		-0,3		-1,3	-2,0	-0,8	-1,2		-0,2
	+0,7		+0,7		+0,6													
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,3		-0,6		-0,3		-1,2	-2,0	-0,4		-0,2	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,3		-0,6		-0,3		-1,2	-2,0	-0,4		-0,2	
POZNÁMKA 1 Při $\theta = 0^\circ$ se na návětrné straně pro úhly sklonu $\alpha = +5^\circ$ až $+45^\circ$ tlaky prudce mění mezi kladnými a zápornými hodnotami; proto jsou uvedeny kladné a záporné hodnoty. Pro tyto střechy se mají uvažovat dva případy: jeden se všemi kladnými hodnotami a druhý se všemi zápornými hodnotami. Nelze použít smíšené kladné a záporné hodnoty.																		
POZNÁMKA 2 Pro mezilehlé úhly sklonu stejného znaménka lze použít lineární interpolaci mezi hodnotami součinitelů se stejným znaménkem. Hodnoty 0,0 jsou uvedeny pro potřeby interpolace.																		
POZNÁMKA 3 Součinitele tlaku budou vždy určovány sklonem návětrné plochy.																		

### 3.4 Modelování zatížení větrem v programu SCIA Engineer 2010.1

Postup modelování zatížení větrem bude vysvětlen na jednoduchém příkladu. Po založení nového projektu v programu SCIA Engineer 2010.1 je možné jednoduše vyplnit menu pro výpočet maximálního dynamického tlaku (provádí se již při specifikaci úlohy, obr. 3.4). V další fázi je modelována samotná konstrukce.

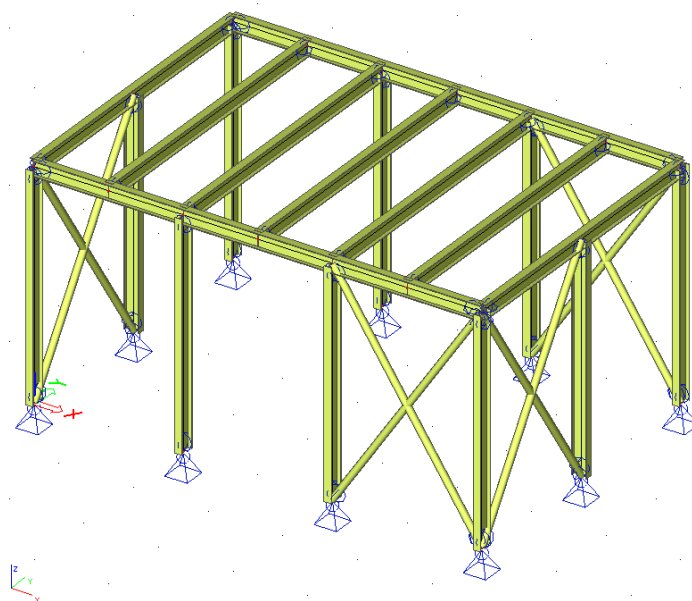
Zvolili jsme jednoduchou konstrukci jednopodlažního ocelového skeletu o půdorysných rozměrech 4 m x 6 m a výšce 3 m. Všechny stěny jsou rozděleny pomocí sloupků ve vzdálenostech 2 m. Stěny jsou opatřeny průvlaky a strop tvoří příčné nosníky ve vzdálenostech 1 m (obr.3.5). Všechny pruty jsou připojeny kloubově, rovněž podpory sloupů jsou kloubové.

**Správce nastavení**

- EC-EN
  - Větr
    - Tlak větru podle EC1

Jméno	EC-EN
<b>Větr</b>	
<b>Tlak větru podle EC1</b>	
základní rychlost větru ... m/s [m/sec]	25,000
směrový součinitel [-]	1,00
sezónní součinitel [-]	1,00
součinitel orografie [-]	1,00
součinitel turbulence [-]	1,00
součinitel pravděpodobnosti [-]	1,00
kg/m3 hustota vzduchu	1,25
<b>Pravděpodobnost</b>	
pravděpodobnost p pro roční překroče...	2
tvarový součinitel [-]	0,20
exponent [-]	0,50
<b>Drsnost</b>	
Drsnost	kategorie II
Kr [-]	0,19
z 0 [m]	0,050
z min [m]	2,000

Obr. 3.4 Zadání parametrů pro zatížení větrem

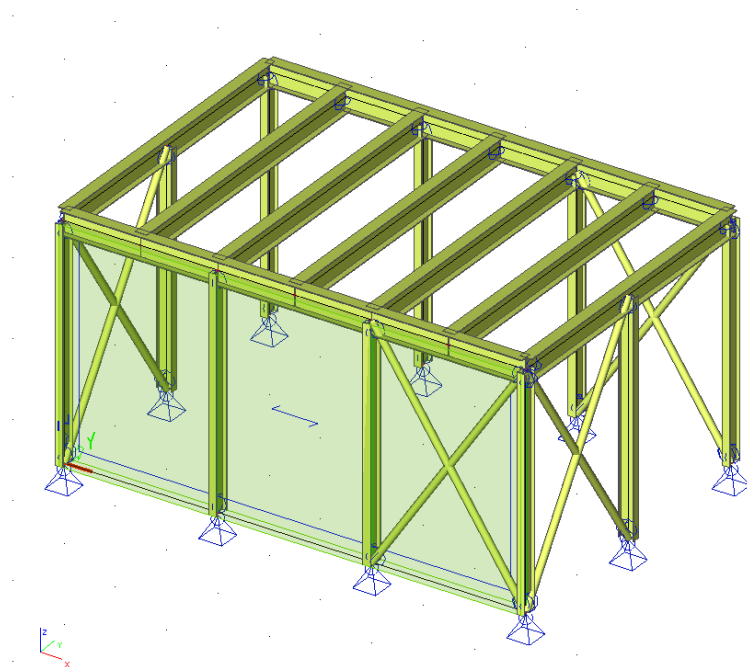


Obr. 3.5 Schéma skeletu

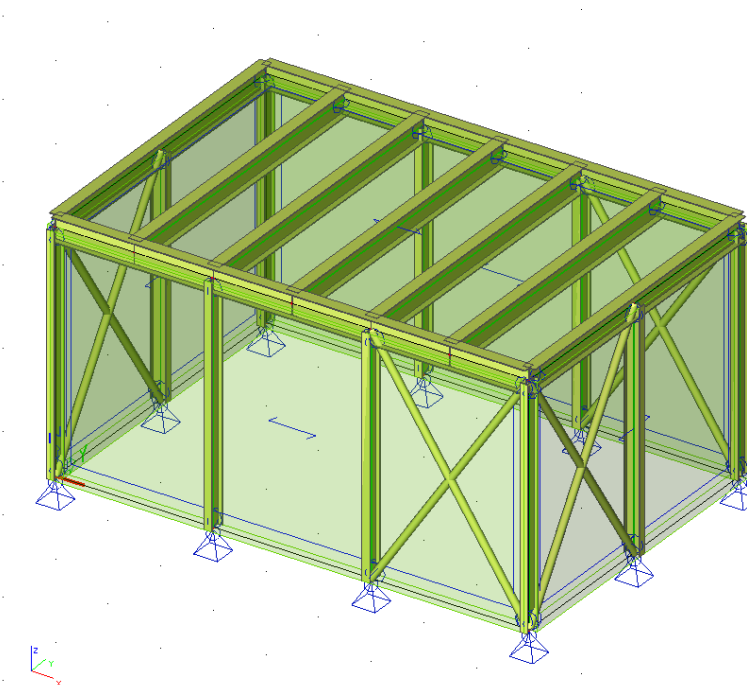
Aby mohl být později použit 3D generátor zatížení větrem, musí konstrukce splňovat některé (tvarové) podmínky. Jednou z možností je vytvořit těleso, které bude po aplikaci dále zmíněných panelů uzavřené a bude namáháno jen vnějším povrchovým tlakem. Možností je více, ovšem nelze zadat zcela obecný tvar. Dodejme, že program umožňuje také použití 2D generátoru, který je předchůdcem prostorového modulu.

Nyní budou stěny a střecha doplněny o tzv. panely. Panely slouží k roznesení plošného zatížení do existujících (či nově vygenerovaných) prutů či uzlů (podle typu panelu). Použijeme panel, který

roznáší zatížení do existujících prutů (nosníků či sloupů) v zadaném směru (je znázorněn šipkou ve směru pnutí). Je možné zadat i deskové chování s uživatelsky definovaným poměrem rozdělení zatížení v jednotlivých směrech. Rovněž je možno vynechat některé prvky, na které se příčné zatížení nemá přenášet (např. prvky ztužení). Aplikace prvního panelu je na obr. 3.6, kompletní konstrukce s panely je na obr. 3.7.



*Obr. 3.6 Aplikace roznášecího panelu na stěnu*



*Obr. 3.7 Konstrukce s panely*

Nyní použijeme 3D generátor zatížení větrem. Postačí zadat směry větru a specifikovat orientaci vnitřních a vnějších tlaků. Může být zadán libovolný směr a počet směrů větru a 3D generátor

automaticky vygeneruje všechny příslušné zatěžovací stavy. Protože jde o uzavřený objekt, kde není potřeba uvažovat zatížení vnitřních povrchů, zjednoduší se úloha na 4 zatěžovací směry a rozlišení tlaku a sání (obr. 3.8).

**Přidat zatěžovací stavy pro vítr**

	Směr	+ CPE, + CPI	+ CPE, - CPI	- CPE, + CPI	- CPE, - CPI	+ CPI	- CPI
1	0	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0,00	0,00
2	90	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0,00	0,00
3	180	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0,00	0,00
4	270	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	0,00	0,00

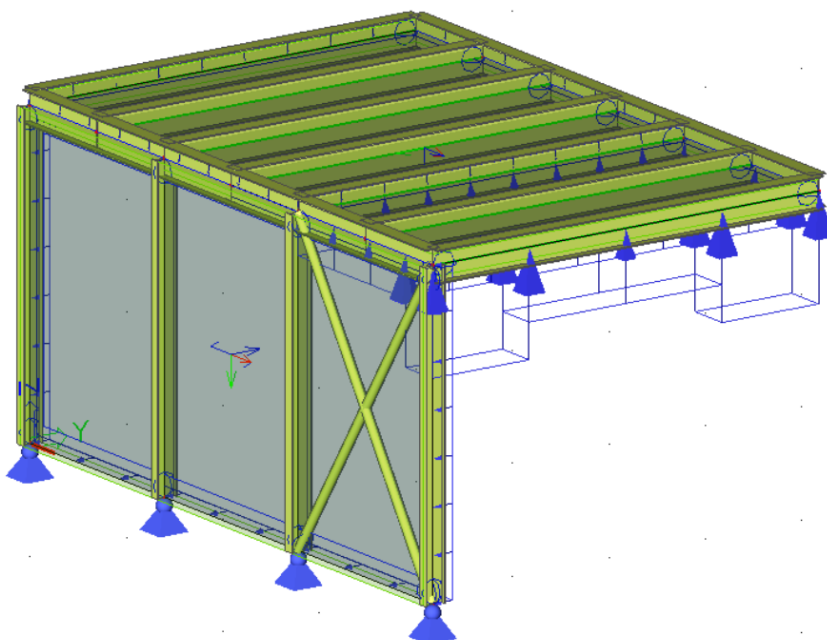
Metoda výpočtu: Standard

Zahrnout zatěžovací stav ☐

OK Storno

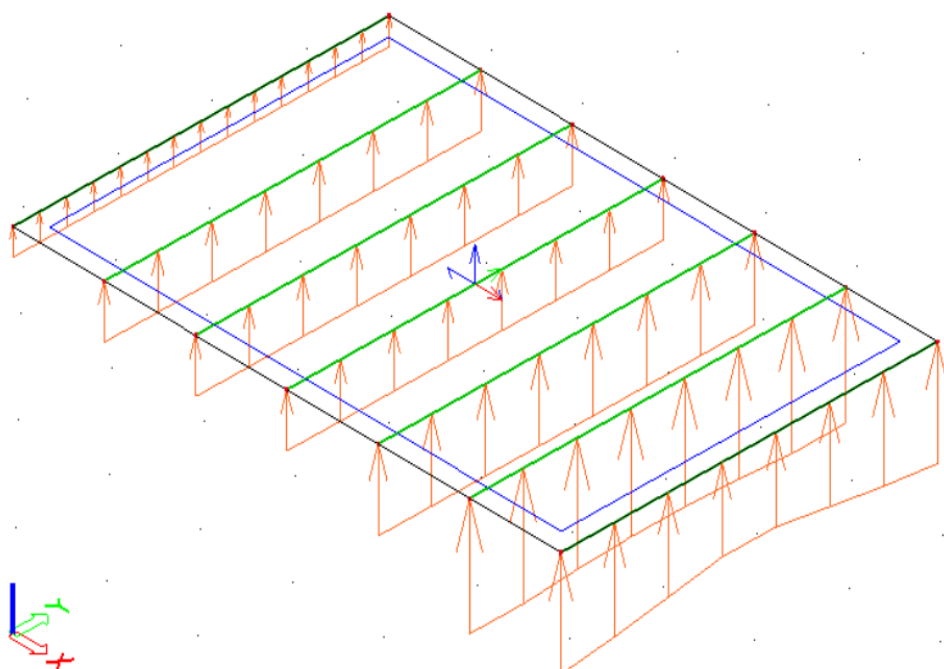
Obr. 3.8 Specifikace generovaných zatížení

Bude tedy vygenerováno celkem 8 zatěžovacích stavů. Jednotlivé zatěžovací stavy respektují rozdělení zatížení do jednotlivých oblastí podle normy [3.1], (obr.3.9).

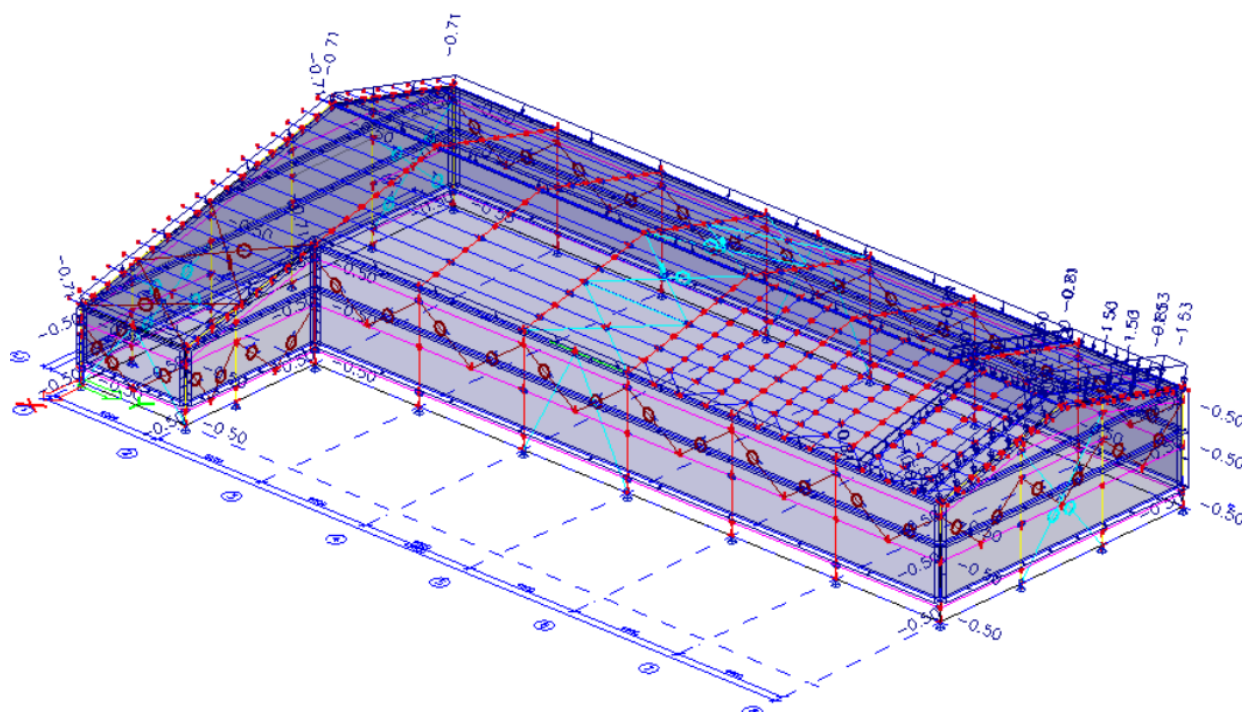


Obr. 3.9 Vygenerované plošné zatížení (pro názornost nejsou některé prvky zobrazeny)

Takto vygenerované zatěžovací stavy představují vstupní hodnoty samotného výpočtu vnitřních sil konstrukce. Program přepočítá plošná zatížení na liniová (jako prosté reakce zatížených panelů). Liniová zatížení jsou na obr. 3.10.



Obr. 3.10 Vygenerovaná liniová zatížení na střeše objektu (pro plošné zatížení z obr. 3.9)



Obr. 3.11 Příklad nagenерованého zatížení větrem v programu SCIA Engineer 2010.1

### **3.5 Závěr**

Platná norma pro zatížení větrem [3.1] je poměrně obsáhlá a komplikovaná. Ruční aplikace jejích pravidel pro zatížení konkrétní konstrukce je v mnoha případech obtížná. Pomocí moderního softwaru je možné normu pohodlně použít i pro náročnější konstrukce (obr.3.11). Pro správné použití softwaru je ovšem nezbytné se vždy důkladně seznámit s jeho funkcemi a procedurami, aby výsledek odpovídal uživatelským představám.

### **Literatura**

- [3.1] ČSN EN 1991-1-4 „Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem“, ČNI 2007.
- [3.2] Materiály SCIA CZ, s. r. o.



## IMPERFEKCE PROSTOROVÝCH KONSTRUKCÍ

### 4.1 Úvod

Obsahem této kapitoly je příklad výpočtu rámové konstrukce s uvažováním rámových i prutových imperfekcí. Jedná se o postup uvedený v kapitole 5.2.2 (3) Stabilita prutových konstrukcí základní normy ČSN EN 1993-1-1. Tato norma uvádí, že podle typu prutové konstrukce a globální analýzy se účinky druhého řádu a imperfekce mají stanovit jednou z následujících metod:

- a) obojí pomocí globální analýzy;
- b) částečně pomocí globální analýzy a částečně pomocí posouzení jednotlivých prutů (podle kapitoly 6.3);
- c) pro základní případy pomocí posouzení jednotlivých ekvivalentních prutů podle kapitoly 6.3, s použitím vhodných vzpěrných délek, stanovených podle tvaru globálního vybočení konstrukce.

Dále norma v kapitole 5.2.2 (7) uvádí, že v souladu s (3) se stabilita jednotlivých prutů má posoudit následovně:

- a) jestliže byly účinky druhého řádu u jednotlivých prutů a příslušné imperfekce prutů, (viz kap. 5.3.4) zahrnuty do globální analýzy konstrukce, není individuální posouzení stability těchto prutů potřebné;
- b) jestliže účinky druhého řádu v jednotlivých prutech nebo určité jednotlivé imperfekce prutů (například imperfekce při rovinném vzpěru a/nebo při klopení) nebyly zcela zahrnuty do globální analýzy, má se provést individuální posouzení stability prutů podle příslušných podmínek v kapitole 6.3 pro účinky nezahrnuté do globální analýzy. Při tomto ověření se mají uvažovat koncové momenty a síly z globální analýzy konstrukce, zahrnující významné globální účinky druhého řádu a globální imperfekce, přičemž vzpěrné délky se mohou brát rovné systémovým délkám.

Podle prvního bodu (7a) lze řešit imperfektní konstrukci (se zahrnutými globálními a lokálními imperfekcemi) teorií 2. řádu. Pruty se následně posoudí v rozhodujících průřezích pevnostně (stabilita prutu, tj. vybočení, popřípadě klopení s příslušnými součiniteli, se již neposuzuje). Uvažujeme následující imperfekce:

- globální imperfekce konstrukční soustavy a výztužného systému;
- lokální imperfekce jednotlivých prutů

## Imperfekce pro globální analýzu prutových konstrukcí

Norma ČSN EN 1993-1-1 uvádí, že předpokládaný tvar globálních i lokálních imperfekcí se může určit podle tvaru vybočení konstrukce v pružném stavu v uvažované rovině vybočení. Dále uvádí, že se má uvažovat symetrický i asymetrický tvar vybočení v rovině a z roviny, včetně vybočení zkroucením pro nejnepříznivější směr. Pro prutové konstrukce citlivé na vybočení s posuvem styčníků se má účinek imperfekcí v analýze vyjádřit pomocí ekvivalentní imperfekce ve tvaru počátečního naklonění konstrukce a imperfekce ve tvaru prohnutí jednotlivých prutů. Tyto imperfekce lze stanovit následovně:

a) imperfekce ve tvaru celkového počátečního naklonění konstrukce:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m$$

kde  $\phi_0$  je základní hodnota  $\phi_0 = 1/200$ ;

$\alpha_h$  redukční součinitel v závislosti na výšce sloupů  $h$ ;

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \quad \text{ale} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

$h$  výška konstrukce v metrech;

$$\alpha_m \quad \text{redukční součinitel pro počet sloupů v řadě: } \alpha_m = \sqrt{0,5 \left( 1 + \frac{1}{m} \right)}$$

$m$  počet sloupů v řadě. Počítají se pouze sloupy, jejichž svislé zatížení  $N_{Ed}$  není menší než 50 % průměrného zatížení sloupů v posuzované svislé rovině.

b) imperfekce ve tvaru počátečního místního prohnutí prutu pro rovinný vzpěr:  $e_0 / L$ ,

kde  $L$  je délka prutu.

Pro prutové konstrukce pozemních staveb je možné imperfekce ve tvaru naklonění zanedbat, jestliže platí, že  $H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed}$ . Hodnoty  $e_0 / L$  jsou uvedeny v následující tabulce.

Tab. 4.1 Návrhové hodnoty imperfekcí ve tvaru počátečního prohnutí  $e_0 / L$

Křivka vzpěrné pevnosti podle tabulky 6.1	pružnostní analýza	plasticitní analýza
	$e_0 / L$	
$a_0$	1/350	1/300
$a$	1/300	1/250
$b$	1/250	1/200
$c$	1/200	1/150
$d$	1/150	1/100

Jako alternativu k předchozímu postupu, kdy zadáme imperfekce počátečním nakloněním konstrukce a dále imperfekce ve tvaru počátečního místního prohnutí prutu je možné zadat jednu

společnou globální a lokální imperfekci použít kritický tvar vybočení konstrukce v pružném stavu  $\eta_{cr}$ . Amplitudu této imperfekce je možné stanovit z výrazu:

$$\eta_{init} = e_0 \frac{N_{cr}}{E I \eta_{cr,max}''} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{Rk}}{E I \eta_{cr,max}''} \eta_{cr}$$

kde

$$e_0 = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} \quad \text{pro } \bar{\lambda} > 0,2$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \quad \text{je poměrná štíhlost konstrukce}$$

$\alpha$  je imperfekce pro příslušnou křivku vzpěrné pevnosti;

$\chi$  součinitel vzpěrnosti pro příslušnou křivku vzpěrné pevnosti;

$\alpha_{ult,k}$  nejmenší násobitel soustavy osových sil  $N_{Ed}$  v prutech pro dosažení charakteristické únosnosti  $N_{Rk}$  v nejvíce osově namáhaném průřezu bez uvážení vzpěru;

$\alpha_{cr}$  nejmenší násobitel soustavy osových sil  $N_{Ed}$  v prutech pro dosažení kritického vybočení v pružném stavu;

$M_{Rk}$  charakteristická únosnost rozhodujícího průřezu v ohybu, například  $M_{el,Rk}$  nebo  $M_{pl,Rk}$ ;

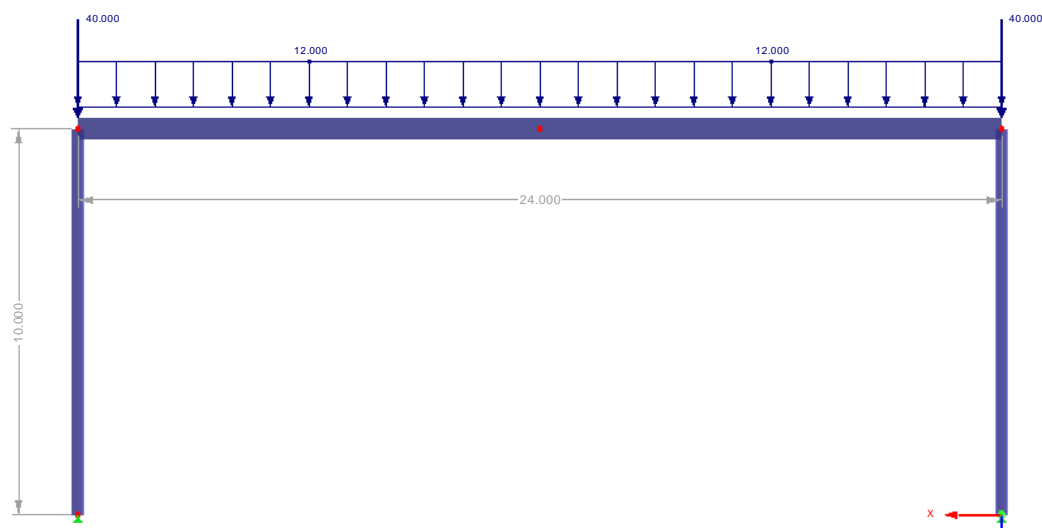
$N_{Rk}$  charakteristická únosnost rozhodujícího průřezu při působení osově síly  $N_{pl,Rk}$ ;

$E I \eta_{cr,max}''$  je ohybový moment vyvolaný imperfekcí  $\eta_{cr}$  v rozhodujícím průřezu

$\eta_{cr}$  tvar kritického vybočení konstrukce v pružném stavu.

## 4.2 Příklad zadání a postupu výpočtu rámu s imperfekcemi

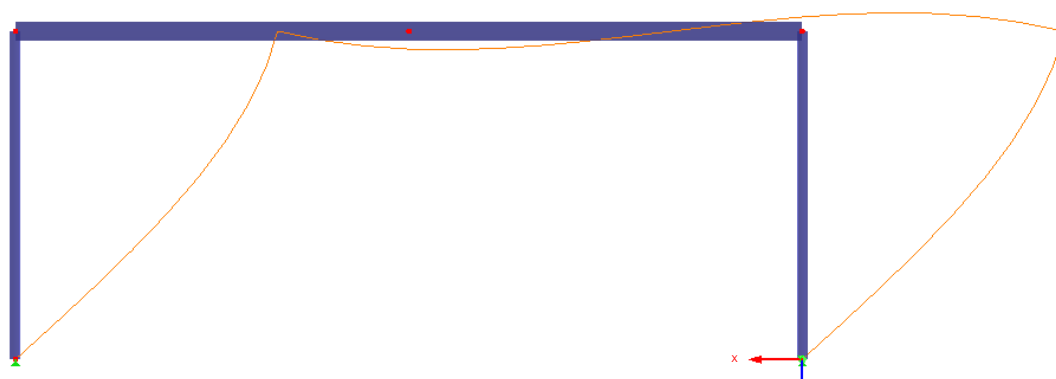
Jako příklad byl vybrán jednoduchý rám výšky 10 m, délky 24 m. Sloup je z profilu HEA 340 a příčel z profilu IPE550, vše ocel S235. Uložení rámu je kloubové a zatížení (pro zjednodušení se jedná již o návrhové hodnoty) dle následujícího obrázku:



Obr. 4.1 Schéma tlačeneho sloupu

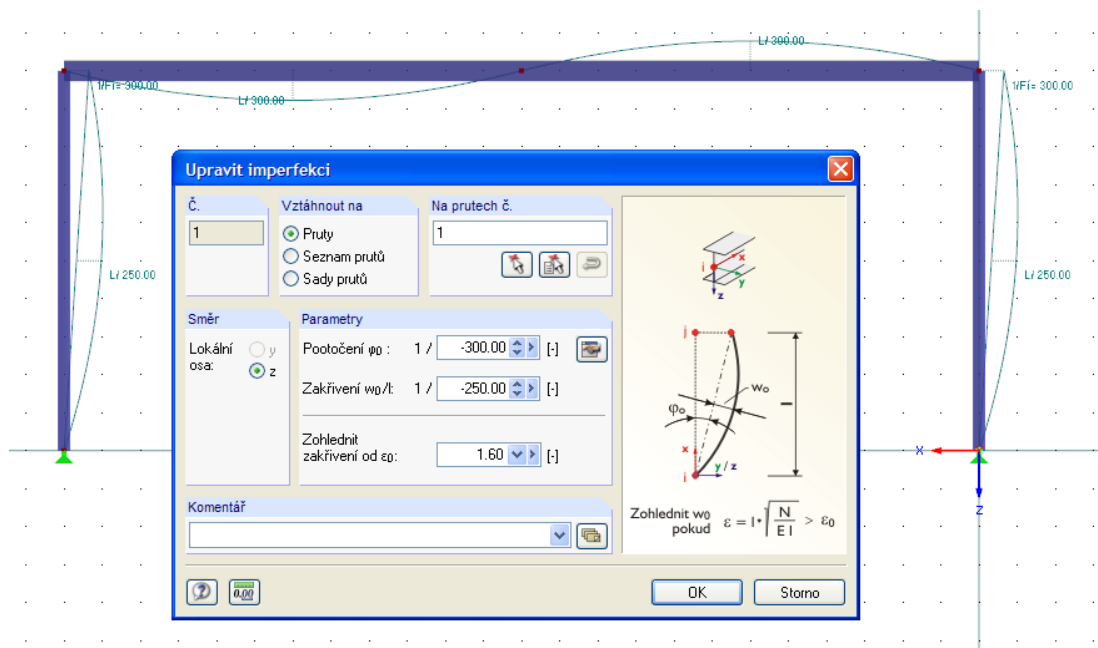
Postup výpočtu rámu se zadáním imperfekcí je následující:

- nejprve vytvoříme navrženou konstrukci v preprocesoru programu a konstrukci zatížíme
- dále provedeme stabilitní výpočet, kterým určíme vlastní tvar vybočení a součinitel kritického zatížení – v našem případě je hodnota  $k_{crit} = 5,75$

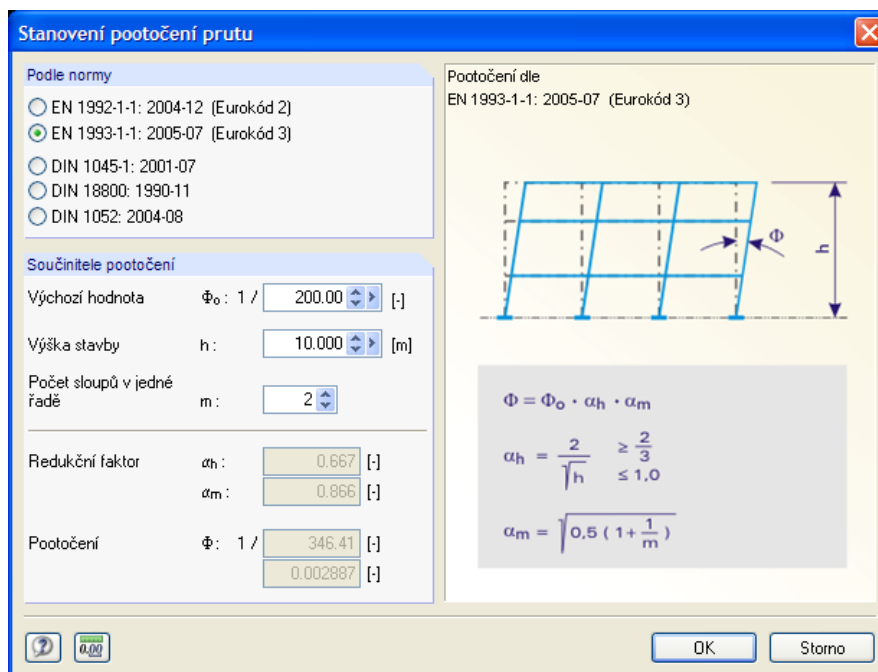


Obr. 4.2 vlastní tvar vybočení konstrukce

- nyní je možné se rozhodnout pro jednu z možností, jak zadat imperfektní tvar konstrukce. U běžně používaných komerčních programů naší projekční praxe se způsob zadávání odlišuje, postup je ale obdobný. U programu RSTAB se imperfekce zadávají v rámci zadávání zatížení – viz obr 4.3.

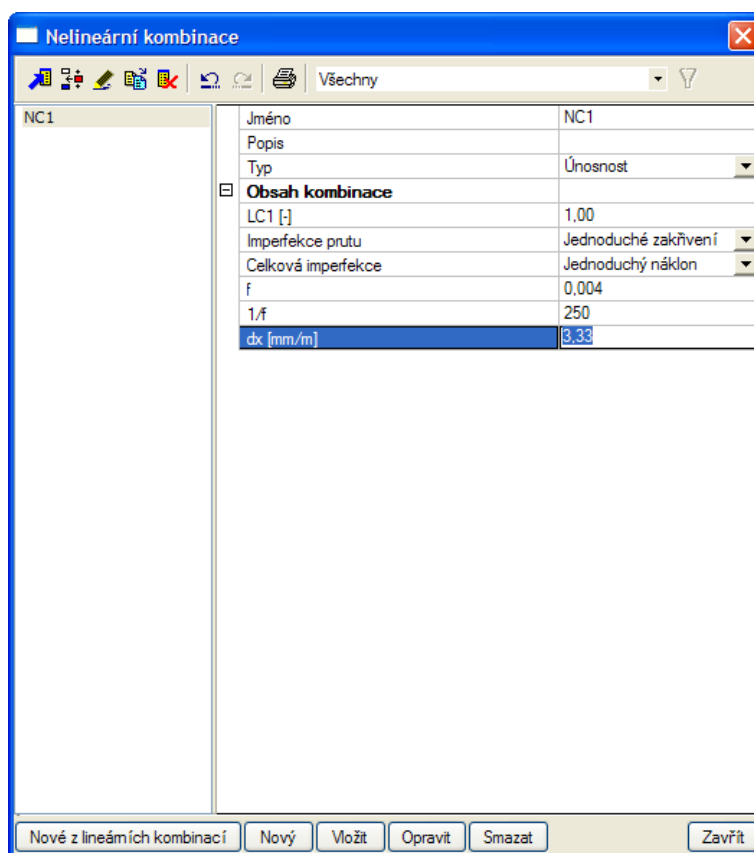


Obr. 4.3 RSTAB - Zadávání imperfekcí



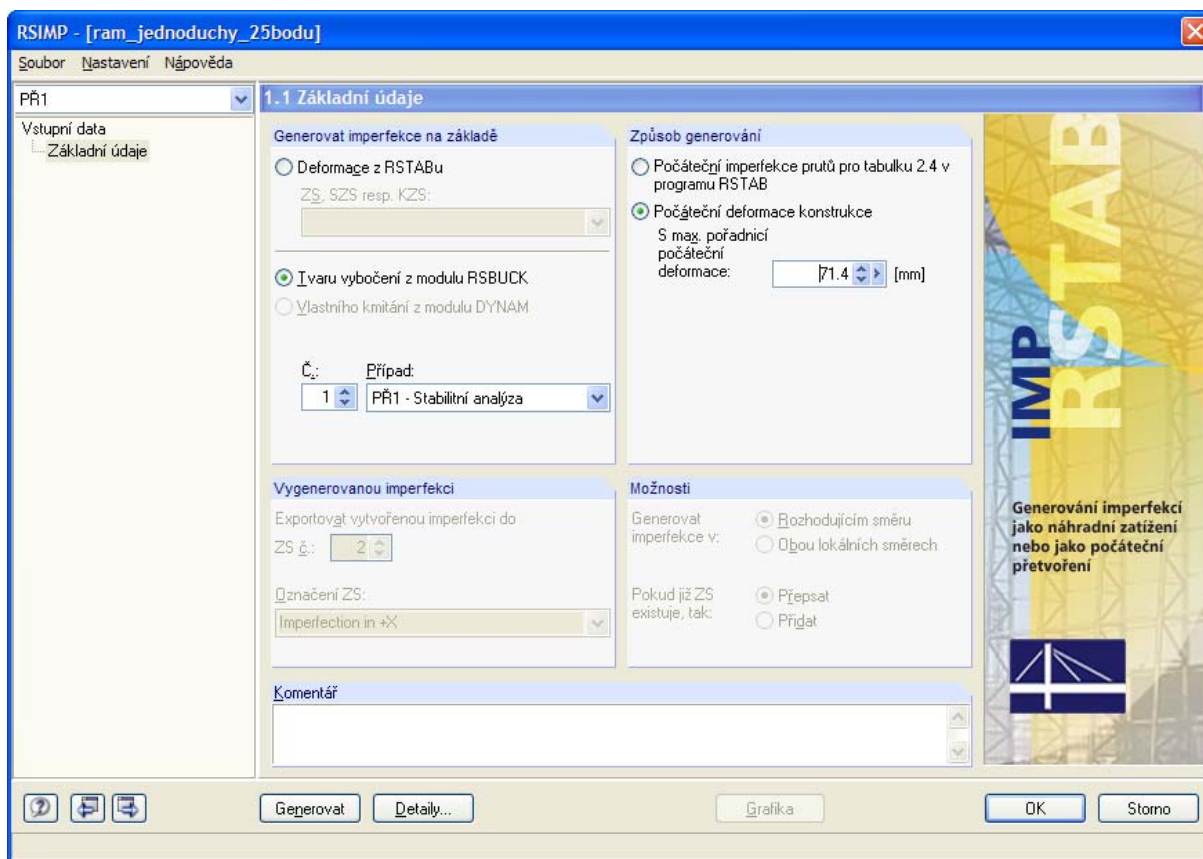
Obr. 4.4 RSTAB - Zadávání imperfekcí – pomocný dialog pro automatické stanovení pootočení prutu

- V programu SCIA Engineer 2010 se imperfekce zadávají v rámci zadávání nelineární kombinace zatížení – viz obr 4.5.



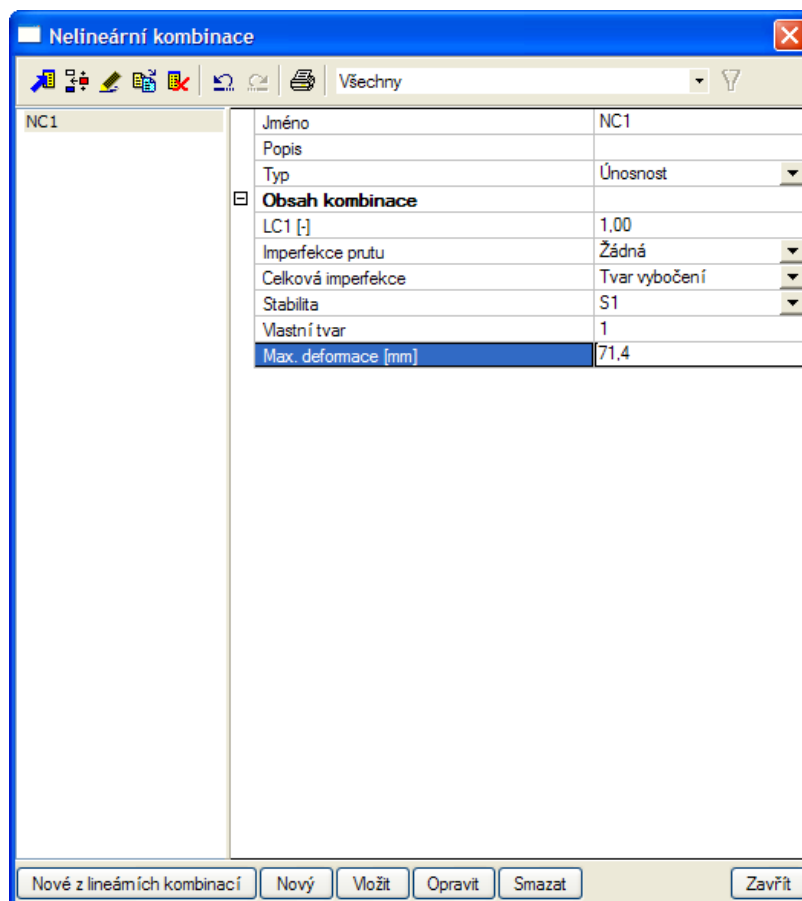
Obr. 4.5 SCIA Engineer - Zadávání náklonu prutů a lokálních prutových imperfekcí

V obou případech je třeba mít nainstalované příslušné moduly. U programu SCIA Engineer je třeba zaškrtnout funkcionalitu nonlinearity (počáteční deformace a zakřivení a dále ještě 2. řád – geometrická nelinearita) a též je zapotřebí použít a předem zapnout stabilitu. U programu RSTAB je imperfekce jedna z položek v zatížení. Pro stabilitní výpočet je však nutné použít zvláštní modul RSBUCK, který má poměrně rozsáhlý dialog a poskytuje řadu dalších dílčích informací (přímo kritická břemena jednotlivých prutů, jejich vzpěrné délky...), pro import zdeformované konstrukce je potřeba použít modul RSIMP (generování imperfekcí jako náhradní zatížení nebo jako počáteční přetvoření)



*Obr. 4.6 RSTAB –modul RSIMP pro zadávání imperfekcí načtením tvaru vybočení ze stabilitní analýzy*

U obou programů je možné zkombinovat více tvarů najednou, u programu RSTAB se v rámci jednoho zatěžovacího stavu, který po provedení načtení deformovaného tvaru vytvoří, sečtou deformace z vybraných tvarů vybočení ze stabilitní analýzy. U programu SCIA Engineer lze v rámci vytvářené nelineární kombinace načíst libovolný počet zatěžovacích stavů, jež představují jednotlivé případy zdeformované konstrukce z tvarů získaných stabilitní analýzou. U programů firmy FINE EC se v budoucích verzích počítá s integrací obdobných dialogů, které umožní pracovat s imperfekcemi konstrukcí.



Obr. 4.7 SCIA Engineer - Zadávání globálních imperfekcí načtením tvaru vybočení ze stabilitní analýzy

Výpočet hodnoty počáteční deformace konstrukce (amplituda této imperfekce)  $e_0$  je pro případ zvoleného rámu vypočtena ručně.

Stojka rámu HEA 340 ( $N_{Ed} = 184 \text{ kN}$ ), příčel IPE 550 ( $N_{Ed} = 34,5 \text{ kN}$ ), součinitel získaný ze stabilitní analýzy (1. vlastní tvar)  $k_{crit} = 5,75$ .

HEA 340:

$$N_{Rk} = 13510 \cdot 235 = 3175 \cdot 10^3 \text{ N} = 3175 \text{ kN}$$

$$M_{Rk} = 1850 \cdot 235 = 435 \cdot 10^3 \text{ Nm} = 435 \text{ kNm}$$

IPE 550:

$$N_{Rk} = 13440 \cdot 235 = 3158 \cdot 10^3 \text{ N} = 3158 \text{ kN}$$

$$M_{Rk} = 2787 \cdot 235 = 655 \cdot 10^3 \text{ Nm} = 655 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{ult,k} = \frac{N_{Rk}}{N_{Ed}};$$

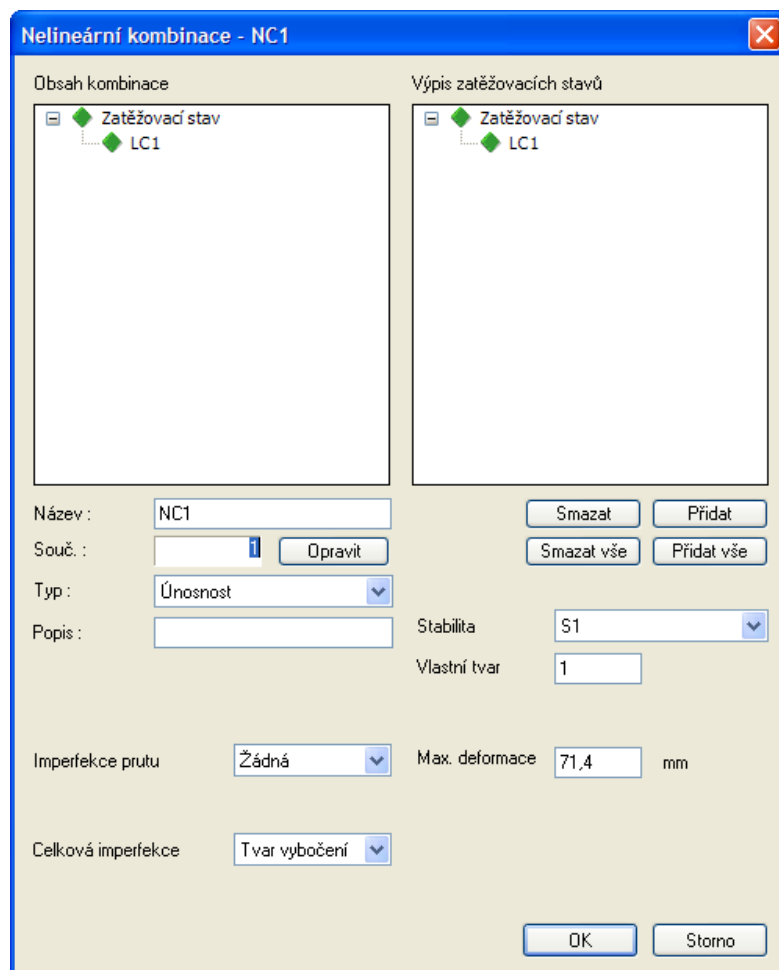
$$\text{pro stojku rámu HEA } \alpha_{ult,k} = \frac{3175}{184} = 17,25;$$

pro příčel IPE  $\alpha_{ult,k} = \frac{3158}{34,5} = 91,5$  .... nerozhoduje, je větší než u stojky rámu.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{17,25}{5,75}} = 1,73$$

$$e_0 = \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{RK}}{N_{RK}} \frac{1 - \chi \bar{\lambda}^2}{1 - \chi \bar{\lambda}^2} = 0,34 (1,73 - 0,2) \frac{435 \cdot 10^6}{3175 \cdot 10^3} = 71,36 \text{ mm}.$$

Nyní zbývá pouze provést výpočet druhým řádem, ze kterého získáme vnitřní síly na konstrukci s uvážením imperfekcí. U programu SCIA Engineer se v dialogu nelineární kombinace zadává kombinace zatížení včetně příslušného způsobu aplikace imperfekcí – viz následující obrázek 4.8.



Obr. 4.8 SCIA Engineer - Zadávání nelineární kombinace s imperfekcemi

U programu RSTAB je rozdílný přístup podle způsobu zadání imperfekcí. Jestliže byly imperfekce vytvořeny pomocí prutových imperfekcí a imperfekce soustavy (dialogová okna na

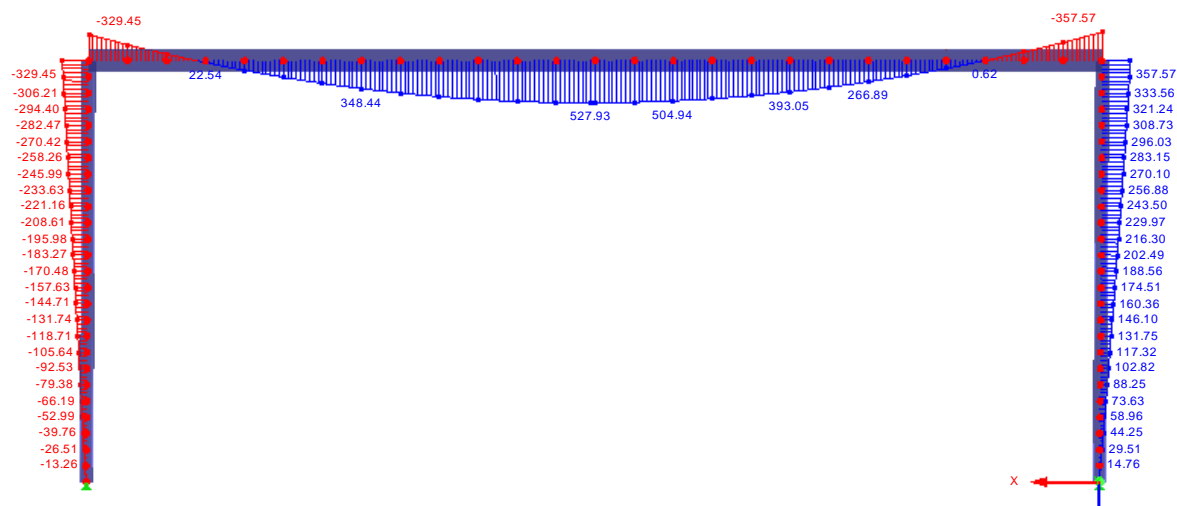


obrázcích 4.3 a 4.4), je nutné provést kombinaci zatížení konstrukce a imperfekcí v dialogu pro tzv. skupinu zatěžovacích stavů – viz obr. 4.9.

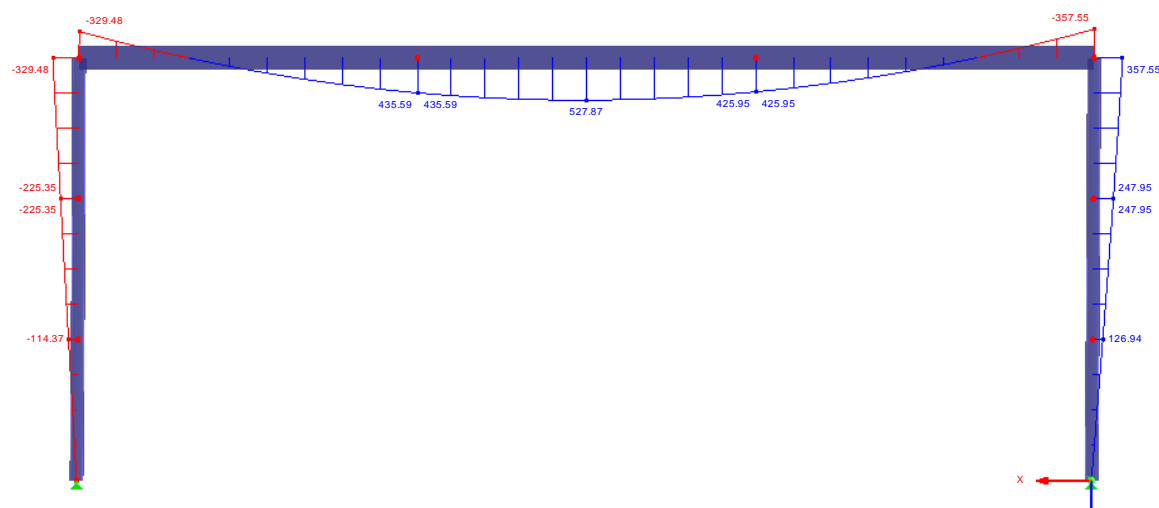
Obr. 4.9 RSTAB – kombinace (skupina zatěžovacích stavů) pro výpočet se zadáním prutových imperfekcí a imperfekce soustavy (ZS1 Stálé obsahuje stálé i proměnné zatížení)

Jestliže byly v programu RSTAB zadány imperfekce načtením imperfektního tvaru (pomocí modulu RSIMP), došlo ke skutečnému zdeformování původní geometrie konstrukce. Z těchto důvodů je nutné jednotlivé prvky konstrukce rozdělit na rozumný počet kusů, aby načtený tvar odpovídal tvaru ze stabilitního řešení.

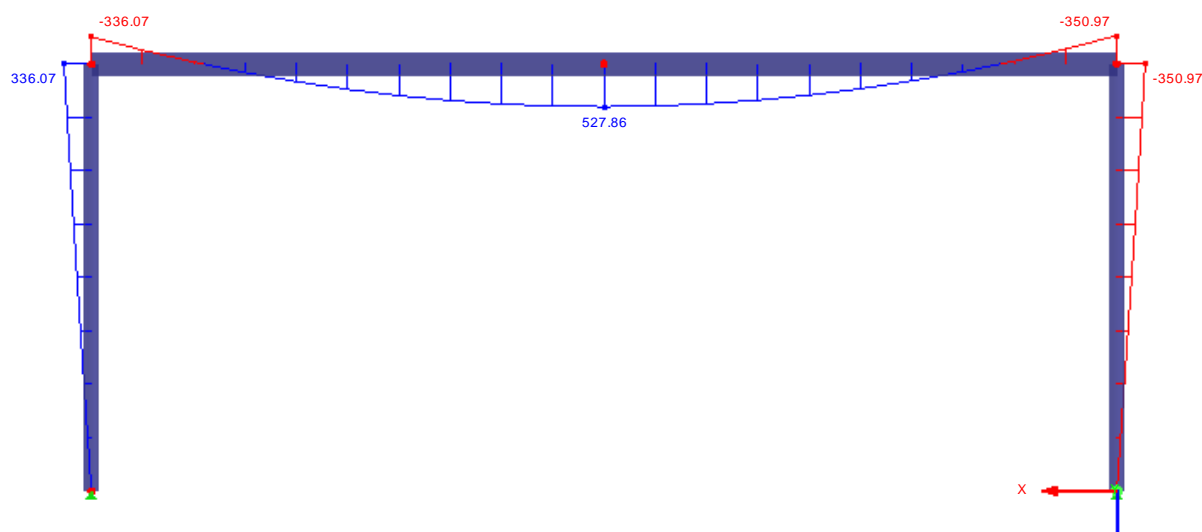
Vypočtené průběhy momentů v závislosti na způsobu zadání imperfekcí jsou vidět na následujících obrázcích:



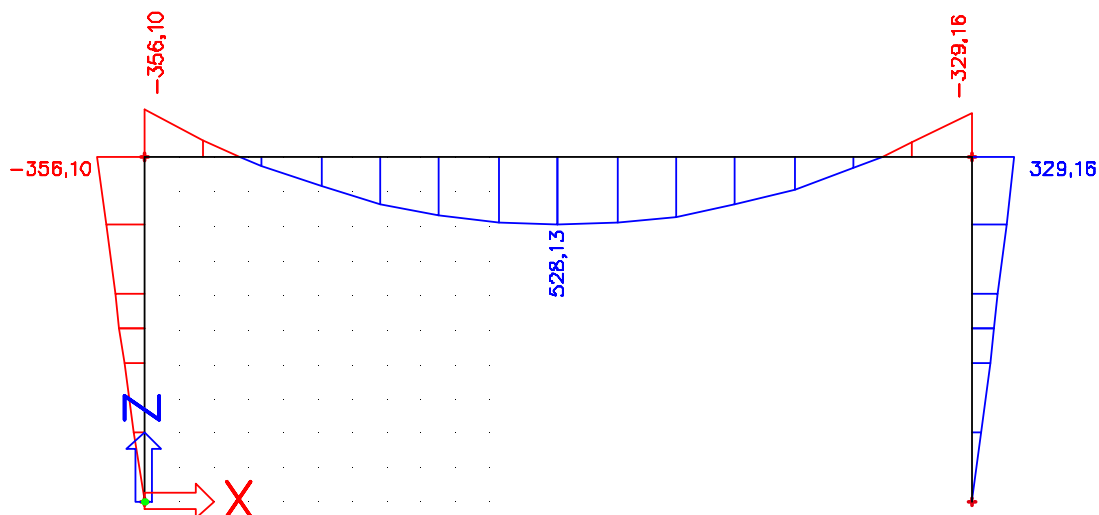
Obr. 4.10 RSTAB – průběh momentů na imperfektní konstrukci získané z 1. vlastního tvaru vybočení – rozdělení jednotlivých prutů na poměrně krátké úseky dl. 400mm,  $M_{max}=357,5$  kNm



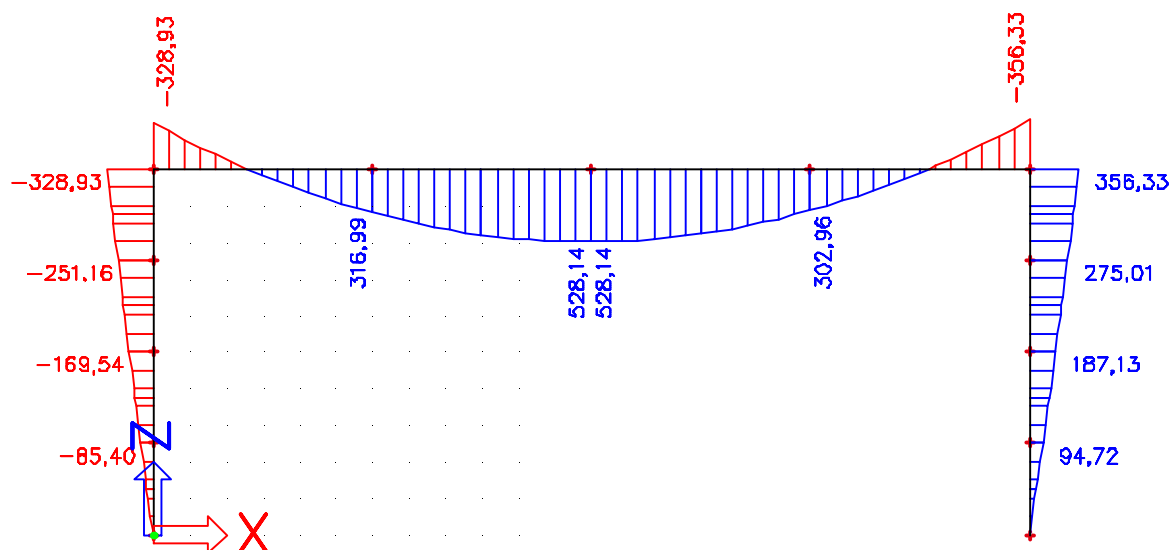
Obr. 4.11 RSTAB – průběh momentů na imperfektní konstrukci získané z 1. vlastního tvaru vybočení – rozdělení jednotlivých prutů na třetiny,  $M_{max}=357,5$  kNm



Obr.4.12 RSTAB – průběh momentů na konstrukci, u které byly imperfekce zadány pomocí prutových imperfekcí a imperfekce soustavy (naklonění soustavy,  $M_{max}=351$  kNm



Obr. 4.13 SCIA Engineer – průběh momentů na konstrukci, u které byl načten imperfektní 1. vlastní tvar a zadána výchylka 71mm, stojky ani příčel nejsou rozděleny –  $M_{max} = 329 \text{ kNm}$  neodpovídá očekávaným hodnotám



Obr. 4.14 SCIA Engineer – průběh momentů na konstrukci, u které byl načten imperfektní 1. vlastní tvar a zadána výchylka 71mm, stojky a příčel jsou rozděleny na čtvrtiny –  $M_{max} 356 \text{ kNm}$  již odpovídají očekávaným hodnotám (shoda s výsledky RSTABu)

### 4.3 Shrnutí

Obecně lze postup výpočtu lze shrnout do následujících bodů:

- zavedou se imperfekce soustavy i imperfekce prutů nebo globální imperfekce,
- nelineární výpočet bez ohledu na  $\alpha_{cr}$ ,
- klopení obvykle provedeme ručně,
- je nutné předem řešit kombinace zatížení, neplatí princip superpozice,
- provádíme pouze posouzení průřezů.

Postup výpočtu konstrukcí s využitím imperfekcí byl prezentován na jednoduchém rovinném rámu. Pro prostorovou konstrukci lze tento postup analogicky využít. Z hlediska vhodnosti jednotlivých postupů lze říci, že uvedený postup, kdy dochází k převzetí vlastního tvaru vybočení ze stabilitního řešení je vhodný zejména pro obloukové konstrukce a zejména pro oblouky s malým vzepětím. V tomto případě je varianta s imperfekcí soustavy nepoužitelná. Pro jednoduché rámy s tuhým rámovým rohem jsou obě metody z hlediska pracnosti a použitelnosti téměř srovnatelné. U příčné vazby s kloubovým příhradovým vazníkem je zapotřebí věnovat značnou pozornost výběru vlastního tvaru protože může nastat situace, kdy několik prvních vlastních tvarů se bude týkat pouze tlačných příhradových prutů vazníku a pro získání imperfektního tvaru vhodného pro analýzu přímým řešením II. řádem bude zapotřebí spočítat poměrně značný počet vlastních tvarů v rámci stabilitního výpočtu. Obdobně je třeba se věnovat vhodnému výběru vlastního tvaru pro ztužené skelety. Proti zmiňovanému přímému řešení II řádem stojí některé problémy s tímto postupem spojené:

- určení imperfektního tvaru (neexistuje obecný algoritmus)
- jiný imperfektní tvar pro každou kombinaci (nejméně však 1) (u složitější konstrukce pro různé prvky/části konstrukce je zapotřebí uvažovat různé imperfektní tvary)
- prostorové působení
- klopení (běžný prutový model postihne pouze vzpěr, klopení provádíme následně ručním výpočtem event. s pomocí modulů pro posouzení ocelových konstrukcí)

## Literatura

- [4.1] Chan, S. L. – Iu, C. K.: On the Advanced Analysis of Steel Frames Allowing for Flexural, Local and Lateral-torsional buckling, Steel Structures 6 (2006) page 121-127.
- [4.2] ČSN EN 1993-1-1 (731401): Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro pozemní stavby.
- [4.3] Trahir, N. S. – Bradford, M. A. – Nethercot, D. A. – Gardner, L.: The behaviour and design of steel structures to EC3, Tylor&Fracis 2010, Fourth edition, ISBN 13:978-0-415-41866-9.
- [4.4] ESSA Engineering, část - Advanced structural analysis.
- [4.5] Manuály RSTAB – vydání leden 2009.
- [4.6] Přednášky POWERPOINT Doc. Ing. Tomáš Vraný, CSc.
- [4.7] Přednáška POWERPOINT z projektu eQUSTA: Imperfections, Prof. Ing. Josef Macháček, DrSc., 2009.
- [4.8] Arthur R. Alvarenga, A. R. – Silveira, R. A. M.: Second-order plastic-zone analysis of steel frames – Part II: effects of initial geometric imperfection and residual stress, Latin American Journal of Solids and Structures no. 6, 2009, p. 323-342.
- [4.9] Heinisuo, M. – Frame stability following EN 1993-1-1, Tampere university of Technology, Finland (www stránky university).

## NAVRHOVÁNÍ STYČNÍKŮ PODLE ČSN EN 1993-1-8

### 5.1 Úvod

Pro navrhování styčníků ocelových konstrukcí platí norma ČSN EN 1993-1-8 [5.1], která v roce 2010 nahradila dříve platnou ČSN P ENV 1993-1-1, která obsahovala odpovídající části v příloze J.

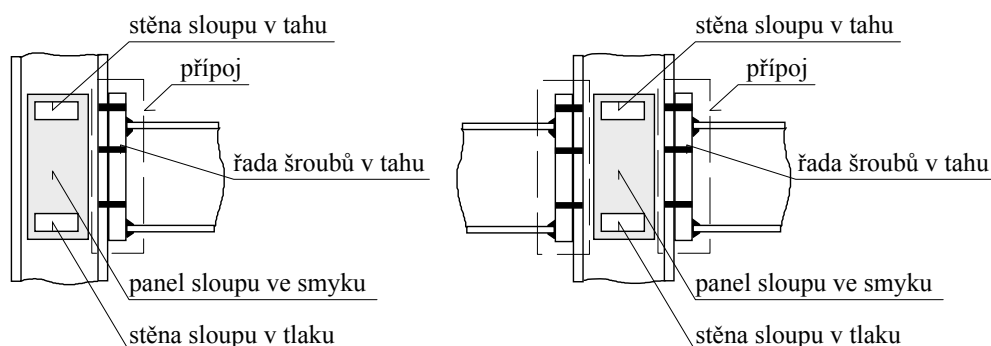
V obou normách byla pro určení charakteristik styčníků použita metoda komponent, v současně platné normě došlo k rozšíření například o styčníky namáhané kombinací osově síly a ohybového momentu.

### 5.2 Metoda komponent

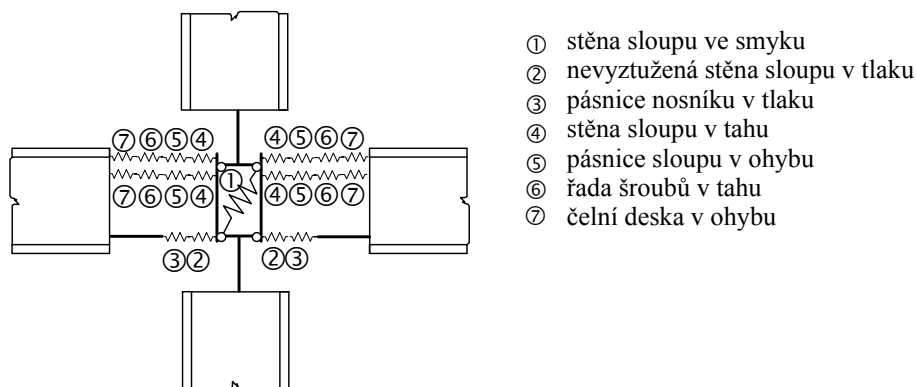
Metoda komponent vychází z běžného řešení, kdy je styčník rozdělen na části, komponenty, jejichž vlastnosti je možno určit pomocí jednoduchých modelů. Výsledné parametry styčníku se získají složením jednotlivých komponent. Pomocí této metody se určuje nejen momentová únosnost styčníku, ale také jeho počáteční tuhost a pomocí zjednodušeného modelu lze odvodit celý pracovní diagram styčníku [5.3].

Metodu komponent lze použít ve zjednodušené formě pro předběžný odhad vlastností styčníku [5.2], podrobněji pro inženýrský návrh podložený normativními předpisy [5.4], [5.5], [5.6] a komplexně při nelineárním modelování, např. pro popis styčnicků spojujících prvky z různých materiálů nebo pro styčníky při vysokých teplotách.

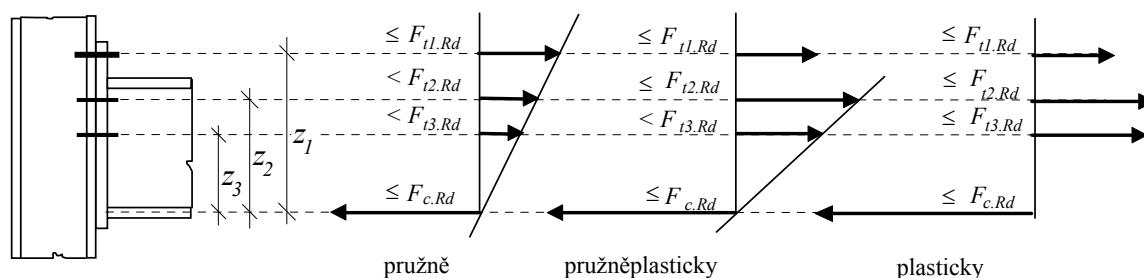
Příklad šroubovaného styčníku je na obr. 5.1, kde jsou vyznačeny hlavní části styčníku. Podrobný mechanický model tuhého styčníku s čelní deskou s vyznačením jednotlivých komponent je na obr. 5.2. Pro známé únosnosti těchto komponent je možno odvodit výslednou únosnost každé řady šroubů i tlačené oblasti styčníku (komponenty jsou řazeny za sebou, v sérii) a následně momentovou únosnost styčníku. Tři možné případy rozdělení sil do šroubů jsou na obr. 5.3.



Obr. 5.1 Šroubovaný styčník a jeho hlavní části



Obr. 5.2 Mechanický model styčnicku s čelní deskou, popis jednotlivých komponent



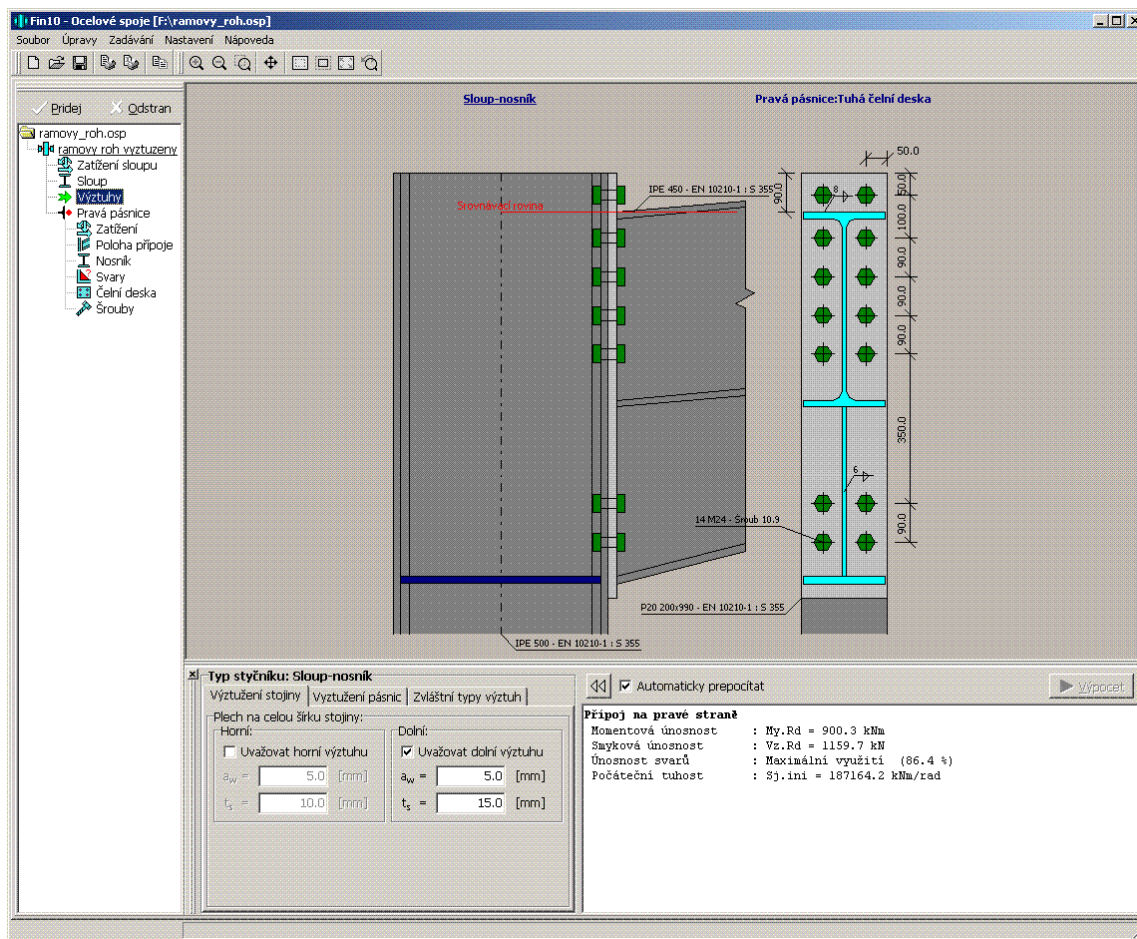
Obr. 5.3 Model pro momentovou únosnost, pružné, pružněplastické a plastické rozdělení sil do šroubů

### 5.3 Software využívající metodu komponent

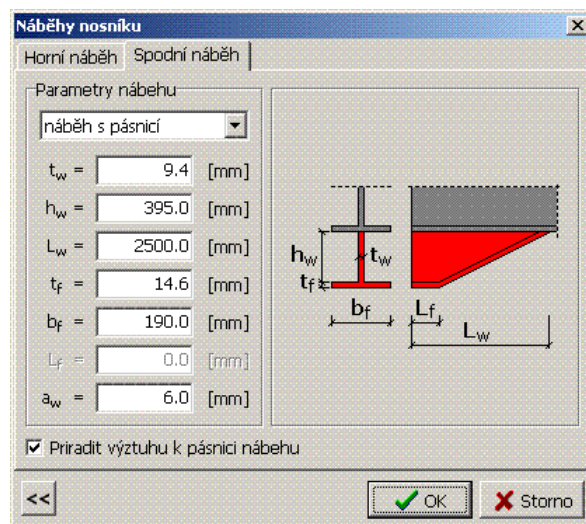
Přestože je metoda komponent v principu velmi jednoduchá, pro praktické použití je často těžkopádná, protože velké množství komponent vede k rozsáhlému výpočtu zvláště u šroubovaných styčníků s větším počtem řad šroubů [5.7]. Proto byly vyvinuty programy využívající metodu komponent, které slouží k usnadnění výpočtu a urychlení návrhu styčnicku. Velká rychlost výpočtu umožňuje optimalizaci styčnicku a výběr nejvhodnější varianty.

Jedním z nich je program Ocelové spoje společnosti Fine [5.8]. V současné době je k dispozici verze podle ČSN P ENV, verze podle ČSN EN se připravuje. Program umožňuje posuzování kloubových styčníků s čelní deskou, několika typů tuhých styčníků (svařované, šroubované s čelní deskou) s možností přidání náběhů nosníku a výtuh sloupu a styčníků příhradových konstrukcí.

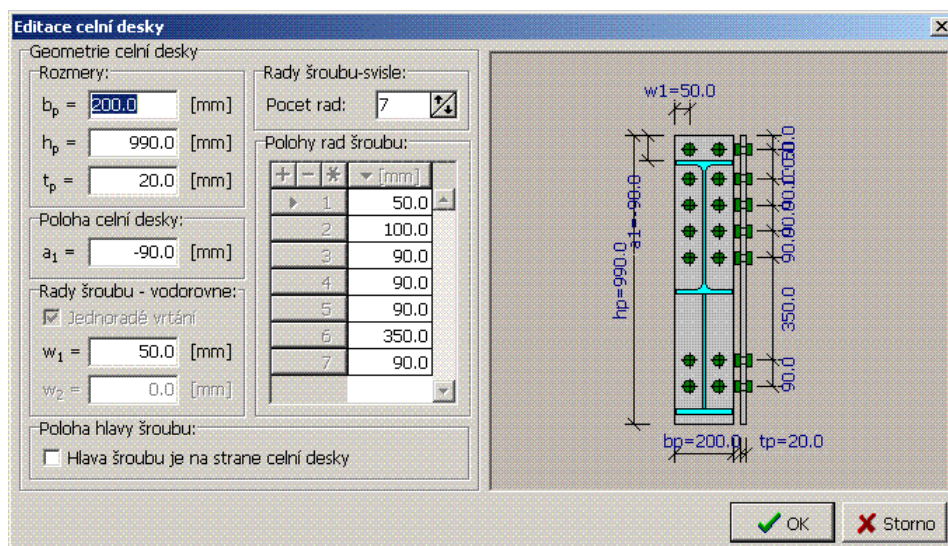
Následující obrázky ukazují prostředí programu Ocspoj, program byl použit pro posouzení šroubovaného styčnicku rámové haly. Podrobný výpočet momentové únosnosti tohoto styčnicku lze nalézt na stránkách projektu Access-Steel [5.11] nebo ve sborníku [5.7]. Náhled na hlavní okno programu a na zadávání rozměrů dílčích částí styčnicku je na obr. 5.4 - 5.6. Samozřejmostí je možnost výběru válcovaných průřezů z vlastní databáze a kontrola rozměrů (nedostatečné rozteče šroubů apod.), velkou výhodou je české prostředí a možnost tisku podrobných výstupů česky, anglicky nebo německy. Program může být spouštěn samostatně nebo ve spojení s programy pro analýzu konstrukcí (Fin 2D nebo Fin 3D). Program umožňuje také výpočet tuhosti posuzovaného styčnicku. K dispozici je demoverze s omezenými možnostmi vstupních hodnot.



Obr. 5.4 Model styčnicku s čelní deskou, program Ocspoj, Fine



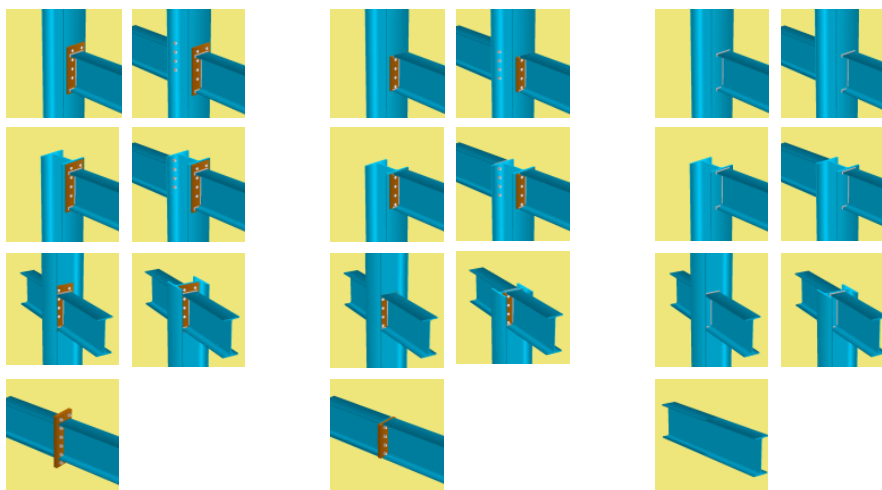
Obr. 5.5 Zadávání parametrů náběhu příčle, Ocspoj, Fine



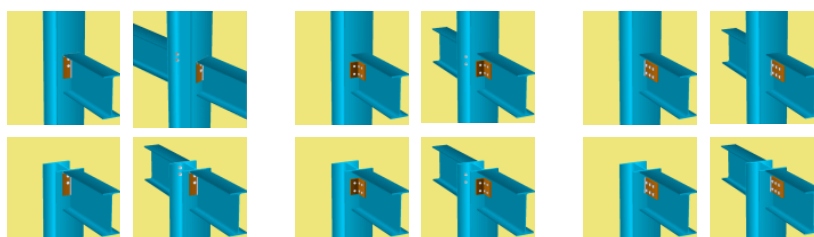
Obr. 5.6 Rozměry čelní desky, poloha šroubů, Ocspoj, Fine

Velmi podobným programem je CoP (zkratka The Connection Program) vyvinutý na univerzitách v Liège a Aachen [5.9]. Kromě posouzení styčníků podle normy ČSN P ENV 1993-1-1 (dnes neplatné) je možno zvolit také normu DIN 18800. Dá se předpokládat, že verze podle plané normy ČSN EN 1993-1-8 se objeví v budoucnosti.

Program umožňuje posuzování kloubových a tuhých styčníků, viz obr. 5.7 a 5.8.



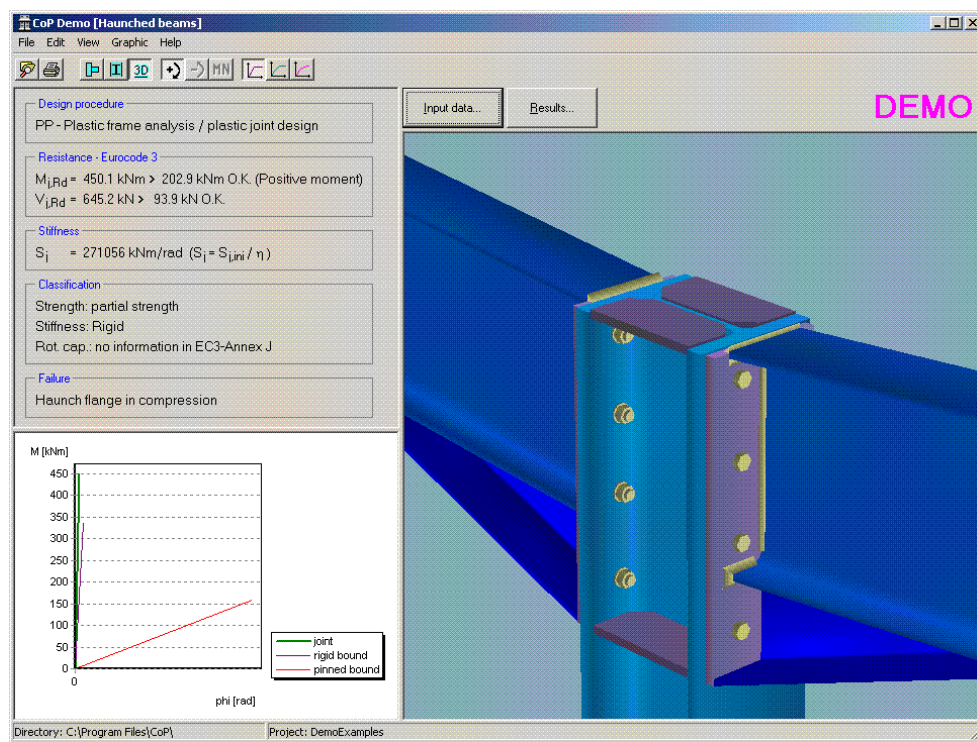
Obr. 5.7 Varianty šroubovaných a svařovaných tuhých styčníků, CoP



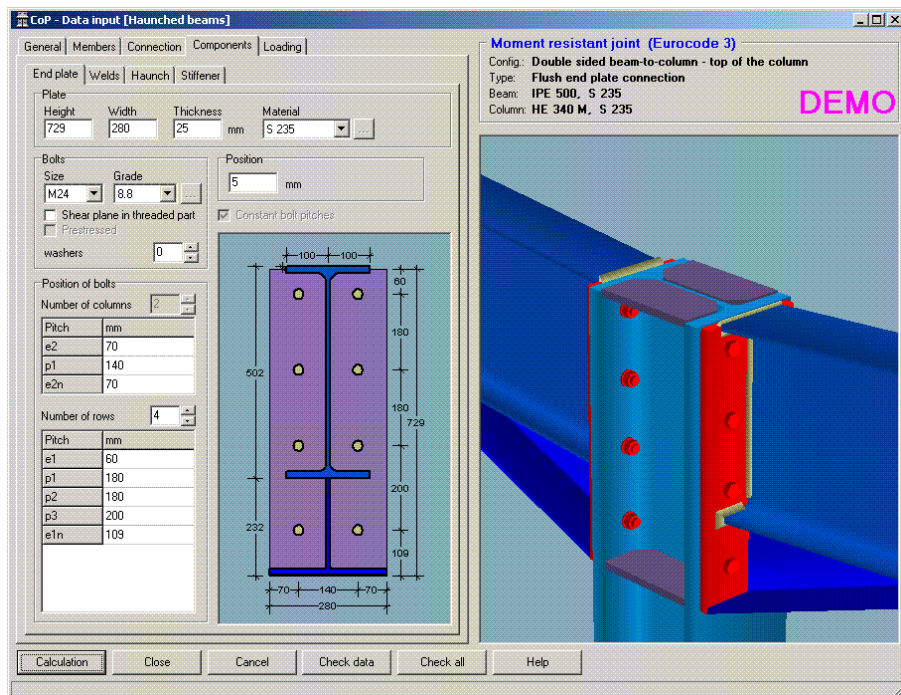
Obr. 5.8 Varianty kloubových styčníků (čelní deska, úhelníky, přivařený plech), CoP



Hlavní okno programu s výsledky výpočtu a zadávání rozměrů čelní desky u šroubovaného styčnicku s náběhem je na obr. 5.9 a 5.10. Demoverze s omezeným výběrem průřezů sloupu i nosníku, která byla použita v ukázce, je zdarma ke stažení.



Obr. 5.9 Model styčnicku s čelní deskou, výsledky výpočtu, program CoP, demoverze



Obr. 5.10 Zadávání rozměrů čelní desky, CoP

## 5.4 Modelování styčnicků pomocí MKP

Model styčnicku využívající metodu konečných prvků představuje zcela jiný přístup k analýze styčnicků. Tento model umožňuje výpočet skutečného průběhu napětí. Tento postup je zvláště vhodný v případech, kdy metodu komponent nelze použít kvůli složité geometrii styčnicku, komplikovanému zatížení nebo v případech, kdy je třeba co nejméně konzervativní řešení. Znázornění skutečného průběhu napětí ve styčnicku a jeho částech umožňuje uživateli efektivně modifikovat přípoj a tak jeho návrh optimalizovat.

Pro model styčnicku lze použít deskostěnové (skořepinové) prvky nebo prostorové prvky (solids). Použití skořepinových prvků vede k modelu s menším počtem prvků i uzlů a tedy k rychlejšímu výpočtu, vede však k některým zjednodušením.

Jako příklad v následujícím textu je použit rámový styčnick [5.7] modelovaný v programu RFEM 4 společnosti Ing. Software Dlubal [5.10].

Vygenerovaná síť skořepinových prvků kombinuje čtyřúhelníkové a trojúhelníkové prvky. Každý uzel sítě má tři stupně volnosti pro posuny a tři stupně volnosti pro rotace. Kontakt mezi čelní deskou a pásnicí sloupu je modelován s použitím kontaktních těles s pružným přenosem třecí síly, nepřenáší se tahové síly. Pro přesnější modelování průběhu napětí v místě napojení pásnice na stěnu sloupu byla dodatečně vložena plocha zohledňující zaoblené náběhy válcovaného profilu.

Šrouby jsou modelovány jako prutové prvky připojené k pásnici sloupu i čelní desce pomocí tuhých ploch vyplňující otvory pro šrouby, na jejichž střed jsou pruty připojeny.

Pro čelní desku a pásnici sloupu byl použit materiálově nelineární model pro plastické přetvoření. Kritériem pro plastizování bylo srovnávací napětí H-M-H (Huber – Mises – Hencky), byl použit bilineární pracovní diagram oceli bez zpevnění. Pro ostatní části styčnicku byl použit izotropní materiálový model.

Plastické chování šroubů bylo modelováno nelinearitou prutů (tečením v tahu), kde jako limitní hodnota byla použita síla odpovídající napětí na mezi kluzu šroubu.

Model styčnicku s oběma výztuhami je tvořen 281 body, 365 liniemi, 14 pruty, 160 plochami a 11 tělesy. Model obsahuje 14 prutových prvků (modelují šrouby), 28387 2D prvků a 9134 3D prvků (prvky pro analýzu napětí na kontaktních deskách).

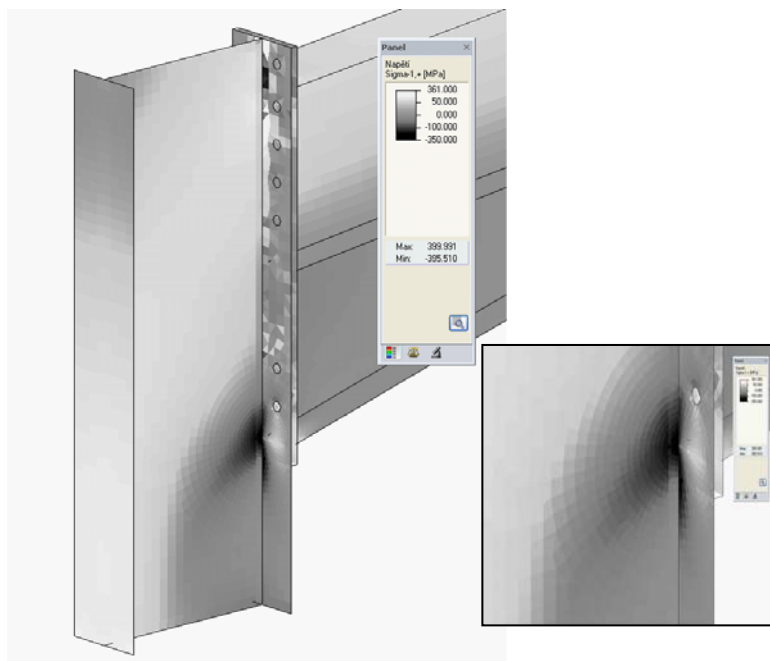
Doba potřebná k vytvoření jednoho modelu byla přibližně jedna hodina, doba výpočtu přibližně deset minut.

Demoverze programu je ke stažení [5.10].

## 5.5 Analýza rámového styčnicku

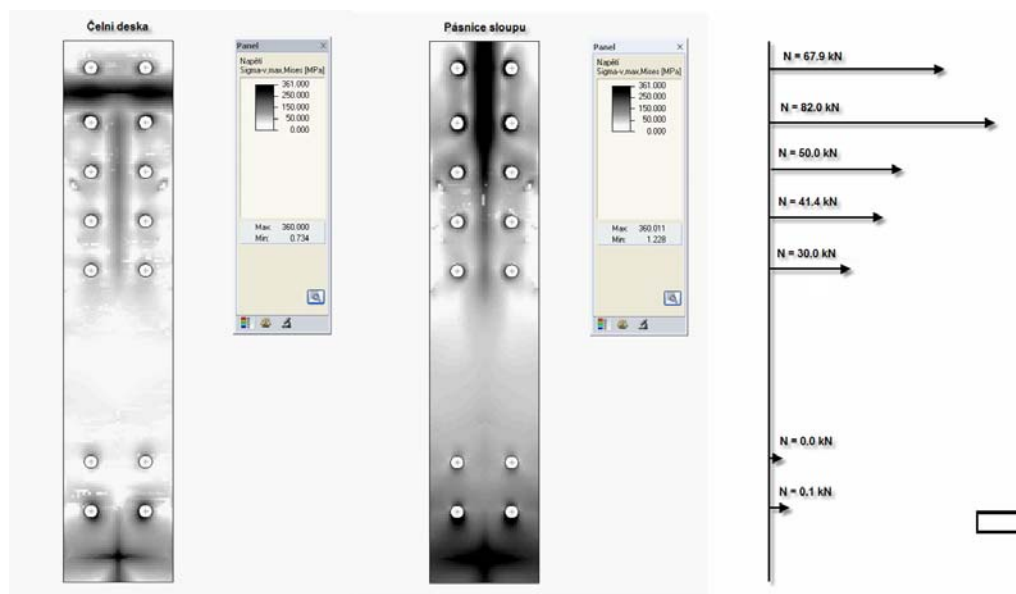
Styčnick byl řešen ve třech variantách tak, aby bylo možno najít optimální řešení s ohledem na požadovanou momentovou únosnost 880 kNm (viz ruční výpočet, [5.7]) a maximálně úsporné řešení. Varianty styčnicku se navzájem liší použitím výztuh sloupu. V první variantě nejsou použity žádné výztuhy, v tom případě je nejkritičtější místem stěna sloupu zatížená příčnou tlakovou silou

z pásnice náběhu. Obr. 5.11 ukazuje průběh hlavního napětí  $\sigma_1$  při působícím momentu 420 kNm. Z obrázku i z detailu je patrné, že maximální napětí dosahuje hodnoty 350 MPa a potvrzuje závěry ručního výpočtu, že nevyztužená stěna sloupu v tlaku je nejslabším místem styčniku.



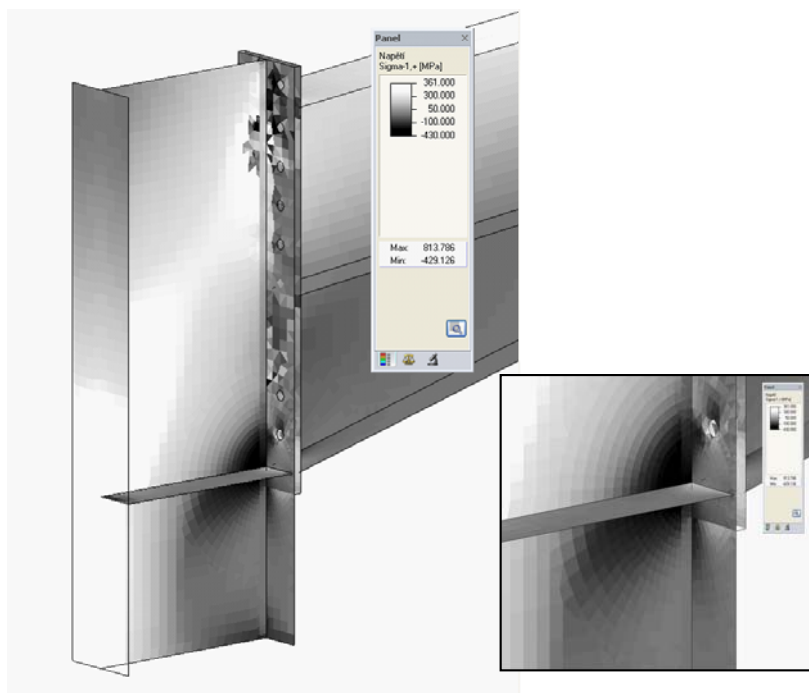
Obr. 5.11 Hlavní napětí ve styčniku s nevyztuženou stěnou sloupu

Napětí v čelní desce i v pásnici sloupu v některých místech sice překračují mez kluzu, tzn. začínají se formovat liniové plastické klouby, ale jejich průběh je takový, že nedojde ke vzniku plastického mechanismu v tažené části styčniku a k jeho kolapsu, viz obr. 5.12.

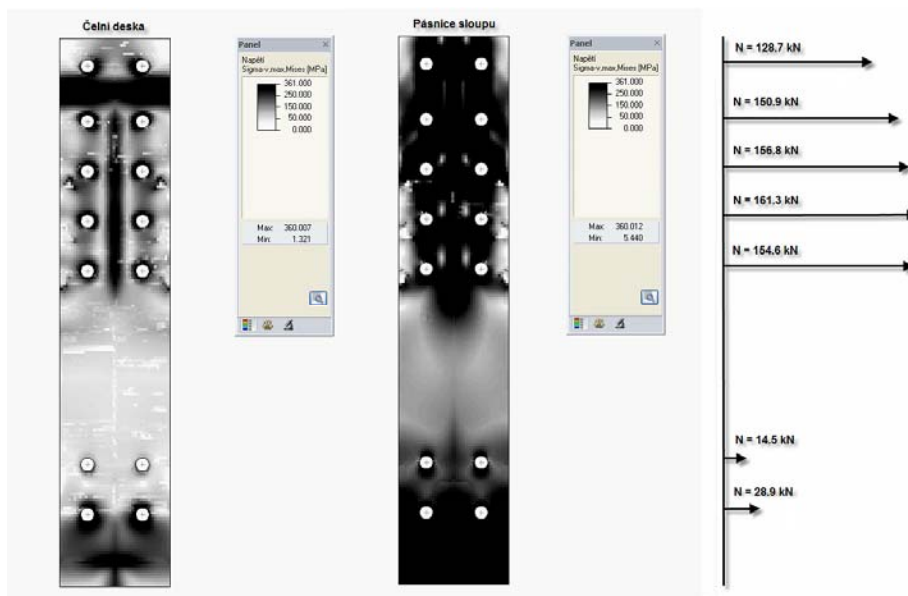


Obr. 5.12 Srovnávací napětí v čelní desce a v pásnici sloupu, rozdělení sil do šroubů, styčník s nevyztuženou stěnou sloupu

Druhá verze styčnicku byla opatřena výztuhou sloupu v tlačené části, to umožnilo zvýšit působící moment až na hodnotu 912 kNm (moment únosnosti styčnicku určený ručním výpočtem). Průběh hlavního napětí  $\sigma_1$  ve styčnicku je na obr. 5.13. V tomto případě o únosnosti rozhoduje nevyztužená pásnice sloupu v ohybu, napětí v pásnici a průběh plastických kloubů lze nalézt na obr. 5.14. Z průběhu sil ve šroubech je patrné plně plastické rozdělení a z toho lze usoudit, že styčník je zatížen na mezi únosnosti.

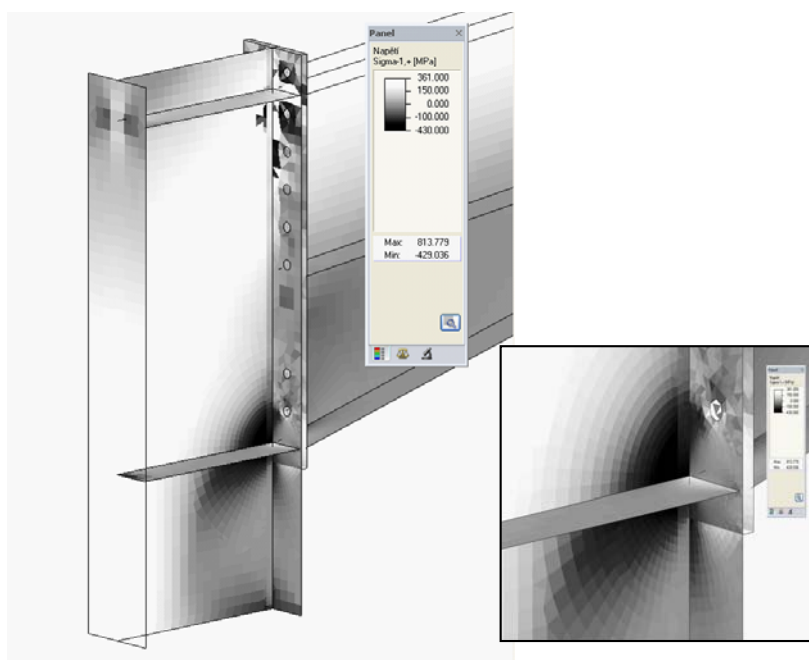


Obr. 5.13 Hlavní napětí ve styčnicku, styčník s vyztuženou stěnou sloupu v tlaku

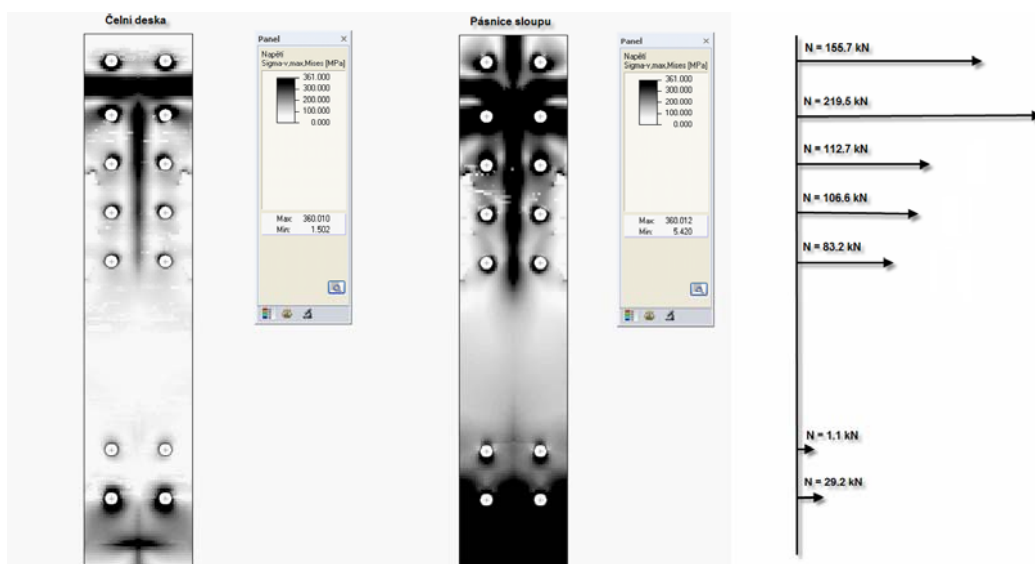


Obr. 5.14 Srovnávací napětí v čelní desce a v pásnici sloupu, rozdělení sil do šroubů, styčník s vyztuženou stěnou sloupu v tlaku

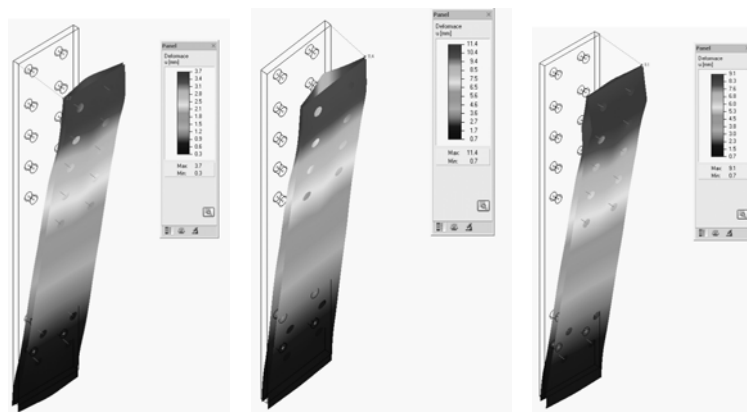
Třetí varianta styčnicku vznikla z předchozí vyztužením sloupu v tažené oblasti. To vedlo ke zvýšení tuhosti pásnice sloupu v ohybu a k nárůstu síly v druhé řadě šroubů (pokud by byla vyztužena ještě čelní deska, zvýšila by se síla také v první řadě). Při stejném zatížení (moment 912 kNm) se proti předchozímu případu výrazně snížily síly v ostatních řadách šroubů a rozdělení sil do šroubů se blíží pružnému průběhu, viz obr. 5.16, v tažené části má tedy styčník ještě rezervu. Větší ohybový moment však není schopen přenášet, protože je prakticky vyčerpána únosnost tlačené části, viz napětí na obr. 5.15. Dalšího zvýšení únosnosti by bylo možno dosáhnout dodatečným zesílením stěny sloupu v tlaku.



Obr. 5.15 Hlavní napětí ve styčníku, styčník s vyztuženou stěnou sloupu v tahu i v tlaku



Obr. 5.16 Srovnávací napětí v čelní desce a pásnici sloupu, rozdělení sil do šroubů, styčník s vyztuženou stěnou sloupu v tahu i v tlaku



Obr. 5.17 Deformace tažené části styčníku, všechny varianty

Deformace tažené části styčníku ve všech variantách je na obr. 5.17. Porovnáním výsledků styčníku s výztuhou v tlačené části (11,4 mm, uprostřed) a styčníku s oběma výztuhami (9,1 mm, vpravo) lze odvodit, že výztuha v tažené oblasti podstatně přispěla ke zvýšení tuhosti styčníku.

## 5.6 Závěr

Příspěvek ukazuje dva odlišné přístupy ve využití software k modelování styčníků. Zatímco programy využívající metodu komponent slouží k rychlému návrhu a posouzení styčníku podle normy, modelování pomocí MKP dává skutečný průběh napětí a umožňuje optimalizovat navržený styčník.

## Literatura

- [5.1] ČSN EN 1993-1-8, Navrhování ocelových konstrukcí, Část 1-8 Navrhování styčníků, ČNI, Praha, 2006.
- [5.2] Wald F., Sokol Z., Navrhování styčníků, ČVUT, Praha, 1999.
- [5.3] Wald F., Návrh styčníků metodou komponent, Ocelové konstrukce 6/2000, str. 7-12.
- [5.4] Wald F., Metoda komponent pro styčníky čelní deskou, Ocelové konstrukce 4/2001, str. 21-24.
- [5.5] Wald F., Návrh svařovaných styčníků otevřených profilů, Ocelové konstrukce 5/2001, str. 18-22.
- [5.6] Wald F., Styčníky spřažených ocelobetonových konstrukcí, Konstrukce 1/2002, str. 17-20.
- [5.7] Sokol Z., Styčník v rámovém rohu, Ocelové a dřevěné konstrukce, řešené příklady, ČVUT Praha, 2009, str. 88-99.
- [5.8] Program Ocspoj, Fine, [www.fine.cz](http://www.fine.cz).
- [5.9] Program CoP, [www.connectionprogram.com](http://www.connectionprogram.com).
- [5.10] Program RFEM 4, Ing. Software Dlubal, [www.dlubal.cz](http://www.dlubal.cz).
- [5.11] Materiály projektu Access-Steel, [www.access-steel.com](http://www.access-steel.com).

## Oznámení

Tento příspěvek vznikl za podpory a ve spolupráci s firmou Ing. Software Dlubal.

## OBEČNÁ METODA PRO VZPĚR A KLOPENÍ

### 6.1 Úvod

Kromě klasického posouzení kombinace vzpěru a klopení, při kterém se vzpěr a klopení posuzuje ve dvou interakčních vztazích, doporučuje norma ČSN EN 1993-1-1, viz [6.1], pro návrh tlačných a ohýbaných prutů obecnou metodu. Řešení vyžaduje prostorové řešení MKP s uvažováním kroucení. V příspěvku jsou výhody obecné metody shrnuty a ukázány na řešeném příkladu.

Klasicky se při návrhu tlačného a ohýbaného prutu na vzpěrný tlak a klopení počítá s oběma jevy samostatně a správné řešení se získá interakcí obou jevů, viz [6.2]. Výpočet lze rozdělit na dva kroky. Na analýzu, při které se vypočítá odezva na zatížení ve tvaru deformací konstrukce a stanoví se vnitřní síly a případně napjatost. Ve druhém kroku se na tuto odezvu posuzuje průřez nebo prut. Interakce mezi analýzou a posouzením se obvykle nevyužívá. Postup je vhodný pro klasický ruční výpočet, kde se ve složitějších případech postupuje zkusmo nebo po přírůstcích. V normách je pro toto řešení vypracováno posouzení mezního stavu únosnosti. Při velkém vlivu chování konstrukce jako celku, které lze popsat porušením průřezu nebo prvku jen velmi konzervativně, je nutno jít při výpočtu na velké rezervy. Klasické posouzení prutů namáhaných kombinací tlaku a ohybu sestává z kroků, které jsou popsány v článcích 6.3.1 a 6.3.2 ČSN EN 1993-1-1, viz [6.1]. Postupuje se následovně:

#### 1. krok - Globální analýza

Působící návrhové vnitřní síly  $N_{Ed}$  a momenty  $M_{y,Ed}$  ve vyšetřovaném prutu se vypočtou globální analýzou teorii prvního nebo druhého řádu.

#### 2. krok - Pružné kritické síly

Stanoví se pružné kritické síly prutu, které odpovídají příslušnému tvaru vybočení, ve vzpěru  $N_{cr}$  a/nebo při klopení  $M_{y,cr}$ .

#### 3. krok – Únosnost kritického průřezu

Pro kritický průřez prutu se určí příslušné únosnosti v tlaku  $N_{c,Rk}$  a v ohybu  $M_{y,Rk}$ .

#### 4. krok – Poměrné štíhlosti

Pro prut namáhaný pouze vzpěrem/klopením se stanoví štíhlost a z ní součinitel vzpěru/klopení

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{c,Rk}}{N_{cr}}} \Rightarrow \chi(\bar{\lambda}) \quad \text{a/nebo} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{y,Rk}}{M_{y,cr}}} \Rightarrow \chi_{LT}(\bar{\lambda}_{LT}) \quad (6.1)$$



## 5. krok - Únosnost

Únosnost štíhlého prutu se ověří samostatně ve vzpěrném tlaku a při klopení pomocí vztahů

$$N_{Ed} \leq \frac{\chi \cdot N_{c,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{a/nebo} \quad M_{y,Ed} \leq \frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}} \quad (6.2)$$

Při působení vzpěrného tlaku a klopení se nejprve odděleně stanovují únosnosti při jednotlivých porušení a výsledná únosnost se kombinuje pomocí součinitelů, viz 6.3.3 v [6.1].

Pro 1. krok se využívají běžné komerční programy. Pro 3. krok jsou v ČSN EN 1993-1-1 připraveny v odstavci 6.2 vztahy na ověření únosnosti. V krocích 4 a 5 se přímo stanovují hodnoty v závislosti na kritických silách, které byly stanoveny ve 2. kroku. Postupuje se podle tabulek a pomůcek v odborné literatuře. V Národní příloze NB k ČSN EN 1993-1-1 jsou připraveny tabulky, které vycházejí z přílohy I Klopení nosníků a vzpěr zkroucením a prostorový vzpěr tlačných prutů k ČSN EN 1999-1-1 Navrhování hliníkových konstrukcí, viz [6.3], jejímž autorem je prof. Baláž. Výše uvedený postup vyžaduje citlivou volbu vhodných hodnot v tabulkách. Na programování není vhodný pro řadu vynucených rozhodnutí a okrajových podmínek.

## 6.2 Obecná metoda

Výpočetní programy snadno nahrazují ruční výpočet globální analýzy a posouzení průřezu/prutu. Využitím pokročilé optimalizace a globálního chování lze dosáhnout kvalitativně vyšší úrovně. Podle metodiky, která je popsána v literatuře [6.4] a [6.5], je rozpracována obecná metoda, která umožňuje kombinovat tlak a ohyb se vzpěrem a klopením, viz ČSN EN 1993-1-1, viz [6.1]. Metoda je navržena pro automatizaci výpočtu pomocí software. Postup řešení je popsán v kapitole 6.3.4. pro rovinný rám se vychází z parametrizace vztahů ve tvaru

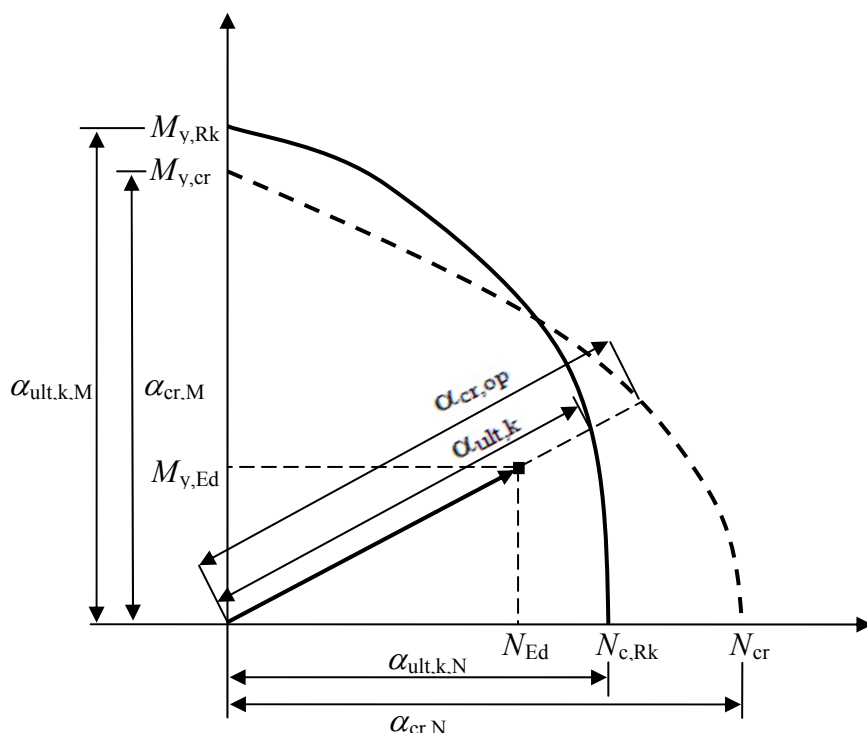
$$\alpha_{ult,k,N} = \frac{N_{c,Rk}}{N_{Ed}}; \alpha_{cr,N} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \quad \text{a} \quad \alpha_{ult,k,M} = \frac{M_{y,Rk}}{M_{y,Ed}}; \alpha_{cr,M} = \frac{M_{y,cr}}{M_{y,Ed}} \quad (6.3)$$

kde  $\alpha_{ult,k}$  je nejmenší násobitel návrhového zatížení, při kterém se dosáhne hodnota charakteristické únosnosti v rozhodujícím průřezu konstrukční části při jeho namáhání v rovině. Při jeho stanovení se uvažují všechny příslušné účinky globálních a místních deformací a imperfekcí v rovině rámu. Nejmenší násobitel návrhových zatížení v rovině, při kterém se dosáhne pružná kritická únosnost prutu,  $\alpha_{cr}$  vyjadřuje násobek působící vnitřní síly k dosažení únosnosti ve vzpěrném tlaku. Indexy  $N$  a  $M$  v přehledných výrazech značí vzpěr a klopení. V 4. a 5. kroku lze úpravou popsat štíhlost prutu k ověření jeho únosnosti pro vzpěr a klopení pomocí přehledných vztahů

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k,N}}{\alpha_{cr,N}}}; 1 \leq \frac{\chi \cdot \alpha_{ult,k,N}}{\gamma_{M1}} \quad \text{a/nebo} \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k,M}}{\alpha_{cr,M}}}; 1 \leq \frac{\chi_{LT} \cdot \alpha_{ult,k,M}}{\gamma_{M1}} \quad (6.4)$$



V ČSN EN 1993-1-1 se jedná o čl. (2) a (3), rov. (6.64). Na obr. 6.1 je interakce lze graficky vyjádřena pomocí nejmenších násobitelů návrhových zatížení v rovině, viz [6.6].



Obr. 6.1 Součinitele pro konvenční interakci a obecnou metodu

Návrh obecnou metodou lze rozdělit do obdobných kroků jako metodu klasickou.

#### 1. krok - Globální analýza

Vhodnou globální analýzou, teorií prvního nebo druhého řádu, se vypočtou působící návrhové vnitřní síly na vyšetřovaném prutu,  $N_{Ed}$  a  $M_{y,Ed}$ .

#### 2. krok - Pružné kritické síly

Pro daný zatěžovací stav se vypočte nejmenší násobitel návrhových zatížení v rovině, při kterém se dosáhne pružná kritická únosnost prutu  $\alpha_{cr}$ .

#### 3. krok – Charakteristická únosnost kritického průřezu

Vypočte se nejmenší násobitel návrhového zatížení, při kterém se dosáhne hodnota charakteristické únosnosti v rozhodujícím průřezu prutu při jeho namáhání v rovině, ale bez uvažování vzpěru z roviny nebo klopení  $\alpha_{ult,k}$ , pro rozhodující průřez a dané zatížení.

#### 4. krok - Poměrné štíhlosti

Počítá se celková štíhlost a odpovídající součinitele vzpěrnosti

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \Rightarrow \chi(\bar{\lambda}_{op}), \chi_{LT}(\bar{\lambda}_{op}) \quad (\text{v ČSN EN 1993-1-1 rov. (6.64)}, (6.5))$$

### 5. krok - Únosnost

Posoudí se stabilita prutu pro dané zatížení a okrajové podmínky

$$1 \leq \frac{\chi_{op} \cdot \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{v ČSN EN 1993-1-1 rov. (6.63)}, (6.6))$$

kde se hodnota součinitele vzpěrnosti  $\chi_{op}$  stanoví z hodnot  $\chi$  a  $\chi_{LT}$ , nebo se postupuje podle

$$\frac{N_{Ed}}{\chi \cdot N_{c,Rk} / \gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (\text{v ČSN EN 1993-1-1 rov. (6.66)}, (6.7))$$

Kritické síly a únosnosti prutů se v tomto případě stanovují pro skutečně působící síly.

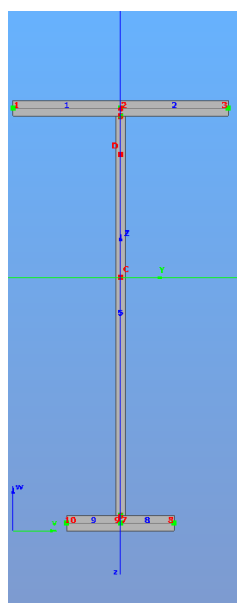
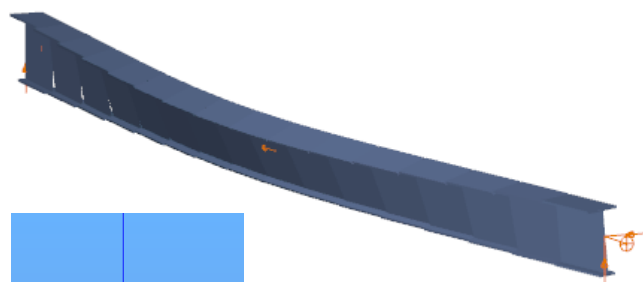
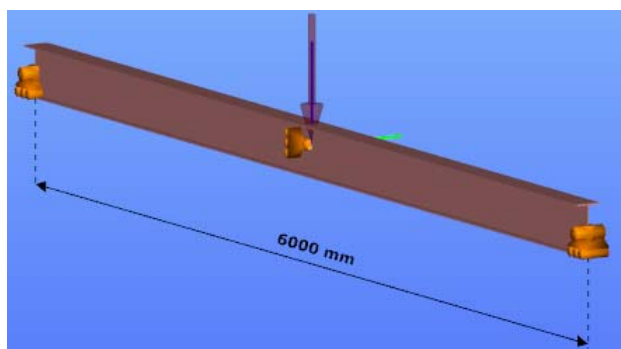
Řešení umožňuje analyzovat nejen izolované pruty, ale části konstrukce se specifickým tvarem vybočení. Tvar vybočení závisí na konkrétním zatížení. Okrajové podmínky jsou do výpočtu zahrnuty přímo. Výpočet hodnot nejmenších násobitelů  $\alpha_{cr}$  a  $\alpha_{ult,k}$  pro obecnou štíhlost, která zahrnuje všechny možné tvary vybočení, vyžaduje vhodnou kombinaci analýzy, modelu průřezu a postupu výpočtu. Protože se v evropské normě jedná o nové řešení, umožňuje text dokumentu u využití obecné metody upřesnit řešení národní přílohou. Severoamerická norma ANSI/AISC 360-00, viz [6.7], zahrnuje obecnou metodu již od verze 2000, viz [6.8]. Národní příloha k ČSN EN 1993-1-1 v čl. NA2.21, viz [6.1], doporučuje obecnou metodu použít k podrobné analýze vlivu druhého řádu v rovině ohybu. Obecně se metoda jeví vhodná pro všechna řešení tlaku s ohybem, viz [6.8] a [6.9], výpočtovými programy.

### 6.3 Globální analýza

Metoda konečných prvků pro výpočet nejmenšího násobitele návrhového zatížení, při kterém se dosáhne kritického zatížení, by měla respektovat:

- chování otevřených průřezů podle Vlasovovy teorie tenkostěnných prutů,
- prostorové chování včetně klopení,
- geometrické nelinearity.

Možnosti řešení metodou konečných prvků s prvkem se sedmi stupni volnosti jsou popsány v [6.4]. Přesnost výpočtu lze ukázat na návrhu prostě uloženého nosníku s jednou osou symetrie, jehož numerické řešení programem ABAQUS publikovali Mohri a kol., viz [6.10]. Pro nosník I průřezu s pásnicemi 150/75-10,3 a stojinou 289,3-7,1 jsou vstupní údaje shrnuty na obr. 6.2. Výsledky numerického řešení, viz Mohri a kol. [6.10], jsou shrnuty v tab. 6.1.



#### Basic properties

$V_s$	75,0 mm
$W_s$	176,5 mm
$\alpha$	0,0 degree
$A$	4 386 mm <sup>2</sup>

#### General properties in the main axis system (y,z)

$I_y$	60 095 463 mm <sup>4</sup>
$I_z$	3 385 547 mm <sup>4</sup>
$i_y$	117,1 mm
$i_z$	27,8 mm
$W_{el,y}^1$	340 544 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^1$	45 141 mm <sup>3</sup>
$W_{el,y}^2$	486 481 mm <sup>3</sup>
$W_{el,z}^2$	45 141 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,y}$	458 115 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,z}$	75 234 mm <sup>3</sup>

#### General properties in the section edit system replaced in the

$I_Y$	60 095 463 mm <sup>4</sup>
$I_Z$	3 385 547 mm <sup>4</sup>
$I_{YZ}$	0 mm <sup>4</sup>
$i_Y$	117,1 mm
$i_Z$	27,8 mm
$W_{el,Y}^1$	340 544 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Z}^1$	45 141 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Y}^2$	486 481 mm <sup>3</sup>
$W_{el,Z}^2$	45 141 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,Y}$	458 115 mm <sup>3</sup>
$W_{pl,Z}$	75 234 mm <sup>3</sup>

#### Torsional properties

$y_0$	0,0 mm
$z_0$	86,0 mm
$Y_0$	0,0 mm
$Z_0$	86,0 mm
$I_t$	125 104 mm <sup>4</sup>
$I_w$	$27,99 \times 10^9$ mm <sup>6</sup>

Obr. 6.2 Numerické řešení nosníku s jednou osou symetrie, který je zatížen ve středu smyku

Tab. 6.1 Hodnota kritického momentu pro ověřovací příklad

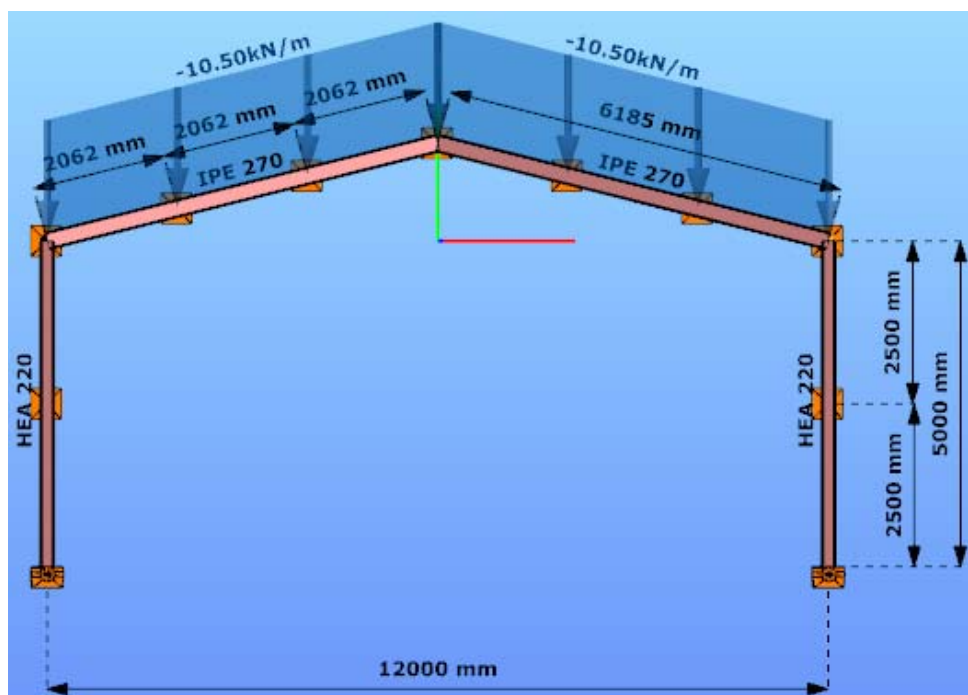
Metoda řešení	Kritický moment (kNm)	
	Zatížení směrem dolů	Zatížení směrem nahoru
Deskostěnové prvky, viz [6.10]	77,48	54,65
Nelineární deskostěnové prvky Shell S8R5, viz [6.10]	77,41	53,99
Prvek se šesti stupni volnosti, viz [6.11]	77,98	53,83

## 6.4 Řešený příklad - návrh dvoukloubového rámu

Využití obecné metody v programu ConSteel, viz [6.11], lze ukázat na návrhu dvoukloubového rámu. Výpočet je dále popsán podle výše definovaných kroků:

### 1. krok - Globální analýza

Na obr. 6.3 je dokumentován prostorový model řešeného portálového rámu. Sloupky jsou z roviny drženy průběžně v ose průřezu. Příčle rámu je vodorovně držena vaznicemi v ose příčle. Předpokládají se dokonale tuhé vodorovné podpory. Zatížení je znázorněno na obr. 6.3. Analýza využívá teorii druhého řádu a rámové imperfekce v rovině rámu. V případě, že by rozhodovalo příčné zatížení větrem, by bylo podle studií možno imperfekce zanedbat.



Obr. 6.3 Prostorový model rámu se zatížením a držením z jeho roviny

### 2. krok - Pružné kritické síly

Nejmenší násobitel návrhového zatížení, při kterém se dosáhne kritického zatížení, lze vypočítat stabilitním výpočtem soustavy. Nutné podmínky řešení zahrnují popis okrajových podmínek podpor a MKP prvek s vlivem kroucení. Pro výpočet byl použit program ConSteel, viz [6.11]. Pro posouzení se volí první vlastní tvar s vybočením ve vodorovném směru, viz obr. 6.4. Nejmenší násobitel návrhového zatížení, při kterém se dosáhne kritického zatížení, je 4,16.



Global stability resistance (Dominant)	
Capacity	98,6 %
Applied part of standard	6.3.4 (2)-(3), (4)b - (6.63, 6.64, 6.66)
$\alpha_{ult,k}$	1,105
$\alpha_{cr,op}$	4,160
$\lambda_{op}$	0,515
$\alpha$	0,340
$\Phi$	0,686
$\chi$	0,877
$\alpha_{LT}$	0,210
$\Phi_{LT}$	0,666
$\chi_{LT}$	0,919
$N_{Ed}$	-35,3 kN
$M_{y,Ed}$	99,3 kNm
$M_{z,Ed}$	0,0 kNm
$N_{Rk}$	1 079,7 kN
$M_{y,Rk}$	113,9 kNm
$M_{z,Rk}$	21,8 kNm

Obr. 6.4 První vlastní tvar vybočení stanovený programem ConSteel,  $\alpha_{cr,op} = 4,16$

### 3. krok – Charakteristická únosnost kritického průřezu

Programem ConSteel vypočtené vnitřní síly a únosnosti se řeší v nejvíce namáhaných průřezech jednotlivých prvků, viz obr. 6.5. Nejmenšího násobitele návrhového zatížení, při kterém se dosáhne hodnota charakteristické únosnosti v rozhodujícím průřezu konstrukční části při jeho namáhání v rovině, ale bez uvažování vzpěru z roviny nebo klopení (přitom se však uvažují všechny příslušné účinky globálních a místních deformací a imperfekcí v rovině), se vypočte pro působící návrhové vnitřní síly

$$N_{Ed} := 35300 \quad [N]$$

$$M_{y,Ed} := 99300000 \quad [Nmm]$$

$$N_{Rd} := 1079700 \quad [N]$$

$$M_{y,Rd} := 113900000 \quad [Nmm]$$

pro průřez s vlastnostmi

$$A := 4595 \quad [mm^2]$$

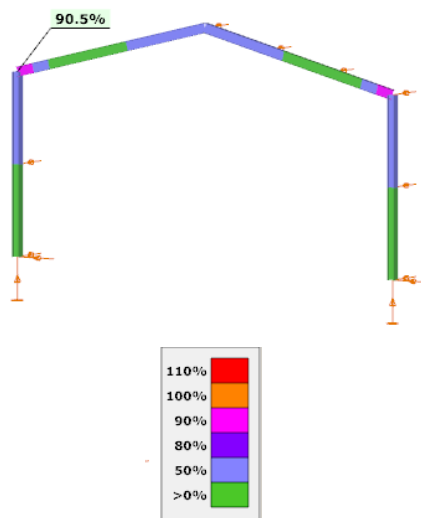
$$W_{ply} := 484516 \quad [mm^3]$$

a pro mez kluzu

$$f_y := 235 \quad [N/mm^2]$$

a nejmenší násobitel návrhového zatížení, při kterém se dosáhne hodnota charakteristické únosnosti v rozhodujícím průřezu konstrukční části při jeho namáhání v rovině, ale bez uvažování vzpěru z roviny nebo klopení

$$\alpha_{ult,k} := \frac{1}{\frac{N_{Ed}}{A \cdot f_y} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{ply} \cdot f_y}} \quad \alpha_{ult,k} = 1.105$$



Conservative interaction resistance	
Capacity	90,5 %
Section class	1
Applied part of standard	6.2.1(7) - (6.2) formula
$N_{Ed}$	-35,3 kN
$N_{Rd}$	1 079,7 kN
$M_{y,Ed}$	99,3 kNm
$M_{y,Rd}$	113,9 kNm
Warning	effect of shear is neglected
$M_{z,Ed}$	0,0 kNm
$M_{z,Rd}$	21,8 kNm
$\alpha_{ult,k}$	1,105

Obr. 6.5 Posouzení příčle v nejvíce namáhaném průřezu na interakci vnitřních sil podle (6.7)

#### 4. krok - Poměrné štíhlosti

Globální poměrnou štíhlost lze stanovit z nejmenšího násobitele návrhového zatížení působící v rovině, při kterém se dosáhne pružná kritická únosnost včetně vlivu klopení, zde klopení nerozhoduje, jako

$$\alpha_{cr,op} := 4.16$$

$$\lambda_{op} := \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}} \quad \lambda_{op} = 0.515$$

Nejmenšího násobitele návrhového zatížení, při kterém se dosáhne kritického zatížení, lze stanovit ze štíhlosti v tlaku pomocí součinitele vzpěrnosti

$$\alpha := 0.34$$

$$\phi := 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\lambda_{op} - 0.2) + \lambda_{op}^2 \right]$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{op}^2}} \quad \chi = 0.877$$

$$\alpha := 0.34$$

$$\phi := 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\lambda_{op} - 0.2) + \lambda_{op}^2 \right]$$

$$\chi := \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_{op}^2}} \quad \chi = 0.877$$

a klopení

$$\alpha_{LT} := 0.21$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{op} - 0.2) + \lambda_{op}^2 \right]$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{op}^2}} \quad \chi_{LT} = 0.919$$

### 5. krok - Únosnost

V kritickém průřezu na příčli rámu u rámového rohu se prověří globální chování rámu. Konzervativně se použije interakční vztah

$$\eta := \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot A \cdot f_y} + \frac{M_{yEd}}{\chi_{LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y} \quad \eta = 0.986$$

Řešení vyhovuje. Únosnost této konstrukce je využita na 98,6%.

## 6.5 Shrnutí

Kapitola ukazuje možnosti využití obecné metody pro řešení interakce vzpěru a klopení, která je popsána v čl. 6.3.4 normy ČSN EN 1993-1-1, viz [6.1]. Metoda vyžaduje obecně řešení MKP, které umožní uvažovat vybočení ve vzpěru a při klopení.

V Číně a USA byl pro globální analýzu i podle Evropských návrhových norem připraven program NIDA, viz [6.12]. V Evropě je pro obecnou metodu připraven prvek v FELTB v programech RFEM a RSTAB, viz [6.13]. Jedním z vhodných a snadno dostupných nástrojů pro aplikaci obecné metody je program ConSteel, viz [6.11], který nabízí výše uvedené možnosti. Program byl v roce 2010 přeložen do češtiny a lze si jej na měsíc bezplatně zapůjčit k vyzkoušení.

Řešené příklady ukazují jednoduchost a účinnost obecné metody pro konstrukce s pruty, které jsou namáhány vzpěrem a klopením a dobrou přesnost metody při porovnání výsledů s řešením pomocí deskostěnových prvků druhým řádem s imperfekcemi. Nepřesnosti, ne vždy nutně na konzervativní stranu, při zjednodušených interakcích, např. podle příloh A a B normy ČSN EN 1993-1-1, jsou doloženy v řadě prací, viz např. [6.14] až [6.17].

## Literatura

- [6.1] ČSN EN 1993-1-1, Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1.1: Obecná pravidla pro navrhování, ČNI, Praha 2005.
- [6.2] Macháček J. a kol., Navrhování ocelových konstrukcí. Příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8, ČKAIT, Praha 2009.
- [6.3] ČSN EN 1999-1-1, Navrhování hliníkových konstrukcí – Část 1.1: Obecná pravidla pro navrhování, ČNI, Praha 2009.
- [6.4] Chen, W.F., Atsuta, T., Theory of Beam-Columns: Space behavior and design, Vol. 2, McGraw-Hill, 1977, s. 539-564.
- [6.5] Bijlaard, F., Feldman, M., Naumes, J., Sedlacek, G.: The general method for assessing the out-of-plane stability of structural members and frames and the comparison with alternative rules in EN 1993-Eurocode 3-Part 1.1, Steel Construction 3 (2010), No. 1.
- [6.6] Papp F., Szalai J., Practical Design of Steel Beam-Column Structures using the General Method of EC3-1-1, Department of Structural Engineering, BUTE, Hungary, 2009.
- [6.7] ANSI/AISC 360-05, *Specification for Structural Steel Buildings*, AISC Chicago 2000, URL: [www.aisc.org](http://www.aisc.org).
- [6.8] Lui E.M., Ge M., Analysis and design for stability in the U.S. - An overview, Steel and Composite Structures, 2005, Vol. 5 No.2-3, s. 103-126.
- [6.9] Siomes da Silva, L., Marques, L., Rebelo, C., Numerical validation of the general method in EC3-1-1 for prismatic members, Journal of Constructional Steel Research, 2010, Vol. 66, Issue 4, April 2010, s. 575-590.
- [6.10] Mohri, F., Brouki, A. and Toth, J.C., Theoretical and numerical stability analyses of unrestrained, mono-symmetric thin-walled beams, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 59, 2003, s. 63-90.
- [6.11] URL: [www.consteel.hu](http://www.consteel.hu).
- [6.12] NIDA - Innovative Second-Order Design Software, URL: [nida-naf.com](http://nida-naf.com).
- [6.13] RSTAB, RFEM, URL: [www.dlubal.cz/Produkty-cleneni.aspx](http://www.dlubal.cz/Produkty-cleneni.aspx).
- [6.14] Greiner R., Ofner R., Comparison of General Method with traditional methods-Example of a sway frame with lateral restraints, ECCS TC8 Stability, 2007, TC8-2007-006.
- [6.15] Greiner R., Lechner A., Comparison of General Method with traditional methods - Part 2 - Example of a sway frame with the free unrestrained corners TC8-2007-013, Gratz 2007.
- [6.16] Ofner, R., Traglasten von Stäben aus Stahl bei Druck and Biegung. Ph.D. thesis, Graz Austria, Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Graz, 1997.
- [6.17] Rebelo C., Lopes N., Simões da Silva L., Nethercot D., Vila Real P.M.M., Statistical evaluation of the lateral-torsional buckling resistance of steel I-beams, Part 1: Variability of the Eurocode 3 resistance model, Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65 (4), s. 818-831.



## ČLENĚNÝ PRUT

### 7.1 Úvod

Tento článek ilustruje výpočet členěných prutů za použití softwarových produktů, které usnadňují návrh a posouzení těchto konstrukcí ve srovnání s ručními postupy. První část představuje použití programu pro dimenzování členěných prutů podle ČSN EN 1993-1-1. Druhá část ukazuje využití softwaru pro globální analýzu členěného prutu podle teorie druhého řádu.

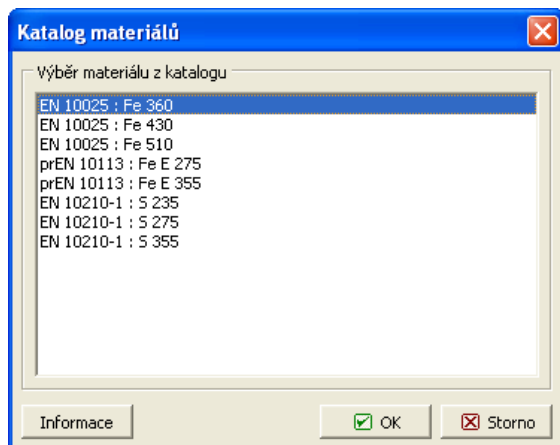
### 7.2 Analýza konstrukce

Podle typu prutové konstrukce a globální analýzy se účinky druhého řádu a imperfekce mají stanovit jednou z metod, které jsou uvedeny v [7.1], čl. 5.2.2(3). Při návrhu členěných prutů lze postupovat podle čl. 5.2.2(3c) a 5.2.2(8), kdy je možné účinky druhého řádu a imperfekce stanovit pomocí posouzení jednotlivých ekvivalentních prutů s použitím vhodných vzpěrných délek, které jsou stanoveny podle tvaru globálního vybočení prutové konstrukce. V takovém případě se vnitřní síly pro posouzení mezního stavu únosnosti vypočítají podle teorie prvního řádu bez uvažování imperfekcí. Pro posouzení členěného prutu pak lze použít ustanovení uvedená v kap. 6.4, [7.1], která jsou obecně známá. Nebo je možné prutovou konstrukci řešit postupem uvedeným v [7.1], čl. 5.2.2(3a) nebo 5.2.2(3b), jako soustavu prutů s výpočtem podle teorie druhého řádu. Jedná se o přímé řešení, tj. geometricky nelineární řešení prutové konstrukce s imperfekcemi, takže není potřebné individuální posouzení stability prutů. Při posouzení je nutné definovat kombinace zatížení před výpočtem vnitřních sil, protože neplatí princip superpozice.

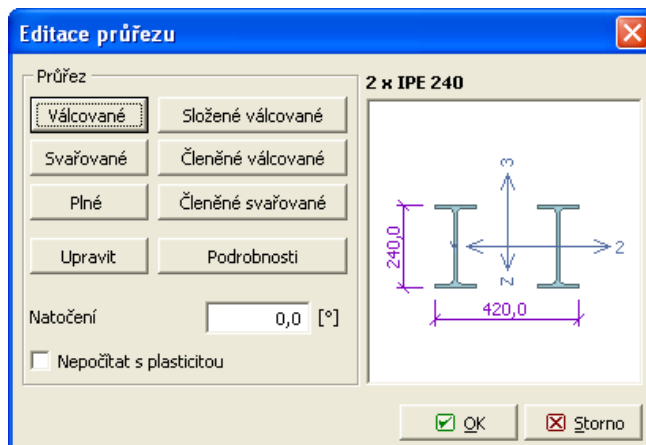
### 7.3 Dimenzování členěných prutů v programu FIN EC - Ocel

Při návrhu členěných prutů lze použít některý ze softwarových produktů pro dimenzování, jako je např. FIN EC – Ocel, který vychází z postupů uvedených v kap. 6.4, [7.1]. Vnitřní síly na prutu pro zadané krajové podmínky v uložení prutu lze spočítat ručně nebo některým z dostupných softwarových programů, jako je např. FIN 10, SCIA Engineer 2010, Dlubal RFEM / RSTAB.

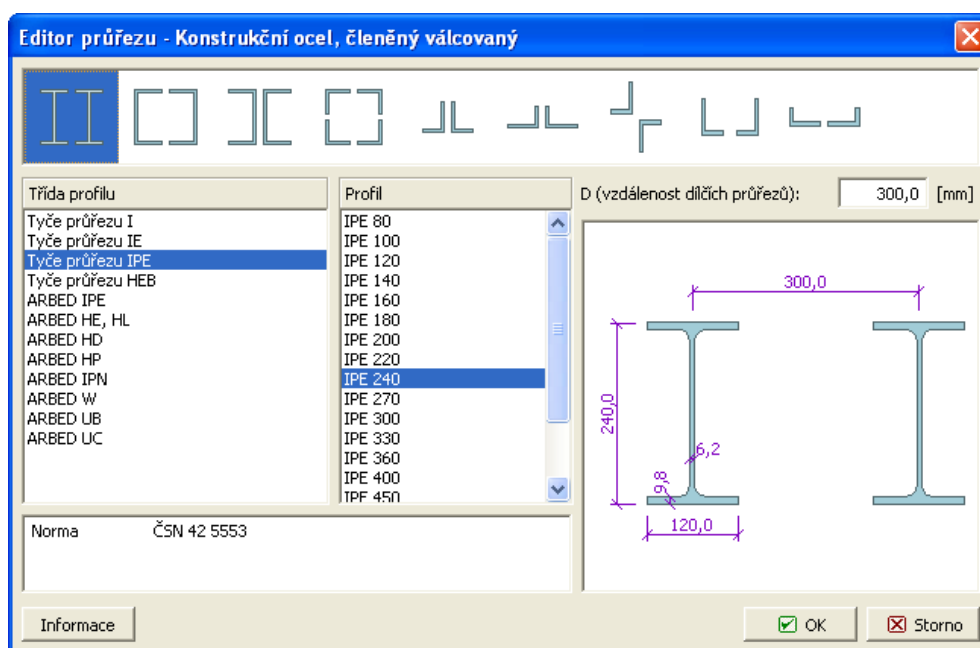
Program FIN EC umožňuje provést posouzení prutu buď ve vybraném řezu nebo na celém dílci se zadanou délkou, rozhodnutí se provede po spuštění programu. Následuje volba materiálu, obr. 7.1, a volba průřezu, obr. 7.2. Pro členěné pruty program umožňuje výběr z předem definovaných, běžně používaných průřezů členěných prutů se zadanou vzdáleností dílčích průřezů, obr. 7.3. V případě jiného konstrukčního uspořádání členěného prutu je nutné použít pro posouzení ruční výpočet podle postupů, které jsou uvedeny v [7.1].



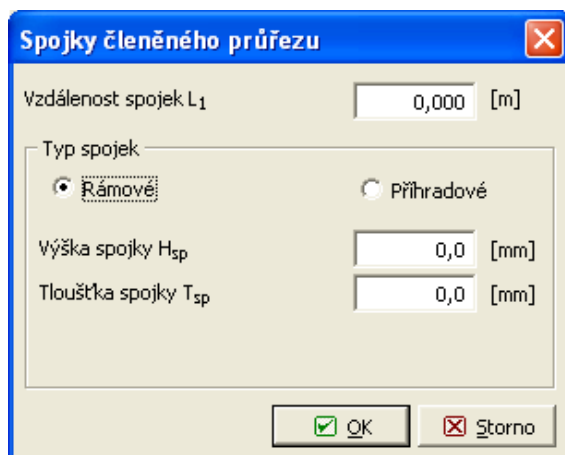
Obr. 7.1 Volba materiálu



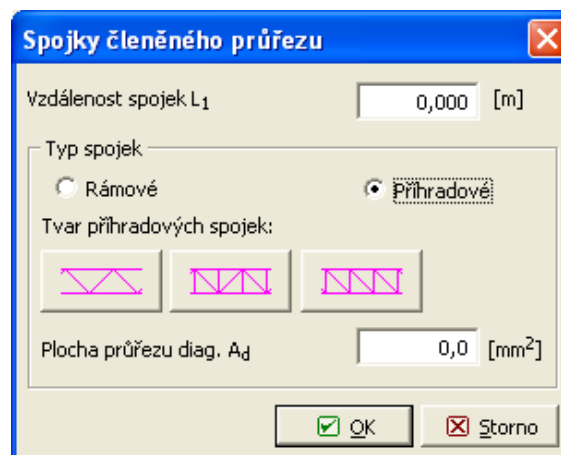
Obr. 7.2 Volba průřezu



Obr. 7.3 Volba průřezu členěného prutu



Obr. 7.4 Zadání rámových spojek



Obr. 7.5 Zadání přhradových spojek

Dalším krokem je definování spojek členěného průřezu, kdy lze vybrat rámové nebo příhradové spojky, obr. 7.4, obr. 7.5. V případě rámových spojek se zadává vzdálenost mezi spojkami, výška a tloušťka spojky. V případě příhradových spojek je možné vybrat z celkem 3 tvarů, pro které se opět zadává vzdálenost spojek a plocha průřezu spojky, viz obr. 7.5. Následuje zadání vnitřních sil pro jednotlivé kombinace zatížení v posuzovaném řezu prutu, obr. 7.6. V případě posouzení celého dílce lze zadat průběhy vnitřních sil.

Obr. 7.6 Zadání vnitřních sil

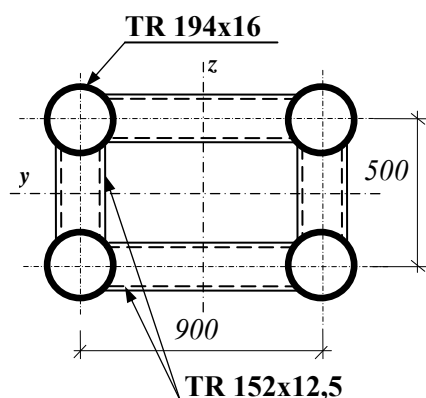
Obr. 7.7 Zadání vzpěrných délek

Po zadání všech parametrů je proveden výpočet, průřez je posouzen na vybočení kolmo k hmotné ose, na kombinaci tlaku a ohybu uprostřed délky pásu, na kombinaci tlaku a ohybu v místě spojky. Rovněž je posouzena tuhost spojek a tuhost členěného průřezu. Vytisknout či uložit do souboru lze podrobné informace o posouzení včetně jednotlivých dílčích výsledků. Pokud průřez nevyhoví, či naopak je málo využit, umožňuje program snadnou editaci všech parametrů.

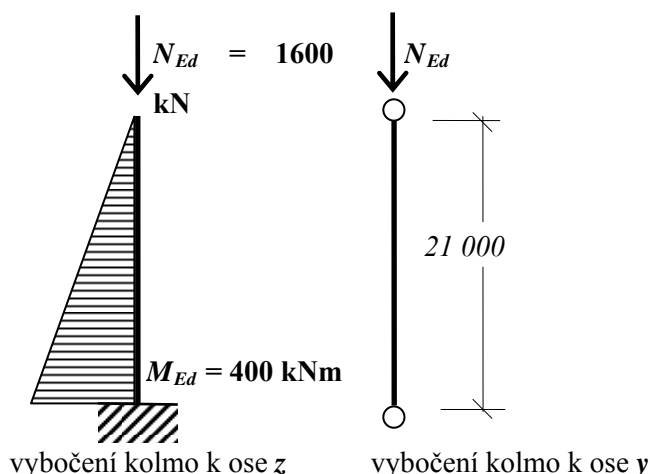
#### 7.4 Globální analýza členěného prutu pomocí SCIA Engineer 2010

Posouzení mezního stavu únosnosti členěného prutu složeného ze čtyř profilů TR 194 x 16, viz obr. 7.8, s výpočtem vnitřních sil podle teorie prvního řádu bez uvažování imperfekcí byl ukázán v [7.2]. Prut o délce 21,0m, s osovou vzdáleností mezi rámovými spojkami 3000 mm, je zatížen centrickou tlakovou silou  $N_{Ed} = 1600 \text{ kN}$  a momentem  $M_{Ed} = 400 \text{ kNm}$ . Spojky jsou z profilu TR 152 x 12,5. Prut je vetknutý ve směru kolmo k ose z, ve směru kolmo k ose y je prut kloubově uložený na obou koncích, viz obr. 7.9. Ocel třídy S235, spojky ocel třídy S355.

Tuto konstrukci je rovněž možné řešit postupem uvedeným v [7.1], čl. 5.2.2(3a) jako soustavu rámově spojených prutů s výpočtem podle teorie druhého řádu. K výpočtu byl použit program SCIA Engineer 2010.



Obr. 7.8 Řez členěným prutem



Obr. 7.9 Podmínky uložení prutu

Konstrukce byla modelována ve výpočetním programu včetně zadané kombinace zatížení ( $N_{Ed}$  a  $M_{Ed}$ ) a okrajových podmínek v uložení prutu.

Při globální analýze prutových konstrukcí norma [7.1] umožňuje dva postupy pro stanovení imperfekcí. Pro řešení zadaného příkladu byly použity obě metody, výsledky výpočtů byly vzájemně porovnány.

#### 7.4.1 Analýza se zavedením globálních a lokálních imperfekcí

Při přímém řešení konstrukce podle teorie druhého řádu se mají uvažovat globální imperfekce konstrukce a lokální imperfekce jednotlivých prutů podle čl. 5.3.2(3a) a čl. 5.3.2(3b) v [7.1]. Stanoví se imperfekce ve tvaru celkového počátečního naklonění konstrukce:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m, \quad (7.1)$$

kde  $\phi_0 = 1/200$  je základní hodnota natočení,

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}, \text{ ale } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0, \text{ je redukční součinitel v závislosti na výšce sloupu } h,$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left( 1 + \frac{1}{m} \right)} \text{ je redukční součinitel pro počet sloupů v řadě } m.$$

Imperfekce ve tvaru počátečního lokálního prohnutí prutu se stanoví ve tvaru

$$e_0/L, \quad (7.2)$$

kde  $L$  je délka prutu.

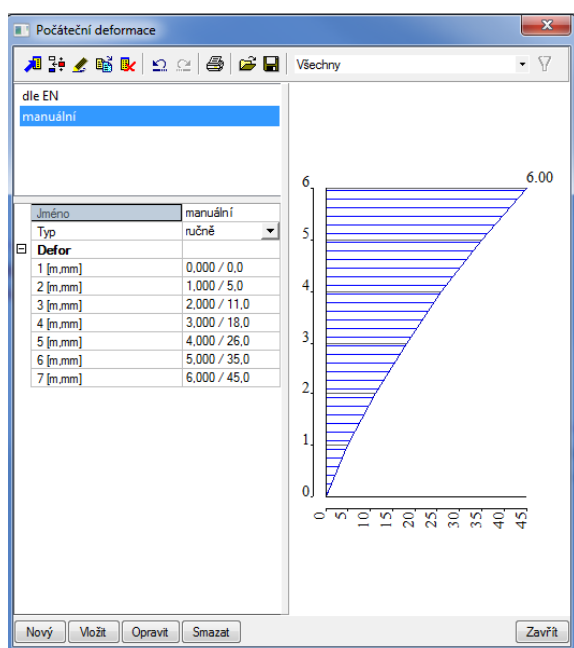
Pro stanovení amplitud prutových imperfekcí lze použít přímo hodnoty uvedené v [7.1], které jsou závislé na křivce vzpěrné pevnosti příslušného prutu, viz tab. 7.1.

Použitý program SCIA Engineer umožňuje manuální zadání celkového naklonění konstrukce, obr. 7.10, které je definováno výškou a vodorovným posunutím, nebo lze využít zadání podle normy [7.1], tj. podle vztahu (7.1), viz obr. 7.11. V tomto případě se zadá výška konstrukce  $h$  a počet sloupů

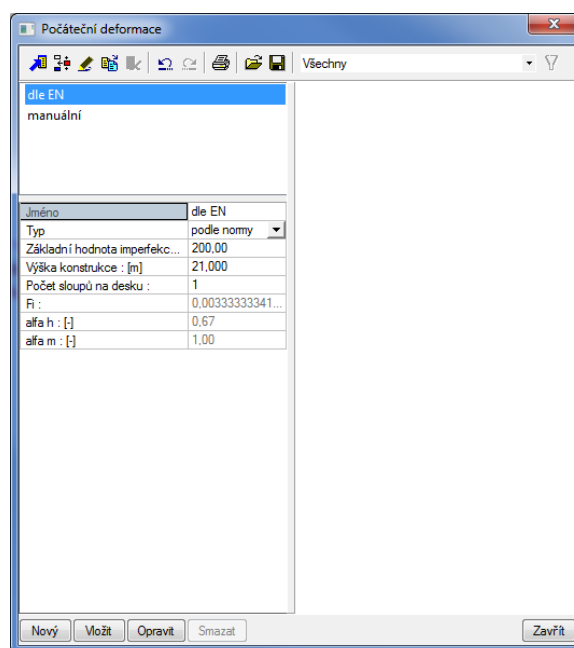
v řadě  $m$ . Program automaticky dopočítá součinitele  $\alpha_h$ ,  $\alpha_m$  a počáteční naklonění konstrukce  $\phi$  podle vztahu (7.1).

Tab. 7.1 Návrhové hodnoty imperfekcí ve tvaru počátečního prohnutí

křivka vzpěrné pevnosti	pružnostní analýza	plasticitní analýza
	$e_0 / L$	
$a_0$	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100



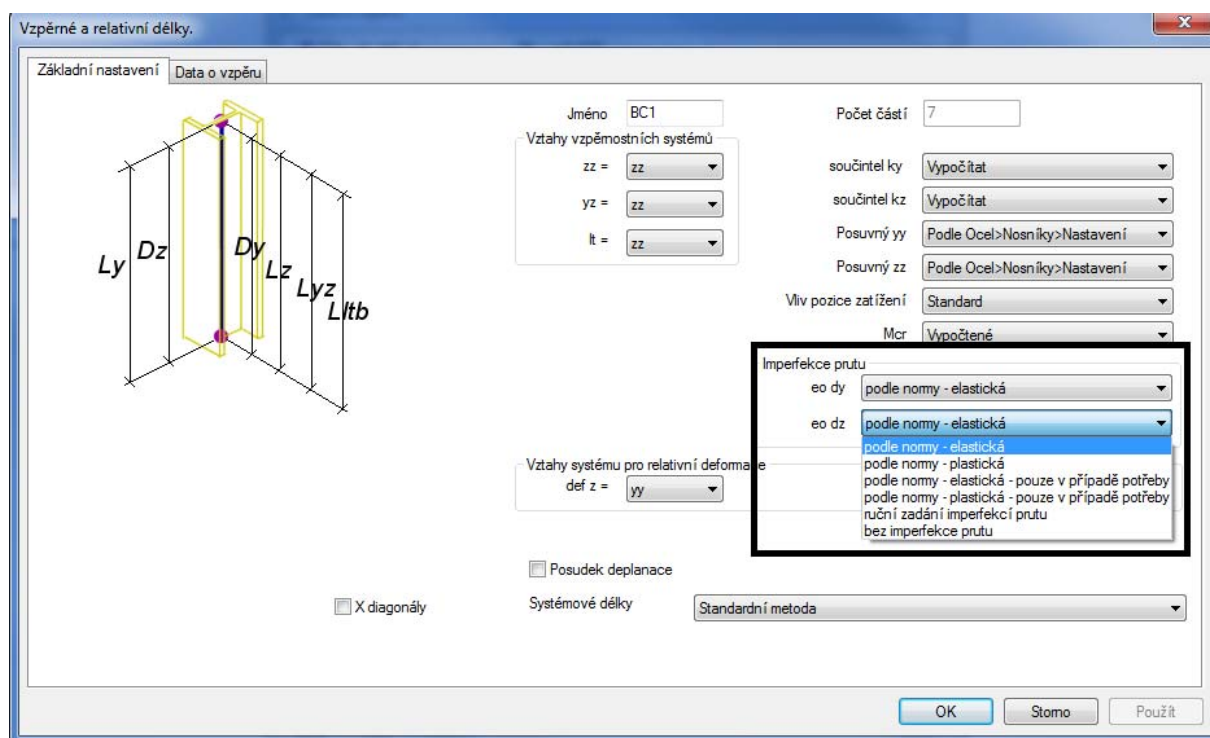
Obr. 7.10 Manuální zadání počátečního naklonění konstrukce



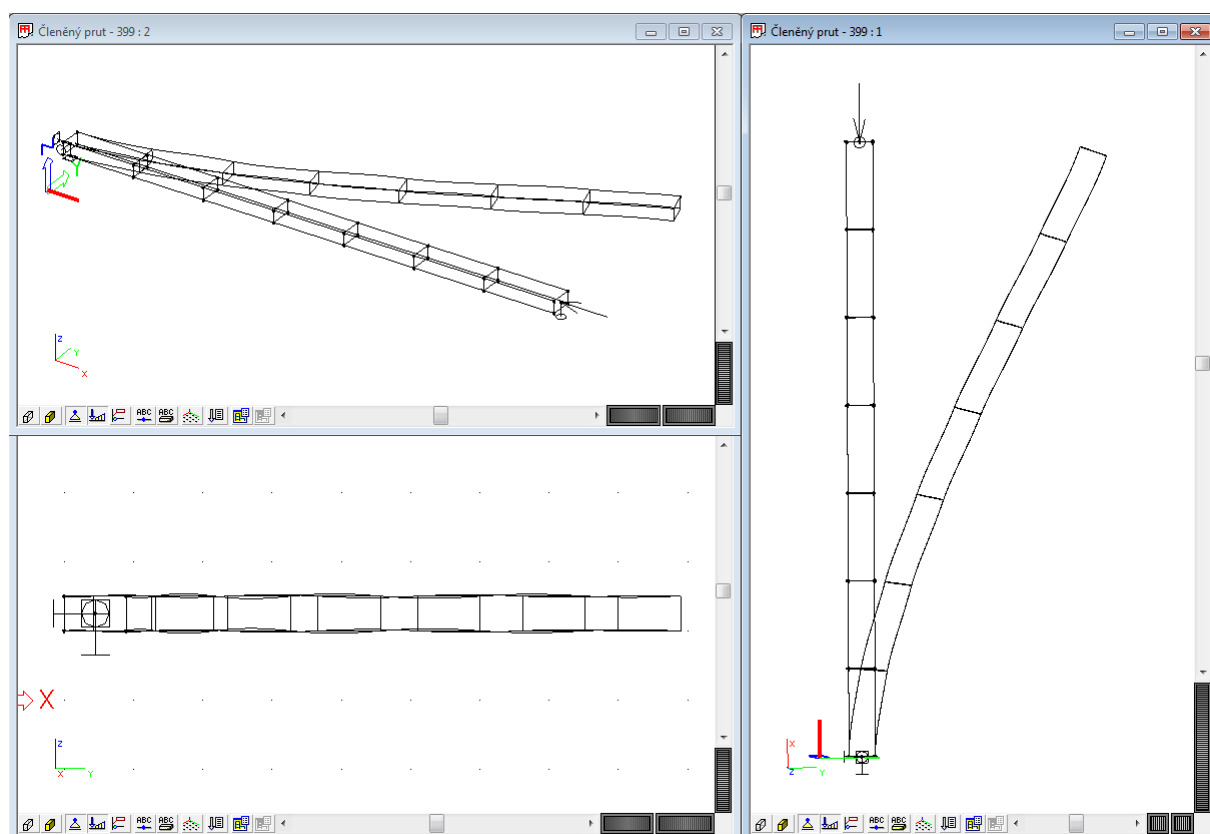
Obr. 7.11 Zadání počátečního naklonění konstrukce podle vztahu (7.1)

Lokální imperfekce prutů podle křivek vzpěrné pevnosti, viz tab. 7.1, jsou generovány automaticky ve tvaru sinusoidy podle typu vybrané globální analýzy, obr. 7.12. Program umožňuje zadat lokální imperfekce rovněž manuálně. Při výpočtu vnitřních sil lze použít pružnostní nebo plasticitní globální analýzu, přičemž pružnostní analýzu je možné použít ve všech případech. Plasticitní globální analýzu je možné použít tehdy, pokud má konstrukce dostatečnou rotační kapacitu pro skutečné vytvoření plastických kloubů v prutech. V našem případě členěného prutu byla zvolena pružnostní globální analýza. Výsledné imperfekce po zadání všech parametru jsou na obr. 7.13.

Po zadání globální imperfekce konstrukce a lokálních imperfekcí jednotlivých prutů byl proveden výpočet vnitřních sil podle teorie druhého řádu. Vypočtené vnitřní síly po výšce prutu na jednom dílčím průřezu jsou shrnuty v tab. 7.2, uložení prutu je v bodě s výškou 0,0 m.



Obr. 7.12 Zadávání lokálních imperfekcí prutů



Obr. 7.13 Výsledné imperfekce konstrukce

Tab. 7.2 Vnitřní síly na dílčím průřezu sloupu

Náhled

Vnitřní síly na prutu

Nelineární výpočet, Extrém : Lokální, Systém : Hlavní  
Výběr : B4  
Nelineární kombinace : NC1

Prvek	Stav	dx [m]	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
B4	NC1	0,000	-737,49	-6,63	20,55
B4	NC1	1,800	-737,48	3,63	1,75
B4	NC1	2,700	-737,49	0,71	-0,43
B4	NC1	3,000	-737,49	-1,44	0,00
B4	NC1	3,000	-695,01	3,16	19,05
B4	NC1	4,500	-695,02	-4,31	0,93
B4	NC1	5,700	-695,05	0,09	-4,09
B4	NC1	6,000	-695,06	2,59	-3,90
B4	NC1	6,000	-644,41	-2,46	18,80
B4	NC1	7,500	-644,43	4,25	0,25
B4	NC1	8,850	-644,47	-1,35	-5,63
B4	NC1	9,000	-644,47	-2,63	-5,58
B4	NC1	9,000	-590,61	2,20	18,56
B4	NC1	10,500	-590,64	-4,03	-0,21
B4	NC1	12,000	-590,69	2,50	-6,89
B4	NC1	12,000	-534,85	-2,00	18,15
B4	NC1	13,500	-534,88	3,77	-0,68
B4	NC1	15,000	-534,94	-2,39	-8,07
B4	NC1	15,000	-478,55	1,70	17,21
B4	NC1	16,500	-478,58	-3,41	-1,51
B4	NC1	18,000	-478,63	2,59	-9,41
B4	NC1	18,000	-428,05	-0,70	13,27
B4	NC1	19,200	-428,07	2,62	-2,08
B4	NC1	21,000	-428,13	-4,75	-12,52

Posouzení dílčího profilu členěného prutu je provedeno v rozhodujícím průřezu, posouzení stability prutu není třeba uvažovat  $\rightarrow \chi = 1$ .

Průřezové hodnoty pro TR 194 x 16:

$$A_{ch} = 8947 \text{ mm}^2, I_{ch} = 35,72 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,ch} = 508,3 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Vnitřní síly:

$$N_{Ed} = 737,5 \text{ kN},$$

$$M_{y,Ed} = 6,63 \text{ kNm},$$

$$M_{z,Ed} = 20,55 \text{ kNm}.$$

Posouzení:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0$$

$$\frac{737,5 \cdot 10^3}{8947 \cdot 235/1,0} + \frac{6,63 \cdot 10^6}{508,3 \cdot 10^3 \cdot 235/1,0} + \frac{20,55 \cdot 10^6}{508,3 \cdot 10^3 \cdot 235/1,0} \leq 1,0$$

$$0,35 + 0,06 + 0,17 = 0,58 \leq 1,0$$

Navržený průřez vyhoví.

#### 7.4.2 Analýza pomocí kritického tvaru vybočení konstrukce v pružném stavu

Jako alternativu k postupu uvedenému v předcházející části je možné použít kritický tvar vybočení konstrukce v pružném stavu  $\eta_{cr}$  jako jednu společnou globální a lokální imperfekci. Amplitudu této imperfekce, tj. amplitudu kritického tvaru vybočení v pružném stavu konstrukce je možné stanovit z výrazu:

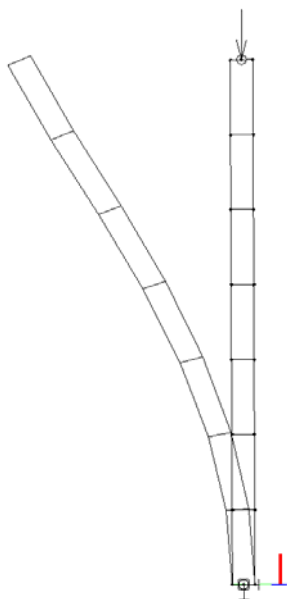
$$\eta_{ini} = e_0 \frac{N_{cr}}{EI\eta_{cr,max}} \eta_{cr} = \frac{e_0}{\bar{\lambda}^2} \frac{N_{Rk}}{EI\eta_{cr,max}}, \quad (7.3)$$

kde  $e_0$  je maximální amplituda počáteční imperfekce ve tvaru počátečního prohnutí prutu

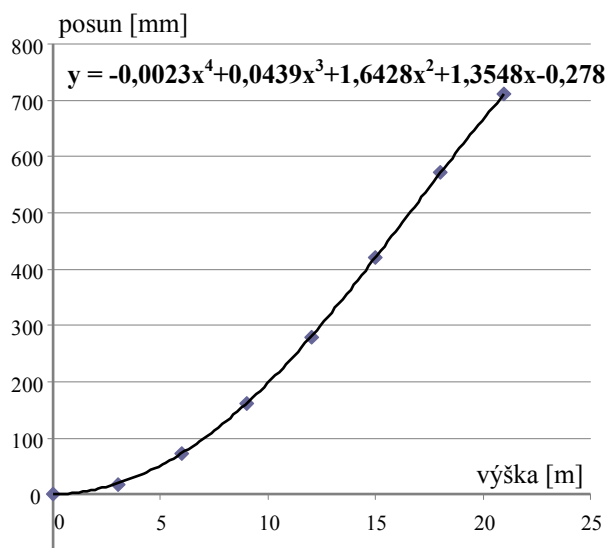
$$e_0 = \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) \frac{M_{Rk}}{N_{Rk}} \frac{\gamma_{M1}}{1 - \chi \bar{\lambda}^2}, \text{ pro } \bar{\lambda} > 0,2. \quad (7.4)$$

Pro příslušnou kombinaci zatížení provedeme stabilitní výpočet konstrukce v pružném stavu, ze kterého získáme kritický tvar vybočení konstrukce, viz obr. 7.14, a odpovídající kritickou sílu dílčího

prutu  $N_{cr} = 1448 kN$ . Vyneseme si tvar vybočení v závislosti na výšce a najdeme odpovídající rovnici křivky, viz obr. 7.15.



Obr. 7.14 První vlastní tvar konstrukce



Obr. 7.15 Kritický tvar vybočení konstrukce

Kritický tvar vybočení konstrukce byl převeden na funkci ve tvaru

$$\eta_{cr} = -0,0023x^4 + 0,0439x^3 + 1,6428x^2 + 1,3548x - 0,278, \quad (7.5)$$

jejíž druhá derivace je

$$\eta_{cr,max}'' = -0,0276x^2 + 0,2634x + 3,29. \quad (7.6)$$

Pro vyjádření maximální amplitudy prutu  $e_0$  podle vztahu (7.4) je

$$\text{prostá normálová únosnost prutu: } N_{Rk} = A \cdot f_y = 8947 \cdot 235 = 2102,5 \cdot 10^3 N,$$

$$\text{plastická momentová únosnost prutu: } M_{Rk} = W_{pl} \cdot f_y = 508,3 \cdot 10^3 \cdot 235 = 119,45 \cdot 10^6 Nmm,$$

$$\text{poměrná štíhlost: } \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2102,5 \cdot 10^3}{1448 \cdot 10^3}} = 1,2,$$

$$\text{součinitel vzpěrnosti pro křivku vzpěrné pevnosti a} \rightarrow \alpha = 0,21: \chi = 0,53.$$

Maximální amplituda prutu pak je

$$e_0 = 0,21 \cdot (1,2 - 0,2) \cdot \frac{119,45 \cdot 10^6}{2102,5 \cdot 10^3} \cdot \frac{1 - \frac{0,53 \cdot 1,2^2}{1,0}}{1 - 0,53 \cdot 1,2^2} = 11,93 mm.$$



Pro výpočet amplitudy kritického tvaru vybočení konstrukce  $\eta_{ini}$  podle vztahu (7.3) stanovíme nejprve hodnotu  $\eta_{cr}$  a  $\eta_{cr,max}''$  v místě největší deformace, tj. pro  $x = 21m$  jako

$$\eta_{cr} = -0,0023 \cdot 21^4 + 0,0439 \cdot 21^3 + 1,6428 \cdot 21^2 + 1,3548 \cdot 21 - 0,278 = 711,9,$$

$$\eta_{cr,max}'' = -0,0276 \cdot 21^2 + 0,2634 \cdot 21 + 3,29 = -3,35 m^{-2}$$

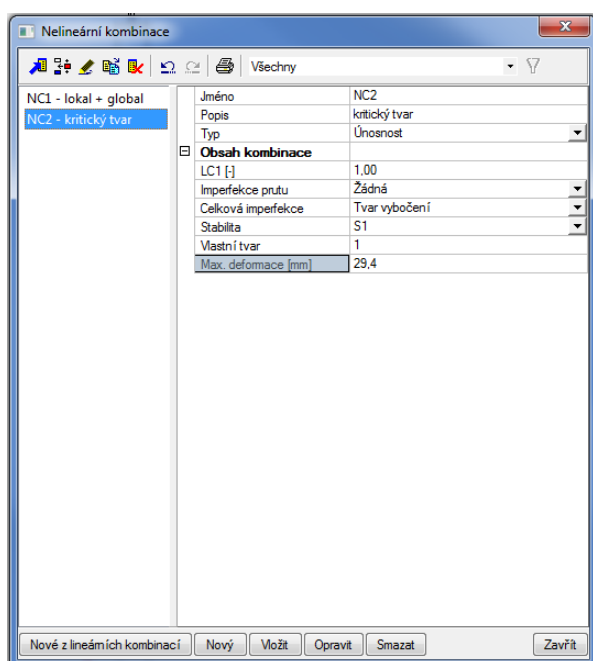
a potom amplituda kritického tvaru vybočení je

$$\eta_{ini} = 11,93 \cdot \frac{5792 \cdot 10^3}{210 \cdot 10^3 \cdot 2379,6 \cdot 10^6 \cdot (3,35 \cdot 10^{-6})} \cdot 711,9 = 29,4 mm,$$

kde  $I_y = 2 \cdot (2I_{ch} + 2A_{ch} \cdot (h_0/2)^2) = 2 \cdot (2 \cdot 35,72 \cdot 10^6 + 2 \cdot 8947 \cdot 250^2) = 2379,6 \cdot 10^6 mm^4,$

$N_{cr} = 5792 kN$  je kritická síla členěného prutu.

Vypočtená hodnota amplitudy kritického tvaru vybočení  $\eta_{ini}$  se zadá do programu, viz obr. 7.16, jako maximální deformace pro celkovou imperfekci zadanou tvarem kritického vybočení konstrukce. Následuje výpočet vnitřních sil podle teorie druhého řádu. Vypočtené vnitřní síly po výšce prutu na jednom dílčím průřezu jsou shrnuty v tab. 7.3, uložení prutu je v bodě s výškou 0,0m.



Obr. 7.16 Zadání amplitudy kritického tvaru vybočení konstrukce

Tab. 7.3: Vnitřní síly na dílčím průřezu sloupu

### Vnitřní síly na prutu

Nelineární výpočet, Extrém : Lokální, Systém : Hlav  
Výběr : B4  
Nelineární kombinace : NC2

Prvek	Stav	dx [m]	N [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]
B4	NC2	0,000	-705,75	0,00	12,84
B4	NC2	3,000	-705,74	0,00	-3,57
B4	NC2	3,000	-670,66	0,00	12,21
B4	NC2	6,000	-670,65	0,00	-6,87
B4	NC2	6,000	-627,37	0,00	12,59
B4	NC2	9,000	-627,36	0,00	-8,42
B4	NC2	9,000	-579,95	0,00	12,90
B4	NC2	12,000	-579,95	0,00	-9,63
B4	NC2	12,000	-529,69	0,00	12,97
B4	NC2	15,000	-529,69	0,00	-10,70
B4	NC2	15,000	-478,22	0,00	12,45
B4	NC2	18,000	-478,22	0,00	-11,81
B4	NC2	18,000	-431,94	0,00	9,01
B4	NC2	21,000	-431,96	0,00	-14,37

Posouzení pro dílčí profil je provedeno opět v rozhodujícím průřezu, posouzení stability prutu není třeba uvažovat  $\rightarrow \chi = 1$ .

Průřezové hodnoty pro TR 194 x 16:

$$A_{ch} = 8947 mm^2, I_{ch} = 35,72 \cdot 10^6 mm^4, W_{pl,ch} = 508,3 \cdot 10^3 mm^3.$$

Vnitřní síly:

$$N_{Ed} = 705,8 \text{ kN}, M_{y,Ed} = 0,0 \text{ kNm}, M_{z,Ed} = 12,8 \text{ kNm}.$$

Posouzení:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0$$
$$\frac{705,8 \cdot 10^3}{8947 \cdot 235/1,0} + 0 + \frac{12,8 \cdot 10^6}{508,3 \cdot 10^3 \cdot 235/1,0} \leq 1,0$$
$$0,34 + 0,0 + 0,11 = 0,45 \leq 1,0$$

Navržený průřez vyhoví.

### 7.4.3 Shrnutí

Program SCIA Engineer 2010 umožňuje poměrně jednoduše zadat globální imperfekce konstrukce a lokální imperfekce prutů podle postupu, který je uveden v kap. 7.4.1. Při použití druhého postupu, kdy je jako společná globální a lokální imperfekce použit kritický tvar vybočení, je třeba poměrně složitě dopočítávat amplitudu kritického tvaru porušení v pružném stavu konstrukce. Postup je vhodný pro nejjednodušší konstrukce.

### Literatura

- [7.1] ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI, 2006.
- [7.2] Eliášová, M.: „Členěný prut“. In: sborník „Ocelové a dřevěné konstrukce – řešené příklady“, seminář katedry ocelových a dřevěných konstrukcí, Praha, Česká republika, 8.9.2009, ČVUT v Praze, s. 78 -87, 2009, ISBN 978-80-01-04398-1.

### Oznámení

Kapitola vznikla za podpory a ve spolupráci s Fine s.r.o. a Scia CZ s.r.o.

## PRŮŘEZY 4. TŘÍDY

### 8.1 Úvod

Při návrhu štíhlých průřezů 4. třídy je zpravidla nutné stanovit průřezové charakteristiky, resp. únosnost průřezu. Tento článek představuje vybraný software, který je možno pro výpočet využít. Jde o software ProfBeam umožňující kompletní výpočet průřezových charakteristik a dále o software CUFSM pro výpočet kritických napětí tenkostěnných průřezů.

V textu je po krátkém seznámení se základními možnostmi a principy práce s programy ilustrován příklad jeho použití a porovnání s ručním výpočtem, který je vázán zejména na normy ČSN EN 1993-1-3 [8.1] a ČSN EN 1993-1-5 [8.2].

### 8.2 CUFSM

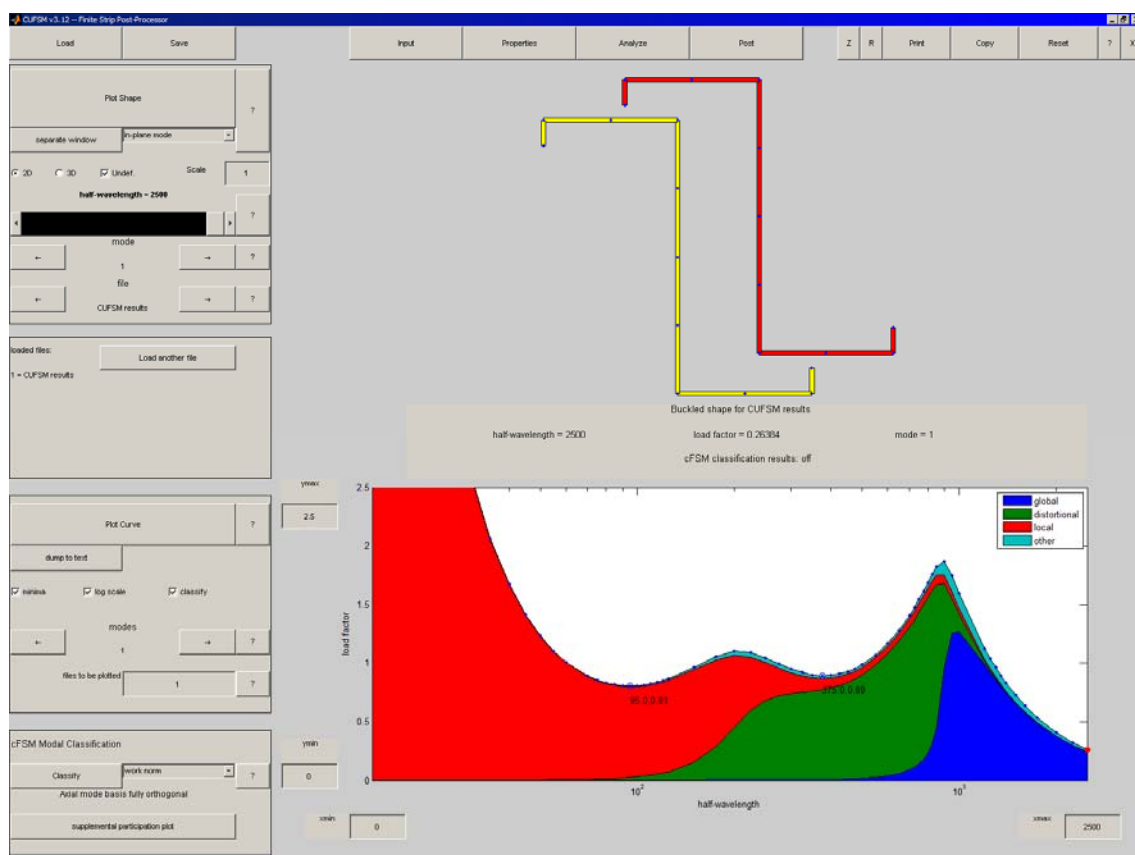
Program CUFSM byl vyvinut Benem Schaferem z John Hopkins University. Program je volně použitelný (open source software) a stažitelný z odkazu [8.3]. Software CUFSM (použita verze 3.12) je založen na metodě konečných pásů s vysokým stupněm aproximace rozdílnou pro příčné deformace podél pásu (kubická aproximace) a ostatní (goniometrické funkce) [8.4]. To umožňuje výpočet kritických napětí a tvarů tenkostěnných za studena tvářených profilů prvním řádem s relativně malým množstvím pásů a menší možností chyb při tvorbě modelu. Program na základě měnící se vzdáleností kloubového uložení (tzv. délky sinové půlvlny, vzdálenosti inflexních bodů) umožňuje určit lokální, distorzní i globální (vybočení rovinné, zkroucením i prostorové) módy ztráty stability. Navíc je při výpočtu každého módu pomocí několika odlišných metod umožněno sledovat podíl jednotlivých módů ztráty stability na výsledném tvaru, což vede k další kontrole správnosti výsledku a uvažovaného modelu.

#### *Menu programu*

Menu programu je tvořeno 4 záložkami:

- *Input*            zadání materiálových a geometrických charakteristik, podepření apod. (obr. 8.1)
- *Properties*      zobrazuje základní charakteristiky průřezu a lze definovat způsob zatížení (obr. 8.2)
- *Analyze*        výpočet vlastních tvarů
- *Post*            práce s výsledky výpočtu (obr. 8.3)





Obr. 8.3 CUFSM – Post

### Input

Zadání materiálu (*Material Properties*) je provedeno textovým zápisem. Stejně tak je nutné definovat uzly včetně okrajových podmínek (*Nodes*) a následně prvky (*Elements*). Zadávací pole (*Length*) udává délky kloubově uloženého prvku, které budou ve výpočtu uvažovány. Obecně je dostatečné uvažovat defaultně zadané hodnoty, případně rozšířené až na délku konstrukčního prvku, a po provedení prvního výpočtu následně hodnoty v rozhodujících oblastech zhustit. Uzlům průřezu lze také předepsat pružné podepření (*Springs*) či je společně svázat pomocí dalších podmínek (*General Constrains*). Poslední nabídka *cFSM* (Constrained Finite Strip Method) nabízí možnost klasifikace způsobu vybočení, která vychází z klasifikace tzv. Generalized Beam Method (více opět v [8.4.]). Pomocí této funkce lze při interakci více módů vybočení určit jejich vzájemný podíl na výsledném tvaru.

### Properties

V tomto kroku jsou zobrazeny charakteristiky pro plný průřez (*Calculated Section Properties*). V druhé části okna *Calculation of Loads and Moments for Generation of Stress on Member* je možno definovat průběh napětí po průřezu uvažovaný v analýze. Pokud budeme například uvažovat, že prvek je ohýbán k tuhé ose (zde uvažována x-x) a chceme kritické napětí vztáhnout k mezi kluzu, pak v menu budeme uvažovat „*Restraint Bending*“ a do prvního pole vložíme hodnotu meze kluzu. Po

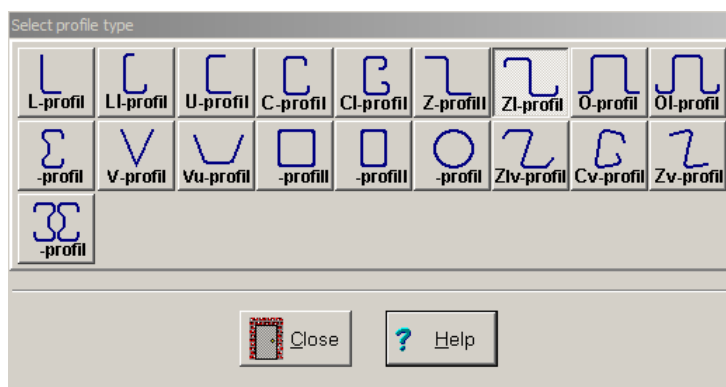
stisknutí „Calculate P, M and B“ je vypočtena maximální pružná únosnost průřezu bez ztráty lokální i globální stability, z možných způsobů zatrhne pouze zatížení momentem „Mxx“ a tlačítkem „Generate Stress using checked P and M“ zavedeme na průřezu napětí odpovídající zatížení momentem. Průběh napětí se zobrazí v pravém dolním okně. Postup pro výhradně tlačенý průřez je obdobný, pouze místo momentu „Mxx“ vybereme zatížení „P“.

### Analyze

Okno *Analyze* slouží k vlastnímu výpočtu vlastních tvarů a napětí. Po výpočtu je automaticky vyvoláno okno *Post*.

### Post

Tato nabídka slouží k prohlížení výsledků výpočtu. Levý horní panel zobrazuje vlastní tvary pro vybranou délku prvku („half-wavelength“). Přičemž lze vybrat mezi zobrazením deformovaného průřezu v polovině rozpětí a prostorovým zobrazením celého konstrukčního prvku. Ve spodní části okna je vykreslena křivka závislosti napětí (odpovídající prvnímu vlastnímu tvaru vybočení) na vzdálenosti inflexních bodů/délce prvku, přičemž extrémy jsou na křivce vyznačeny. V nabídce okna „cFSM Modal Classification“ lze vykreslit již zmiňovanou klasifikaci způsobu vybočení. To je výhodné např. při nestandardních tvarech vybočení k ujištění, že jde o tvar vybočení (například výhradně distorzní) který hledáme. Kritické napětí je udáváno násobkem dříve zadaného průběhu napětí (zpravidla vztahenou k mezi kluz oceli).



Obr. 8.4 ProfBeam – nabídka profilů

## 8.3 ProfBeam

Program ProfBeam (verze 4.32) byl vyvinut společností RAUTARUUKKI a licenci k programu lze zakoupit na portálu Finnish Constructional Steelwork Association [8.5], kde je také dostupná demoverze programu. ProfBeam je určen pro posouzení profilů (obr. 8.4) typicky vyráběných tvářením za studena. Zejména jsou zastoupeny jednoduché profily, které je možné vyrobit ohýbáním na lisu v menších sériích. Pro komplikovanější trapézové plechy či vaznice nabízejí výrobci většinou vypracované tabulky či optimalizační software (společnost RUUKKI například programy Poimu

a PurCalc). S podrobným návrhem jednodušších netypizovaných profilů se běžný projektant setká častěji a z tohoto pohledu program jistě nalezne vysoké uplatnění. ProfBeam je založen (mimo jiné) na postupech podle souboru evropských norem ENV. Rozdílné součinitele spolehlivosti pro zatížení a materiál je ale při zakládání nového pracovního adresáře úlohy („File/Project directory“) možno nastavit jako vlastní a poté v nabídce („Standard value files/Safety factors“) změnit na hodnoty dle finálních EN. Samozřejmě že se normy EN a ENV neliší pouze v součinitelích. K úpravě došlo i u křivek boulení, distorzního vybočení apod. Shrnutí důležitých změn bylo publikováno např. J. Macháčkem [8.6].



Obr. 8.5 ProfBeam – hlavní menu programu

### Menu programu

Práce s programem je možná buď pomocí hlavního menu, nebo pomocí ikon. Menu je znázorněno na obr. 9.5, přičemž hlavní ikony nabídky jsou očíslovány a dále odkazovány v závorkách:

- *Materials (1)* slouží k výběru materiálu a povrchové úpravy (obr. 8.6).
- *Geometry (2)* zavádí délku prutu a jeho uložení (obr. 8.7).
- *Loads (3)* definuje způsob a velikost zatížení (obr. 8.8).
- *Dimensioning of cross section (4)* okno pro výběr typu průřezu, zadání jeho geometrie, výpočet průřezových charakteristik a využití průřezu (obr. 8.9).
- *Utilization of the degree of the member (5)* přehled využití průřezu po délce prvku.
- *Printing calculation results (6)* prohlížení a tisk protokolu výpočtu.

### Materials

V menu je možné vybrat z několika předem definovaných materiálů, z nichž s ohledem na průřezy typické pro zastudena tvářené profily budou nejpoužívanější zřejmě kontinuálně žárově pozinkované plechy z uhlíkové oceli, tedy položka „Hot galvanized“. V té je navíc možné zadat zinkování. Tloušťka kovového povlaku je použita pro určení tloušťky ocelového jádra k výpočtu. Dále je možné zadat i další povrchové úpravy, které se projevují již pouze v kalkulaci ceny. Předdefinované materiály, kovové povlaky a povrchové úpravy lze doplnit či změnit v menu „Standard value files“ a položkách „Material files“, „Zinc coatings“ a „Painting systems“.

### Geometry

U nosníku lze definovat podmínky uložení jejich krajů a držení horní pásnice. Volba nosníku o více polích možná není.

## Loads

Zatížení je zadáváno v charakteristických hodnotách a návrhové hodnoty, stejně jako kombinace zatěžovacích stavů jsou generovány automaticky. Nevýhodou je možnost použití pouze jednoho kombinačního součinitele pro všechna proměnná zatížení.

**Materials**

Steel material

Yield strength  $f_y$  [N/mm<sup>2</sup>]

☐ Hot rolled S235 J2C 235.0

☐ Cold rolled H240 LA (Fe E 240) 240.0

☒ Hot galvanized S320 GD+Z 320.0

- Thickness of zinc coating Z275 20 [μm]

Work shop surface finishing

☒ No surface finishing

☐ Hot galvanization 70 [μm]

☐ Painting E15/1-FeSa2 5.40 [€/m<sup>2</sup>]

Other surface finishing

☒ No surface finishing

☐ Hot galvanization 70 [μm]

☐ Painting E15/1-FeSa2 5.40 [€/m<sup>2</sup>]

Ok Cancel Help

Obr. 8.6 ProfBeam – Materials

**Geometry**

Length L 2500 mm

Fixing of upper flange

☒ Free

☐ Restrained

Top flange of profile supported continuously with sheeting or purlins.

Support A

Bending-moment

☒ 1 Free

☐ 2 Restrained

☐ 3 Fixing 0.0 %

Warping

☒ Free

☐ Restrained

Fixing 0.0 %

Support B

Bending-moment

☒ 1 Free

☐ 2 Restrained

☐ 3 Fixing 0.0 %

Warping

☒ Free

☐ Restrained

Fixing 0.0 %

Ok Cancel Help

Obr. 8.7 ProfBeam – Geometry



**Loads**

☒ Fz ☐ Fy ☐ Nx ☐ Mt

Fz: 0 pcs Fy: 0 pcs Nx: 1 pcs Mt: 0 pcs

Number of loads

Load type:
 

- ☒ Dead load
- ☐ Snow load
- ☐ Wind load
- ☐ Live load
- ☐ Other live load

Elementary loads

Load parameters:
   
N.sk = 0.00 kN

Load list (Span length: 2500 mm)
   
Live: Compressive force, 30.0 kN

Dead weight:
 

- ☒ Not considered
- ☐ Z-direction
- ☐ X-direction

Obr. 8.8 ProfBeam – Loads

**Dimensioning of cross section**

Lipped Z-profile
   
☒ Own values ☐ Standard dim.

H1: 120.0 B1: 60.0 B2: 60.0
   
 r: 0.0 C1: 12.0 C2: 12.0
   
 tn: 2.00 tc: 1.96

Profile dimensions [mm]

Direction of profile:
   

 0 [ ]

Location of loads:
   
☒ In the shear center ☐ Eccentric
   
 Y-direction: 0.0
   
 Z-direction: 0.0

Sideways support:
   
 Free: ☒ V ☐ T
   
 Fixed: ☐ V ☐ T
   
 Buckling:
   
 Y-direction: ☒ V ☐ T
   
 Z-direction: ☒ V ☐ T

Utilization degree (decive element X= 0 [mm])

Force quantities:
   
 Nx: 1.20 My: 0.00 Mz: 0.00 Vz: 0.00 Vy: 0.00 Mt: 0.00

Interaction:
   
 N,M: 1.20 V,M: 0.00 Tot: 0.26

Deflection:
   
 Fz: 0.00 Fy: 0.00

Single load endurance:
   
 1.25
   
 1
   
 0 R: 0.00 R,M: 0.00

Obr. 8.9 ProfBeam – Dimensioning of cross section

### ***Dimensioning of cross section***

Výběr typu profilu je možný kliknutím na tlačítko „Profile“ (obr. 8.5), kdy lze vybrat mezi vlastní geometrií profilu a profily z knihovny programu. Tlačítko „CS-values“ vypíše charakteristiky plného průřezu a tlačítko „Calc.“ pak provede výpočet, po kterém se v dolní části okna zobrazí využití profilu v rozhodujícím průřezu a kombinaci zatížení. Uvažovány jsou všechny vnitřní síly (Force quantities), jejich interakce (Interaction), průhyb (Deflection) a lokální síly včetně interakce s momentem (Single load endurance).

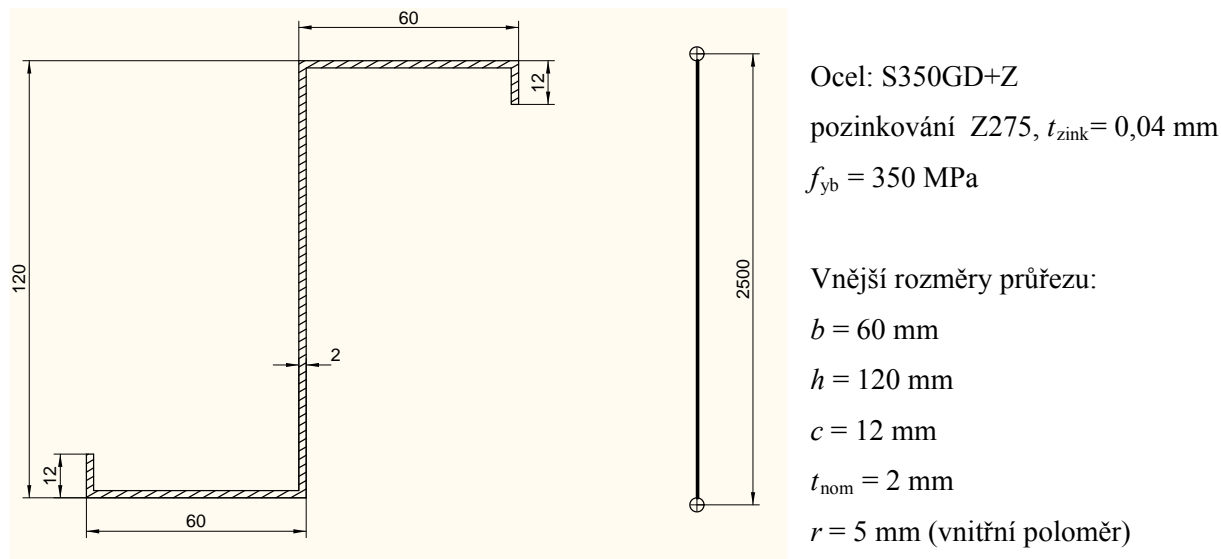
### ***Utilization of the degree of the member***

V tomto okně lze po jednotlivých elementech, na který je prut dělen (nastavuje se v „Settings/Calculation settings“) prohlížet jejich využití pro zadané zatížení.

### ***Printing calculation results***

V této části programu lze prohlížet a tisknout závěrečný protokol, který obsahuje podrobné údaje o uvažovaných zatěžovacích stavech, jejich kombinacích, průběhu vnitřních sil i o průřezu a jeho materiálových a geometrických charakteristikách. V závěru jsou uvedeny také efektivní průřezové charakteristiky a únosnost resp. využití prvku pro zadané zatížení.

## **8.4 Příklad posouzení tlaceného tenkostěnného profilu Z s jednoduchou okrajovou výztuhou**



### ***Charakteristiky plného průřezu***

Návrhová tloušťka (ocelové jádro) je:

$$t = t_{\text{nom}} - t_{\text{zinc}} = 2,0 - 0,04 = 1,96 \text{ mm}$$

Zaoblení v rozích lze zanedbat (viz obrázek), protože jsou splněny podmínky pro vnitřní poloměr

$$r \leq 5 t$$

$$r \leq 0,10 b_p$$

$$5 \text{ mm} < 9,8 \text{ mm}$$

$$5 \text{ mm} < 5,8 \text{ mm}$$

Osově rozměry uvažované ve výpočtu:

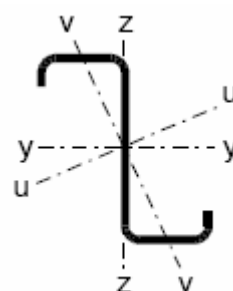
pásnice:  $b_p = b - t_{\text{nom}} = 60 - 2 = 58 \text{ mm}$

výztuhy:  $c_p = c - 0,5 t_{\text{nom}} = 12 - 0,5 \times 2 = 11 \text{ mm}$

stojina:  $h_p = h - t_{\text{nom}} = 120 - 2 = 118 \text{ mm}$

plocha:  $A_g = 501,76 \text{ mm}^2$

moment setrvačnosti k ose v-v (dle schématu):  $I_{vv} = 1,39 \times 10^5 \text{ mm}^4$



### a) Ruční výpočet

Protože příklad nemá za cíl představit výpočet samotný, ale pouze porovnat výsledky a pracnost výpočtů s použitím software, je uvedený postup podle [8.1, 8.2] velmi stručný.

#### Stojina

štíhlost stojiny:  $\bar{\lambda}_p = 1,293$  [8.2] (4.2)

součinitel boulení:  $\rho = 0,642$  [8.2] (4.2)

účinná délka:  $h_{\text{eff}} = \rho \cdot h_p = 0,642 \cdot 118 = 75,7 \text{ mm}$

$$h_{e1} = h_{e2} = h_{\text{eff}} / 2 = 75,7 / 2 = 37,9 \text{ mm}$$

#### Pásnice

bez vlivu distorze

štíhlost pásnice:  $\bar{\lambda}_p = 0,635$  [8.2] (4.2)

součinitel boulení:  $\rho = 1,0$  (nedochází k redukci boulením) [8.2] (4.2)

účinná délka:  $b_{\text{eff}} = b_p = 58 \text{ mm}$

$$b_{e1} = b_{e2} = b_{\text{eff}} / 2 = 58 / 2 = 29 \text{ mm}$$

#### Výztuha

bez vlivu distorze

pro  $c_p / b_p = 0,19 < 0,35$  je  $k_\sigma = 0,5$  [8.1] (5.13b)

štíhlost stojiny:  $\bar{\lambda}_p = 0,341$  [8.2] (4.3)

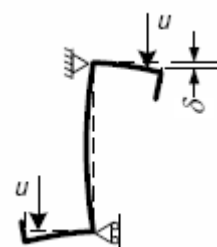
součinitel boulení:  $\rho = 1,0$  (nedochází k redukci boulením) [8.2] (4.3)

účinná délka:  $c_{\text{eff}} = c_p = 11 \text{ mm}$

#### Vliv distorzního boulení

pérová tuhost výztuhy:  $K = 549,45 \text{ Nm}^{-1}\text{mm}^{-1}$  [8.1] (5.9)

(stanoveno z průhybu vypočteného pomocí softwaru – viz schéma vpravo)



kritické pružné napětí výztuhy:  $\sigma_{cr,s} = 230,6 \text{ MPa}$  [8.1] (5.15)

poměrná štíhlost:  $\bar{\lambda}_s = 1,232$  [8.1] (5.12d)

součinitel vzpěrnosti pro distorzní vybočení:  $\chi_s = 0,579$  [8.1] (5.12)

protože nedochází k redukcí plochy vlivem boulení u pásnic ani výztuh, nevede další iterace výpočtu již k zpřesnění, distorze se pak zavádí zmenšením tloušťky:  $t_{red} = \chi_s t = 0,579 * 1,96 = 1,136$

#### *Efektivní plocha tlačенého průřezu*

efektivní plocha:  $A_{eff} = 352,98 \text{ mm}^2$

#### *Únosnost tlačенého prutu*

průřez není náchylný k prostorovému vzpěru

pružná kritická síla:  $N_{cr} = \pi^2 E I_{vv} / L_{cr}^2 = \pi^2 210 * 10^3 * 1,39 * 10^5 / 2500^2 = 46,07 \text{ kN}$

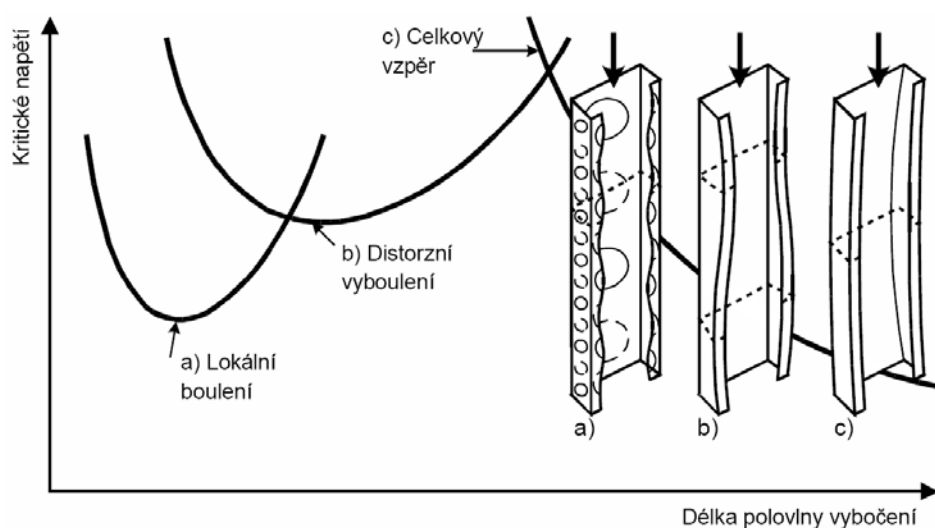
poměrná štíhlost prutu:  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_{yb} A_{eff}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{350 * 352,98}{46,07 * 10^3}} = 1,638$

součinitel vzpěrnosti:  $\chi = 0,296$  (křivka vzpěrnosti b) [8.1] Tab. 6.3

únosnost prutu:  $N_{b,Rd} = \chi A_{eff} f_{yb} = 0,296 * 352,98 * 350 = \underline{\underline{36,60 \text{ kN}}}$

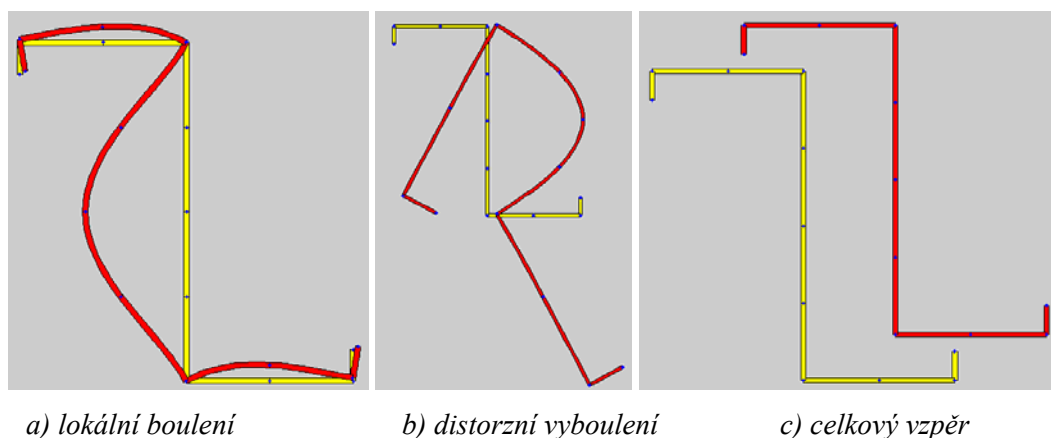
#### ***b) Ruční výpočet s využitím výpočtu pružného kritického napětí programem CUFSM***

Podle normy ČSN EN 1993-1-3 (kapitola 5.5.1(7)) lze pro výpočet použít kritická napětí získaná lineární stabilitní analýzou. Ve výpočtu se pak má uvažovat nižší kritické napětí pro délky vlny, které se vejdou do jmenovité délky prutu (v našem případě tedy 2500 mm). Závislost kritického napětí pro jednotlivé módy vybočení na délce polovlny vybočení je patrná z obr. 8.10.

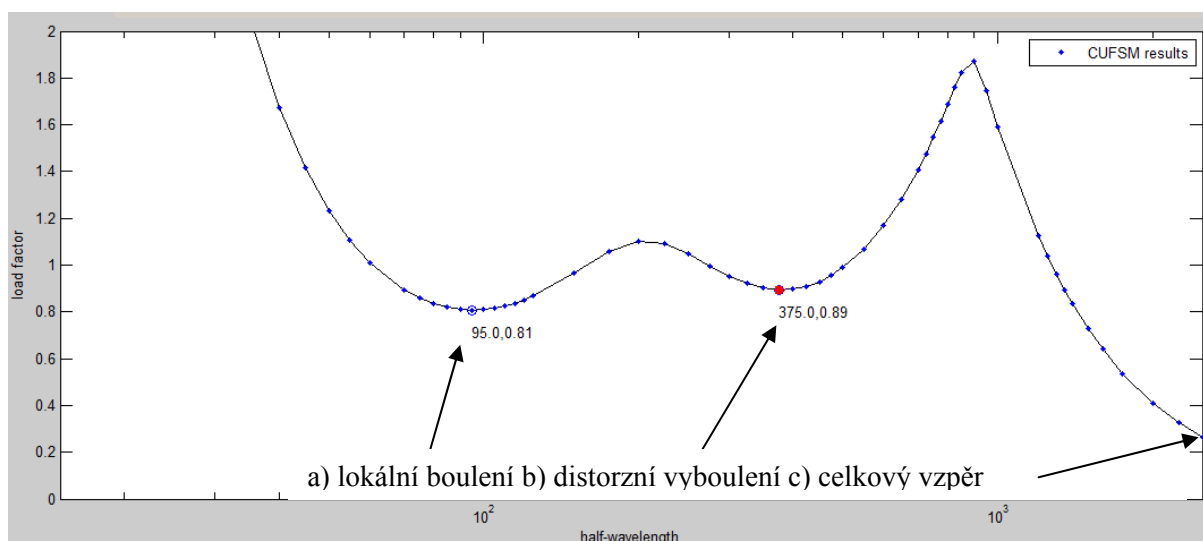


Obr. 8.10 Pružné kritické napětí jako funkce délky polovlny křivky vybočení [8.1]

Nejprve provedeme lineární stabilitní analýzu, k níž využijeme program CUFSM. Jako první vymodelujeme prvek s průřezem, kde není zabráněno žádnému posunu a může dojít ke všem módům vybočení. Tyto módy jsou vykresleny na obr. 8.11 a odpovídají minimum funkce napětí (vyjádřené násobkem meze kluzu 350 MPa) vykreslené na obr. 8.12.

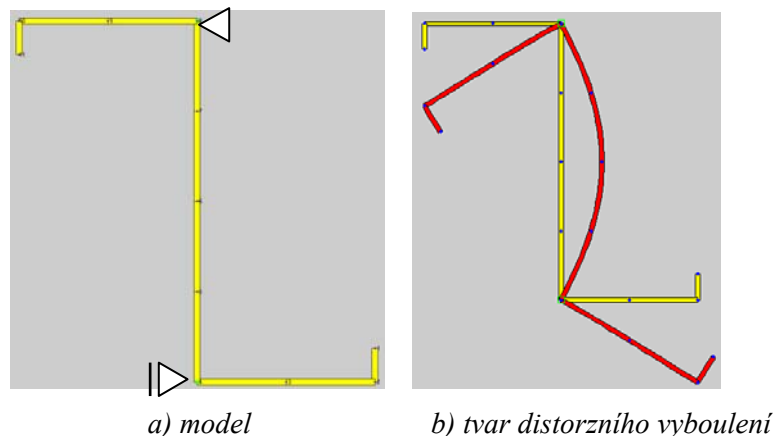


Obr. 8.11 CUFSM – vlastní tvary vybočení

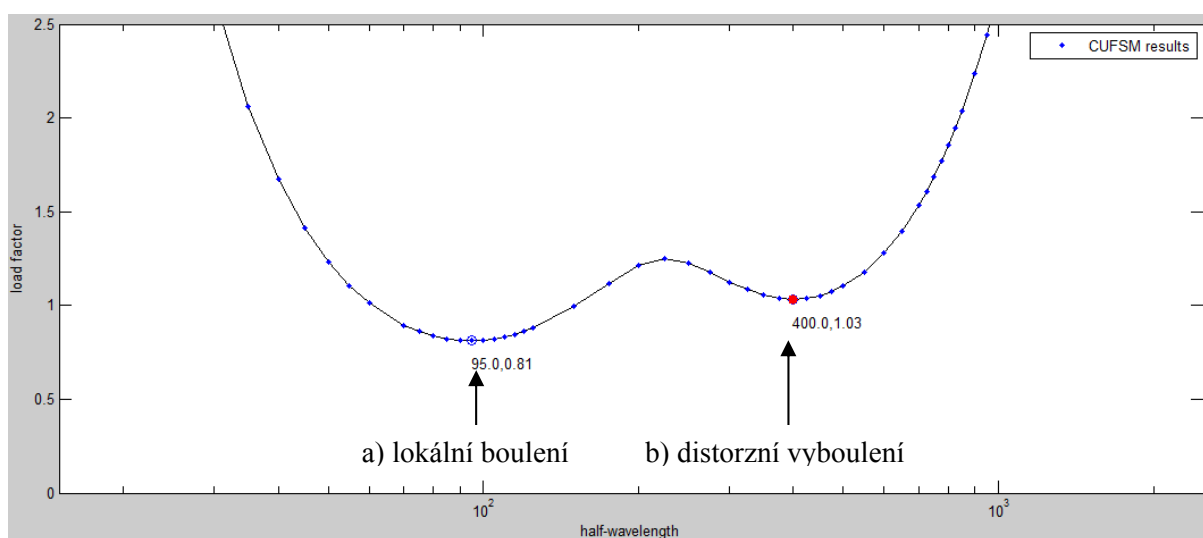


Obr. 8.12 CUFSM – funkce kritického napětí v závislosti na délce prvku

Z obrázku 8.11 b) je patrné, že spolu s distortním vyboulením dochází také k celkovému vzpěru (posun uzlů průniku stojiny a pásnice). Kritické napětí z takové analýzy by bylo sice bezpečné, ale nevhodné. Proto pro získání přesnějších hodnot kritického napětí pro distortní vyboulení zpřesníme model tím, že průsečík osy podepřeme podle obr. 8.13 a), tedy horní podpora zabraňuje posunům ve vodorovném i svislém směru, dolní pouze vodorovnému posunu. Tvar distortního vyboulení je na obr. 8.13 b). Kritická napětí (lokální a distortní vyboulení) je na obr. 8.14. Tyto použijeme pro výpočet. Z první analýzy použijeme pouze kritické napětí pro celkový vzpěr.



Obr. 8.13 CUFSM – distorzní vybočení průřezu podepřeného pro zamezení celkového vzpěru



Obr. 8.14 CUFSM – funkce kritického napětí pro prvek se zamezením celkového vzpěru

### Kritická napětí

lokální boulení:  $\sigma_{\text{crit.loc}} = 0,8115 \cdot f_{yb} = 0,8115 \cdot 350 = 283,03 \text{ MPa}$

distorzní vyboulení:  $\sigma_{\text{crit.loc}} = 1,0323 \cdot f_{yb} = 1,0323 \cdot 350 = 361,31 \text{ MPa}$

celkový vzpěr:  $\sigma_{\text{crit.loc}} = 0,2638 \cdot f_{yb} = 0,2638 \cdot 350 = 92,34 \text{ MPa}$

### Lokální boulení

poměrná štíhlost:  $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{\text{cr.loc}}}} = \sqrt{\frac{350}{283,03}} = 1,11$

(shodné pro všechny části průřezu, pro výztuhu velmi konzervativní)

souč. boulení stojiny:  $\rho = 0,722$  [8.2] (4.2)

souč. boulení pásnice:  $\rho = 0,722$  [8.2] (4.2)

souč. boulení výztuhy:  $\rho = 0,748$  [8.2] (4.3)

účinná šířka stojiny:  $h_{\text{eff}} = \rho * h_p = 0,722 * 118 = 85,23 \text{ mm}$   
 $h_{e1} = h_{e2} = h_{\text{eff}}/2 = 85,23/2 = 42,62 \text{ mm}$

účinná šířka pásnice:  $b_{\text{eff}} = \rho * b_p = 0,722 * 58 = 41,89 \text{ mm}$   
 $b_{e1} = b_{e2} = b_{\text{eff}}/2 = 41,89/2 = 20,95 \text{ mm}$

účinná šířka výztuhy:  $c_{\text{eff}} = \rho * c_p = 0,748 * 11 = 8,23 \text{ mm}$

### *Distorzní boulení*

poměrná štíhlost:  $\bar{\lambda}_s = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{\text{cr.dis}}}} = \sqrt{\frac{350}{361,31}} = 0,984$

součinitel vzpěrnosti pro distorzní vybočení:  $\chi_s = 0,758$  [8.1] (5.12)

distorze se zavádí zmenšením tloušťky:  $t_{\text{red}} = \chi_s t = 0,758 * 1,96 = 1,486 \text{ mm}$

s ohledem na to, že dochází k poklesu max. napětí vlivem distorze, lze pro výztuhu a část pásnice k ní přiléhající příznivě uvažovat:

poměrná štíhlost:  $\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\chi_s f_{yb}}{\sigma_{\text{cr.loc}}}} = \sqrt{\frac{0,758 * 350}{283,03}} = 0,967$

souč. boulení pásnice:  $\rho = 0,799$  [8.2] (4.2)

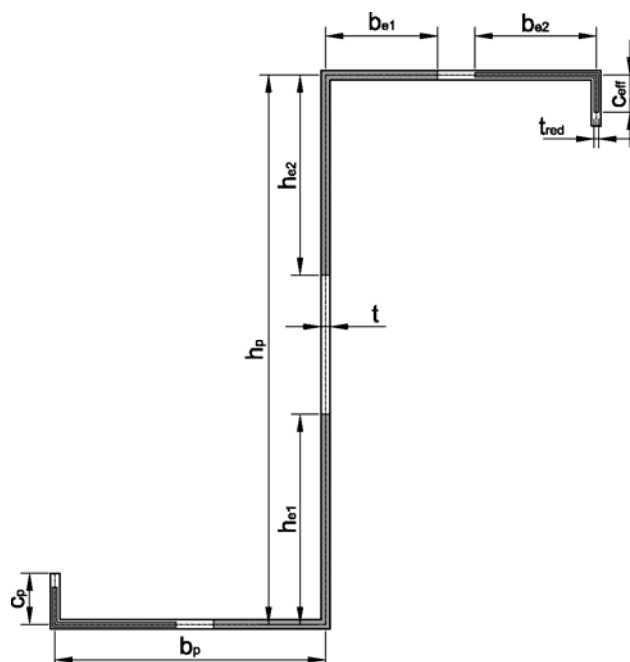
souč. boulení výztuhy:  $\rho = 0,833$  [8.2] (4.3)

účinná šířka pásnice:  $b_{\text{eff}} = \rho * b_p = 0,799 * 58 = 46,34 \text{ mm}$   
 $b_{e2} = b_{\text{eff}}/2 = 46,34/2 = 23,17 \text{ mm}$

účinná šířka výztuhy:  $c_{\text{eff}} = \rho * c_p = 0,833 * 11 = 9,17 \text{ mm}$

### *Efektivní plocha tlačенého průřezu*

efektivní plocha:  $A_{\text{eff}} = 345,3 \text{ mm}^2$  (viz. obrázek)



### Únosnost tlačného prutu

poměrná štíhlost prutu: 
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_{yb} A_{eff}}{\sigma_{cr, glob} A}} = \sqrt{\frac{350 * 345,30}{92,34 * 501,76}} = 1,615 = 1,638$$

součinitel vzpěrnosti:  $\chi = 0,303$  (křivka vzpěrnosti b) [8.1] Tab. 6.3

únosnost prutu:  $N_{b, Rd} = \chi A_{eff} f_{yb} = 0,303 * 345,3 * 350 = \underline{\underline{36,64 \text{ kN}}}$

Vypočtená únosnost je v tomto případě prakticky shodná s ručním výpočtem bez užití software. Je ale možné, že kvůli konzervativnímu uvažování kritického napětí prvního módu lokálního boulení pro celý průřez, může být tento postup u některých průřezů konzervativní.

### c) Výpočet únosnosti programem ProfBeam

Protože práce s programem byla popsána v části 8.3, jsou dále uvedeny pouze dílčí výsledky ze závěrečného protokolu:

efektivní plocha:  $A_{eff} = 348,8 \text{ mm}^2$

únosnost prutu:  $N_{b, Rd} = \underline{\underline{37,63 \text{ kN}}}$

Výsledná odchylka vypočtené únosnosti oproti předchozím výpočtům je velmi malá (způsobeno posuzováním podle norem ENV). Pro průřezy, u kterých má lokální a distorzní boulení větší vliv na výslednou únosnost, byl program poměrně konzervativní.

## 8.5 Další příklad využití programu CUFSM

Výpočet kritických napětí pomocí software nalezne uplatnění zejména u komplikovanějších průřezů, jako jsou například vyztužené stěny trapézových plechů, nebo v případech kdy normy postup výpočtu kritických napětí neuvádějí vůbec. Dále je uveden příklad určení kritického napětí pro distorzní vybočení pomocí software dvěma způsoby. Prvním způsobem je modelování izolované pásnice (obr. 8.15) podpírané na každé straně neposuvným kloubem, druhým způsobem je modelování celého průřezu TR 92/275/1,0 (obr. 8.16), kdy je ve výsledku zahrnut příznivý efekt podepření pásnice stojinami:

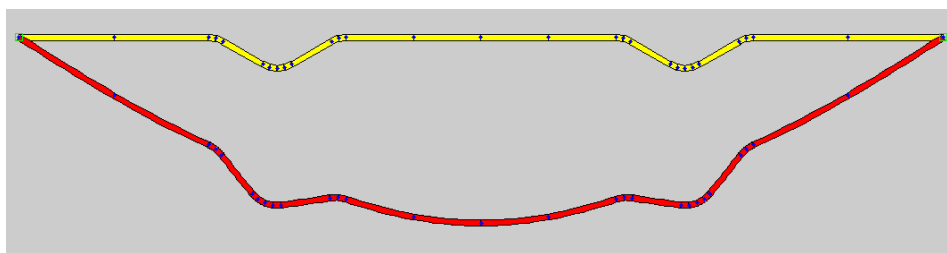
### Kritické napětí pro distorzní vybočení

postupem dle EN 1993-1-3:  $\sigma_{cr, s} = 115,6 \text{ MPa}$  [8.1] (5.23a)

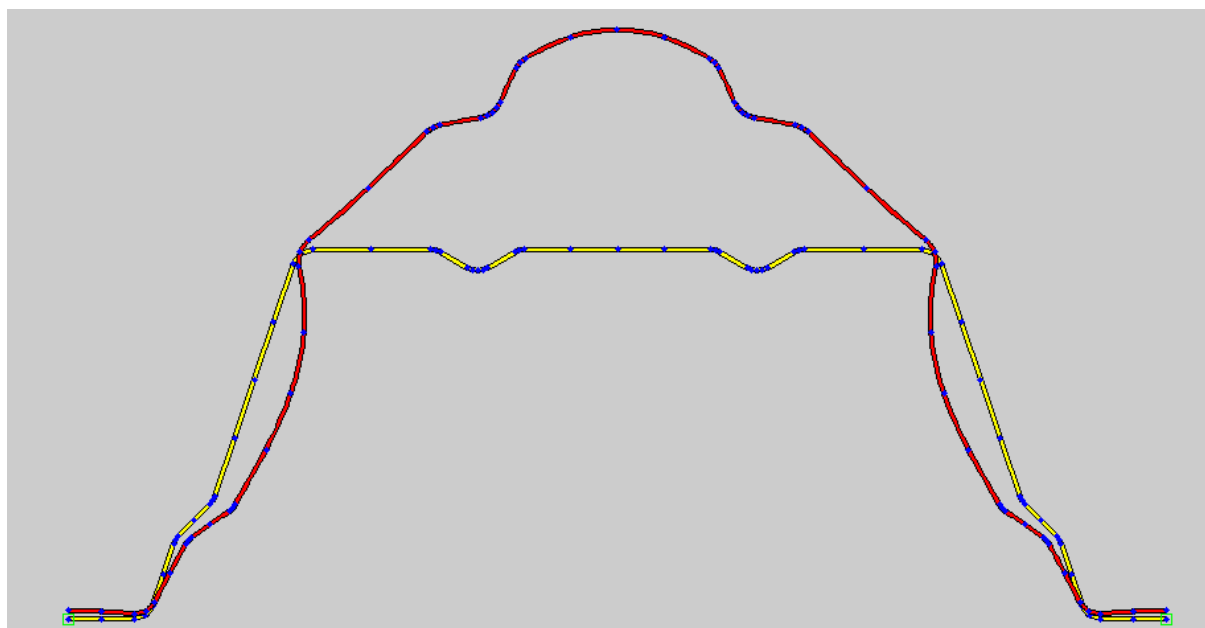
CUFSM (obr. 8.15):  $\sigma_{cr, s} = 119,3 \text{ MPa}$

CUFSM (obr. 8.16):  $\sigma_{cr, s} = 163,0 \text{ MPa}$





*Obr. 8.15 CUFSM – vyztužená pásnice trapézového plechu*



*Obr. 8.16 CUFSM – distorze vyztužené pásnice trapézového plechu*

## Literatura

- [8.1] ČSN EN 1993-1-3 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-3: Obecná pravidla pro tenkostěnné za studena tvarované prvky a plošné profily, ČNI, 2008.
- [8.2] ČSN EN 1993-1-5 Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-5: Boulení stěn, ČNI, 2008.
- [8.3] <http://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm/>.
- [8.4] Schafer, B.W., Ádány, S.: Buckling analysis of cold-formed steel members using CUFSM: conventional and constrained finite strip methods. Eighteenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, USA. 2006.
- [8.5] <http://www.terasrakenneyhdistys.fi/>.
- [8.6] Macháček, J.: Boulení stěn podle ČSN EN 1993-1-5. Navrhování ocelových a dřevěných konstrukcí podle evropských norem, ČVUT v Praze, 2007.

## SPŘAŽENÝ OCELOBETONOVÝ PLNOSTĚNNÝ MOST

### 9.1 Úvod

Spřažené ocelobetonové mosty patří v České republice mezi nejčastěji používané typy mostních konstrukcí. Používají se mosty se dvěma nebo více ocelovými nosníky, s kterými je spřažená železobetonová deska mostovky. Vždy se jedná o mosty s horní mostovkou. Spřažené ocelobetonové mosty se používají pro prosté i pro spojitě nosníky, pro mosty šikmé, v oblouku nebo pro mosty proměnného půdorysu. Hlavní ocelové nosníky bývají přímé, mohou však být i půdorysně zakřivené. Nejčastěji mají ocelové nosníky nesymetrický průřez I, v oblasti kladných ohybových momentů se silnější dolní pásnicí. Ocelové nosníky mohou mít také komorový průřez, jehož horní pásnici tvoří spřažená železobetonová deska.

Statický výpočet by měl co nejprůběžněji modelovat skutečné působení konkrétní konstrukce. Stěžejní otázkou statického výpočtu spřažených ocelobetonových konstrukcí je rozdělení zatížení na jednotlivé hlavní nosníky od obecně působícího zatížení. Některá pravidla výpočtu lze zobecnit a o tom pojednává tato kapitola.

Pro většinu mostů je vhodné pro statickou analýzu použít větší počet výpočetních modelů. Pomineme-li specializovaný software, který je schopen zohlednit v jednom modelu postup montáže, reologické vlastnosti betonu apod., obvykle s jedním modelem nelze vystačit.

Dále je nutné, aby výpočetní model poskytoval výstupy potřebné pro posouzení mostu v mezním stavu použitelnosti i v mezním stavu únosnosti. Podle [9.1] to znamená, že výstupem programů musí být vnitřní síly pro posouzení MSÚ (ohybové momenty a posouvající síly) a pokud možno napětí pro posouzení v MSP. Podrobněji bude tato skutečnost komentována dále.

### 9.2 Výpočetní modely

Při statické analýze je třeba zohlednit:

- způsob montáže mostu,
- reologické vlastnosti betonu,
- ohybovou, smykovou a torzní tuhost všech prvků konstrukce,
- excentricitu horní desky vzhledem k podélným trámům,
- ochabnutí smykem v deskových pásech mezi nosníky.

Respektování těchto požadavků závisí na možnostech zvoleného výpočetního modelu a je obvykle kritériem vhodnosti jeho užití. Globální analýza spřaženého ocelobetonového mostu se

většinou provádí pružně, pokud se nevyužívá přerozdělení ohybových momentů v důsledku zplastizování průřezů, a mohou být použity následující výpočetní modely:

- ruční výpočet,
- stěnodeskový model,
- kombinovaný model,
- další modely.

Další modely obvykle vycházejí z výše uvedených typů nebo využívají speciálních možností použitého softwaru. Je možné například modelovat ortotropní desku jen v oblastech záporných momentů a v místech s kladnými momenty ponechat desku izotropní. Je možné také použít výpočetní program, který umožňuje modelovat reologické vlastnosti betonu apod. Těmito modely se dále nebudeme zabývat.

### 9.3 Ruční výpočet

Ruční výpočet se obvykle používá v prvním projektovém stupni a slouží pro ověření navržené dispozice hlavní nosné konstrukce. Provádí se za předpokladu dokonale tuhých příčných řezů mostu. Jedná se o klasický výpočet, kterým se pomocí příčinkové čáry příčného roznášení zatížení podle tab. 9.1 stanoví ohybové momenty jednotlivých hlavních nosníků.

V tomto výpočtu je nutné použít spolupůsobící šířky betonové desky v jednotlivých úsecích mostu podle [9.1], čl. 5.4.1.2:

V poli  $i$  ve vnitřní podpoře se celková účinná šířka  $b_{\text{eff}}$  (obr. 9.1) určí ze vztahu:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{\text{ei}} \quad (9.1)$$

kde  $b_0$  je vzdálenost mezi osami vnějších spřahovacích prvků;

$b_{\text{ei}}$  hodnota účinné šířky betonové pásnice na každé straně stojiny. Tato hodnota je  $L_e/8$ , ale ne větší než je geometrická šířka  $b_i$ . Hodnota  $b_i$  se má uvažovat jako vzdálenost mezi vnějším spřahovacím prvkem a středem desky mezi nosníky, měřeno uprostřed tloušťky betonové pásnice. U převislého konce je  $b_i$  vzdálenost mezi spřahovacím prvkem a okrajem pásnice. Délka  $L_e$  se má určit jako přibližná vzdálenost mezi body nulového momentu. Pro typické spojitě spřažené nosníky, kde je návrh ovlivněn momentovou obálkou pro různá uspořádání zatížení, a pro konzoly, lze  $L_e$  předpokládat podle obr. 9.1.

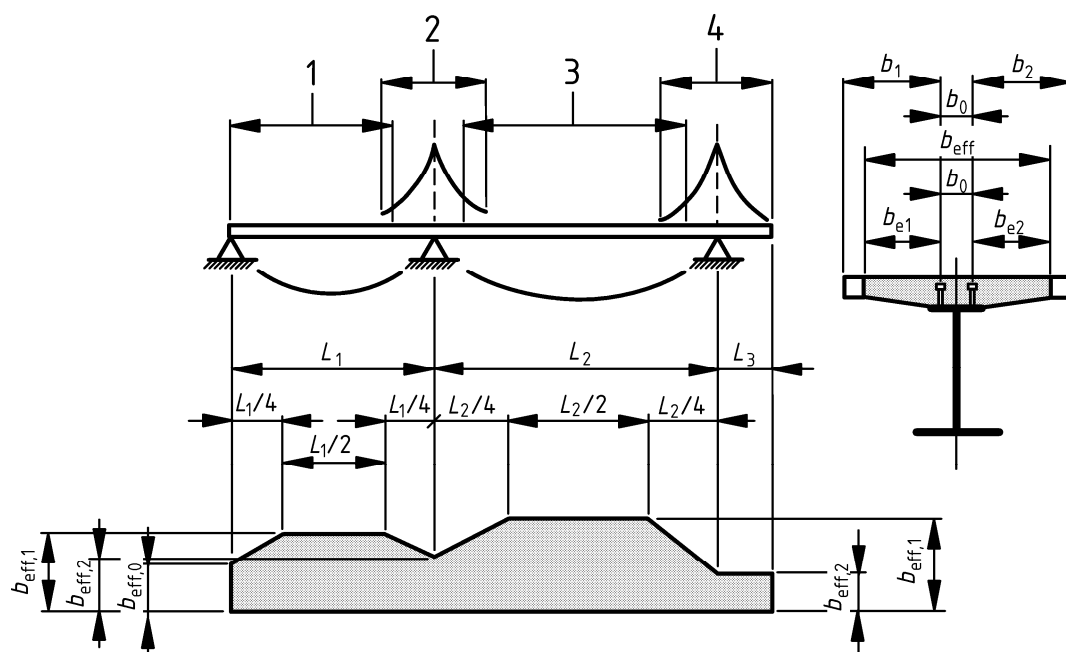
V koncové podpoře lze účinnou šířku určit ze vztahu:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i b_{\text{ei}} \quad (9.2)$$

$$\text{kde } \beta_i = (0,55 + 0,025L_e/b_{\text{ei}}) \leq 1,0 \quad (9.3)$$

a kde  $b_{\text{ei}}$  je účinná šířka uprostřed koncového pole;

$L_e$  ekvivalentní rozpětí koncového pole podle obr. 9.1.



Legenda:

- 1  $L_e = 0,85L_1$  pro  $b_{eff,1}$
- 2  $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$  pro  $b_{eff,2}$
- 3  $L_e = 0,70L_2$  pro  $b_{eff,1}$
- 4  $L_e = 2L_3$  pro  $b_{eff,2}$

Obr. 9 1 Ekvivalentní rozpětí pro určení účinné šířky betonové pásnice

Dále je třeba uvážit reologické vlastnosti (dotvarování a smršťování) betonu podle [9.1], čl. 5.4.2.2. Zavádí se pracovní součinitel v závislosti na typu zatížení:

$$n_L = n_0 (1 + \psi_L \varphi_t) \quad (9.4)$$

kde  $n_0$  je poměr modulů  $E_a/E_{cm}$  pro krátkodobé zatížení;

$E_{cm}$  sečnový modul pružnosti betonu pro krátkodobé zatížení podle [9.2], tab. 3.1 nebo tab. 11.3.1;

$\varphi_t$  součinitel dotvarování  $\varphi(t, t_0)$  podle [9.2], čl. 3.1.4 nebo 11.3.3, závisející na stáří ( $t$ ) betonu v okamžiku posuzování a stáří ( $t_0$ ) při zatížení;

$\psi_L$  násobitel součinitele dotvarování, závisející na typu zatížení. Pro stálé zatížení je 1,1, pro primární a druhotné účinky od smršťování 0,55 a pro předpínání vnesením deformací 1,5.

Tento postup je poměrně jednoduchý, pro přímé a kolmé mosty je dostatečně přiléhavý a lze jej úspěšně aplikovat i ve vztahu k současně platným návrhovým normám. Pomocí ručního výpočtu lze zohlednit montáž mostu bez lešení. Méně vhodný je ruční výpočet pro složitější dispozice (půdorysně zakřivené mosty, šikmé mosty, mosty s vějířovitým uspořádáním hlavních nosníků apod.), kdy je obtížné rozdělit účinky zatížení připadající na jednotlivé hlavní nosníky.

Tab. 9.1 Pořadnice příčinkových čar příčného roznášení zatížení pro nekonečně tuhý příčný řez mostu podle [9.3].

Počet hlavních nosníků	Příčinková čára pro nosník	Příčinková pořadnice příčného roznášení v místě nosníku							
		1	2	3	4	5	6	7	8
3	1	0,833	0,333	-0,167					
	2	0,333	0,333	0,333					
4	1	0,700	0,400	0,100	-0,200				
	2	0,400	0,300	0,200	0,100				
5	1	0,600	0,400	0,200	0,000	-0,200			
	2	0,400	0,300	0,200	0,100	0,000			
	3	0,200	0,300	0,200	0,200	0,200			
6	1	0,524	0,381	0,238	0,095	-0,048	-0,190		
	2	0,381	0,295	0,210	0,124	0,038	-0,048		
	3	0,238	0,210	0,181	0,152	0,124	0,095		
7	1	0,464	0,357	0,250	0,143	0,036	-0,071	-0,179	
	2	0,357	0,286	0,214	0,143	0,071	0,000	-0,071	
	3	0,250	0,214	0,179	0,143	0,107	0,071	0,036	
	4	0,143	0,143	0,143	0,143	0,143	0,173	0,143	
8	1	0,417	0,333	0,250	0,167	0,083	0,000	-0,083	-0,167
	2	0,333	0,274	0,214	0,155	0,095	0,036	-0,024	-0,083
	3	0,250	0,214	0,179	0,143	0,107	0,071	0,036	0,000
	4	0,167	0,155	0,143	0,131	0,119	0,107	0,095	0,083

Tab. 9.2 Zhodnocení ručního výpočtu

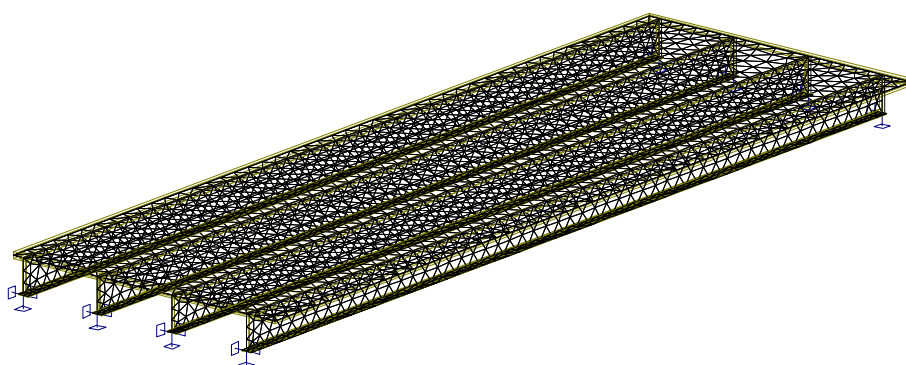
Přednosti	Nedostatky
<ul style="list-style-type: none"> <li>Názornost a jednoduchost.</li> <li>Není potřeba žádného softwaru.</li> <li>Kontrolovatelnost výpočtu.</li> <li>Jednoduché vyhodnocení MSP i MSÚ.</li> <li>Vhodný pro prosté i spojitě nosníky.</li> <li>Vhodný pro mosty kolmé a přímé.</li> <li>Snadné zohlednění způsobu montáže.</li> <li>Lze na jediném modelu řešit i vliv teploty a smršťování.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Nevhodný pro složitější dispozice (mosty šikmé, půdorysně zakřivené apod.)</li> <li>Předpoklad nekonečné tuhosti příčného řezu není vždy přiléhavý, tato tuhost se mění po délce mostu.</li> </ul>

## 9.4 Stěnodeskový model

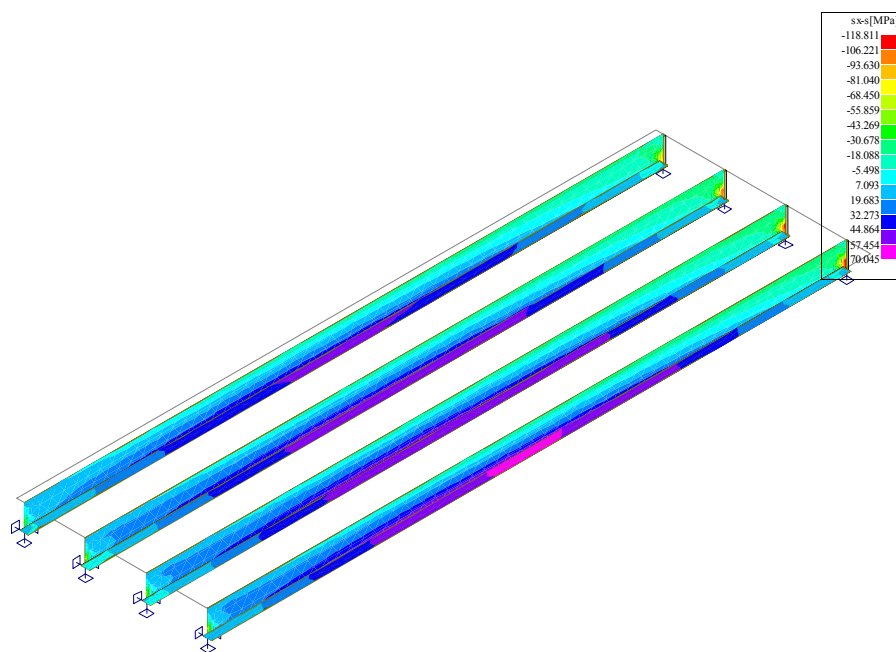
Stěnodeskový model se používá ověření a zpřesnění výsledků z ručního výpočtu a dále se používá pro libovolné půdorysné dispozice mostu (pro mosty šikmé, půdorysně zakřivené, pro mosty s proměnnou vzdáleností hlavních nosníků po délce mostu apod.), kdy ruční výpočet nebylo možné použít. Ve srovnání s ručním výpočtem je použití stěnodeskového modelu pracnější. Stěnodeskové prvky lze velmi dobře a výhodně používat v případech, kdy pro návrh postačují průběhy napětí.

Jisté komplikace při použití tohoto modelu mohou nastat při posouzení navržených nosníků v MSÚ podle [9.1] s využitím plastické únosnosti průřezu. U sprážených ocelobetonových nosníků

v oblastech kladných ohybových momentů vždy plastickou únosnost využíváme. K tomu potřebujeme znát velikost působícího ohybového momentu v posuzovaném průřezu. Pokud použitý software neprovádí automaticky výpočet ohybových momentů, tak je potom nutné tyto hodnoty stanovit integrací z napětí, což může činit potíže. Jistou nepřesností stěnodeskového modelu je skutečnost, že nerespektuje odlišné chování taženého betonu. Naopak s výhodou lze tento model použít pro vyšetřování účinků od teploty a smršťování. Na obr. 9.2 je uveden příklad stěnodeskového modelu mostu a na obr. 9.3 napětí hlavních nosníků od normového vozidla.



Obr. 9.2 Příklad stěnodeskového modelu – síť konečných prvků



Obr. 9.3 Příklad stěnodeskového modelu – napětí hlavních nosníků od normového vozidla

Tab. 9.3 Zhodnocení výpočtu pomocí stěnodeskového modelu

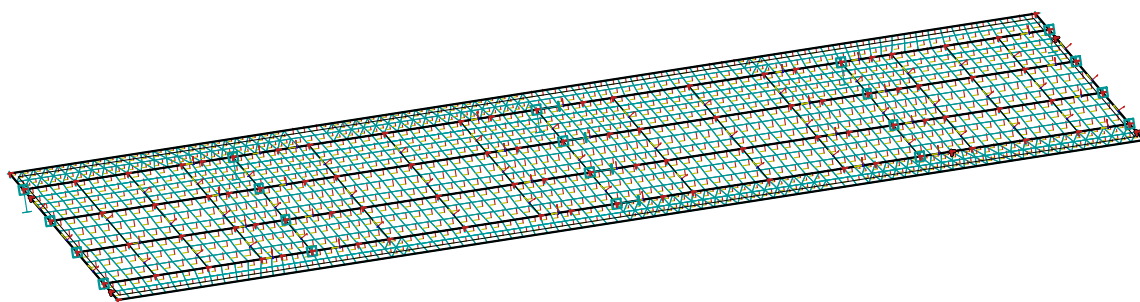
Přednosti	Nedostatky
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Konstrukce modelována jako prostorový systém, zohledňuje spolupůsobení jednotlivých prvků.</li> <li>• Lze zadávat libovolné dispozice konstrukce</li> <li>• Snadné vyšetřování vlivu teploty a smršťování.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nezohledňuje vliv trhlin v betonu v oblastech záporných momentů.</li> <li>• Zvýšená pracnost.</li> <li>• Nezohledňuje postup montáže.</li> </ul>

## 9.5 Kombinovaný model

Tento model je vytvořen stěnodeskovými i prutovými prvky. Železobetonová deska je modelována pomocí stěnodeskových prvků a ocelový nosník jako prut. I toto řešení však přináší svá úskalí. Pokud prutový prvek představuje pouze ocelový nosník, není vyřešen problém se stanovením ohybového momentu na celý spřažený průřez. Modifikací tohoto modelu ovšem můžeme dosáhnout požadované výstupy.

Jednou z možností je modelovat železobetonovou desku jako ortotropní, jejíž tuhost v příčném směru mostu a ve stěnovém smyku je dána a v podélném směru je nulová. Prutové prvky potom modelujeme jako spřažené nosníky s proměnným průřezem, který odpovídá průřezu ocelového nosníku v daném místě mostu a spolupůsobící šířka železobetonové části je stanovena „ručně“. Výstupy takto modifikovaného modelu jsou výstižné a lze je uplatnit v souladu s návrhovými postupy podle [9.1]. Reologické vlastnosti betonu je třeba stanovit pro každý typ zatížení zvlášť (9.4), tudíž je nutno použít několik modelů.

Kombinovaný model obecně nelze použít pro výpočet montážních stádií. I proto je zpravidla nezbytné použít větší množství modelů, popřípadě doplnit výpočet o stěnodeskový či ruční model. Z uvedených způsobů výpočtu je kombinovaný model patrně nejpracnější, nehledě na to, že významná část dnes běžně používaných statických programů neumožňuje zadávání ortotropních desek.



Obr. 9.4 Příklad kombinovaného modelu – spojité nosník, síť konečných prvků

Tab. 9.4 Zhodnocení výpočtu pomocí kombinovaného modelu

Přednosti	Nedostatky
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Zohledňuje chování taženého betonu.</li> <li>• Lze zadávat téměř libovolné dispozice konstrukce.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Nezohledňuje obvykle plně spolupůsobení všech prvků konstrukce.</li> <li>• Vysoká pracnost.</li> <li>• Nezohledňuje vliv montáže.</li> <li>• Nelze používat pro vyšetřování vlivu teploty a smršťování</li> </ul>

## 9.6 Poznatky z dlouhodobého sledování spřaženého ocelobetonového mostu

V rámci dvou projektů MD ČR [9.4 a 9.5] byl v letech 2004 až 2009 vyšetřován spřažený ocelobetonový most na ulici K Barrandovu přes Silniční okruh kolem Prahy. Most převáděl tranzitní nákladní dopravu mezi dálnicí D5 a D1 ve směru jízdy Plzeň – Praha – Brno. Sledovaný most je dvoupruhový a veškerá doprava v uvedeném směru jízdy byla vedena v jednom jízdním pruhu. Probíhalo experimentální sledování odezvy mostu na zatížení dopravou a teplotou. Z velkého množství získaných dat a vyhodnocených údajů jsou nejdůležitější dva poznatky:

1. Dosud běžně používaný ruční výpočet spřaženého ocelobetonového mostu s několika hlavními nosníky, který je založen na předpokladu nekonečně tuhého příčného řezu pro příčné roznášení zatížení, se nepotvrdil. Sledovaný most trvale vykazoval menší tuhost příčného řezu, i když most má subtilní mezilehlá příčná ztužidla. Pro přesnější stanovení tuhosti příčného řezu by bylo nutné ověřit skutečnou příčnou ohybovou tuhost betonové desky mostovky, což by si vyžádalo destruktivní diagnostický průzkum, který na dopravně velmi exponovaném mostě nepřicházel v úvahu. V konkrétním případě byl rozdíl v tuhostech příčného řezu částečně ovlivněn šikmostí mostu. Proto se doporučuje ruční výpočet používat pouze pro mosty kolmé nebo s velmi malou šikmostí.

2. Ohybová tuhost hlavních nosníků byla ovlivněna spolupůsobením vozovkového souvrství s betonovou deskou mostovky. V důsledku toho byla skutečná poloha neutrální osy zjištěná z experimentálního vyšetřování výše, než poloha neutrální osy stanovená statickým výpočtem bez uvažování spolupůsobení vozovkového souvrství s betonovou deskou. Rozdíly v poloze neutrální osy byly ještě ovlivněny teplotou jednotlivých vrstev vozovkového souvrství.

## 9.7 Volba modelů

Volba výpočetního modelu závisí mimo jiné také na stupni projektové dokumentace. Doporučuje se postupovat od jednoduchých modelů ke složitějším. V zadávací dokumentaci stavby by



měl být použit model, který nejlépe zohlední prostorové působení konstrukce, proměnné materiálové vlastnosti betonové desky a postup výstavby mostu.

V dokumentaci pro územní rozhodnutí (DÚR) postačí orientační statický výpočet, který ověří proveditelnost konstrukce a přibližně stanoví půdorysné rozměry konstrukce s ohledem na zábor pozemků a celkovou dispozici stavby. V tomto projektovém stupni většinou postačí zjednodušený ruční výpočet pouze s jedním odhadnutým rozhodujícím zatěžovacím stavem v kombinaci s odborným odhadem projektanta.

V dokumentaci pro stavební povolení (DSP) se doporučuje předběžný statický výpočet, který doplňuje orientační statický výpočet a který musí být zpracován do té míry, aby byly zřejmé staticky nutné rozměry průřezu vzhledem k požadovanému rozpětí, prostorové úpravě a zatěžovací třídě komunikace na mostě a vzhledem k průjezdným průřezům nebo plavebním profilům všech přemostňovaných překážek. V předběžném výpočtu je nutné zohlednit i chování konstrukce v průběhu montáže.

Způsob provedení předběžného výpočtu a volba výpočetního modelu do značné míry závisí na dispozici mostu. U mostů kolmých a přímých je možné použít kompletní ruční výpočet (odst. 9.1) s uvážením všech vlivů (teplota, smršťování apod.). Pokud je dispozice mostu složitější, je třeba už ve stupni DSP použít např. kombinovaný model (odst. 9.3) s některými zjednodušeními (zohlednit reologii betonu jen pro krátkodobá zatížení, zjednodušit výpočet smykového ochabnutí desky apod.). Vliv nerovnoměrného oteplení konstrukce a smršťování betonu může být v tomto kroku stanoven jen orientačně ručním výpočtem, popřípadě může být zanedbán.

V zadávací dokumentaci stavby (ZDS) a v prováděcí dokumentaci (PD) je nezbytné respektovat skutečné prostorové spolupůsobení všech prvků konstrukce a zabývat se všemi účinky zatížení s maximální přiléhavostí podle návrhové normy [9.1]. K tomu účelu se doporučuje použití kombinovaného výpočetního modelu (odst. 4.3), popř. jiného speciálního softwaru. Pro stanovení účinků smršťování betonu a teploty je možné použít další model, nejlépe stěnodeskový (odst. 4.2).

Pro zohlednění jednotlivých zatížení je možné použít následující postupy a výpočetní modely:

- ruční (nebo kombinovaný bez desky) výpočet pro montážní zatížení
- kombinovaný model pro stálé a dlouhodobé zatížení
- kombinovaný model pro krátkodobé zatížení
- stěnodeskový model pro zatížení teplotou a smršťováním.

## 9.8 Závěr

Uvedená doporučení pro modelování a statický výpočet spřažených ocelobetonových mostů by měla sloužit projektantům jako hrubé vodítko při návrhu konstrukce. Každá konstrukce se nachází ve specifických podmínkách a předepisovat zobecněný postup návrhu by mohlo být v některých

případech nesprávné. Určitě ale platí zásada, že statický výpočet v každém projektovém stupni musí být kontrolovatelný. Použití softwaru musí tuto zásadu ctít.

### **Literatura**

- [9.1] ČSN EN 1994-2 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí – Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty.
- [9.2] ČSN EN 1992-1-1 Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [9.3] Schindler, A., Rotter, T.: Kovové mosty – pomůcka pro navrhování. ČVUT Praha 1990.
- [9.4] Odezva mostů na zatížení teplotou a dopravou. Projekt MD ČR 1F45D/077/120, řešení 2004 – 2007, závěrečná zpráva 2008.
- [9.5] Experimentální sledování odezvy mostů na zatížení těžkou nákladní dopravou a teplotou. Projekt MD ČR 1F82C/037/910, řešení 2008 – 2009, závěrečná zpráva 2010.

## SPŘAŽENÉ PŘÍHRADOVÉ MOSTNÍ NOSNÍKY

### 10.1 Úvod

Příspěvek ukazuje aplikaci GMNA (geometricky a materiálově nelineární analýzy) k řešení průběhu podélného smyku ve spřažení prostých ocelobetonových příhradových nosníků. Jedná se o řešení pro účely výzkumné, které bylo použito též k porovnání výsledků numerické analýzy s přibližným analytickým řešením podle ČSN EN 1994-2 (Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty).

K modelování a numerickým studiím [10.2] až [10. 5] publikovaných autorem a M. Čudejkem byl použit program ANSYS (Ansys University Advanced v. 10.0) licencovaný na ČVUT v Praze a model vycházející z práce M. Čudejka [10.1].

### 10.2 Popis úlohy

Průběh smykového toku mezi ocelovou částí a betonovou deskou spřaženého příhradového nosníku je poměrně náročnou nelineární úlohou, jejíž řešení lze výrazně zjednodušit při mezním plastickém stavu spřažení (např. pro stropní nosníky pozemních staveb). Po předpokládané **plastické redistribuci** sil ve spřažení lze postupovat stejně jako u plnostěnných nosníků, tj. stanovit počet „tažných“ smykových zarážek  $N$  z rovnováhy sil v plastizovaném průřezu a umístit je rovnoměrně mezi podporou a tímto průřezem. Pro úplné spřažení potom platí:

$$N = V_{Rd} / P_{Rd} = (A_b f_{yd}) / P_{Rd} \quad (10.1)$$

kde  $V_{Rd}$  je celková návrhová podélná smyková síla mezi místem  $M_{max}$  a podporou;

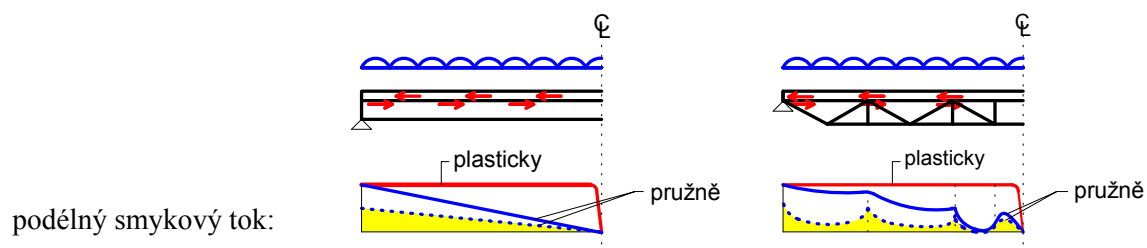
$P_{Rd}$  návrhová únosnost smykové zarážky;

$A_b$  plocha dolního pásu příhradového nosníku (předpokládá se, že plastická neutrální osa spřaženého průřezu je určena se zanedbáním horního ocelového pásu příhradového nosníku k omezení vysoké poměrné deformace jeho dolního pásu);

$f_{yd}$  návrhová pevnost oceli.

Mnohem **komplikovanější situace nastává v pružné oblasti řešení**, nezbytné pro průřezy tříd 3 a 4, pro netažné prvky spřažení (s ohledem na jejich nedostatečnou tažnost) a obecně u mostů z důvodu únavy a pružného řešení žádaného mostním Eurokódem. V pružném stavu je rozdělení smykového toku (a namáhání smykových zarážek) velmi nerovnoměrné, s výraznými špičkami v místě styčníků příhradového nosníku, kde jsou síly z ocelové části přenášeny smykovými zarážkami lokálně do betonové desky, obr. 10.1. Tento případ velmi stručně řeší mostní Eurokód ČSN EN 1994-2 (čl. 6.6.2.3) na základě práce Johnsona a Ivanova (týkající se lokálního vnesení síly od předpínacího kabelu, viz např. [10.2]).

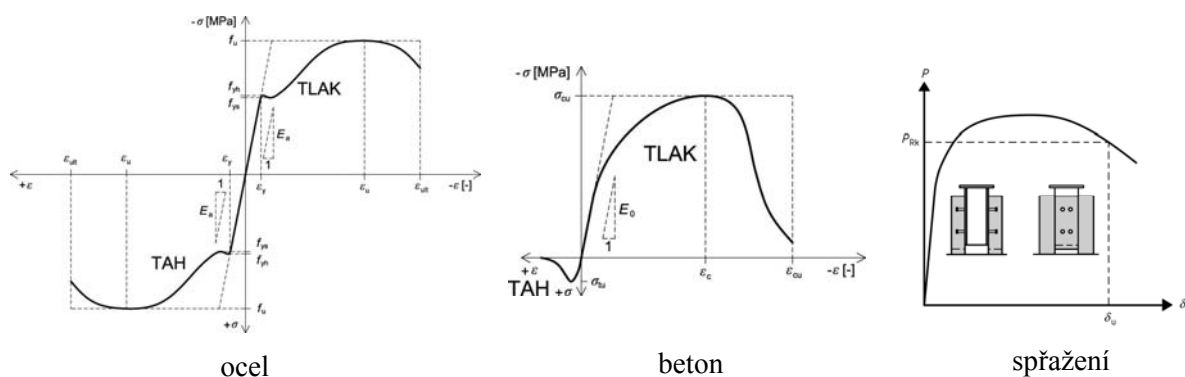
Příspěvek neuvádí kompletní studie typických mostů (bez nebo se styčnickovými plechy) publikované v [10.5], ale soustřeďuje se pouze na možný způsob modelování a globální analýzu.



Obr. 10.1 Rozdíl v rozdělení podélného smyku u spráženého plnostěnného a příhradového nosníku

### 10.3 Materiály

Pro MNA jsou k dispozici nelineární pracovní diagramy získané z laboratorních zkoušek nebo doporučení norem, obr. 10.2.



Obr. 10.2 Pracovní diagramy oceli, betonu, spřahovacího prvku

Pro **ocel** se běžně používá izotropní multilineární vyjádření ve třech modifikacích (pružné – bez plastických deformací, s izotropním nebo kinematickým zpevněním). Pro analýzu pouze s kladnými přírůstky zatížení (resp. bez odtížení v prvcích) lze použít libovolnou modifikaci, v daném řešení první z nich, obr. 10.3. Zadané charakteristiky:

$$f_y, f_u, E_s, \nu.$$

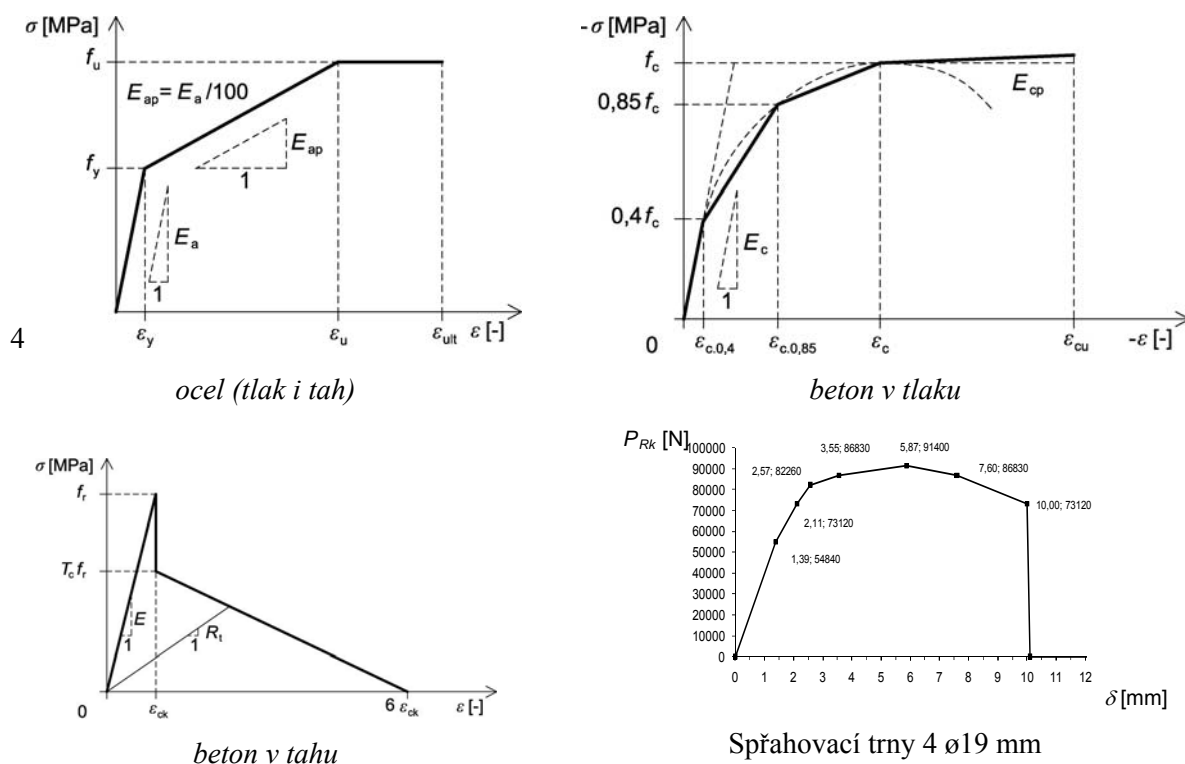
Pro **beton** mají profesionální programy zvláštní modely, ANSYS používá kombinaci Chenovy plasticitní podmínky v oblasti tlak-tlak a Rankinovy plasticitní podmínky v oblasti tah-tah. V daném modelu byly pro tlak použity doporučené vztahy podle Eurokódu 2 s multilineárním vyjádřením a pro tah doporučení ANSYS, obr. 10.3. Zadané charakteristiky:

$$f_c, f_t, E_c, E_{cp}, \epsilon_c, \epsilon_{cu}, \nu, T_c.$$

Pro **spřažení** je nutné vycházet z laboratorních zkoušek. Pro děrovanou lištu lze použít charakteristik podle [10.6], pro trny s hlavou dává nejúplnější charakteristiky práce [10.7], odkud např.

pro 4 trny  $\varnothing 19$  mm a charakteristickou únosnost podle Eurokódu 4 plyne tvar podle obr. 10.3. Zadané charakteristiky:

$P_{Rk, max}$ , multilineární tvar.



Obr. 10.3 Modely materiálu pro ocel, beton, spřahovací prvek

## 10.4 Konečné prvky

Dolní pás a výplňové pruty byly modelovány prutem daného průřezu (**BEAM24**), horní pás byl složen ze skořepinových prvků (**SHELL43**) a pro betonovou desku byl použit speciální 3D železobetonový prvek (**SOLID65**). Podrobný popis prvků lze nalézt v příslušném manuálu ANSYS. Všechny prvky umožňují pružnoplastické řešení (dokonce s velkými průhyby, které však nebyly aktivovány - manuál je pro **SOLID65** nedoporučuje).

**SOLID65** umožňuje zavedení betonářské výztuže ve formě prutů (lze zadat 3 různé materiály ve 3 směrech) nebo ve formě rozptýlené výztuže (obdobně ve 3 směrech). Pro danou úlohu bylo ověřeno, že tahová výztuž v betonu výsledky pro spřažení prakticky neovlivňuje a v dalších studiích proto nebyla zavedena. Prvek umožňuje řešení tvoření trhlin při tahu ve třech směrech, drcení betonu v tlaku a dotvarování. Po detekci stavu se vznikem trhliny se mění matice tuhosti v integračním bodě a podle stavu trhliny je volen součinitel přenosu smyku, přičemž se kontroluje (znaménkem příslušné deformace), zdali jde o trhlinu otevřenou nebo později zavřenou. Velikost součinitele je mezi 0 (hladká trhlina, smyk se nepřenáší) a 1 (drsňá trhlina, smyk se plně přenáší). V uvedeném řešení byl podle doporučení z literatury součinitel pro otevřené trhliny volen  $C_1 = 0,3$ , pro zavřené  $C_2 = 0,6$ .

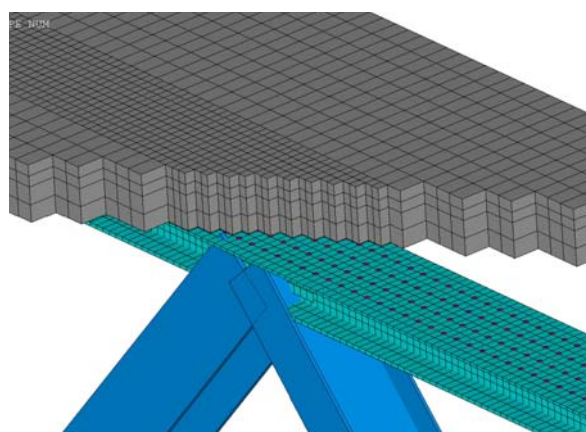
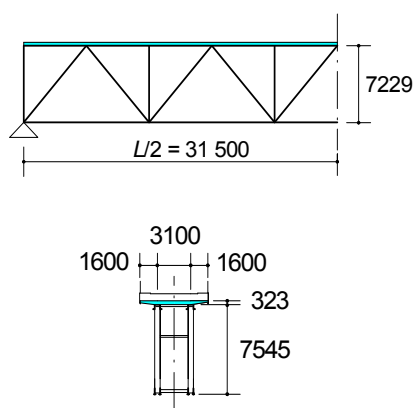
Spřažení bylo modelováno pomocí nelineárních pružin **COMBIN39**. Jedná se o jednorozměrový pružinový prvek s jedním stupněm volnosti v každém ze dvou uzlových bodů (posun ve směru prvku). Posun lze zadat multilineární závislostí na působící síle, viz aproximující graf podle obr. 10.3. a tím analyzovat smykový tok ve směru osy nosníku. Pro definování křivky lze použít max. 20 bodů, které lze zdvojnásobit použitím zrcadlení křivky z prvního do třetího kvadrantu (definuje se tak chování pružiny v tlaku). Odtížení lze zadat buď po zatěžovací křivce, nebo podle tečny v jejím počátku. Výsledkem jsou uzlové posuny, relativní posuny a vnitřní síly v prvku.

### 10.5 Okrajové podmínky, vazby, zatížení

Spolupůsobení betonové desky a ocelového příhradového nosníku, tj. funkci smykových zarážek, modelují zjednodušeně pouze prvky COMBIN39. Tyto pružinové prvky spojují příslušný uzel betonové desky a ocelové části (způsobuje lokální namáhání a singularitu v betonových prvcích při tvoření trhlin), přičemž vazbové rovnice definují stejné vertikální a příčné posuny obou částí. Nadzdvihávání betonové desky tak nebylo v numerickém modelu zavedeno (v reálné konstrukci je mu bráněno hlavami trnů). Pokud byla ve studiích jako prvek spřažení použita děrovaná lišta místo trnů, bylo spojení prvkem COMBIN39 provedeno v úrovni těžiště otvorů v liště.

Prováděné studie prostých nosníků zahrnovaly pouze symetrické zatížení a model využil symetrie pouze k polovině rozpětí, se zavedením adekvátních okrajových podmínek (možnost řešení čtvrtiny konstrukce vzhledem k prioritnímu zájmu analýzy prvků COMBIN39 umístěných na podélné ose nebyla využita).

Zatížení bylo umístováno na horní povrch betonové desky (pro experimentální nosníky částečné rovnoměrné v oblasti zatížení lisy, pro parametrické studie jako liniové zatížení v ose nosníku).



Obr. 10.4 Příhradový spřažený most uvedený v příkladu, detail modelu MKP

## 10.6 Výpočet

ANSYS nabízí iterační výpočet N-R (Newton-Raphson), popř. mN-R (modifikovanou Newton Raphson) metodou, nebo metodou iterace po oblouku (Riks-Crisfield, nutné pro řešení velikosti odtížení po kolapsu). V daném případě, jelikož se jedná o plasticitní řešení, byla použita N-R metoda s adaptivní extrapolací (přednastavený způsob) v kombinaci s přírůstkovým řešením (nutným pro zajištění plnění plasticitní podmínky). Iterační výpočet byl řízen dvěma omezujícími podmínkami, doporučenými v manuálu:

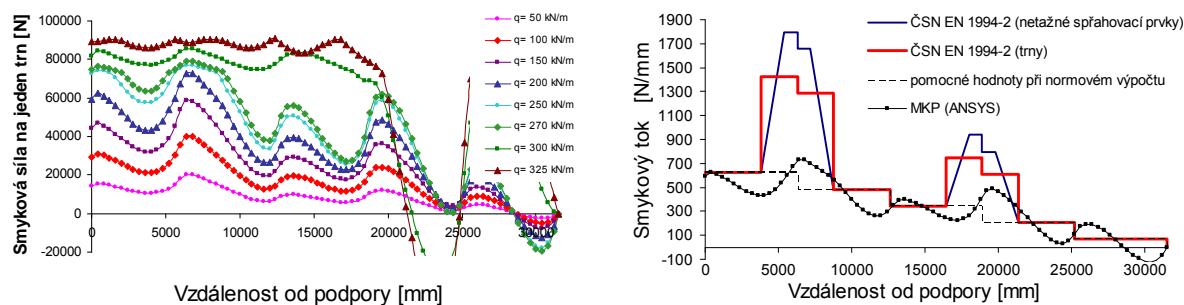
- $\varepsilon_r = 0,05$  (kde v daném přírůstku zatížení euklidovská norma balančního vektoru je menší než 0,05 násobek normy vektoru přitížení);
- popř. dosažení 26 iteračních kroků.

Přírůstky zatížení byly pro danou úlohu buď stanoveny, nebo při řešení únosnosti řízeny vestavěným algoritmem automatického krokování až do stavu, kdy výpočet nesplnil omezující podmínky (předpokládán jako mezni).

## 10.7 Ukázka řešení

Ukázka numerických výsledků smykového namáhání spřažení pro železniční most podle obrázku 10.4 je uvedena na obr. 10.5. Jedná se o reálnou konstrukci prostého nosníku s rozpětím 63 m, ocelí S355 a betonem C25/30. Pro analýzu spřažení jsou uvažovány trny s hlavou  $\varnothing 19$  mm, umístěné paralelně ve 4 řadách/1 nosník, v rovnoměrné vzdálenosti 400 mm ve směru rozpětí. Charakteristická únosnost spřažení podle Eurokódu 4 je  $4 \times 91400/400 = 914$  N/mm (viz obr. 10.3), přičemž pro úplné spřažení je zapotřebí 809 N/mm až 1023 N/mm (při výpočtu s mezí kluzu pásnic příhradového nosníku a jejich proměnného průřezu podél rozpětí). Analýza je provedena pro rovnoměrné zatížení.

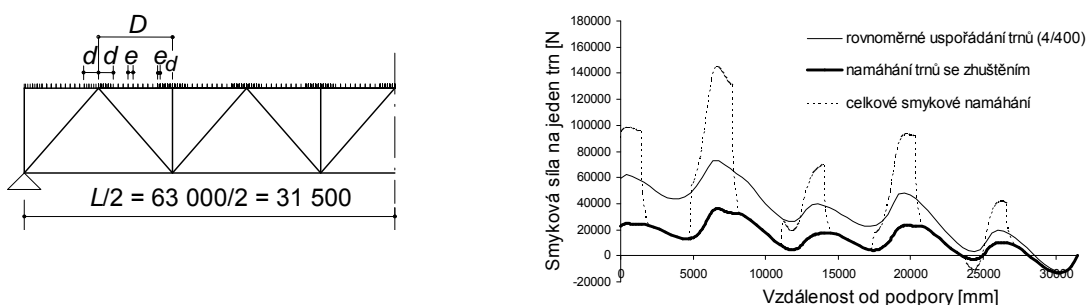
Zjednodušený výpočet podle Eurokódu 4 dává pružnou únosnost konstrukce 269,5 kN/m a plastickou 283,3 kN/m. Vypočtená smyková namáhání jednoho trnu jsou pro jednotlivé uvažované stupně zatížení ukázána na obr. 10.5 (kreslena polovina rozpětí mostu). Je zřejmé, že po dosažení meze kluzu v dolní pásnici příhradového nosníku ( $\approx 270$  kN/m) a plastizaci trnů ( $\approx 82$  kN, viz obr. 10.3) nastává ve spřažení výrazná plastická redistribuce, vedoucí k plastickému kolapsu při zatížení 325 kN/m.



Obr. 10.5 Smykové síly na jeden trn a porovnání s řešením podle ČSN EN 1994-2  
(pro 200 kN/m  $\approx$  návrhová únosnost)

Porovnání výsledků s přibližným namáháním v trnech podle ČSN EN 1994-2 pro 200 kN/m (zhruba návrhovou únosnost konstrukce) je rovněž uvedeno v obr. 10.5. Špičky smykového namáhání podle normového přístupu jsou ukázány jak pro tažné prvky spřažení (trny), tak pro netažné prvky (např. děrovanou lištu). Je zřejmé, že v tomto případě je normové řešení velmi konzervativní ([10.5]).

Provedené studie se týkají rovněž reálného zhušťování spřahovacích prostředků nad styčníky příhradové konstrukce. Ukázka výsledků pro čtyřnásobné zhuštění ( $e = 100$  mm) v délce čtvrtiny vzdálenosti styčnicků ( $d = D/4$ ) je na obr. 10.6. Namáhání všech trnů se snížilo zhruba na polovinu, avšak zvýšená tuhost spřažení nad styčníky znamená v této oblasti zvýšení celkového smykového namáhání téměř na dvojnásobek.



Obr. 10.6 Zhuštění trnů nad styčníky a výsledky řešení pro zatížení 200 kN/m

## Literatura

- [10.1] Čudejko, M.: Spřažené ocelobetonové příhradové nosníky. Disertační práce, FSv ČVUT, 2007, 136 s.
- [10.2] Čudejko, M. – Macháček, J.: Spřažené ocelobetonové příhradové nosníky. Stavební obzor, roč. 17, č. 7, 2008, s. 193-200.
- [10.3] Macháček, J. – Čudejko, M.: Longitudinal shear in composite steel and concrete trusses. Engineering Structures, Vol. 31, No. 6, 2009, s. 1313-1320.
- [10.4] Macháček, J. – Čudejko, M.: Design of shear connection in composite trusses. Proc. Codes in Structural Engineering, IABSE-fib Conference, Dubrovnik 2010, Secon – CSSE, 2010, s. 1317-1324.
- [10.5] Macháček, J. – Čudejko, M.: Shear connection in steel and concrete composite trusses. Proc. Stability and ductility of steel structures, SDSS'Rio 2010, Rio de Janeiro, 2010 – v tisku, 8 s.
- [10.6] Macháček, J. - Studnička, J.: Perforated Shear Connectors. Steel & Composite Structures, Int. Journal, Techno-press, Vol. 2, No. 1, 2002, s. 51-66.
- [10.7] Oehlers, D.J. - Coughlan, C.G.: The shear stiffness of stud shear connections in composite beams. J. Construct. Steel Research, 6, 1986, s. 273-284.



## VÝSTUPY EVROPSKÝCH PROJEKTŮ RFCS

### 11.1 Softwarové nástroje ArcelorMittal

Grantová agentura RFCS, Research Fond for Cole and Steel, která podporuje rozvoj techniky a inovace Evropského sdružení pro uhlí a ocel, pracuje přímo pod ředitelstvím vědy a výzkumu Evropské Unie. Významné místo při získávání poznatků o navrhování ocelových konstrukcí mají výzkumná pracoviště největšího světového výrobce oceli ArcelorMittal v Asche a na Universitě v Liège. Softwarové nástroje, které vznikly v rámci projektů RFCS, jsou k dispozici technické veřejnosti na internetu, viz [11.1].

Tab. 11.1 Rozdělení nástrojů pro navrhování na [www.arcelormittal.com/sections](http://www.arcelormittal.com/sections)

Oblast	Označení	Zaměření	Verze	Norma ČSN	Poznámka
Ocelové konstrukce	PORTAL	Jednopodlažní rámy	1.0	ENV 1993-1-1	Předběžný návrh
	PSL	Návrh nosníků a sloupů	1.02	ENV 1993-1-1 ENV 1994-1-1	Předběžný návrh
	ACoP	Styčníky	1.0.2	ENV 1993-1-1	Čelní desky a úhelníky
	AIFB	Nosníky pro štíhlé stropní konstrukce	5.31	ENV 1993-1-1 ENV 1994-1-1	Otevřené profily
Ocelobetonové konstrukce	ABC	Ocelobetonové nosníky	2.13	EN 1994-1-1	Druhá verze
	COBEC4	Ocelobetonové nosníky	2.0	ENV 1994-1-2	Spojité nosníky
	ACP	Ocelobetonové nosníky	1.0.2	EN 1993-1-1	Montážní stav
	ACD	Ocelobetonové sloupy	3.06	ENV 1994-1-1	Interakční diagram
Prolamované nosníky	ACB+	Prolamované nosníky	2.02	EN 1993-1-1	Kruhové otvory
	ANGELINA	Prolamované nosníky	1.01	EN 1993-1-1	Otvory ve tvaru křivek
Požární odolnost	OZone	Teplotní křivka plynu	2.2.6	EN 1991-1-2	Zónový model
	AFCB	Ocelobetonové nosníky	3.08	ENV 1994-1-2	Samostatný nosník
	AFCC	Ocelobetonové sloupy	3.06	ENV 1994-1-2	Samostatný sloup
	FRACOF	Ocelobetonový strop	1.00.11	EN 1994-1-2	Deska, chráněné a nechráněné nosníky

Programy jsou po registraci volně přístupné. Nástroje jsou většinou k dispozici v anglické, německé a francouzské verzi. Inovace programů je omezena, protože se v pravém slova smyslu nejedná o komerční software, ale o podporu výrobce oceli. Některé programy jsou zpracovány podle předběžných textů evropských norem, označení ENV. Součinitele spolehlivosti u nich lze změnit na

hodnoty shodné s platnou verzí normy. Předem nastavené hodnoty neodpovídají současné koncepci spolehlivosti. Nástroje na stránkách ArcelorMittal lze pracovně rozdělit na řešení ocelových konstrukcí, ocelobetonových konstrukcí, prolamovaných nosníků a požární odolnosti konstrukcí, viz tab. 11.1.

### **11.1.1 Ocelové konstrukce**

Část zabývající se návrhem ocelových konstrukcí obsahuje následující programy:

#### **PORTAL v. 1.0 - Jednopodlažní rámy**

Program slouží k předběžnému návrhu jednopodlažních ocelových rámu. Po zadání geometrie rámu, materiálových a průřezových vlastností se automaticky vygeneruje nebo ručně zadá zatížení na konstrukci, větrem a sněhem, a program ověří využití jednotlivých částí rámu. Výstupem je hmotnost oceli navrženého rámu. Program využívá předběžnou evropskou normu ENV, viz [11.2]. Hodnoty součinitelů spolehlivosti lze nastavit na požadovanou hodnotu tak, aby odpovídaly současným požadavkům.

#### **PSL v. 1.02 - Návrh nosníků a sloupů**

Předběžný návrh ocelových a ocelobetonových nosníků a sloupů umožňuje software PSL, verze 1.02. Po spuštění se vybere typ nosníku nebo sloupu. Následuje výběr uložení a zadání zatížení na prvek. Software posoudí zvolený průřez a vygeneruje výstup pro tisk. Lze vybrat pouze ocelové válcované průřezy. Program využívá postupů z předběžné normy, ale jednotlivé součinitele lze ručně zadat.

#### **ACoP v. 1.0.2 - Styčníky**

Program umožňuje posouzení styčnicků nosníku a sloupu pomocí čelní desky a úhelníků pro nejvýše dva šrouby v jedné řadě s jednou řadou šroubů nad horní pásnicí. Metodou komponent lze modelovat tuhé, kloubové a polotuhé styčníky. Návrh rozdělení namáhání na jednotlivé části přípoje může být proveden pružně nebo plasticky. Po zadání parametrů spojovaného nosníku a sloupu následuje ruční návrh geometrie přípoje a jednotlivých komponent, případně také výztuh a podobně. Po vložení vnitřních sil následuje posouzení. Software vyhodnotí přípoj z hlediska geometrie, únosnosti přípoje a jednotlivých komponent, zatřídí přípoj podle tuhosti a vykreslí graf závislosti natočení na momentu. Freeware, který je dostupný na stránkách ArcelorMittal je omezenou verzí programu CoP. Plná verze umožňuje ruční definování průřezů připojovaných prvků, modelování spoje s více než dvěma šrouby v řadě, svařovaného přípoje a výpočet M-N interakce tuhých přípojí. Plnou verzi programu lze zakoupit na URL: [www.psp-tech.com/CoPArcelorMittal](http://www.psp-tech.com/CoPArcelorMittal), viz [11.3].

### **AIFB v. 5.31 - Nosníky pro štíhlé stropní konstrukce**

Software slouží k návrhu tří typů průřezů, IPFA, IPFB a SFB, ocelových nosníků štíhlých stropních konstrukcí, anglicky Slim Floor. Změnou rozměrů a tloušťky jednotlivých částí lze průřezy optimalizovat. Inženýrská optimalizace pro daný rozpon, zatížení a stropní desku je hlavní předností nástroje. Využívá se evropská předběžná norma ENV, viz [11.1], s možností ručního zadání jednotlivých součinitelů.

#### **11.1.2 Spřažené ocelobetonové konstrukce**

Skupina programů, která se zabývá návrhem ocelobetonových nosníků a sloupů, obsahuje:

##### **ABC v. 2.11 - Ocelobetonové nosníky**

Program umožňuje návrh spřaženého obvodového a vnitřního ocelobetonového nosníku, spřažení, betonové desky, její výztuže, trapézového plechu a ocelového profilu. Při montáži lze uvažovat s různými druhy podepření, popř. uvažovat montáž bez podpor. Lze volit spřažení pomocí trnů nebo nastřelovanými kotvami. Pracuje se s evropskou normou EN 1994-1-1, viz [11.4].

##### **Cobec 4 v. 2.0 - Ocelobetonové nosníky**

Jedná se o předchůdce programu ABC podle předběžné evropské normy se zaměřením na návrh spojitých nosníků.

##### **ACP v. 1.0.2 - Ocelobetonové nosníky**

Program posuzuje ocelobetonové nosníky během montáže, kdy je třeba uvažovat s klopením. Po volbě parametrů nosníku, desky, spřahovacích prostředků a trapézového plechu se zadává montážní zatížení. Program vypracuje posudek montážního stavu spřaženého ocelobetonového stropu. Je využita evropská norma EN 1994-1-1, viz [11.4].

##### **ACD v. 3.06 - Ocelobetonové sloupy**

Program řeší návrh ocelobetonového sloupu za běžné teploty. Po zadání materiálových charakteristik, průřezových vlastností a druhu obetonování ocelového profilu a vzpěrných délek ve směru obou os se generuje interakční diagram únosnosti při působení momentu a normálové síly a průřez se ověří na působení zadaného namáhání. Program využívá předběžné normy ENV 1994-1-1, viz [11.5], s možností ruční změny součinitelů.

#### **11.1.3 Prolamované nosníky**

Část zabývající se návrhem ocelových prolamovaných nosníků obsahuje programy:

##### **ACB+ v. 2.02 - Kruhové otvory**

Program ověřuje prolamované nosníky s kruhovými otvory. Nosník lze uvažovat také jako spřažený. Po zadání umístění nosníku, vnitřní nebo krajní nosník, se zvolí průřez, ze kterého bude prolamovaný

nosník vyříznut. Je možné volit různé válcované profily pro horní a spodní část průřezu a tím dosáhnout hospodárnějšího návrhu. Následuje návrh geometrie a tvaru otvorů v nosníku. Projektant nastaví rozměry otvoru a počítač vygeneruje možné řezy. Následuje zadání zatížení a vyhodnocení, které obsahuje podrobné rozkreslení nosníku včetně okótování otvorů. Program pracuje s aktuální evropskou normou ČSN EN 1993-1-1, viz [11.6], a ČSN EN 1994-1-1, viz [11.4].

#### **ANGELINA v. 1.01 - Otvory ve tvaru křivek**

Program slouží k návrhu prolamovaného nosníku s velkými otvory ve tvaru křivek. Program je shodný s programem ACB. Rozdílný je tvar otvorů v prolamovaném nosníku a tomu odpovídající posouzení, které se provádí ve více řezech než u kruhových otvorů.

#### **11.1.4 Požární odolnost**

Skupina programů, která se zabývá požárním návrhem, obsahuje programy:

##### **Ozone v. 2.2.6**

Průběh teploty plynu v požárním úseku se modeluje zónovým modelem. Po zadání geometrie požárního úseku, otvorů, ventilace a materiálů obvodových konstrukcí požárního úseku se zadá požární zatížení. Výstupem je křivka průběhu teploty plynu v požárním úseku v textové a grafické podobě. Lze nastavit též délku časového kroku přírůstku řešení. Pro chráněné a nechráněné ocelové prvky lze stanovit jejich teplotu při vystavení vypočítané teplotní křivce. Program pracuje na základě platné evropské normy ČSN EN 1991-1-2, viz [11.7].

##### **AFCB v. 3.08 - Ocelobetonové nosníky**

Nástroj posuzuje požární odolnost spřaženého ocelobetonového nosníku. Pro zadání ocelového profilu je připravena databáze válcovaných profilů, nelze zadat vlastní, například prolamovaný nosník. Lze uvažovat i nosník s obetonovanou stojinou. Pro ocelobetonovou desku lze volit několik variant jejího tvaru spřažení. Pro výpočet požární odolnosti se uvažuje nominální normová teplotní křivka. Vlastní teplotní křivku nelze zadat. Po výběru požadované požární odolnosti se nabízí volba výpočtu. Lze stanovit pouze únosnost nebo pro zadané zatížení provést ověření. Využívá se předběžná evropská norma ENV 1994-1-2, viz [11.8], s možností změny součinitelů.

##### **AFCC v. 3.06 - Ocelobetonové sloupy**

Program umožňuje posouzení požární odolnosti ocelobetonového sloupu. Pro zadání průřezu je připravena databáze válcovaných profilů. Lze uvažovat s několika druhy obetonování. Zadají se materiálové charakteristiky, excentricita, vzpěrná délka za běžné a požární situace. Pro výpočet požární odolnosti pracuje program s nominální normovou teplotní křivkou. Vlastní teplotní křivku nelze zadat. Výstupem programu je tabulka, ve které jsou únosnosti sloupu pro významné doby

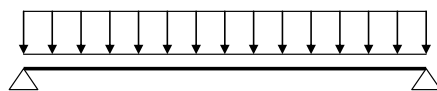
požární odolnosti. Program využívá předběžnou evropskou normu ENV 1994-1-2, viz [11.8], s možností změny součinitelů.

### FRACOF v. 1.00.011

Program FRACOF ověřuje požární odolnost spřažené ocelobetonové stropní konstrukce s uvažováním membránového působení slabě vyztužené desky. Uvažuje se s požárně nechráněnou ocelobetonovou deskou, nechráněnými vnitřními a chráněnými obvodovými nosníky. Nejprve připraví vstupy pro tvar a parametry trapézového plechu, obvodových i vnitřních ocelových nosníků, betonové desky a její výztuže. Nosníky lze uvažovat pouze válcované z knihovny průřezů, nelze vkládat vlastní průřezy. Dále se zadává mechanické zatížení za požární situace a teplotní křivka plynu v požárním úseku. Lze uvažovat nominální normovou, parametrickou a vlastní teplotní křivku. Parametrickou teplotní křivku po zadání vstupních údajů program sám vypočítá. Pro výpočet přestupu tepla se vyhodnotí požární únosnost desky a všech prvků během požadované doby vystavení požáru. Nerozumím této větě.


## 11.2 Řešený příklad – Návrh ocelobetonového nosníku

Možnosti využití nástrojů jsou ukázány na návrhu prostě podepřeného stropního spřaženého ocelobetonového nosníku vícepodlažní budovy, který je rovnoměrně zatížen vlastní tíhou, tíhou betonové desky včetně bednění a nahodilým zatížením, viz obr. 11.1. Je navržen válcovaný I průřez, který je ohýbán v rovině větší tuhosti. Rozpětí je 7,50 m a osová vzdálenost nosníků je 3,0 m. Trapézové plechy jsou uloženy kolmo. Betonová deska má tloušťku 120 mm. Zatížení konstrukce při montáži  $0,75 \text{ kN/m}^2$  a proměnné zatížení činí  $2,50 \text{ kN/m}^2$ . Je použita ocel S355.



Obr. 11.1 Statické schéma ocelobetonového prostě uloženého nosníku

Dílčí součinitele spolehlivosti pro stálé zatížení  $\gamma_G = 1,35$  a pro proměnné zatížení  $\gamma_Q = 1,50$  jsou podle tab.A1.2(B) ČSN EN 1990, pro součinitele materiálu  $\gamma_{M0} = 1,0$  a  $\gamma_{M1} = 1,0$  podle čl. 6.1(1) ČSN EN 1993-1-1, pro trny  $\gamma_V = 1,25$  podle čl. 6.6.3.1 ČSN EN 1994-1-1 a pro beton  $\gamma_C = 1,5$  podle ČSN EN 1992-1-1. Volí se průřez IPE 270. Mezní stav únosnosti a použitelnosti se ověří programem ArcellorMittal ABC v. 2.11. Dále jsou ukázána data vstupů a výstupů, jak nabízí software.

<div></div> <div>ArcelorMittal</div> <div>ArcelorMittal Beams Calculator v2.02</div>	Metrostav a.s.			
	Project name : Výstupy evropských projektů RFCF			
	Project reference : Ukázka posouzení nosníku			
	Beam reference : Prostý nosník s rovnoměrným zatížením			
DATA				
<u>General parameters</u>		COMPOSITE BEAM		
Main span	L = 7.500 m			
Intermediate beam				
Width on the left	L <sub>1</sub> = 3.000 m	Max. participating width	L <sub>1</sub> = 1.500 m	
Width on the right	L <sub>2</sub> = 3.000 m	Max. participating width	L <sub>2</sub> = 1.500 m	
<u>Slab</u>				
Slab with profiled sheeting		Total thickness = 12.00 cm		
Profiled steel sheeting, perpendicular to the beam				
(h = 58.0 mm ; e = 207.0 mm ; b <sub>1</sub> = 62.0 mm ; b <sub>2</sub> = 101.0 mm ; t = 0.8 mm ; f <sub>y</sub> = 320 N/mm <sup>2</sup> ; M = 0.00 kg/m <sup>2</sup> )				
<u>Section</u>	IPE 270 - S355			
	h <sub>t</sub> = 270.0 mm	A = 45.95 cm <sup>2</sup>		
	b <sub>f</sub> = 135.0 mm	A <sub>v</sub> = 22.14 cm <sup>2</sup>		
	t <sub>w</sub> = 6.6 mm	I <sub>y</sub> = 5789.78 cm <sup>4</sup>		
	t <sub>f</sub> = 10.2 mm	I <sub>z</sub> = 419.87 cm <sup>4</sup>		
	r = 15.0 mm	I <sub>t</sub> = 15.94 cm <sup>4</sup>		
		I <sub>w</sub> = 70577.86 cm <sup>6</sup>		
		W <sub>el.y</sub> = 428.87 cm <sup>3</sup>		
		W <sub>pl.y</sub> = 484.00 cm <sup>3</sup>		
<u>Materials</u>				
Steel	E = 210000 N/mm <sup>2</sup> ρ = 7850 kg/m <sup>3</sup> Steel grade S355 f <sub>y</sub> = 355 N/mm <sup>2</sup>			
Concrete slab				
Concrete slab C25/30				
	f <sub>ck</sub> = 25 N/mm <sup>2</sup> E <sub>cm</sub> = 31476 N/mm <sup>2</sup>			
Modular ratio for LONG TERM	C <sub>eq</sub> = 20.11			
Modular ratio for SHORT TERM	C <sub>eq</sub> = 6.67			
Density of the concrete (slab)	ρ = 25.00 kN/m <sup>3</sup>			
Reinforcement steel	f <sub>yk</sub> = 500 N/mm <sup>2</sup>			
<u>Connection</u>	Connectors TRW Nelson KB 3/4"-100			
	φ = 19.0 mm			
	h = 100.0 mm			
	f <sub>y</sub> = 350.0 N/mm <sup>2</sup>			
	f <sub>u</sub> = 450.0 N/mm <sup>2</sup>			
Main span	L = 7.50 m	e = 0.21 m	n = 1 row(s)	
Total number of connectors : 36				

Lateral restraint of the beam: Continuous lateral restraint of the beam (no LTB check)

Propping in the construction stage      No propping

### Loads

Loads at construction stage

Permanent loads (g)	Dead weight of the profile	0.35 kN/m
	Dead weight of the slab (2.12 kN/m <sup>2</sup> )	6.36 kN/m
Construction load (Q <sub>c</sub> )	Q <sub>c</sub> = 0.75 kN/m <sup>2</sup>	2.25 kN/m

Loads at final stage

Permanent loads	Dead weight of the profile	0.35 kN/m
	Dead weight of the slab ( 2.12 kN/m <sup>2</sup> )	6.36 kN/m
Span	Surface load = 0.75 kN/m <sup>2</sup>	
Live load case n° 1 ( γ <sub>0</sub> = 0.70)		
Span	Surface load = 2.50 kN/m <sup>2</sup>	

### Partial Safety Factors

Permanent loads	γ <sub>G.sup</sub> = 1.35	Structural steel	γ <sub>M0</sub> = 1.00
	γ <sub>G.inf</sub> = 1.00	Structural steel (instabilities)	γ <sub>M1</sub> = 1.00
Live loads	γ <sub>Q</sub> = 1.50	Concrete	γ <sub>c</sub> = 1.50
		Reinforcement bars	γ <sub>s</sub> = 1.15
		Connectors	γ <sub>v</sub> = 1.25
		Shear force resistance of sheeting	γ <sub>p</sub> = 1.10

### Combinations of actions

ULS combination (construction stage)	1.35 G + 1.50 Q <sub>c</sub>
ULS combination(s)	1.35 G
SLS combination(s)	G

## CONSTRUCTION stage

Moment resistance Section	Class 1	M <sub>Rd</sub> = 171.82 kNm
Plastic shear force resistance	V <sub>pl.Rd</sub> = 453.74 kN	(η = 1.20)
No risk of shear buckling ( h <sub>w</sub> / t <sub>w</sub> < 72 ε / η in EN 1993-1-1 § 6.2.6(6))		

ULS combination (construction stage) : 1.35 G + 1.50 Q<sub>c</sub>

Load arrangement n° 1    Support reactions	R <sub>V1</sub> = 46.65 kN
	R <sub>V2</sub> = 46.65 kN

M <sub>Ed,max(+)</sub> = 87.46 kN.m	M <sub>Ed,max(-)</sub> = 0.00 kNm	Γ <sub>M</sub> = 0.509
V <sub>Ed,max</sub> = -46.65 kN		Γ <sub>V</sub> = 0.103
		Γ <sub>MV</sub> = 0.509
Maximum criterion for bending resistance		Γ <sub>M,max</sub> = 0.509
Maximum criterion for shear force resistance		Γ <sub>V,max</sub> = 0.103
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction		Γ <sub>MV,max</sub> = 0.509

<u>Serviceability Limit States</u> (CONSTRUCTION stage)			
<u>Deflections per load case</u>			
Case 'Dead weight'	Span	$v_{\max} = 22.7 \text{ mm}$	(L / 330)
Case 'Construction load' ( $Q_c$ )	Span	$v_{\max} = 7.6 \text{ mm}$	(L / 984)
	Total deflection	$v_{\max} = 30.4 \text{ mm}$	(L / 247)
<u>FINAL stage</u>			
Participating width	on left support	1.406 m	
	L / 4 (= 1.875 m)	1.875 m	
	3 L / 4 (= 5.625 m)	1.875 m	
	on right support	1.406 m	
<u>Moments of inertia at mid-span</u>			
Long-term	18819 cm <sup>4</sup>		
Short-term	24591 cm <sup>4</sup>		
Resistance of the connectors	$P_{Rd} = 52.92 \text{ kN}$		
Verification of the degree of connection			
Minimum degree of connection = 0.475			
$F_{\text{Steel}} = 1631.05 \text{ kN}$			
$F_{\text{Concrete}} = 1646.88 \text{ kN}$			
Degree of connection = 0.584 > 0.475			
The degree of connection is calculated for the section with maximum bending moment			
Plastic resistance with partial connection			
Plastic shear force resistance	$V_{pl,Rd} = 453.74 \text{ kN}$	(η = 1.20)	
No risk of shear buckling ( $h_w / t_w < 72 \varepsilon / \eta$ )			
ULS combination:	1.35 G + 1.50 Q <sub>1</sub>		
Load arrangement n° 1	Support reactions	$R_{V1} = 87.56 \text{ kN}$	
		$R_{V2} = 87.57 \text{ kN}$	
Calculation of the transverse reinforcement ratio of slab: 1.45 cm <sup>2</sup> /m ( 0.23 %)			
$M_{Ed,max(+)} = 164.20 \text{ kNm}$	$M_{Ed,max(-)} = 0.00 \text{ kNm}$	$\Gamma_M = 0.535$	
$V_{Ed,max} = -87.56 \text{ kN}$		$\Gamma_V = 0.193$	
		$\Gamma_{MV} = 0.535$	
		$\Gamma_{Vh} = 0.449$	



Transverse reinforcement of slab		
Minimum transverse reinforcement ratio according to EC4 = 0.20 %		
Reinforcement ratio = 1.45 cm <sup>2</sup> /m ( 0.23 %)		
Plastic moment in span		M <sub>pl.Rd</sub> = 315.01 kNm
Maximum criterion for bending resistance		Γ <sub>M,max</sub> = 0.535
Maximum criterion for shear force resistance		Γ <sub>V,max</sub> = 0.193
Maximum criterion for bending moment - shear force interaction		Γ <sub>MV,max</sub> = 0.535
Maximum criterion for longitudinal shear force resistance of slab		Γ <sub>Vh,max</sub> = 0.449

<u>Serviceability Limit States</u> (FINAL stage)		
---	--	--

<u>Deflections per load case</u>		
Case 'Dead weight'	v <sub>max</sub> =	22.7 mm (L / 330)
Case 'Other permanent loads'	v <sub>max</sub> =	2.4 mm (L / 3185)
Case 'Q <sub>1</sub> '	v <sub>max</sub> =	6.0 mm (L / 1251)
Case 'Shrinkage'	v <sub>max</sub> =	5.0 mm (L / 1487)
<u>Deflections per combination</u>		
Combination ' G + Q1'		v <sub>max</sub> = 31.1 mm (L / 241)
<u>Estimation of the first natural frequency</u>		
	G + 0.00 Q1 : 6.63 Hz	
	G + 0.10 Q1 : 6.37 Hz	
	G + 0.20 Q1 : 6.14 Hz	
	G + 0.30 Q1 : 5.93 Hz	
	G + 0.40 Q1 : 5.74 Hz	
	G + 0.50 Q1 : 5.57 Hz	
	G + 0.60 Q1 : 5.41 Hz	
	G + 0.70 Q1 : 5.27 Hz	
	G + 0.80 Q1 : 5.14 Hz	
	G + 0.90 Q1 : 5.01 Hz	
	G + 1.00 Q1 : 4.90 Hz	

Resistance criteria satisfied in the CONSTRUCTION stage		
Resistance criteria satisfied in the FINAL stage		

### 11.3 Zkušenosti s využitím

Nástroje ArcellorMittal usnadňují ruční výpočet komplikovaných analytických modelů. Při řešení komplikovaných postupů vhodně ověřují všechny okrajové podmínky, kterou jsou v textu normy někdy bohužel obtížně identifikovatelné.

Jako jiné velké stavební společnosti Metrostav a.s. staví různorodé objekty, viz [11.9], pro které se při výrobní přípravě zpracovávají alternativy konstrukčních řešení. Ty připravuje technické oddělení společnosti složené z technologů, přípravařů a statiků, pro které jsou tyto a další volně dostupné programy užitečnou pomůckou. Volně dostupné nástroje se nepovažují za plnohodnotnou náhradu statického výpočtu. Jejich výstupy se osvědčily pro studii proveditelnosti variant návrhu. Po případném nalezení výhodnější alternativy se varianta konzultuje s projektantem. Projekční kanceláře se zaměřují na určité ověřené postupy a materiály, se kterými mají dobré zkušenosti a ke kterým vlastní komerční software pro ověření dané konstrukce. Příkladem mohou být ocelobetonové spřažené konstrukce. Lze se setkat s projekty budov, které jsou navrženy jako prostá ocelová konstrukce s plechobetonovou deskou. Při použití software ABC, viz výše, lze přesně zjistit, jak se při spřažení s ocelobetonovou betonovou deskou konstrukce vylehčí. Program kontroluje hranice použití, tj. nejmenší a největší průměry trnů, nejmenší výšku krytí a volbu trapézových plechů.

Před použitím jednotlivých volně šiřitelných programů je třeba ověřit jejich funkčnost. Nejvíce chyba vzniká jeho nevhodným použitím. Pro analytické modely se funkčnost nejlépe ověří porovnáním výsledků programu s ručním výpočtem. Ruční výpočet pro ověření software ABC, řešený příklad v kap. 11.2, byl publikován např. [11.10] a [11.11].

## Literatura

- [11.1] URL: [www.arcelormittal.com/sections](http://www.arcelormittal.com/sections).
- [11.2] ČSN P ENV 1993-1-1, Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1.1: Obecná pravidla pro navrhování, ČSNi, Praha 1998.
- [11.3] URL: [www.psp-tech.com/CoPArcelorMittal](http://www.psp-tech.com/CoPArcelorMittal).
- [11.4] ČSN EN 1994-1-1, Navrhování ocelobetonových konstrukcí – Část 1.1: Obecná pravidla pro navrhování, ČNI, Praha 2006.
- [11.5] ČSN P ENV 1994-1-1, Navrhování ocelobetonových konstrukcí – Část 1.1: Obecná pravidla pro navrhování, ČSNi, Praha 1995.
- [11.6] ČSN EN 1993-1-1, Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1.1: Obecná pravidla pro navrhování, ČNI, Praha 2005.
- [11.7] ČSN EN 1991-1-2, Zatížení konstrukcí – Část 1.2: Zatížení konstrukcí vystavených účinku požáru, ČNI, Praha 2004.
- [11.8] ČSN EN 1994-1-1, Navrhování ocelobetonových konstrukcí – Část 1.2: Navrhování konstrukcí na účinky požáru, ČNI, Praha 2006.
- [11.9] URL: [www.metrostav.cz](http://www.metrostav.cz).
- [11.10] URL: [www.access-steel.com](http://www.access-steel.com).
- [11.11] Rotter, T. a kol., Ocelové a dřevěné konstrukce, řešené příklady, ČVUT FSV, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, 157 s. ISBN 978-80-01-04398-1.

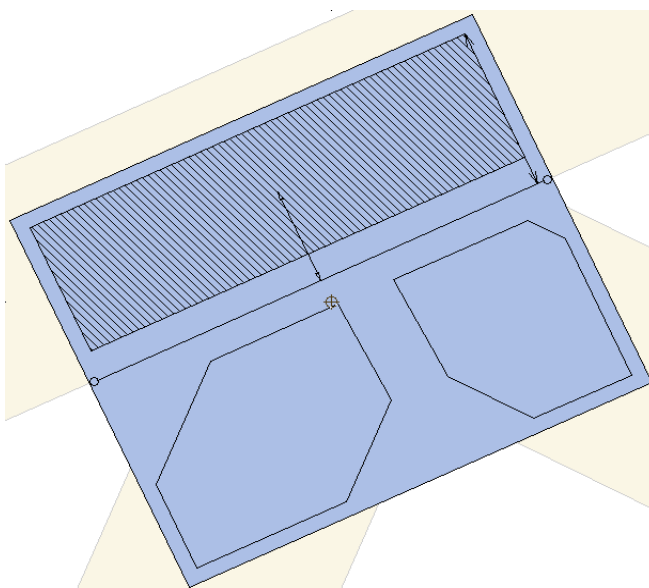
## STYČNÍKY LEHKÝCH DŘEVĚNÝCH STŘEŠNÍCH KONSTRUKCÍ

Styčníky lehkých dřevěných střešních konstrukcí jsou v současnosti realizovány nejčastěji spoji s deskami s prolisovanými trny. Výpočetní rámec pro návrh a posouzení těchto spojů je obsažen v ČSN EN 1995-1-1. Postupy i celková problematika návrhu, posudku, získání charakteristických hodnot a modelování spojů je natolik náročná, že je možné efektivně navrhovat tento typ konstrukcí pouze za pomoci výpočetního software. Software řeší návrh těchto konstrukcí komplexně od zadání půdorysu objektu, tvorbu střešních rovin, automatické generování zatížení a kombinací zatěžovacích stavů po automatický návrh střešních vazníků s profily a spoji včetně ztužení. Součástí software je rozsáhlá dokumentace pro výrobu, spolupráci s výrobními zařízeními a ekonomické kalkulace.

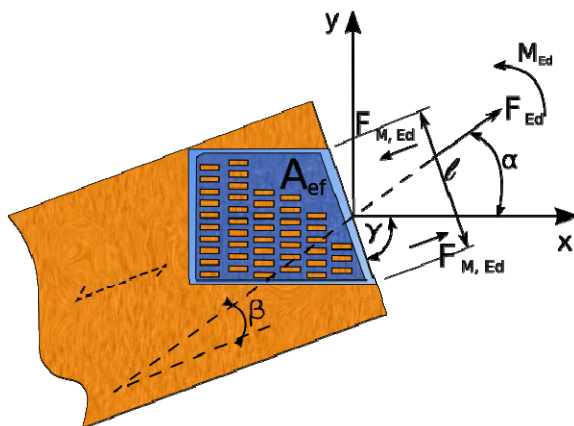
### 12.1 Spoje desek s prolisovanými trny podle Eurokódu

Při výpočtu spoje provedeného deskami s prolisovanými trny posuzujeme dvě hlavní veličiny: pevnost v připojení prolisovanými trny do dřevěného nosného prvku a přenos síly v desce samotné, únosnost materiálu desky.

Ve spoji je síla nejprve přenášena z konstrukčního dřevěného prvku do trnů desky. Z trnů desky je potom síla přenášena přes spáru mezi prvky materiálem desky do trnů v druhé části spoje. Typický spoj (vykreslen z výpočetního programu) vidíme na obr. 12.1, obecná výpočetní východiska převedená na jednu spáru a jednu plochu ve spoji včetně geometrie a zatížení jsou uvedena na obr. 12.2.



*Obr. 12.1 Spoj se styčnickovou deskou s prolisovanými trny – výpočty  $A_{ef}$  a dalších údajů pro posudek*



Obr. 12.2 Spoj (jedna spára) se styčnickovou deskou s prolisovanými trny - geometrie a zatížení

### 12.1.1 Pevnost připojení desky do dřeva

Jedním z hlavních faktorů ovlivňujícím únosnost spoje provedeného pomocí kovových desek s prolisovanými trny je pevnost připojení desky ke dřevěným prvkům pomocí trnů (někdy se používá termín únosnost trnů). Ve starších předpisech pro navrhování dřevěných konstrukcí se nepředpokládalo přenos ohybových momentů od vnějšího zatížení a momentů vzniklých excentrickým připojením prvků. Vliv excentrického připojení byl zohledněn pomocí redukčního koeficientu pouze u některých typů spojů. Obecně tedy působí na připojení trnů síla  $F$  pod úhlem  $\alpha$ , moment  $M$  z vnitřních sil konstrukce a moment od excentrického připojení spoje.

V normě ČSN P ENV 1995-1-1 (1996) byl použit výpočetní postup, který již aplikoval momentovou únosnost připojení v elastické oblasti. V ČSN EN 1995-1-1 je pak převzat výpočetní model využívající plastických rezerv momentové únosnosti připojení v souladu s pracemi [12.2].

Obecně se faktory, které ovlivňují únosnost trnů, dají shrnout takto :

- $\alpha$  je úhel mezi hlavním směrem síly a hlavním směrem styčnickové desky s prolisovanými trny (hlavní směr se uvažuje rovnoběžně se směrem zalisování), je to úhel pod kterým jsou jednotlivé trny zatíženy;
- $\beta$  je úhel mezi směrem síly a směrem vláken dřeva, úhel pod kterým trny namáhají dřevo;
- druh dřeva (třída pevnosti) ve spoji, tj. odolnost proti namáhání způsobené trny, často souvisí přímo s hustotou dřeva  $\rho_k$ ;
- $A_{ef}$  je účinná (efektivní) plocha styčnickové desky s prolisovanými trny v konstrukčním prvku zmenšená o takzvané neúčinné okraje, což jsou oblasti, kde jsou na okrajích dřeva umístěny neúčinné trny.

Řešení momentové únosnosti prošlo v průběhu vývoje Eurokódů významnou změnou. Bylo zjištěno, že se připojení desky do dřeva chová více plasticky než elasticky. Ve starší literatuře a normách (např. ČSN P ENV 1995-1-1) najdeme vzorce pro model elastického porušení, kde  $r_{\max}$  je vzdálenost mezi těžištěm plochy  $A_{\text{ef}}$  a nejvzdálenějším bodem  $A_{\text{ef}}$  od těžiště.  $I_p$  je potom polární moment setrvačnosti. V plastické oblasti je  $r$  vzdálenost  $dA$  od těžiště. Potom  $W_{\text{pl}}$  je plastický modul setrvačnosti.

Vztahy podle ČSN EN 1995-1-1 (obr. 12.3) jsou v praxi obtížně řešitelné, protože integrál pro výpočet  $W_{\text{pl}}$  nemá pro obecné tvary efektivních ploch připojení kovových desek s prolisovanými trny analytické řešení. Pro praktické výpočty je možno podle ČSN EN 1995-1-1 použít zjednodušený výpočet (viz. obr. 12.4), který ovšem pro některé tvary efektivních ploch dává poměrně nepřesná řešení na bezpečné straně.

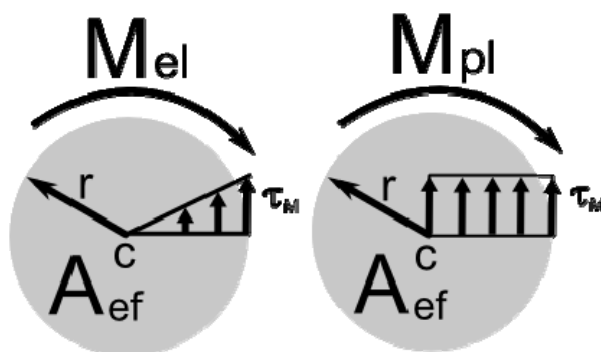
Modelování momentového působení spoje s deskami s prolisovanými trny je stěžejním problémem pro bezpečný návrh spojů a modelování statického působení celého vazníku. Teoretická plastická rezerva pro plochu připojení  $A_{\text{ef}}$  tvarem blízkou kruhu činí přibližně 12 %.

#### ČSN P ENV 1995-1-1

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{\text{Ed}} r_{\max}}{I_p}$$

$$I_p = \int_{A_{\text{ef}}} r^2 dA$$

$$I_p = I_x + I_y$$

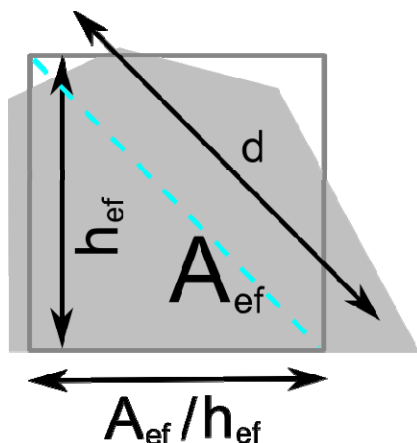


#### ČSN EN 1995-1-1

$$\tau_{M,d} = \frac{M_{\text{Ed}}}{W_{\text{pl}}}$$

$$W_{\text{pl}} = \int_{A_{\text{ef}}} r dA$$

Obr. 12.3 Momentová únosnost plochy: elastický a plastický model



$$d = \sqrt{\left(\frac{A_{\text{ef}}}{h_{\text{ef}}}\right)^2 + h_{\text{ef}}^2}$$

$$W_{\text{pl}} = \frac{1}{4} A_{\text{ef}} d$$

Obr. 12.4 Přibližné řešení plastického modulu plochy desky s prolisovanými trny pro momentovou únosnost

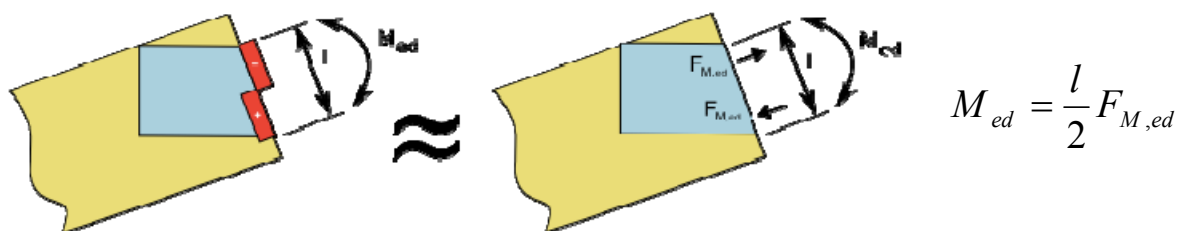
### 12.1.2 Únosnost materiálu desky (únosnost spáry)

Druhý z hlavních faktorů ovlivňujícím únosnost spoje provedeného pomocí kovových desek s prolisovanými trny je únosnost materiálu desky ve spáře. Posudek tohoto namáhání předpokládá podle Eurokódu plastické chování materiálu desky a zavádí se také tlaková únosnost. V některých starších předpisech pro navrhování dřevěných konstrukcí (např. ČSN 73 1701) se předpokládá přenos tlakových sil polovinou síly otláčením dřeva a polovinou v únosnosti desky na tlak, která byla shodná s tahovou.

Obecně se faktory, které ovlivňují únosnost materiálu desky, dají shrnout takto :

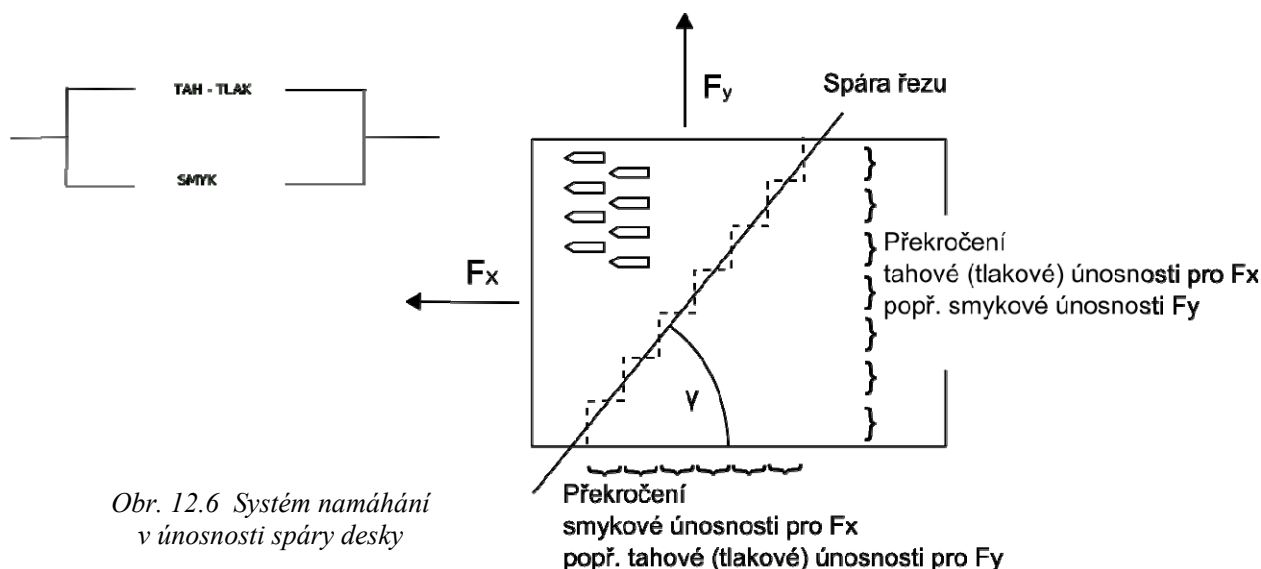
- $\gamma$  je úhel mezi podélným směrem desky a spárou spoje (tento úhel ovlivňuje čistý průřez oceli podél spáry spoje), viz obr. 12.2.,
- $l$  je čistá délka desky podél spáry spoje, viz obr. 12.5;
- druh oceli, ze které byla deska vyrobena.

Obecně tedy působí na připojení trnů síla  $F_{ed}$  po úhlem  $\alpha$  a moment  $M_{ed}$  z vnitřních sil konstrukce a moment od excentrického připojení spoje (moment rozložen do sil  $F_{M,ed}$ ).

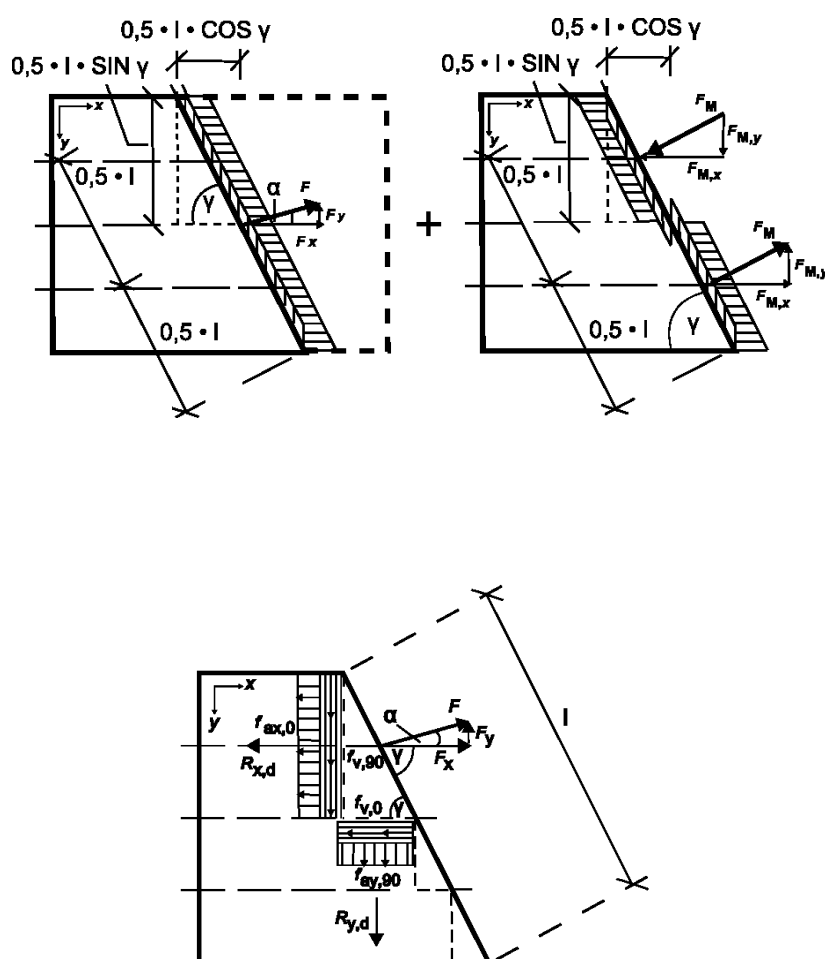


Obr. 12.5 Zavedení plastického řešení do přenosu momentového namáhání v únosnosti

Síla  $F_{ed}$  rozložená do směru  $F_x$  a  $F_y$  a moment  $M_{ed} = M$  rozložený do síly  $F_{M,ed} = F$  a sil ve směrech  $F_{M,x}$  a  $F_{M,y}$  namáhají desku tlakem nebo tahem a smykem. Spoj se chová jako paralelní systém viz obr. 12.6.



Úhel  $\gamma$  je definován jako sklon namáhané spáry od hlavního směru desky daného směrem prolisování trnů a mění se od  $0^\circ$  do  $90^\circ$ . Oslabení průřezu materiálu ve spáře desky je jiné pro každý úhel  $\gamma$ . Bylo zjištěno, že se hodnoty zjištěné zkouškami liší významně od původní teorie (v ČSN P ENV 1995-1-1) pro vystřídání a pro ortogonální rozmístění trnů na desce viz obr. 12.7. Původní teorie nadhodnocovala výsledky smykové únosnosti pro úhly  $\alpha$  okolo  $30^\circ$  a  $135^\circ$  a podhodnocovala pro úhly  $\alpha$  mezi  $45^\circ$  až  $90^\circ$ . Tyto nepřesnosti řeší ČSN EN 1995-1-1 zavedením dvou součinitelů  $\gamma_0$  a  $k_v$ .



Obr. 12.7 Namáhání spáry spoje desky s prolisovanými trny silami  $F$  a  $F_M$

## 12.2 Interpolační metody pro získání charakteristických hodnot pevností v Eurokódu 5

ČSN EN 1995-1-1 (Eurokód 5) neobsahuje přímo tabulky charakteristických hodnot pro výpočty desek s prolisovanými trny. Obsahuje pouze metody pro výpočty a vstupní hodnoty nazvané pevnostní vlastnosti desky. Pevnostní vlastnosti desky musí každý výrobce desek s prolisovanými trny získat ze souboru zkoušek podle ČSN EN 14545 provedených podle ČSN EN 1075.

Soubor pevnostních vlastností potřebných pro interpolační vzorce v ČSN EN 1995-1-1 jsou uvedeny v tab. 12.1. Každá z pevnostních vlastností desky musí být určena z výsledků standardních zkoušek prováděných podle ČSN EN 1075 a ČSN EN 14545. Konstanty uvedené v tab. 12.1 se dopočítávají z naměřených hodnot pevnostních vlastností podle postupů uvedených ČSN EN 14545.

Souběžně s pevnostními pravidly platí další níže uvedená pravidla pro posouzení a návrh desek:

- V tlačeném spoji musí být styčnickovou deskou přeneseno pouze 50 % síly, zbývající síla je přenesena kontaktem dřevěných částí.
- Všechny spoje musí být schopny přenést sílu  $F_{r,d}$  (přepravní síla), která může působit v jakémkoliv směru za předpokladu krátkodobé třídy trvání zatížení.  $F_{r,d} = 1,0 + 0,1L$  [kN], kde  $L$  je rozpětí vazníku v metrech.
- Spoj musí vyhovovat na smykové namáhání pod úhlem k vláknům dřeva (charakteristická únosnost na roztržení).

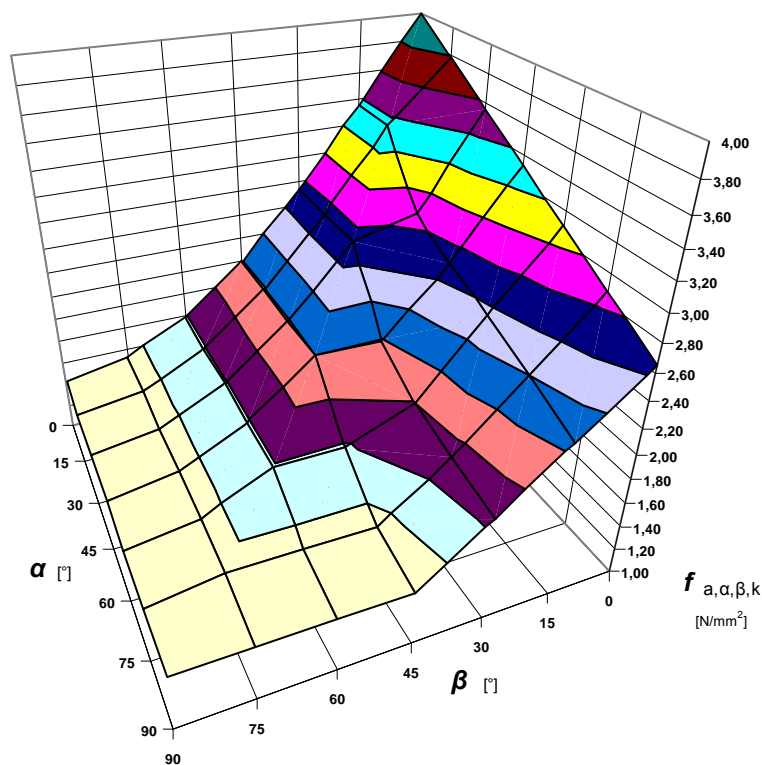
*Tab. 12.1 Pevnostní vlastnosti desek s prolisovanými trny potřebné pro interpolační vzorce v Eurokódu 5*

symbol	Pevnostní vlastnosti desek pro ČSN EN 1995-1-1	rozměr
$f_{a,00,00}$	pevnost připojení na jednotku plochy pro $\alpha = 0^\circ$ , $\beta = 0^\circ$	[N/mm <sup>2</sup> ]
$f_{a,90,90}$	pevnost připojení na jednotku plochy pro $\alpha = 90^\circ$ , $\beta = 90^\circ$	[N/mm <sup>2</sup> ]
$k_1$	konstanta	[N/mm <sup>2/°</sup> ]
$k_2$	konstanta	[N/mm <sup>2/°</sup> ]
$\alpha_0$	konstanta	[°]
$f_{t,00}$	únosnost desky v tahu na jednotku šířky v x- směru ( $\alpha = 0^\circ$ )	[N/mm]
$f_{t,90}$	únosnost desky v tahu na jednotku šířky v y- směru ( $\alpha = 90^\circ$ )	[N/mm]
$f_{c,00}$	únosnost desky v tlaku na jednotku šířky v x- směru ( $\alpha = 0^\circ$ )	[N/mm]
$f_{c,90}$	únosnost desky v tlaku na jednotku šířky v y- směru ( $\alpha = 90^\circ$ )	[N/mm]
$f_{v,00}$	únosnost desky ve smyku na jednotku šířky v x- směru ( $\alpha = 0^\circ$ )	[N/mm]
$f_{v,90}$	únosnost desky ve smyku na jednotku šířky v y- směru ( $\alpha = 90^\circ$ )	[N/mm]
$\gamma_0$	konstanta	[°]
$k_v$	konstanta	[-]
$k_{ser}$	modul prokluzu	[N/mm <sup>3</sup> ]
$k_{rot}$	rotační modul prokluzu	[N/rad/mm <sup>3</sup> ]
$\rho_k$	charakteristická hustota dřeva	[kg/m <sup>3</sup> ]



### 12.2.1 Pevnost připojení desky do dřeva

Charakteristická pevnost připojení trnů  $f_{a,\alpha,\beta,k}$  se musí určit pro celý rozsah hodnot  $\alpha$  a  $\beta$ . ČSN EN 1995-1-1 umožňuje z naměřených hodnot pevnosti připojení podle ČSN EN 14545 získat tři konstanty  $k_1$ ,  $k_2$ ,  $\alpha_0$ , které jsou využity v interpolačních vztazích.



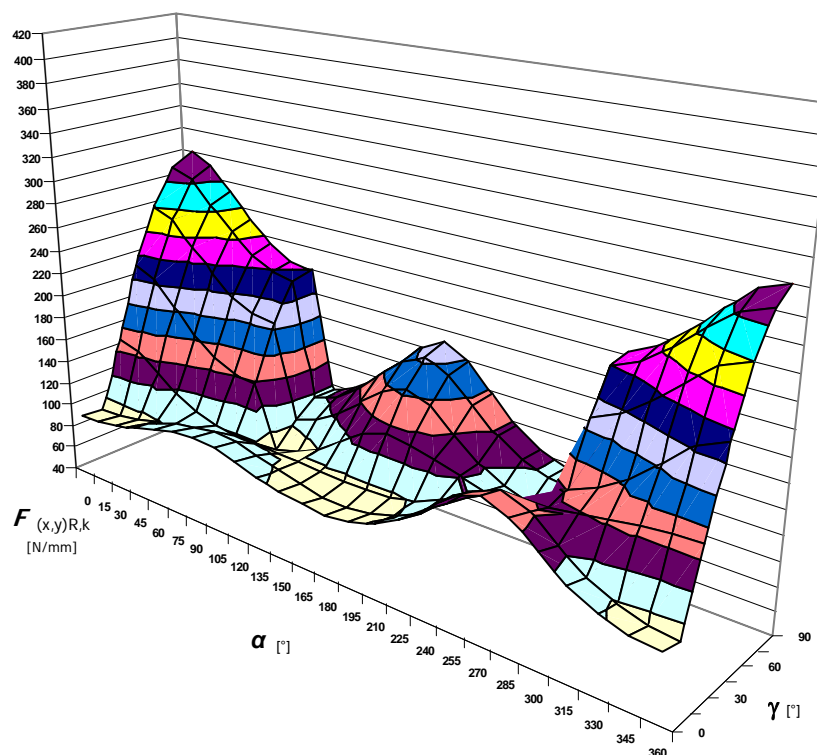
*Obr. 12.8 Pevnost připojení  
kovové desky s prolisovanými trny  
BV15 výrobce Bova Březnice  
v  $N/mm^2$  podle ČSN EN 1995-1-1  
a ČSN EN 14545*

### 12.2.2 Únosnost materiálu desky (únosnost spáry)

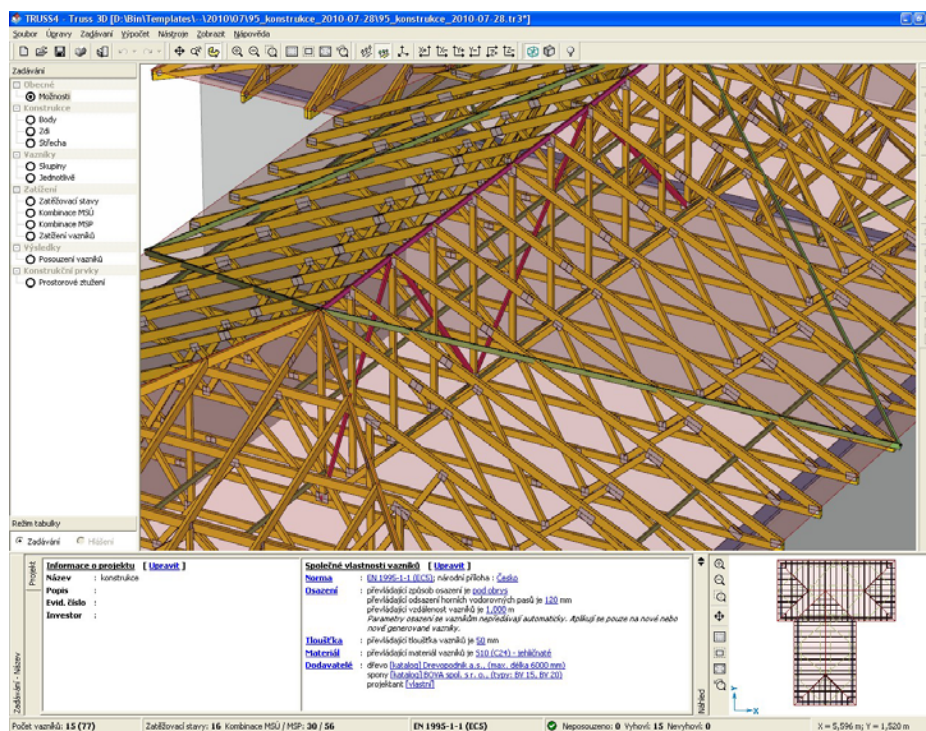
Charakteristické únosnosti  $R_{x,Rk}$  a  $R_{y,Rk}$  se musí určit pro celý rozsah hodnot  $\alpha$  a  $\gamma$ . Postupem podle ČSN EN 14545 lze získat dvě konstanty  $\gamma_0$  a  $k_v$ , které jsou využity v interpolačních vztazích. Tyto konstanty redukují vliv ortogonalitu rozmístění otvorů s trny podle 12.1.2. Jsou-li obě konstanty rovny nule, redukují se vzorce ČSN EN 1995-1-1 na původní vzorce uvedené v ČSN P ENV 1995-1-1. Teorie potom platí pouze pro desky s vystřídane rozmístěnými trny.

### 12.3 Výpočetní software Truss

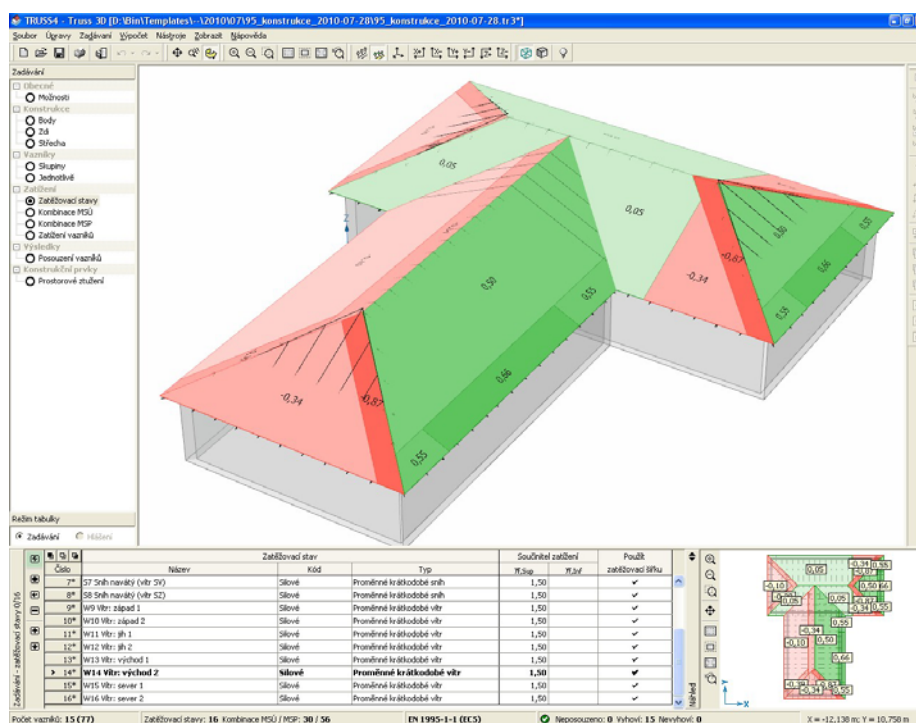
Výpočetní systém vychází z modelování konstrukce a zatížení v prostoru. Automaticky jsou generovány i kombinace pro jednotlivé mezní stavy podle Eurokódu. Na základě zadaného půdorysu objektu a výběru jednotlivých střešních detailů program navrhne uspořádání a tvar jednotlivých vazníků (obr. 12.10).



Obr. 12.9 Únosnosti  $F_{(x,y),R,k}$  v N/mm desky BV15 výrobce Bova Březnice kombinaci tlaku, tahu a smyku pro jednotkovou sílu pro úhly  $\alpha = 0^\circ$  až  $360^\circ$  a  $\gamma = 0^\circ$  až  $90^\circ$

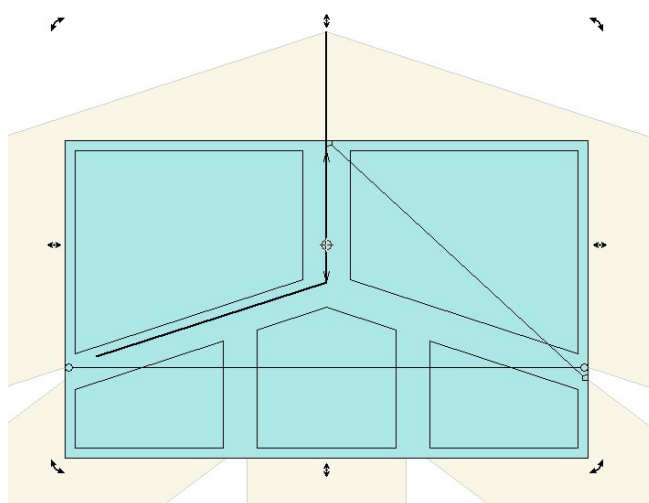


Obr. 12.10 Modelování konstrukce v prostoru



Obr.12.11 Automatické generování zatížení a kombinací

Do jednotlivých vazníků je přeneseno zatížení za střešních rovin případně podhledu a zabezpečen přenos sil (reakcí) mezi vazníky (obr. 12.11). Pro jednotlivé vazníky je proveden automatické návrh dřevěných profilů a automatický návrh jednotlivých spojů (obr. 12.12). Na závěr je provedeno automatické generování ztužidel. Problematika ztužidel je podrobně popsána v kapitole „Ztužidla lehkých dřevěných střešních konstrukcí“, která je součástí této monografie. Program Truss nabízí celou řadu dalších funkcí jako je výpočet a výstup podrobných kalkulací nebo nabídek, výrobní a statické dokumentace. Je možno použít přímý export dat do digitálních pil a lisů a export dat celé konstrukce do různých grafických editorů.



Obr. 12.12 Posudek jednotlivého spoje po provedení automatického návrhu

## Poděkování

Tento příspěvek byl zpracován za podpory firmy FINE s.r.o.

## Literatura

- [12.1] Blass H.-J., Schmid M., Litze H., Wagner B.: Nail Plate Reinforced Joints with Dowel-type fasteners, University of Karlsruhe.
- [12.2] Blass H.-J., Kurzweil L.: Spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny. Únosnost při zatížení momentem, část 1.: Únosnost trnů (připojení), překlad Koželouh B., Bauen mit Holz, 7/1997.
- [12.3] Blass H.-J., Kurzweil L.: Spoje se styčnickovými deskami s prolisovanými trny. Únosnost při zatížení momentem, část 2.: Únosnost desky, překlad Koželouh B., Bauen mit Holz, 9/1998.
- [12.4] Ellegaard P.: Analysis of Timber Joints with Punched Metal Plate Fasteners – with a Focus on Knee Joints, Aalborg University, Denmark 2001.
- [12.5] Gupta R., Vatrovec M., Miller T.H.: Metal-Plate-Connected Wood Joints: A Literature Review, Oregon State University, 1996.

## ZTUŽIDLA LEHKÝCH DŘEVĚNÝCH STŘEŠNÍCH KONSTRUKCÍ

Dřevěné vazníky s kovovými deskami s prolisovanými trny se navrhují jako rovinné konstrukce zatížené výhradně ve své rovině. Vodorovné zatížení, které působí kolmo na rovinu vazníků, musí být přeneseno systémem ztužidel do podpor. Správný návrh ztužení je jednou z nezbytných podmínek zajištění požadované spolehlivosti celé střešní konstrukce [13.1].

### 13.1 Ztužidlové pole

Ztužidlové pole ve vazníkové konstrukci se skládá ze dvou sousedících vazníků, které jsou spojeny určitou formou příhradové konstrukce kolmé na jejich rovinu – obvykle vloženými přímopasovými nosníky v rovině horního a dolního pásu, případně Ondřejskými kříži v těchto rovinách, a dále nadpodporovými ztužidly a průběžnými prvky zavětrování – Ondřejské kříže v rovinách vybraných výplňových prutů a dlouhé podélné výztuhy.

Typickým prvkem ztužidlového pole je lisované ztužidlo horního pásu, které by mělo být navrhováno jako prostě podepřený příhradový nosník na rozvinutou délku horních pásů vazníků. Nosník může být zatížen jak účinky větru (např. vítr působící na štít nebo třecí složka podélného větru), tak účinky stabilizačního zatížení, které se vypočítá podle vztahu:

$$q_d = k_l \frac{nN_{d,AVG}}{30l}, k_l = \min \left\{ 1; \sqrt{\frac{15}{l}} \right\}$$

kde  $q_d$  je návrhová hodnota rovnoměrného stabilizačního zatížení ztužidla [kN/m];

$k_l$  – součinitel zohledňující kvalitu výroby a montáže;

$n$  – počet ztužovaných vazníků;

$N_{d,AVG}$  – průměrná návrhová síla v horních pásech ztužovaných vazníků [kN];

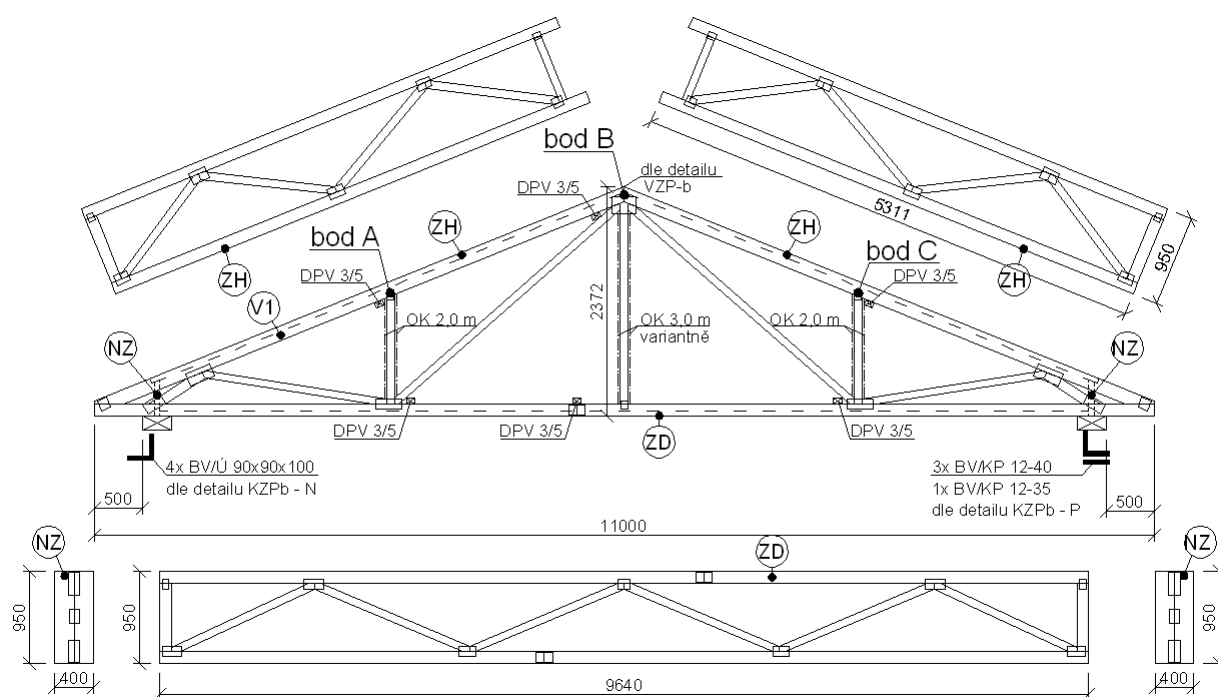
$l$  – rozvinutá délka ztužidlového pole [m].

Průhyb ztužidla je limitován 1/700 jeho rozpětí pro účinky pouze stabilizačního zatížení nebo 1/500 rozpětí pro společné účinky větru a stabilizačního zatížení [13.2]. Toto omezení vodorovné deformace ztužidla představuje skrytý požadavek na jeho minimální tuhost – viz odvození vztahu pro výpočet stabilizačního zatížení [13.3].

### 13.2 Zatěžovací zkoušky ztužidlových polí

Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, Fakulty Stavební ČVUT v Praze se ve spolupráci se společností Vazníky D.N.K. s.r.o. rozhodla provést zatěžovací zkoušky třech různých typů ztužidlových polí (ZP1, ZP2 a ZP3) s cílem analyzovat jejich chování při působení vodorovného zatížení. Rozměry zkoušené konstrukce byly odvozeny z běžných rozměrů vazníků na rodinné domy – délka vazníků 11 m (rozpětí 10 m, přesah 0,5 m na každé straně), sklon 22°, tloušťka 50 mm a osová vzdálenost 1,0 m, zatížení standardní těžkou krytinou, podhledem s izolací, sněhem ve III. sněhové oblasti a větrem ve II. větrové oblasti. Ztužidlo horního pásu bylo navrženo na stabilizační zatížení vyvozené 10 vazníky; pásy byly tvořeny profily 50/120 mm, diagonály 50/80 mm. Veškeré výpočty vazníků byly provedeny v programu Truss firmy FINE s.r.o.

**ZP1** se skládá ze dvou vazníků (V1), lisovaného ztužidla roviny horního pásu (ZH), dolního pásu (ZD) a nadpodporového ztužidla (NZ), dále Ondřejských křížů (OK) v rovinách svislic a dlouhých podélných výztuh (DPV). Konstrukce byla provedena s detaily standardně používanými firmou Vazníky D.N.K. s.r.o. – např. detail vrcholu, kotvení.



Obr. 13.1 Schéma uspořádání ZP1

**ZP2** bylo tvořeno dvěma vazníky, lisovaná ztužidla byla nahrazena Ondřejskými kříži v rovinách horního a dolního pásu. V rovinách svislic byly stejně jako v předchozí konstrukci instalovány Ondřejské kříže z prken profilu 32/100 mm a dlouhé podélné výztuhy 30/50 mm. Každý vazník byl kotven 2 úhelníky na obou stranách.



**ZP3** bylo smontováno ze dvou vazníků a lisovaného ztužidla roviny horního pásu. Ztužidlo roviny dolního pásu bylo nahrazeno Ondřejskými kříži, které byly také instalovány v rovinách svislic a byly doplněny dlouhými podélnými výztuhami, stejně jako v ZP1 a ZP2. Konstrukce byla provedena s "běžně" používanými detaily, bez nadpodporového ztužidla a se stejným kotvením jako v případě ZP2.

Jednotlivé testované konstrukce byly smontovány, ukotveny a poté zatěžovány v bodech A, B a C vodorovnou silou známé velikosti. Tato síla byla vyvozena tíhou závaží v podobě betonových prefabrikovaných dílců a pytlů s lepidlem, které byly postupně kladeny do připravených klecí. Ty byly přes kladku ocelovým lanem průměru 8 mm zavěšeny do ztužidlového pole.

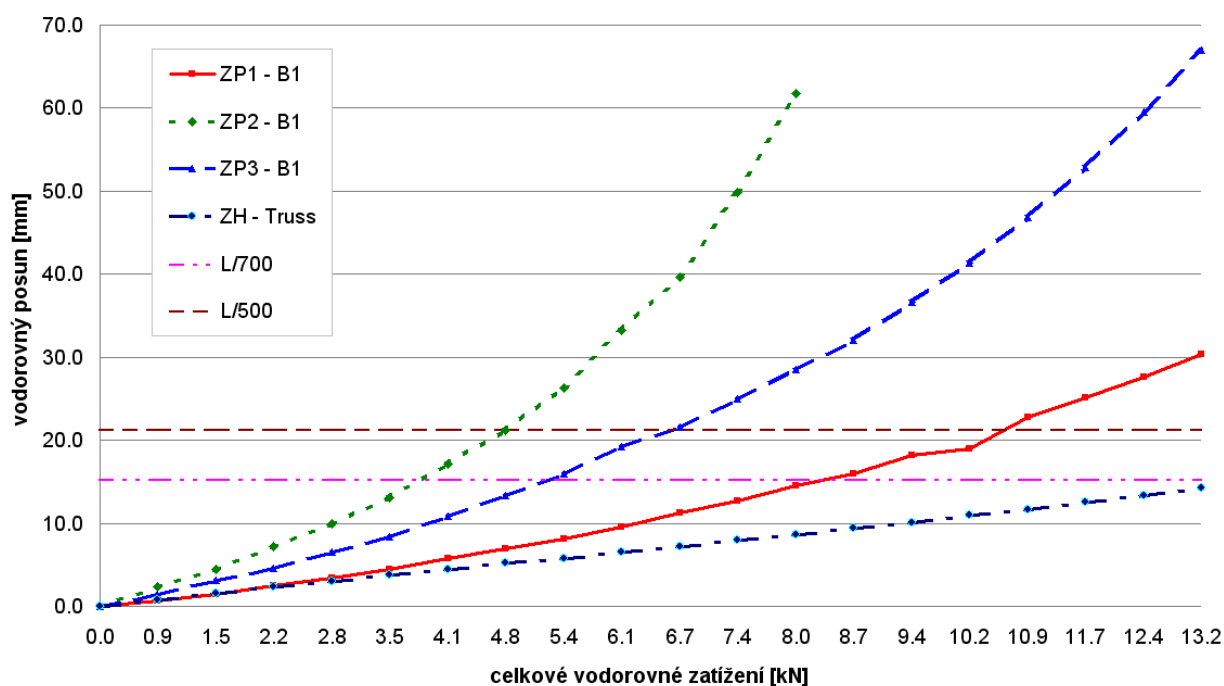


*Obr. 13.2 Zatěžovací zkouška ZP1 – maximální zatížení 1 320 kg*

Během zkoušky byla průběžně měřena vodorovná deformace a to jak ve vrcholu vazníku (bod B) tak v místě styčnicku horního pásu a svislic (body A a C). Pro kontrolu byla sledována deformace v místě kotvení ztužidlového pole a vodorovný posun stolic, na kterých byly připevněny kladky a klece pro závaží. Deformace byla měřena mechanicky posuvnými měřítky, která byla pevně připojena k nezávislé konstrukci. Odečet hodnoty na posuvném měřítku probíhal ihned po vnesení zatížení a byl proveden celkem třikrát v každém kroku, vždy jinou osobou. V každém kroku byla každá klec přitížena o 22-30 kg, v závislosti na konkrétní hmotnosti použitého závaží. Všechny tři konstrukce byly v posledním kroku ponechány pod zatížením do druhého dne, tedy minimálně 15 hodin, za účelem zjištění vlivu dotvarování.



Obr. 13.3 Odečet vodorovné deformace – ZP2



Obr. 13.4 Graf závislosti deformace ve vrcholu a působícího zatížení – ZP1 vs. ZP2 vs. ZP3

Výsledky všech tří zatěžovacích zkoušek jsou shrnuty v grafu na obr. 13.4 a znázorňují vývoj vodorovné deformace ve vrcholu ztužidlového pole, tedy v bodě B, v závislosti na zvyšujícím se zatížení konstrukce. Posuny ostatních sledovaných bodů nejsou z důvodu zachování přehlednosti uvedeny.



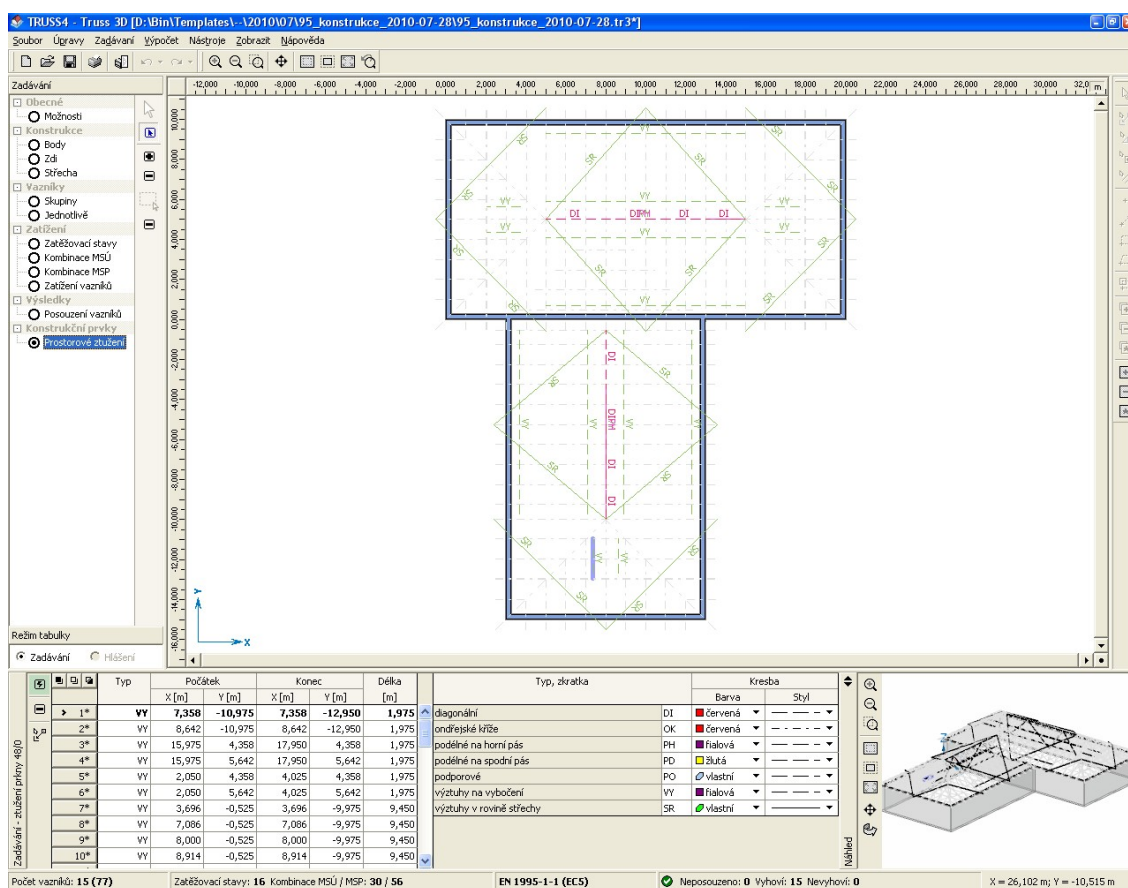
ZP1 vykazuje nejvyšší tuhost ze všech tří testovaných konstrukcí a s rostoucím zatížením se chová víceméně lineárně. Zatěžování konstrukce ZP2 muselo být z důvodů nadměrné deformace a silného praskání přerušeno předčasně. Tuhost tohoto typu ztužidlového pole je přibližně čtvrtinová v porovnání se ZP1 a vykazuje i mírně nelineární chování. Konstrukce ZP3 byla dle očekávání tužší než ZP2, ale přibližně dvakrát "měkčí" než ZP1. I zde se zejména v závěrečných krocích přetížení objevuje náznak nelinearity. Čára ZH-Truss popisuje chování modelu ztužidla roviny horního pásu, které bylo navrženo pro ZP1 v programu Truss a které bylo zatíženo stejným způsobem jako testované konstrukce. Zkušební zatížení dosáhlo maximální hodnoty 13,2 kN, návrhové zatížení ztužidla (pro 10 vazníků V1) vypočtené dle [13.2] je rovno 0,89 kN na 1 m délky ztužidla, tedy celkem 9,5 kN. Návrhovému zatížení odpovídá deformace v polovině délky ztužidla o velikosti 8,2 mm.

**Závěr** - je možno konstatovat, že na základě dat získaných ze zatěžovacích zkoušek bylo zjištěno, že nejlepší shodu s výpočetním modelem dosahuje konstrukce ZP1. Lze proto doporučit použití lisovaných ztužidel roviny horního i dolního pásu a nadpodporových ztužidel ve spojení s vhodným řešením klíčových detailů.

### 13.3 Výpočetní software Truss

Prezentované výsledky výzkumu ztužidel byly v současnosti zpracovány do programu Truss, který po návrhu vazníků střešní konstrukce nyní na závěr provádí i automatické generování jejího prostorového ztužení, viz obr. 13.5.

Program Truss vychází z modelování konstrukce a zatížení v prostoru. Automaticky jsou generovány i kombinace pro jednotlivé mezní stavy podle Eurokódu. Na základě zadaného půdorysu objektu a výběru jednotlivých střešních detailů program navrhne uspořádání a tvar jednotlivých vazníků. Do jednotlivých vazníků je přeneseno zatížení ze střešních rovin případně podhledu a zabezpečen přenos sil (reakcí) mezi vazníky. Pro jednotlivé vazníky je proveden automatické návrh dřevěných profilů a automatický návrh jednotlivých spojů. Program nabízí celou řadu dalších funkcí jako je výpočet a výstup podrobných kalkulací nebo nabídek, výrobní a statické dokumentace. Je možno použít přímý export dat do digitálních pil a lisů a export dat celé konstrukce do různých grafických editorů.



Obr. 13.5 Automatický návrh ztužení střešní konstrukce

## Poděkování

Tento příspěvek byl vytvořen za podpory firem Vazníky D.N.K. s.r.o. a FINE s.r.o.

## Literatura

- [13.1] Kuklík, P., Grec, M., Tajbr, A.: Příčné lisované ztužidlo ve střešní rovině konstrukcí z dřevěných vazníků s kovovými deskami s prolisovanými trny, Sborník semináře Dřevostavby 2008, VOŠ a SPŠ Volyně.
- [13.2] ČSN EN 1995-1-1 (73 1701): Eurokód 5: Navrhování dřevěných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla - Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, ČNI 2006.
- [13.3] Koželouh, B.: Dřevěné konstrukce podle Eurokódu 5: STEP 1. KODR. Zlín. 1998.

## NOSNÍKY Z LEPENÉHO DŘEVA VYSTAVENÉ PŘÍČNÉMU TAHU ZA OHYBU

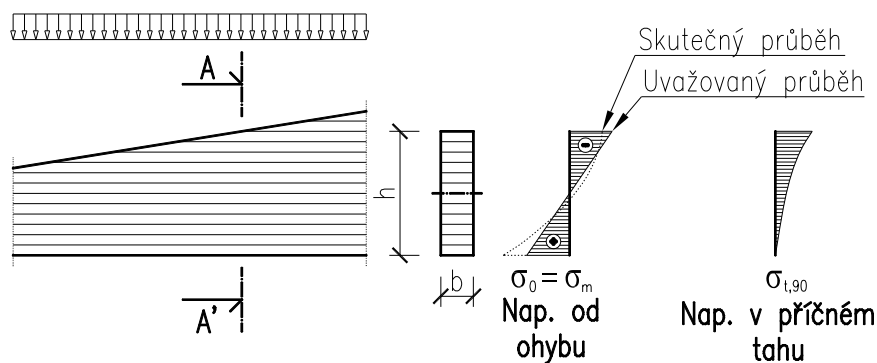
### 14.1 Úvod

Dřevo je jako stavební materiál využíváno po staletí. To je odrazem nesporných výhod, je dostupné z místních obnovitelných zdrojů, lze relativně snadno opracovávat a spojovat a má nenapodobitelný vzhled. Jeho využití však bylo donedávna omezeno dostupnými rozměry a vlastnostmi rostlého dřeva. To se však s příchodem lepeného lamelového dřeva změnilo. První konstrukcí, ve které lze nalézt lepené prvky je střecha kostela Nejsvětější trojice v St. Helens (1857, Anglie) v literatuře se však prvenství často připisuje zastřešení shromažďovací auly King Edward College v Southamptonu (1870, Anglie). Ale až teprve v roce 1906 podal Otto Hetzer patent DRP č. 197773 na výrobu lamelové konstrukce obloukového rámu a odstartoval tím průmyslovou produkci lepeného lamelového dřeva. Problémem tehdejšího lepeného lamelového dřeva bylo kaseinové lepidlo, kvůli němu byly tehdejší lepené konstrukce určeny pouze pro interiérové prostředí. Tento problém se změnil až v průběhu druhé světové války, kdy bylo objeveno resorcinové lepidlo, zároveň také nutnost požívat ocel především ve zbrojařském průmyslu způsobila velký rozvoj ve stavění dřevěných konstrukcí z lepeného dřeva. Bylo tím prokázáno, že nosníky z lepeného lamelového dřeva jsou schopné konkurovat konvenčnějším materiálům jako ocel, či železobeton ve výstavbě hal, sportovních center a dalších konstrukcí mající zvýšené požadavky na rozpon.

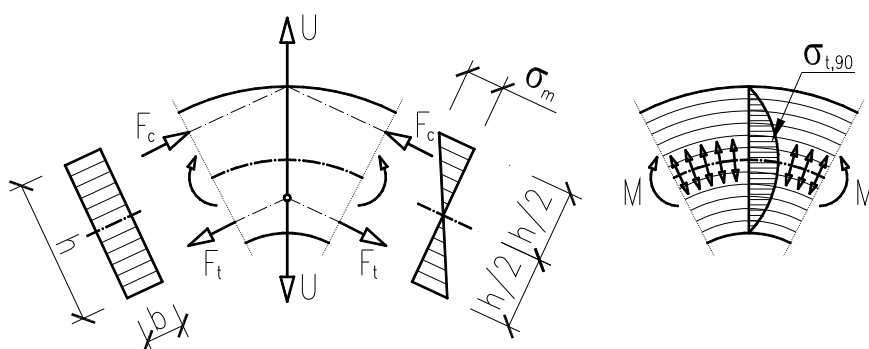
### 14.2 Posouzení nosníků z lepeného lamelového dřeva dle ČSN EN 1995-1-1/A1

O dimenzích prímých nosníků s konstantním průřezem z hlediska únosnosti rozhoduje dle ČSN EN 1995-1-1 převážně ohyb. Dle dodatečně vydané změny ČSN EN 1995-1-1/A1:2009-5 je třeba dbát zvýšené pozornosti i na posouzení smyku, které pro výpočet zásadním způsobem redukuje průřez, cca o 30%. Pro sedlové, zakřivené, vyklenuté a jinak zakřivené nosníky se v posouzení únosnosti objeví ještě další typ namáhání, které není možné zanedbat, a tím je příčné tahové napětí od ohybu  $\sigma_{t,90}$ , viz obr. 14.1.

U nosníků náchylných na výskyt příčných tahů se projeví v místě největších ohybových napětí a v místech největších rozdílů „křivostí“ mezi horní a spodní hranou průřezu. Pro typické nosníky se oba tyto faktory potkávají ve vrcholovém průřezu. Proto ve většině případů stačí posoudit na straně bezpečnosti pouze tento vrcholový průřez. Příčné tahy jsou pro dřevěné konstrukce velmi nebezpečné, neboť jim vzdoruje pro všechny dřeviny velmi malá únosnost v tahu kolmo na vlákna  $f_{t,90}$ . To může způsobit roztržení nosníku a následně při přerozdělení sil na průřezu změnou průřezového modulu dojde ke ztrátě únosnosti.

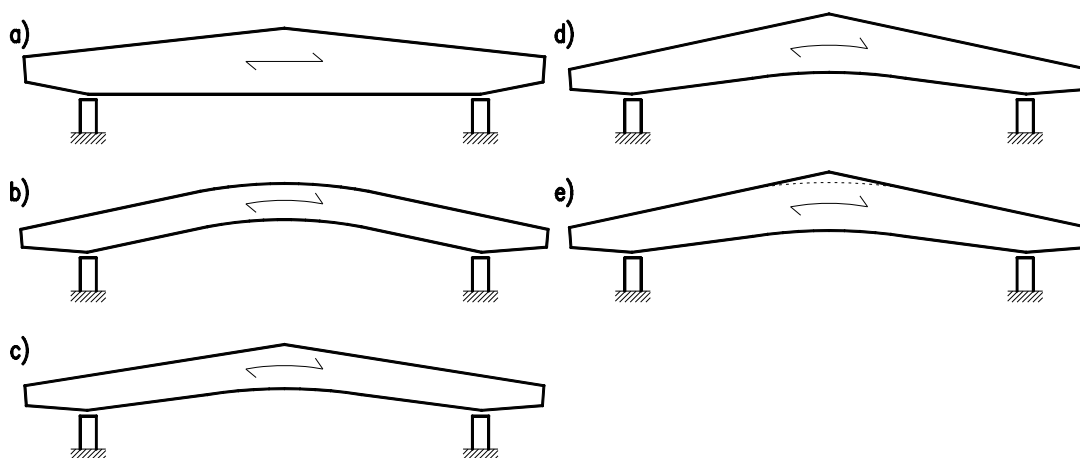


Obr. 14.1 Průběh napětí na sedlovém nosníku



Obr. 14.2 Vznik napětí v tahu kolmo k vláknům za předpokladu lineárního normálového napětí po výšce průřezu

Mezi typy problematických nosníků, jak bylo již výše uvedeno, patří sedlový nosník, zakřivený nosník, vyklenutý nosník a jejich modifikace jako například vyklenutý nosník s poddajně nasazeným vrcholovým klínem, viz obr. 14.3.



Obr. 14.3 Sedlový nosník (a); Zakřivený nosník (b); Vyklenutý nosník (c); Vyklenutý nosník s náběhy (d); Vyklenutý nosník s náběhy a poddajně připojeným vrcholovým klínem (e)

### 14.3 Posouzení dle ČSN EN 1995-1-1

Největší napětí v tahu kolmo k vláknům ve vrcholové oblasti má splňovat:

$$\sigma_{t,90,d} \leq k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,g,d} \quad (14.1)$$

$$s \quad k_{vol} = \begin{cases} 1,0 & \text{pro rostlé dřevo} \\ \left(\frac{V_0}{V}\right)^{0,2} & \text{pro lepené lamelové a LVL se všemi dýhami} \\ & \text{rovnoběžně s osou nosníku} \end{cases} \quad (14.2)$$

$$k_{dis} = \begin{cases} 1,4 & \text{pro sedlové a zakřivené nosníky} \\ 1,7 & \text{pro vyklenuté nosníky} \end{cases} \quad (14.3)$$

kde je

$\sigma_{t,90,d}$	návrhové napětí v tahu kolmo k vláknům ve vrcholové oblasti;
$k_{vol}$	součinitel objemu, viz vztah (14.2);
$k_{dis}$	součinitel vlivu rozdělení napětí ve vrcholové oblasti, viz vztah (14.3);
$f_{t,90,d}$	návrhová pevnost;
$V_0$	referenční objem rovnající se 0,01 [m <sup>3</sup> ];
$V$	namáhaný objem vrcholové oblasti v [m <sup>3</sup> ] (viz. obr. 14.4), který se nemá uvažovat větší než 2 $V_b/3$ , kde je $V_b$ celkový objem nosníku.

Pro kombinaci tahu kolmo k vláknům a smyku má být splněna podmínka:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} + \frac{\sigma_{t,90,d}}{k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot f_{t,90,g,d}} \leq 1 \quad (14.4)$$

kde je

$\tau_d$	návrhové napětí ve smyku;
$f_{v,d}$	návrhová pevnost ve smyku;
$\sigma_{t,90,d}$	návrhové napětí v tahu kolmo k vláknům;
$k_{vol}$	součinitel objemu, viz vztah (14.2);
$k_{dis}$	součinitel vlivu rozdělení napětí ve vrcholové oblasti, viz vztah (14.3).

Největší napětí v tahu kolmo vláknům, způsobené ohybovým momentem se má vypočítat následovně:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} \quad (14.5)$$

pokud je možné uvážit příznivý účinek zatížení působící na horním okraji nosníku ve vrcholové oblasti lze jako alternativu ke vztahu (14.5), použít následující vztah:

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{b \cdot h_{ap}^2} - 0,6 \frac{p_d}{b} \quad (14.6)$$

kde je

- $p_d$  je spojitě zatížení působící na horním okraji nosníku ve vrcholové oblasti;
- $b$  šířka nosníku;
- $M_{ap,d}$  návrhový moment ve vrcholu, jehož výsledkem jsou napětí v tahu rovnoběžně se spodním zakřiveným okrajem;
- $k_p$  součinitel vlivu sklonu, nebo ohybu na napětí v tahu kolmo k vláknům ve vrcholové oblasti, a určí se podle následujícího vztahu:

$$k_p = k_5 + k_6 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right) + k_7 \left( \frac{h_{ap}}{r} \right)^2 \quad (14.7)$$

kde je

$$k_5 = 0,2 \cdot \tan(\alpha_{ap}) \quad (14.8)$$

$$k_6 = 0,25 - 1,5 \cdot \tan(\alpha_{ap}) + 2,6 \cdot \tan^2(\alpha_{ap}) \quad (14.9)$$

$$k_7 = 2,1 \cdot \tan(\alpha_{ap}) - 4 \cdot \tan^2(\alpha_{ap}) \quad (14.10)$$

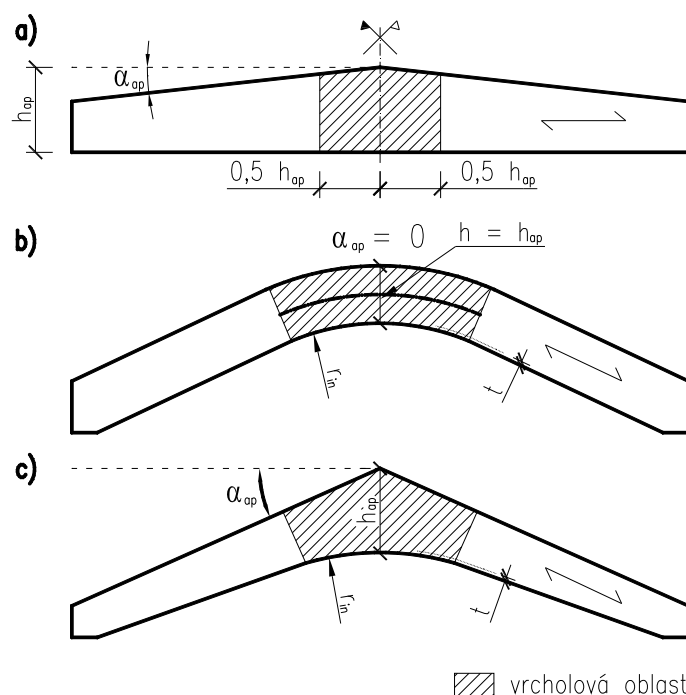
V české republice je národní přílohou, odstavec NA.2.4, doporučeno používat výraz (5).

#### 14.4 Opatření proti příčnému tahu

Pokud nosník nevyhoví na příčný tah od ohybu, nemusí se vždy nutně upravovat geometrie nosníku, ale lze nosník využít proti příčným tahům ve vrcholové oblasti (obr. 14.4). ČSN EN 1995-1-1 oproti ČSN 73 1702 neřeší použití konstrukčních výztuh a pokud nevyhoví podmínka (14.1), resp. (14.4), je třeba navrhnout výztuž pro plné převzetí. Pro navržení zesílení se vrcholová oblast rozdělí na 4 stejné úseky měřené po střednici prutu. To vychází z průběhu příčného napětí, obr. 14.5. Zesílení lze provést buď pomocí vnějších příložek (Alt. 1) z desek na bázi dřeva, nebo pomocí ocelových tyčí (Alt. 2) vložených do předvrtaných otvorů.

##### Alt. 1 – Vyztužení pomocí ocelových tyčí

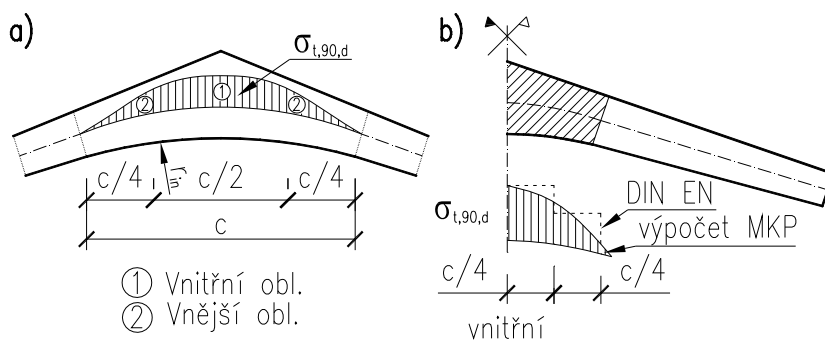
V případě zesílení pomocí ocelových tyčí jde o náročnější aplikaci, ale vzhled nosníku zůstane zachován. Otvory pro ocelové tyče jsou vrtány z horní strany nosníku tak, aby nebyla porušena spodní lamela namáhaná největším napětím v tahu za ohybu. Soudržnost mezi tyčí a nosníkem je zajištěna pomocí závitů tyče, nebo lepením.



Obr. 14.4 Vrcholová oblast - sedlový (a), zakřivený (b) a vyklenutý vazník (c) s orientací vláken rovnoběžně se spodním okrajem nosníku

#### Alt. 2 – Zesílení příložkami

Není-li zadán požadavek na vzhled nosníku, je tato alternativa vhodnější. Je snazší z hlediska provádění a navíc ji lze aplikovat i dodatečně. Desky na bázi dřeva se lepí po obou stranách nosníku ve vrcholové oblasti buď v celé ploše, nebo formou proužků.



Obr. 14.5 Rozdělení vrcholové oblasti nosníku na oblasti; Průběh příčného tahového napětí  $\sigma_{t,90,d}$  ve vrcholové oblasti (a), Skutečný a idealizovaný průběh  $\sigma_{t,90,d}$  (b)

Rozhoduje-li posouzení napětí v tahu ve vrcholu na Vyklenutém nosníku obr. 14.2 (c), je možné oddělit vrcholový klín od nosníku, obr. 14.2 (e). Tím se sníží poměr mezi křivostmi horní a spodní hrany a dojde tím k redukci napětí v tahu.

Při posouzení výztuh na přenesení příčného tahu je třeba ověřit dvě podmínky přenos tahové síly v prutu, kdy se posoudí napětí v prostém tahu na průřezu z materiálu na bázi dřeva, resp. z oceli podle typu vyztužení a přenos tahové síly ve spoji. Největší tahová síla se vypočte z maximálního napětí v příčném tahu od ohybu  $\sigma_{t,90,d}$ , které se určí podle vztahů (14.5), respektive (14.6). Zesílení v obou vnitřních čtvrtinách se potom musí posoudit na tahovou sílu:

$$F_{t,90,d} = \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (14.11)$$

Zesílení ve vnějších čtvrtinách se v tomto případě posoudí na sníženou tahovou sílu:

$$F_{t,90,d} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{t,90,d} \cdot b \cdot a_1}{n} \quad (14.12)$$

kde je

- $\sigma_{t,90,d}$  je návrhová hodnota napětí kolmo k vláknům podle vztahu (14.5) nebo (14.6);
- $b$  šířka nosníku;
- $a_1$  vzdálenost zesílení v podélném směru měřená na střednici;
- $n$  počet zesilovacích elementů na šířku nosníku.

Pro posouzení na vytažení ocelové vlepené tyče není v ČSN EN 1995-1-1 přímo uveden vzorec, ale v tomto případě je možno vyjít z ČSN 73 1702, respektive z DIN EN 1995-1-1 /NA:2009-04. Pro posouzení zesílení Alt. 1 musí být splněna následující podmínka pro přenesení smykového napětí  $\tau_{ef,d}$  v lepeném spoji:

$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{kl,d}} \leq 1 \quad (14.13)$$

Smykové napětí se vypočte:

$$\tau_{ef,d} = \frac{2 \cdot F_{t,90,d}}{\pi \cdot l_{ad} \cdot d} \quad (14.14)$$

kde je

- $\tau_{ef,d}$  smykové napětí v lepeném spoji;
- $F_{t,90,d}$  výpočtová hodnota tahové síly na prut;
- $l_{ad}$  polovina délky lepeného spoje závitové tyče;
- $d$  jmenovitý průměr závitové tyče;
- $f_{kl,d}$  hodnota návrhové pevnosti lepeného spoje pro  $l_{ad} \leq 250$  [mm].

Při přenosu tahové síly  $F_{t,90,d}$ , zesílením nalepeným z bočních stran (Alt. 2) se musí za předpokladu rovnoměrného rozdělení napětí v lepeném spoji prokázat, že:



$$\frac{\tau_{ef,d}}{f_{k3,h,d}} \leq 1 \quad (14.15)$$

$$\tau_{ef,d} = \frac{2 \cdot F_{t,90,d}}{l_r \cdot l_{ad}} \quad (14.16)$$

kde je

- $F_{t,90,d}$  výpočtová hodnota tahové síly na zesilovací desce;
- $l_{ad}$  výška nalepeného zesílení nad nebo pod osou nosníku;
- $l_r$  délka zesílení ve směru osy nosníku;
- $f_{k3,d}$  návrhová hodnota pevnosti lepeného spoje.

Posouzení na vytažení ocelové závitové tyče se provede podle následujícího výrazu:

$$R_{ax,d} \geq F_{t,90,d} \quad (14.17)$$

Charakteristická hodnota únosnosti osově namáhaného prvku proti vytažení se stanoví jako:

$$R_{ax,k} = f_{k1} \cdot d \cdot l_{ef} \quad (14.18)$$

kde je

- $f_{k1}$  charakteristická hodnota pevnosti lepeného spoje pro  $l_{ad} \leq 250$  [mm].
- $d$  jmenovitý průměr závitové tyče;
- $l_{ef}$  délka závitu v dřevěném prvku.

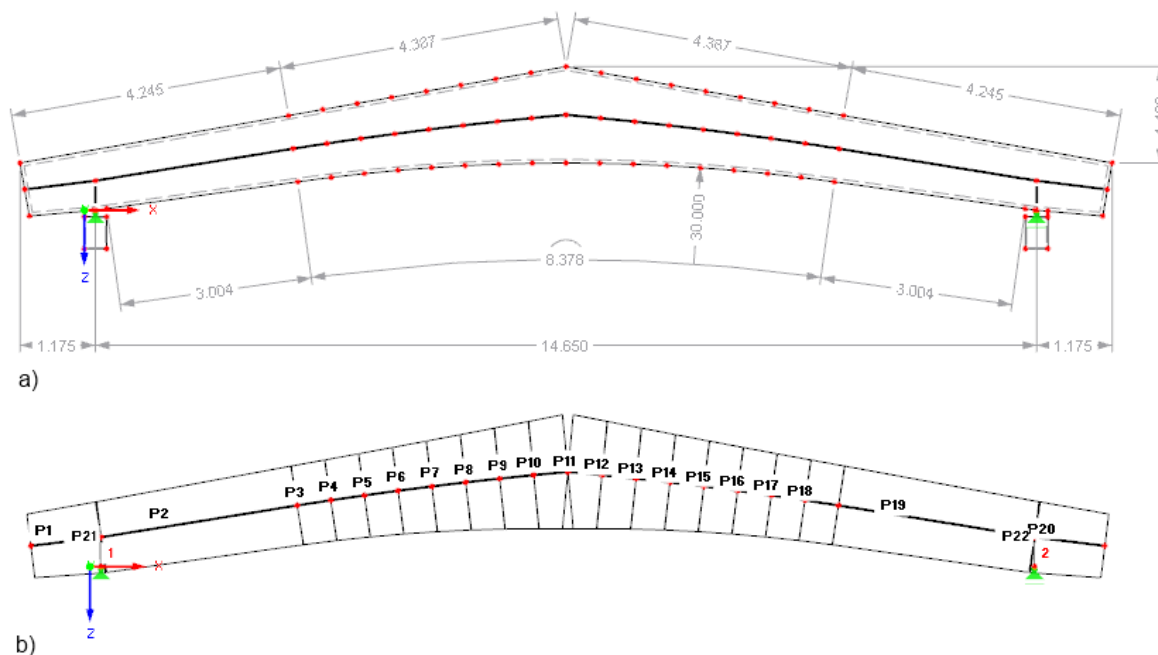
## 14.5 Řešení počítačovým programem

Pro demonstraci počítačového řešení výše popsané problematiky byl zvolen program RX-TIMBER od firmy Dlubal, je to aplikace pro komplexní návrh a posouzení nosníků z lepeného lamelového dřeva dle EC 5 částí 1 a 2. K tomu účelu využívá jednak jádro programu RFEM - pro výpočet konstrukcí metodou konečných prvků (MKP) a jednak modul pro generování kombinací zatěžovacích stavů RF-COMBI. Zatímco samotný program RFEM běží skrytě na pozadí a není pro uživatele přístupný, vyjma pouze několika zásadních nastavení prováděných přímo v aplikaci RX-TIMBER.

### Geometrie modelu a další parametry modelu

Pro každý nosník je nadefinován 2D datový model plochy nosníku pomocí uzlů významných bodů. Za významné body jsou považovány všechny takové, ve kterých dochází ke zlomům okrajových linií a umístění podpor. Plošný model vystihuje přesný geometrický obrys nosníku. Vzhledem k užití zjednodušeného výpočtu pomocí prutového modelu podle EC 5, je třeba převést geometricky přesný model plochy na přibližný prutový model, viz Obr. 14.6. Pruty mají přímou střednici a konstantní náběh průřezu. Výška průřezu každého prutu odpovídá vzdálenosti bodů na okrajových liniích

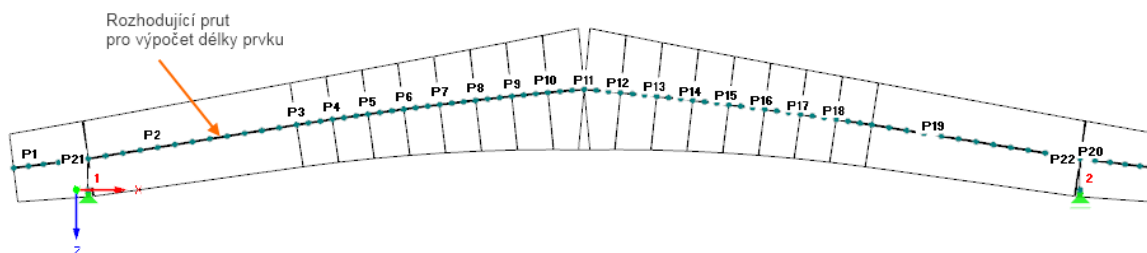
(v tomto případě kružnice-přímka) v daném místě. Program značně zjednodušuje zadávání zatěžovacích stavů a vytváření kombinací zatížení, tak že uživatel nadefinuje geometrii objektu a umístění vazníku, zadá skladbu střechy a všechny zatěžovací stavy se automaticky vygenerují na příslušný nosník, včetně tříd trvání zatížení dle ČSN EN 1991-1-1. Samozřejmostí jsou pro posouzení nezbytné parametry jako například třída provozu (MSÚ+MSP), nadvýšení nosníku (MSP), údaje pro ohoření průřezu a další. Program též nabízí možnost automatické optimalizace rozměrů nosníku na zadanou hodnotu posouzení.



Obr. 14.6 Plošný model se střednicí prvku (a), prutový model generovaný před výpočtem (b)

RFEM pracující na pozadí

V programu je uživateli umožněno ovlivnit počet konečných prvků nosníku s náběhem, pro které bude spočten. Dělení pak provede RFEM automaticky, tak že nastaví počet dílků nejdelšímu prutu. Tím určí délku konečného prvku a přidělí ji ostatním prvkům, viz obr. 14.7. Nejmenší možný počet dělicích uzlů pro prut počítaný pomocí MKP je 3. I při menším počtu konečných prvků je ovšem možné získat hodnoty ve více řezech, pro mezilehlé hodnoty totiž dochází k lineární interpolaci výsledků.



Obr. 14.7 Rozdělení prutů na konečné prvky

Celý průběh výpočtu lze shrnout do čtyř fází: v 1. fázi se z přesného geometrického modelu plochy vytvoří přibližný prutový model, ve 2. fázi modul RF-COMBI, který je součástí aplikace, vygeneruje kombinace zatěžovacích stavů (KZS), ve 3. fázi se spočtou vnitřní síly MKP v RFEMu a ve 4. fázi se spustí výpočet posouzení konstrukce v samotném programu RX-TIMBER.

#### 1. Fáze – Generování prutového modelu

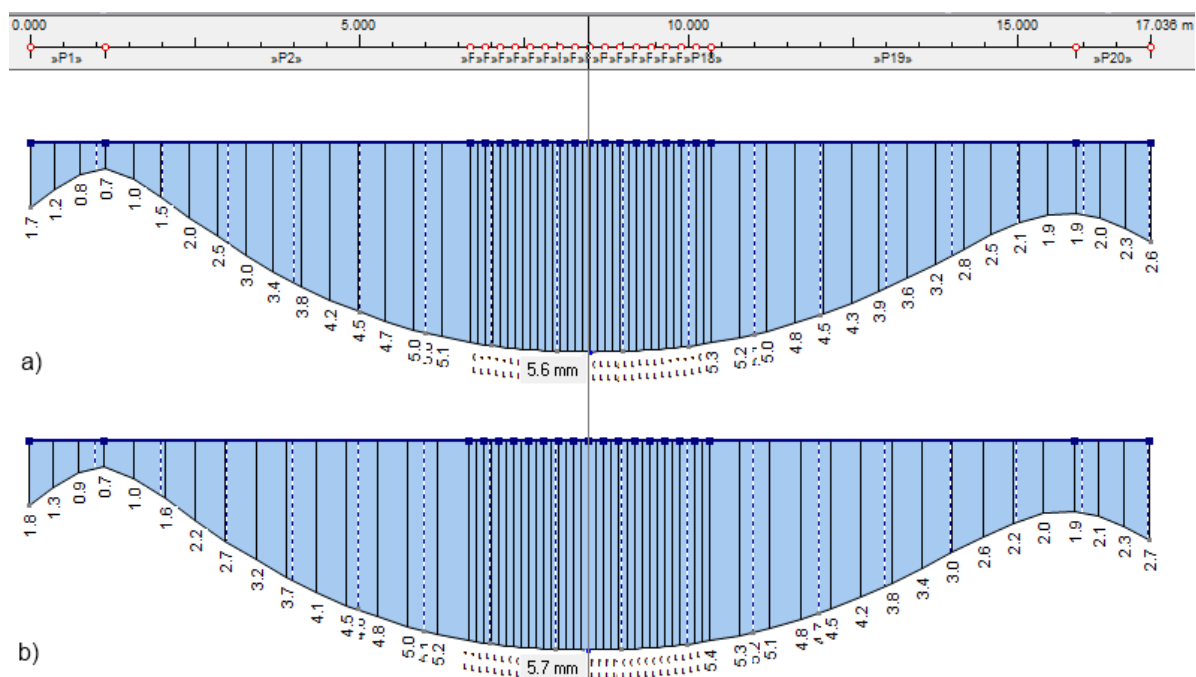
Postup je již popsán výše.

#### 2. Fáze – RF-COMBI

Před spuštěním výpočtu vnitřních sil a deformací se pošlou zatěžovací stavy do modulu RF-COMBI, který vygeneruje kombinace zatěžovacích stavů (KZS) pro RFEMu dle ČSN EN 1990. Pro MSP se vytvoří KZS pro okamžitý průhyb  $u_{inst}$  a KZS zvětšených faktorem  $k_{def}$  pro zohlednění konečného dotvarování nosníku  $u_{fin}$ .

#### 3. Fáze – RFEM

Program vypočte a vykreslí průběhy vnitřních sil a deformací na konstrukci, které se následně posoudí pomocí RX-TIMBER. Případné nepřesnosti výpočtu mohou být ovlivněny jednak přechodem na prutových model a jednak počtem konečných prvků, viz obr. 14.8. Nepřesnosti se však pro běžné nosníky pohybují pouze v řádech jednotek, spíše však desetin procent.



Obr. 14.8 Rozdíly výsledků v deformacích  $u_z$  [mm] při různém nastavení počtu konečných prvků (KP); KP=13, Počet řezů=3 (a), KP=3, Počet řezů=13 (b)

#### 4. Fáze – RX-TIMBER

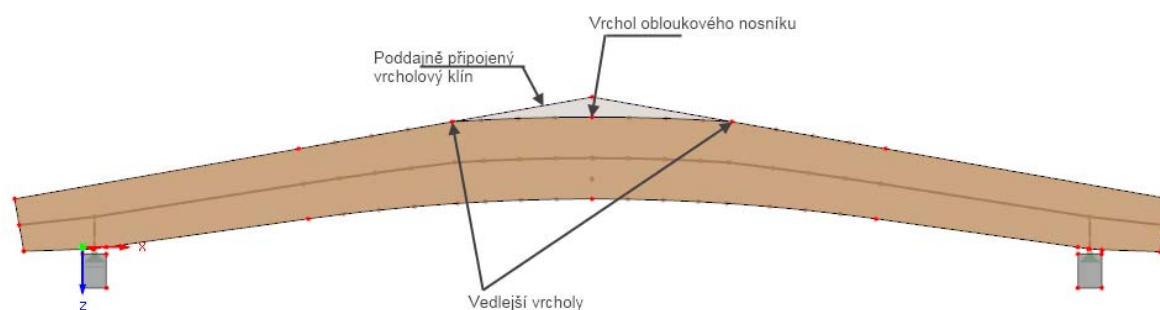
Program umí posoudit nosník na I. a II. mezní stav dle ČSN EN 1995-1-1 a ověřit únosnost za požáru dle ČSN EN 1995-1-2. Pro konkrétní posouzení, které český eurokód nepostihuje, jako je

například vyztužení nosníků proti příčnému tahu, si program pomáhá normou DIN EN 1995-1-1/NA:2009-04.

Program nabízí dvě opatření proti porušení nosníku příčným tahem. Tím hlavním je vyztužení nosníku proti tahům kolmo k vláknům. Pro vyklenuté vazníky lze navíc uvažovat poddajné připojení vrcholového klínu. Výztuhy proti příčným tahům lze aplikovat pro všechny typy vazníků podléhající příčným tahům. Program nabízí možnosti zesílení pomocí příložek, nebo pomocí ocelových tyčí. Příložky mohou být jako desky nalepeny v celé ploše vrcholové oblasti, nebo jako proužky po určitých vzdálenostech. Pro materiál příložek lze zvolit masivní dřevo či překližku. Tyče mohou být vlepené nebo závitové. Návrh počtu tyčí lze nechat na programu, nebo jej zadat ručně. Poddajné připojení sníží napětí ve vrcholu od ohybu a tím se sníží i napětí v příčném tahu.

Pro výpočet a posouzení napětí v příčném tahu  $\sigma_{t,90,d}$  ve vrcholu, využívá program vztahy uvedené v EC 5 viz předchozí text. Ty jsou použitelné pouze pro běžné geometrie nosníků, řešení atypických tvarů je pak vždy na konkrétním uvážení projektanta. Napětí v příčném tahu  $\sigma_{t,90,d}$  je spočteno podle vztahu (5) z maximálního momentu ve vrcholu nosníku. Pro nosník s poddajným klínem se posoudí navíc i napětí ve vedlejším vrcholu, který vznikne seříznutím horní hrany nosníku, viz obr. 14.9.

Pro posouzení opatření proti příčnému tahu jsou užity vztahy z normy DIN EN 1995-1-1/NA:2009-04.



Obr. 14.9 Vyklenutý nosník s poddajně připojeným vrcholovým klínem

## 14.6 Závěr

Cílem tohoto článku bylo především poodkrýt roušku temnoty počítačového řešení návrhu specificky namáhané konstrukce a zároveň připomenout, že sebelepší program není schopen nahradit člověka a už vůbec nemůže být považován za snadno ovladatelný nástroj pro laiky, v jejichž rukách se dokonce může změnit ve velmi nebezpečného pomocníka.

## **Literatura**

- [14.1] ČSN EN 1995-1-1+A1:2009-05 Navrhování dřevěných konstrukcí – Část 1-1:  
Obecná pravidla – Společná pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [14.2] DIN EN 1995-1-1/NA:2009-04 Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten -  
Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.
- [14.3] ČSN 73 1702 Navrhování, výpočet a posuzování dřevěných stavebních konstrukcí - Obecná  
pravidla a pravidla pro pozemní stavby.
- [14.4] H. Neuhaus: Ingenieurholzbau, Teubner B.G. GmbH, 2. Auflage, ISBN: 978-3519152484,  
2009.
- [14.5] C. Scheer, M. Peter, S. Stöhr: Holzbau-Taschenbuch, Ernst & Sohn, 9. Auflage,  
ISBN: 978-3433012819, 2009.

## PŘEHLED ČINNOSTI KATEDRY V ROCE 2009

### 15.1 Úvod

Vědecká a výzkumná práce na katedře ocelových a dřevěných konstrukcí je zaměřena na spřažené ocelobetonové konstrukce, tenkostěnné za studena tvarované konstrukce, dřevěné konstrukce, navrhování styčníků konstrukcí, požární návrh konstrukcí a na konstrukce ze skla. Od roku 2002 hodnotí Rada pro výzkum a vývoj vědeckou činnosti pomocí indexu státního rozpočtu. V roce 2009 dosáhli členové katedry podle našich výpočtů 1049 bodů, což odpovídá asi indexu 69.

V roce 2009 jsme měli příležitost pracovat na výzkumných záměrech Ministerstva školství, mládeže a tělovýchovy VZ MSM 6840770001 Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních konstrukcí, řešitel prof. ing. Jiří Witzany, DrSc., koordinátor na katedře prof. ing. Jiří Studnička, DrSc.; VZ MSM 6840770003 Rozvoj algoritmů počítačových simulací a jejich aplikace v inženýrství, řešitel prof. ing. Zdeněk Bittnar, DrSc., koordinátor na katedře doc. ing. Tomáš Vraný, CSc. a VZ MSM 6840770005 Udržitelná výstavba, řešitel prof. ing. Ivan Vaníček, DrSc., koordinátor na katedře doc. ing. Petr Kuklík, CSc., a výzkumného centra Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí CIDEAS, řešitel prof. ing. Jiří Šejnoha, DrSc. Výzkumné záměry Ministerstva školství a mládeže v roce 2011 skončí. Od roku 2010 jsou utlumovány a jedna třetina podpory byla již rozdělena podle dosažených hodnocených výkonů.

Tento příspěvek obsahuje výtah z přehledu činnosti katedry v roce 2009 z databáze VVVS ČVUT v Praze, viz URL: [www.vvvs.cvut.cz/publ](http://www.vvvs.cvut.cz/publ). Podrobnosti o práci katedry a souhrny činnosti v minulých letech lze nalézt na internetových stránkách katedry, viz URL: [ocel-drevo.fsv.cvut.cz](http://ocel-drevo.fsv.cvut.cz).

### 15.2 Odborné knihy

- Rotter, T. (ed.): Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady, 1. vyd. Praha: Česká technika, 2009. 157 s. ISBN 978-80-01-04398-1.
- Macháček, J. - Wald, F. - Vraný, T. - Sokol, Z. (ed.): Navrhování ocelových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8. Navrhování hliníkových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1999-1. 1. vyd. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2009. 180 s. ISBN 978-80-87093-86-3.
- Studnička, J.: Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí. 1. vyd. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2009. 116 s. ISBN 978-80-87093-85-6.
- Wang, Y. - Burges, I. - Wald, F. (ed.): Fire resistance. 1. ed. Praha: Česká technika, 2009. 141 p. ISBN 978-80-01-04268-7.

#### Kapitoly v odborné knize

- Dolejš, J.: Kroucení prutu otevřeného a uzavřeného průřezu podle ČSN EN 1993-1-1. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 48-58. ISBN 978-80-01-04398-1.
- Eliášová, M.: Členěný prut. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 78-87. ISBN 978-80-01-04398-1.

- Kuklík, P.: Spojie s mechanickými spojovacími prostředky a dílce dřevěných konstrukcí  
In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 120-126. ISBN 978-80-01-04398-1.
- Kuklík, P. - Melzerová, L. - Vídenský, J.: Dependence of Modulus of Elasticity on the Penetrations for Damaged and Undamaged Specimen. In: Technical Sheets 2008 - Part 2. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, p. 45-46.  
ISBN 978-80-01-04460-5.
- Kuklík, P. - Melzerová, L. - Vídenský, J.: Determination of 5-percentile Properties for Reinforced Glued Laminated Timber. In: Technical Sheets 2008 - Part 2. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, p. 41-42.  
ISBN 978-80-01-04460-5.
- Kuklík, P. - Melzerová, L. - Vídenský, J.: Stanovení 5% kvantilů vlastností vyztuženého lepeného lamelového dřeva. In: Technické listy 2008 - díl 2. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, s. 41-42. ISBN 978-80-01-04457-5.
- Kuklík, P. - Melzerová, L. - Vídenský, J.: Variabilita modulů pružnosti lepeného lamelového dřeva v MKP modelech. In: Technické listy 2008 - díl 2. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, s. 49-50. ISBN 978-80-01-04457-5.
- Kuklík, P. - Melzerová, L. - Vídenský, J.: Variability of Modulus of Elasticity of Glued Laminated Timber in FEM Models. In: Technical Sheets 2008 - Part 2. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, p. 49-50. ISBN 978-80-01-04460-5.
- Kuklík, P. - Melzerová, L. - Vídenský, J.: Závislost modulů pružnosti na penetracích u poškozených a nepoškozených vzorků z lamelového dřeva. In: Technické listy 2008 - díl 2. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, s. 45-46.  
ISBN 978-80-01-04457-5.
- Kuklík, P. - Tajbr, A.: Vodorovná tuhost ztužidlových polí lehkých dřevěných střešních konstrukcí s kovovými deskami s prolisovanými trny. In: Udržitelná výstavba 5. Praha: ČVUT, Fakulta stavební, 2009, s. 62-66. ISBN 978-80-01-04447-6.
- Kuklíková, A.: Prvky a tesařské spoje dřevěných konstrukcí. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 127-133.  
ISBN 978-80-01-04398-1.
- Macháček, J.: II ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1.1 Obecná pravidla a pravidla a pravidla pro pozemní stavby (kapitola 7). In: Navrhování ocelových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8. Navrhování hliníkových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1999-1. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2009, s. 87-96. ISBN 978-80-87093-86-3.
- Macháček, J.: II ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1.1 Obecná pravidla a pravidla a pravidla pro pozemní stavby (kapitoly 1-5). In: Navrhování ocelových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8. Navrhování hliníkových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1999-1. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2009, s. 25-66. ISBN 978-80-87093-86-3.
- Macháček, J.: Posouzení nosníku při klopení podle zjednodušené metody. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 26-31.  
ISBN 978-80-01-04398-1.
- Macháček, J.: Posouzení sloupu s mezilehlými podporami na vzpěr. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 74-77.  
ISBN 978-80-01-04398-1.
- Macháček, J.: Výběr jakostního stupně oceli. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 10-14. ISBN 978-80-01-04398-1.
- Rotter, T.: Spřažené ocelobetonové stropní nosníky podle ČSN EN 1994-1-1. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 59-73.  
ISBN 978-80-01-04398-1.
- Sokol, Z.: Buckling Resistance of Columns Exposed to Localised Fire. In: Technical Sheets 2008 - Part 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, vol. 3, p. 57-58.  
ISBN 978-80-01-04461-2.
- Sokol, Z.: Cassette Wall Exposed to Fire. In: Technical Sheets 2008 - Part 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, vol. 3, p. 63-64.  
ISBN 978-80-01-04461-2.
- Sokol, Z.: III ČSN EN 1993-1-8 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1.8: Navrhování styčníků  
In: Navrhování ocelových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8. Navrhování hliníkových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1999-1. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2009, s. 120-155.  
ISBN 978-80-87093-86-3.

- Sokol, Z.: Kazetová stěna vystavená požáru. In: Technické listy 2008 - díl 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, s. 63-64. ISBN 978-80-01-04458-2.
- Sokol, Z.: Styčnick v rámovém rohu. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 88-99. ISBN 978-80-01-04398-1.
- Sokol, Z.: Vzpěrná únosnost sloupů vystavených lokálnímu požáru. In: Technické listy 2008 - díl 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, díl 3, s. 57-58. ISBN 978-80-01-04458-2.
- Studnička, J.: Spřažená stropní deska v plechovém bednění. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 15-25. ISBN 978-80-01-04398-1.
- Vídenský, J.: Výpočet lepeného lamelového oblouku podle ČSN EN 1995-1-1. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 139-147. ISBN 978-80-01-04398-1.
- Vraný, T.: II ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1.1 Obecná pravidla a pravidla a pravidla pro pozemní stavby (kapitola 6). In: Navrhování ocelových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8. Navrhování hliníkových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1999-1. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2009, s. 55-86. ISBN 978-80-87093-86-3.
- Vraný, T.: II ČSN EN 1993-1-1 Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1.1 Obecná pravidla a pravidla a pravidla pro pozemní stavby (kapitola 8). In: Navrhování ocelových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8. Navrhování hliníkových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1999-1. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2009, s. 97-118. ISBN 978-80-87093-86-3.
- Vraný, T.: Nosník s klopením. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 32-47. ISBN 978-80-01-04398-1.
- Chlouba, J. - Wald, F.: Connections with Improved Fire Resistance. In: Technical Sheets 2008 - Part 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, vol. 3, p. 49-50. ISBN 978-80-01-04461-2.
- Chlouba, J. - Wald, F.: Styčnicky se zvýšenou požární odolností. In: Technické listy 2008 - díl 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, díl 3, s. 49-50. ISBN 978-80-01-04458-2.
- Kallerová, P. - Wald, F.: Samovrtné závitotvorné šrouby za zvýšených teplot. In: Technické listy 2008 - díl 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, díl 3, s. 51-52. ISBN 978-80-01-04458-2.
- Kallerová, P. - Wald, F.: Self-drilling Screws at Elevated Temperatures. In: Technical Sheets 2008 - Part 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, vol. 3, p. 51-52. ISBN 978-80-01-04461-2.
- Kallerová, P. - Wald, F.: Trapezoidal Sheet under Ambient Temperatures. In: Technical Sheets 2008 - Part 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, vol. 3, p. 55-56. ISBN 978-80-01-04461-2.
- Kallerová, P. - Wald, F.: Trapézové plechy za zvýšených teplot. In: Technické listy 2008 - díl 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, díl 3, s. 55-56. ISBN 978-80-01-04458-2.
- Kyzlík, P. - Wald, F. - Strejček, M.: Nosníky s tvarovanou stojinou při požární zkoušce. In: Udržitelná výstavba 5. Praha: ČVUT, Fakulta stavební, 2009, s. 212-217. ISBN 978-80-01-04447-6.
- Pultar, M. - Wald, F.: Nerovnoměrné ohřátí vnějších prvků při požáru. In: Technické listy 2008 - díl 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, díl 3, s. 61-62. ISBN 978-80-01-04458-2.
- Pultar, M. - Wald, F.: Uniform Heating of External Elements During Fire. In: Technical Sheets 2008 - Part 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, vol. 3, p. 61-62. ISBN 978-80-01-04461-2.
- Sokol, Z. - Wald, F.: Prediction of Column Temperature Exposed to Localised Fire. In: Technical Sheets 2008 - Part 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, vol. 3, p. 59-60. ISBN 978-80-01-04461-2.
- Strejček, M. - Wald, F.: Column Web in Shear at Elevated Temperatures. In: Technical Sheets 2008 - Part 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, vol. 3, p. 53-54. ISBN 978-80-01-04461-2.
- Strejček, M. - Wald, F.: Stěna sloupu ve smyku za zvýšené teploty. In: Technické listy 2008 - díl 3. Praha: CIDEAS-Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí, 2009, díl 3, s. 53-54. ISBN 978-80-01-04458-2.



- Wald, F.: eQUESTA. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 148-149. ISBN 978-80-01-04398-1.
- Wald, F.: I Přehled norem pro ocelové konstrukce ČSN EN 1993. In: Navrhování ocelových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8. Navrhování hliníkových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1999-1-1. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2009, s. 10-24. ISBN 978-80-87093-86-3.
- Wald, F.: III ČSN EN 1993-1-8 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1.8: Navrhování hliníkových konstrukcí podle ČSN EN 1999-1-1. In: Navrhování ocelových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-8. Navrhování hliníkových konstrukcí, příručka k ČSN EN 1999-1-1. Praha: Informační centrum ČKAIT, 2009, s. 156-180. ISBN 978-80-87093-86-3.
- Wald, F.: Kotvení patní deskou. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 100-119. ISBN 978-80-01-04398-1.
- Wald, F.: Přehled norem pro ocelové, ocelobetonové, dřevěné a hliníkové konstrukce. In: Ocelové a dřevěné konstrukce - Řešené příklady. Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009, s. 7-9. ISBN 978-80-01-04398-1.

### 15.3 článek v odborném časopise

#### Články v zahraničních časopisech

- Dolejš, J. - Hatlman, V. - Tunega, I.: Experiments with high Performance Steel and Composite Members. In: Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej. 2009, vol. 52, no. 264, p. 33-42. ISSN 0209-2646.
- Elišová, M. - Netušil, M.: Analysis of bonded connection for hybrid steel-glass beam. In: Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej. 2009, vol. 265, no. 53, p. 65-72. ISSN 0209-2646.
- Kuklík, P. - Brouček, M. - Kopáček, M.: Fast analytical estimation of the influence zone depth, its numerical verification and FEM accuracy trstiny. In: Structural Engineering and Mechanics. 2009, vol. 33, no. 5, p. 635-647. ISSN 1225-4568.
- Melzerová, L. - Kuklík, P.: Beams from the Glued Laminated Timber Experiment versus FEM Model. In: World Academy of Science, Engineering and Technology. 2009, vol. 2009, no. 55, p. 262-266. ISSN 2070-3724
- Macháček, J. - Čudejko, M.: Longitudinal Shear in Composite Steel and Concrete Trusses. In: Engineering Structures. 2009, vol. 31, no. 6, p. 1313-1320. ISSN 0141-0296.
- Jirák, J. - Studnička, J.: Research on Steel Bridges Durability in Czech Republic. In: Zeszyty naukowe Politechniki Rzeszowskiej. 2009, vol. 265, no. 53, p. 57-62. ISSN 0209-2646.
- Vašek, M.: Ťažké drevené skelety a ich navrhovanie. In: Stavebné materiály. 2009, roč. V, č. 3, s. 44-46. ISSN 1336-7617.
- Chloubá, J. - Wald, F. - Sokol, Z.: Temperature of Connections During Fire on Steel Framed Building. In: International Journal of Steel Structures. 2009, vol. 9, no. 1, p. 47-55. ISSN 1598-2351.
- Wald, F. - Sokol, Z. - Moore, D.: Horizontal Forces in Steel Structures Tested in Fire. In: Journal of Constructional Steel Research. 2009, vol. 65, no. 8-9, p. 1896-1903. ISSN 0143-974X.
- Wald, F. - Chloubá, J. - Uhlíř, A. - Kallerová, P. - Štjuberová, M.: Temperatures During Fire Tests on Structure and its Prediction According to Eurocodes. In: Fire Safety Journal. 2009, vol. 44, no. 1, p. 135-146. ISSN 0379-7112.

#### Články v národních časopisech

- Kuklík, P.: Požární odolnost dřevostaveb. In: Stavebnictví. 2009, roč. III, č. 2, s. 10-12. ISSN 1802-2030.
- Kuklík, P. - Brouček, M.: Vliv biotických činitelů na stabilitu barokního krovu sv. Barbory v Olovicích. In: Střechy, fasády, izolace. 2009, roč. 16, č. 1, s. 34-37. ISSN 1212-0111.
- Kuklík, P. - Duinker, P.N. - Hettinga, J.: STABILITNÍ ANALÝZA BAROKNÍHO KROVU KOSTELU SV. ANNY VE VIŽŇOVĚ. In: Zpravodaj WTAcz. 2009, roč. 11, č. 3-4, s. 16-20. ISSN 1213-7308.
- Macháček, J. - Tůma, M.: Únavová pevnost ocelových nosníků s vlnitou stojinou. In: Stavební obzor. 2009, roč. 18, č. 4, s. 101-109. ISSN 1210-4027.
- Křížek, J. - Studnička, J.: Integrovaný silniční most, Stavební obzor č.7, 2009, str.193-197, ISSN 1210-4027.
- Rotter, T.: Most u Suchdola na severní části silničního okruhu kolem Prahy. In: Stavebnictví. 2009, roč. III, č. 08, s. 51-62. ISSN 1802-2030.
- Rotter, T.: Mostní dílo roku 2007. In: Silnice železnice. 2009, roč. 4, č. 1, s. 21-24. ISSN 1801-822X.
- Kallerová, P. - Wald, F. - Sokol, Z.: Connections of Trapezoidal Sheets under Fire. In: Acta Polytechnica. 2009, vol. 49, no. 1, p. 82-86. ISSN 1210-2709.
- Kallerová, P. - Wald, F. - Sokol, Z.: Modelování teploty při požární zkoušce v Mokrsku. In: Konstrukce. 2009, roč. 8, č. 2, s. 8-13. ISSN 1213-8762.

- Sokol, Z. - Pultar, M. - Wald, F.: Ocelová konstrukce vně požárního úseku v Mokrsku. In: Konstrukce. 2009, roč. 8, č. 6, s. 11-14. ISSN 1213-8762.
- Vašek, M.: Těžké dřevěné skelety a jejich navehovábni v souladu s ČSN EN 1995-1-1. In: Konstrukce. 2009, roč. 8, č. 1, s. 29-33. ISSN 1213-8762.
- Chlouba, J. - Wald, F.: Connection Temperatures during the Mokrsko Fire Test. In: Acta Polytechnica. 2009, vol. 49, no. 1, p. 76-81. ISSN 1210-2709.
- Kallerová, P. - Chlouba, J. - Wald, F.: Požární zkouška v Mokrsku. In: Konstrukce. 2009, roč. 8, č. 1, s. 8-13. ISSN 1213-8762.
- Kallerová, P. - Wald, F.: Vyhodnocení požární zkoušky na experimentálním objektu v Mokrsku In: Materiály pro stavbu. 2009, roč. 15., č. 1, s. 16-19. ISSN 1213-0311.
- Wald, F. - Kallerová, P.: Připoj se zvýšenou požární odolností v experimentálním objektu v Mokrsku In: Konstrukce. 2009, roč. 8, č. 4, s. 13-16. ISSN 1213-8762.
- Wald, F. - Kallerová, P. - Kyzlík, P.: Nosníky s vlnitou stojinou při požární zkoušce v Mokrsku In: Konstrukce. 2009, roč. 8, č. 3, s. 6-10. ISSN 1213-8762.
- Wald, F. - Štujberová, Magdalena - Bednář, J.: Odolnost ocelobetonového stropu při požárním experimentu v Mokrsku. In: Konstrukce. 2009, roč. 8, č. 5, s. 11-14. ISSN 1213-8762.
- Žižka, J. - Wald, F. - Ferkl, V.: Experimentálně stanovená tuhost rámového rohu tenkostěnné konstrukce. In: Konstrukce. 2009, roč. 8, č. 4, s. 14-16. ISSN 1213-8762.

## 15.4 Sborníky

- Studnička, J. - Netušil, M. (ed.): Sborník semináře doktorandů katedry ocelových a dřevěných konstrukcí, Praha: ČVUT, 2009. 73 s. ISBN 978-80-01-04382-0.
- Wald, F. - Kallerová, P. - Chlouba, J. (ed.): Applications of Structural Fire Engineering, Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2009. 640 s. ISBN 978-80-01-04266-3.

### Příspěvky v zahraničních sbornících

- Dolejš, J. - Hatlman, V. - Tunega, I.: Experiments with high Performance Steel and Composite Members. In: Current Issues of Civil and Environmental Engineering [CD-ROM]. Rzeszów: Oficyna wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2009, ISBN 978-83-7199-553-8.
- Dolejš, J. - Hatlman, V. - Tunega, I.: Experiments with high Performance Steel and Composite Members. In: Book of Abstracts. Rzeszów: Oficyna wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2009, p. 23. ISBN 978-83-7199-553-8.
- Netušil, M. - Eliášová, M.: Behaviour of the glued joint in hybrid steel-glass beam. In: Abstract of the Fifth International PhD, DLA Symposium. Pecs: Pollack Mihai Faculty of Engineering, 2009, p. 53-54. ISBN 978-963-7298-34-9.
- Hatlman, V. - Dolejš, J.: Long Bolted Joint of High Strength Steel Members. In: Proceedings 9th International Scientific Conference VSU 2009. Sofia: VSU Luben Karavelov, 2009, vol. 1, p. II-18-II-23. ISBN 978-954-331-023-4.
- Tunega, I. - Dolejš, J.: Tests of Composite Beams Made of Higher Strength Steel and High Performance Concrete. In: Mlady vedec [CD-ROM]. Košice: Technická universita v Košiciach, Stavebná fakulta, 2009, ISBN 978-80-553-0176-1.
- Eliášová, M. - Netušil, M.: Analysis of bonded connection for hybrid steel-glass beam. In: Book of Abstracts. Rzeszów: Oficyna wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2009, p. 25. ISBN 978-83-7199-553-8.
- Netušil, M. - Eliášová, M.: Hybrid steel-glass beams. In: Proceedings 9th International Scientific Conference VSU 2009. Sofia: VSU Luben Karavelov, 2009, vol. 1, p. II-24-II-29. ISBN 978-954-331-023-4.
- Netušil, M. - Machalická, K. - Eliášová, M.: Glued connection as a key member of the hybrid steel-glass beam. In: Mlady vedec [CD-ROM]. Košice: Technická universita v Košiciach, Stavebná fakulta, 2009, ISBN 978-80-553-0176-1.
- Macháček, J. - Čudejko, M.: Distribution of Longitudinal Shear in Composite Steel and Concrete Trusses. In: CODE 2009 (Computational Design in Engineering) [CD-ROM]. Seoul: Computational Structural Engineering Institute of Korea, 2009, p. 190-193. ISBN 978-89-963468-0-7.
- Polák, M. - Plachý, T. - Rotter, T.: Vibration Monitoring of the Bridge Loaded by Heavy Vehicle Traffic. In: Proceedings of the 5th WSEAS International Conference on Applied and Theoretical Mechanics - RECENT ADVANCES IN APPLIED AND THEORETICAL MECHANICS. Athens: WSEAS Press, 2009, p. 120-123. ISBN 978-960-474-140-3.

- Polák, M. - Rotter, T. - Plachý, T.: Long-time Monitoring of Vibration on the Slab-on-girder Bridge In: Modeling of the Mechanical and Mechatronics Systems 2009. Košice: Technická univerzita v Košiciach, Strojnícka fakulta, 2009, p. 389-392. ISBN 978-80-553-0288-1.
- Jiráček, J. - Studnička, J.: Research on Steel Bridges Durability in Czech Republic. In: Book of Abstracts. Rzeszów: Oficyna wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej, 2009, p. 57-62. ISBN 978-83-7199-553-8.
- Jiráček, J. - Studnička, J.: Small Steel Bridge Behaviour. In: Abstract of the Fifth International PhD, DLA Symposium. Pécs: Pollack Mihály Faculty of Engineering, 2009, p. 30-31. ISBN 978-963-7298-34-9.
- Vraný, T. - Braham, M. - Belica, A.: Restraint of purlins for various roof systems, In: Nordic Steel Construction Conference 2009, Malmö, Sweden. Luleå: Luleå tekniska universitet, 2009, vol. 1, p. 422-429. ISBN 91-7127-058-2.
- Degefa, M. - Wald, F. - Kolisko, J. - Matějka, M.: Improvement of Fire Resistance of Cast Iron Columns, In: Protection of Historical Buildings PROHITECH 09. London: Taylor & Francis, 2009, vol. 1,2, p. 1378-1391. ISBN 978-0-415-55803-7.

#### Příspěvky v národních sbornících

- Hatlmán, V. - Dolejš, J.: Dlouhý šroubový spoj prvků z vysokopevnostních ocelí. In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 53-58. ISBN 978-80-7204-635-5.
- Netušil, M. - Eliášová, M.: Analýza lepeného spoje pro hybridní nosníky ze skla a oceli. In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 219-224. ISBN 978-80-7204-635-5.
- Kuklík, P. - Melzerová, L.: MKP modelování nosníků z lepeného lamelového dřeva s důrazem na náhodnost materiálových parametrů. In: IDEAS 09 [CD-ROM]. Praha: ČVUT, 2009, s. 217-222. ISBN 978-80-01-04449-0.
- Kuklík, P. - Melzerová, L.: MKP modelování nosníků z lepeného lamelového dřeva s důrazem na náhodnost materiálových parametrů. In: IDEAS 09. Ostrava: VŠB - Technická univerzita Ostrava, 2009, s. 67-68. ISBN 978-80-248-2091-0.
- Kuklík, P. - Melzerová, L.: Vliv skladby lamel lepeného lamelového dřeva na jeho vlastnosti. In: DŘEVOSTAVBY 2009 stavební systém budoucnosti; dřevo, surovina moderního člověka; ekologie, úspory energií, suchá výstavba. Volyně: Vyšší odborná škola a Střední průmyslová škola Volyně, 2009, s. 113-118. ISBN 978-80-86837-21-5.
- Kuklík, P. - Melzerová, L.: Vliv skladby lamel lepeného lamelového dřeva na jeho vlastnosti. In: Dřevostavby 2009. Volyně: VOŠ Volyně, 2009, s. 113-118. ISBN 978-80-86837-21-5.
- Kuklík, P. - Starý, J. - Tajbr, A. - Vodolan, M.: Fire Resistance of Trusses with Punched Metal Plate Fasteners. In: Applications of Structural Fire Engineering. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2009, p. 575-579. ISBN 978-80-01-04266-3.
- Kuklík, P. - Tajbr, A.: Vodorovná tuhost ztužidlových polí lehkých dřevěných střešních konstrukcí s kovovými deskami s prolisovanými trny. In: DŘEVOSTAVBY 2009 stavební systém budoucnosti; dřevo, surovina moderního člověka; ekologie, úspory energií, suchá výstavba. Volyně: Vyšší odborná škola a Střední průmyslová škola Volyně, 2009, s. 109-112. ISBN 978-80-86837-21-5.
- Kuklík, P. - Kuklíková, A.: Změny v části 1-1 EUROKÓDU 5 (EN 1995-1-1). In: DŘEVOSTAVBY 2009 stavební systém budoucnosti; dřevo, surovina moderního člověka; ekologie, úspory energií, suchá výstavba. Volyně: Vyšší odborná škola a Střední průmyslová škola Volyně, 2009, s. 103-108. ISBN 978-80-86837-21-5.
- Jandera, M. - Macháček, J.: Obrázec reziduálních pnutí pro numerické modely zastudena válcovaných čtverhranných trubek z austenitické oceli. In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 81-86. ISBN 978-80-7204-635-5.
- Nguyen, T. - Macháček, J.: Spřahovací trny malých průměrů pro ocelobetonové konstrukce. In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 225-230. ISBN 978-80-7204-635-5.
- Maňas, P. - Rotter, T.: Zatížitelnost mostního provizoria MS podle standardů NATO, In: Mosty 2009. Brno: Sekurkon, 2009, s. 278-282. ISBN 978-80-86604-43-5.
- Rotter, T.: Návrh mostu přes Vltavu na silničním okruhu kolem Prahy. In: Sborník 47. celostátní konference výrobců ocelových konstrukcí Hustopeče 2009. Praha: Český svaz vědeckotechnických společností, 2009, s. 29-33. ISBN 978-80-02-02166-7.
- Kallerová, P. - Sokol, Z. - Lebr, M.: Kazetová stěna vystavená účinkům požáru, In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 117-122. ISBN 978-80-7204-635-5.
- Sokol, Z. - Pultar, M.: Sloup vně požárního úseku při požární zkoušce v Mokrsku, In: IDEAS 09 [CD-ROM]. Praha: ČVUT, 2009, s. 573-580. ISBN 978-80-01-04449-0.
- Sokol, Z. - Pultar, M.: Sloup vně požárního úseku při požární zkoušce v Mokrsku. In: IDEAS 09. Ostrava: VŠB - Technická univerzita Ostrava, 2009, s. 163-164. ISBN 978-80-248-2091-0.

- Vorschneider, R. - Melová, T. - Rotter, T. - Studnička, J.: Statické posúdenie jestvujúcej konštrukcie Prístavného mosta v Bratislave pre rozšírenie počtu jazdných pruhov, sborník 14. mez.symposia Mosty 2009, Brno, str. 170-174, ISBN 978-80-86604-43-5.
- Rotter, T. - Studnička, J.: Hodnocení silničních ocelových mostů v ČR, sborník 22. České a slovenské konference Ocelové konstrukce a mosty 2009, Brno, str. 253-258, ISBN 978-80-7204-635-5.
- Chromiak, P. - Studnička, J.: Modifikovaná perforovaná lišta, sborník 22. České a slovenské konference Ocelové konstrukce a mosty 2009, Brno, str. 69-76.
- Křížek, J. - Studnička, J.: Okrajové podmínky integrovaných mostů, sborník 22. České a slovenské konference Ocelové konstrukce a mosty 2009, Brno, str. 157-164.
- Studnička, J.: Nadace Františka Faltuse. In: Sborník semináře doktorandů katedry ocelových a dřevěných konstrukcí. Praha: ČVUT, 2009, s. 4-7. ISBN 978-80-01-04382-0.
- Ježek, A. - Vraný, T.: Trapézové plechy působící jako spojitý nosník, In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 93-98. ISBN 978-80-7204-635-5.
- Vraný, T. - Musilek, J.: Interakce mostového jeřábu a jeřábové dráhy, In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 357-362. ISBN 978-80-7204-635-5.
- Štujberová, M. - Wald, F. - Bednář, J. - Chlouba, J.: Požární zkouška na administrativní budově v Mokrsku 2008, In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 321-326. ISBN 978-80-7204-635-5.
- Šulcová, Z. - Sokol, Z. - Wald, F.: Komponenta izolační deska v tlaku ve spoji s přerušným tepelným mostem, In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, díl D, s. 1-6. ISBN 978-80-7204-635-5.
- Vácha, J. - Wald, F.: Ocelová konstrukce po požáru, In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 339-344. ISBN 978-80-7204-635-5.
- Wald, F.: Evropské návrhové normy ve výuce, In: Sborník 47. celostátní konference výrobců ocelových konstrukcí Hustopeče 2009. Praha: Český svaz vědeckotechnických společností, 2009, s. 10-15. ISBN 978-80-02-02166-7.
- Wald, F. - Chlouba, J.: Connection Temperatures During the Fire Test in Mokrsko, In: Applications of Structural Fire Engineering. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2009, p. 471-477. ISBN 978-80-01-04266-3.
- Wald, F. - Kaiser, R.: Twenty Two Years of Structural Fire Engineering in Czech Republic, In: Applications of Structural Fire Engineering. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2009, p. 13-17. ISBN 978-80-01-04266-3.
- Wald, F. - Strejček, M. - Cínař, R.: Effective Characteristics of Fire Protection Materials In: Applications of Structural Fire Engineering. Praha: České vysoké učení technické v Praze, 2009, p. 164-171. ISBN 978-80-01-04266-3.
- Žižka, J. - Chlouba, J. - Wald, F. - Ferkl, V.: Experimentálně stanovená únosnost rámového rohu tenkostěnné ocelové konstrukce, In: Ocelové konstrukce a mosty 2009. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2009, s. 363-368. ISBN 978-80-7204-635-5.

## 15.5 Výstupy do praxe

- Kuklík, P.: Stropní konstrukce s dřevěným rámem s vysokou požární odolností. OVT. Vlastník: ČVUT FS, 2009.
- Kuklík, P. - Tajbr, A.: Systémy vyztužování lehkých střešních konstrukcí s deskami s prolisovanými trny. OVT. Vlastník: ČVUT FS, 2009.
- Kuklíková, A. - Kuklík, P.: Kompozitní dřevobetonová stropní konstrukce s vysokou požární odolností. OVT. Vlastník: ČVUT FS, 2009.
- Macháček, J. - Studnička, J.: Použití perforované lišty v pozemním stavitelství. OVT. Vlastník: Excon a.s., 2009 (využití Excon a.s., Statika Olomouc).
- Studnička, J.: Použití perforované lišty v mostním stavitelství. OVT. Vlastník: PiS, projektové a inženýrské služby Ing. A. Pechal, CSc., 2009. (využití PiS Brno, Statika Olomouc).
- Chlouba, J. - Wald, F.: Přípoj stropních nosníků na podporující nosník u ocelových skeletů patrových budov. UZV Úřad průmyslového vlastnictví, 20583. 2009-11-19.
- Chlouba, J. - Wald, F.: Přípoj stropních nosníků na sloupy ocelových skeletů patrových budov UZV Úřad průmyslového vlastnictví, 20582. 2009-11-19.
- Šulcová, Z. - Sokol, Z. - Wald, F.: Tepelně izolační styčník mezi dvěma ocelovými nosníky UZV Úřad průmyslového vlastnictví, 20580. 2010-03-01.
- Šulcová, Z. - Sokol, Z. - Wald, F.: Tepelně izolační šroubovaný spoj mezi nosníkem a sloupem UZV Úřad průmyslového vlastnictví, 20581. 2010-03-01.

Wald, F.: Článek NA2.12 Imperfekce prutů Národní přílohy k Eurokódu 9: Navrhování hliníkových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla. PPN.

Wald, F.: Článek NA2.16 Všeobecně Národní přílohy k Eurokódu 9: Navrhování hliníkových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla. PPN.

Wald, F.: Článek NA.2.4 Klasifikace průřezů Národní přílohy k Eurokódu 9: Navrhování hliníkových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru. PPN.

Wald, F.: Článek NA.2.5 Nosníky Národní přílohy k Eurokódu 9: Navrhování hliníkových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru. PPN.

Wald, F.: Článek NA.2.6 Sloupy Národní přílohy k Eurokódu 9: Navrhování hliníkových konstrukcí - Část 1-2: Obecná pravidla - Navrhování konstrukcí na účinky požáru. PPN.

Dolejš, J. - Tunega, I.: Spolehlivost spřažení ocelobetonového nosníku. ASW.

Ciniburk, Václav - Eliášová, M. - Vraný, T. - Kořen, Jiří - Gregorik, Jiří: Navrhování lanových chmelnicových konstrukcí. UPM.

Eliášová, M. - Netušil, M.: Hybridní nosník ze skla a oceli, návrh Möhlerovou metodou. ASW.

Kuklík, P.: ČSN 73 0810 Požární bezpečnost staveb - Společná ustanovení. PPN.

Maňas, P. - Rotter, T.: Směrnice pro používání konstrukce MS pro zatěžovací třídy MLC dle STANAG 2021. PPN.

Rotter, T.: Navrhování, provádění, prohlídky, údržba, opravy a rekonstrukce ocelových a ocelobetonových mostů pozemních komunikací. PPN.

Rotter, T. - Polák, M.: Využití modální analýzy pro návrh, posouzení, opravy, kontrolu, a monitorování mostů pozemních komunikací. PPN.

Sokol, Z. - Kallerová, P. – Šulcová, Z.: Kazetová stěna při požáru. ASW.

Vídenský, J. - Ganev, N.: X-Ray Cobra - Program for Diffraction Lines Records Analysis. ASW.

## 15.6 Doktorské disertace obhájené v roce 2009

Jandera, M. (supervisor Macháček, J.): Reziduální pnutí v uzavřených čtverhranných profilech z korozivzdorné oceli. (Ph.D.). Praha: České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, 2009. 190 s.

Jůza, A. (supervisor Rotter, T.): Křehkolomové vlastnosti stavebních ocelí. (Ph.D.). Praha: ČVUT FSv, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009. 157 s.

Kroupa, P. (supervisor Rotter, T.): Stanovení křehkolomových vlastností oceli S460NL. (Ph.D.). Praha: ČVUT, Fakulta stavební, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009. 178 s.

Chromiak, P. (supervisor Studnička, J.): Spřažení modifikovanou perforovanou lištou (Ph.D.). Praha: ČVUT, Fakulta stavební, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009. 106 s.

Křížek, J. (supervisor Studnička, J.): Integrované mosty. (Ph.D.). Praha: ČVUT, Fakulta stavební, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009. 136 s.

Ježek, A. (supervisor Vraný, T.): Trapézové plechy působící jako spojitý nosníky. (Ph.D.). Praha: České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, 2009. 129 s.

Musílek, J. (supervisor Vraný, T.): Příčné horizontální síly mezi mostovým jeřábem a jeřábovou drahou. (Ph.D.). Praha: ČVUT, Fakulta stavební, Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí, 2009. 109 s.

Szabó, G. (supervisor Vraný, T.): Interaction between steel column and casette wall. (Ph.D.). Praha: České vysoké učení technické v Praze, Fakulta stavební, 2009. 106 s.

### Vědecká a doktorandská výchova

Dolejš, J. - doktorandi: Ing. V. Hatlman, Ing. I. Tunega, T. Brtník.

Eliášová, M. - doktorand: Ing. R. Vencl, Ing. L. Heřmanová, Ing. M. Netušil, Ing. T. Fremr, Ing. K. Machalická.

Kuklík, P. - doktorandi: Ing. P. Hejduk, Ing. M. Vodolan, Ing. J. Starý, Ing. A. Tajbr, obhájil Ing. P. Hejduk.

Kuklíková, A. - doktorandi: Ing. J. Vídenský a Ing. T. Baierle.

Macháček, J. - doktorandi: Ing. Thi Huong Giang Nguyen, Ing. J. Moták, Ing. M. Jandera, Ing. M. Charvát, Ing. D. Jermoljev, Ing. K. Servítová, obhájil Ing. J. Moták a Ing. M. Jandera.

Mikeš, K. - doktorandi: Ing. Z. Musilová, Ing. J. Skopalík a Ing. O. Jirka.

Rotter, T. - doktorandi: Ing. P. Kroupa, Ing. A. Jůza, Ing. I. Raurová, Ing. O. Šnajdr, Ing. J. Psota, Ing. M. Neckář, Ing. M. Vovesný, obhájili Ing. P. Kroupa a Ing. A. Jůza.

Sokol, Z. - doktorandi: Ing. P. Kallerová, Ing. Z. Šulcová, Ing. J. Vácha.

Studnička, J. - doktorandi: Ing. J. Henzl, Ing. P. Chromiak, Ing. J. Křížek, Ing. J. Jiráček, Ing. Š. Thoendel, obhájili Ing. P. Chromiak a Ing. J. Křížek.

Vašek, M. - doktorandi: Ing. M. Truhlář a Ing. J. Blažek.

Vraný, T. - doktorandi: Ing. J. Musílek, Ing. V. Hapl, Ing. J. Egrtová, Ing. G. Szabó, Ing. A. Ježek, J. Pošta, R. Pošta, obhájili Ing. J. Musílek, Ing. G. Szabó, Ing. A. Ježek a Ing. V. Hapl.

Wald, F. - doktorandi: Ing. J. Bednář, Ing. J. Chlouba, Ing. P. Kyzlík, Ing. A. Tichá, Ing. A. Uhlíř, Ing. M. Strejček, Ing. J. Žižka, obhájila Ing. A. Tichá.

### **15.7 Skripta a učebnice**

Vraný, T., Jandera, M., Eliášová, M.: Ocelové konstrukce 2, cvičení, ČVUT, 2009, vydání druhé přepracované, 149 s., ISBN 978-80-01-04368-4.

Studnička, J. - Holický, M. - Marková, J.: Ocelové konstrukce 2 – Zatížení, ČVUT, 2009, 139 s., dotisk 1. vydání, ISBN 978-80-01-03768-3

Studnička, J.: Spřažené ocelobetonové konstrukce, ČVUT, 2009, 152 s., 1. vydání, ISBN 978-80-01-04298-4.

Studnička, J.: Ocelové konstrukce – Normy, ČVUT, 2009, 55 s., dotisk 1. vydání, ISBN 978-80-01-03930-4.

### **15.8 HČ fakulty**

Kuklík, P.: HS 931 500: Výzkumný a vývojový ústav dřevařský

Rotter, T.: HS 931 470: ÚNMZ oprava normy

Sokol, Z.: HS 980 570: Národní památkový ústav  
Tahová zkouška skleníku zámku Valeč

Studnička, J.: HS 931 380: ÚNMZ oprava normy  
HS 931 390: ÚNMZ oprava normy  
HS 931 400: ÚNMZ oprava normy

Vraný, T.: HS 931 430: ÚNMZ oprava normy  
HS 931 110: Astron Buildings, Lucembursko I

Wald, F.: HS 931 320: ÚNMZ oprava normy  
HS 931 330: ÚNMZ oprava normy  
HS 930 170: Linda-Astron, s.r.o

## 15.9 Granty

Dolejš, J.:

- spoluřešitel grantu 103/08/H066, „Teorie smíšených konstrukcí, (FIS 13 81340).

Eliášová, M.:

- řešitelka grantu č. RFSC-CT-2007-00036 „Vývoj netradičního ocelo-skleněného prvku s ohledem na konstrukční a architektonický návrh“ (INNOGLAST), (FIS 80 73400);
- Dotace MŠMT č. 7C09033 (FIS 101 73400) k projektu INNOGLAST.

Kuklík, P.:

- řešitel projektu MEB 090812, (FIS 18 81345).

Kuklíková, A.:

- spoluřešitel projektu MEB 090812, (FIS 18 81345).

Macháček, J.:

- řešitel projektu FRVŠ 2130 F1 „Bakalářské předměty“ (FIS 33 091341);
- spoluřešitel projektu eQUESTA Leonardo da Vinci (FIS 84 73402).

Mikeš, K.:

- spoluřešitel projektu eQUESTA Leonardo da Vinci (FIS 84 73402);
- řešitel projektu Affordable houses (FIS 86 091610).

Netušil, M.:

- řešitel projektu IGS „Hybridní nosníky ocel-sklo“ (FIS 10 890100).

Rotter, T.:

- řešitel projektu MD č. CG911-036-030, „Metodika výpočtu MLC klasifikace trvalých mostů s ohledem na jejich stav (FIS 23 091342);
- řešitel projektu MD č. 1F82C/037/910, „Experimentální sledování odezvy mostů na zatížení těžkou nákladní dopravou a teplotou“ (FIS 23 81344).

Sokol, Z.:

- spoluřešitel grantu č. RFSR-CT-2007-00051 (FIS 80 73401);
- spoluřešitel projektu „Styčníky bez tepelného mostu“ COST C25, Oc0965, (FIS 170 91343);
- spoluřešitel projektu OC 190, „Požárně odolné styčníky“ (FIS 17 71347);
- spoluřešitel grantu č. gaČR 103/07/1142, „Metoda komponent pro požární návrh styčnic“ (FIS 13 71340);
- spoluřešitel projektu rfs2-CT-2008-00030 DIFISEK+ 2, (FIS 80 71349);
- řešitel projektu rfsR-CT-2007-00051 INFASO, (FIS 101 73401).

Studnička, J.:

- výzkumný záměr MSM 6840770001 „Spolehlivost, optimalizace a trvanlivost stavebních materiálů a konstrukcí, (spoluřešitel).

Vraný, T.:

- výzkumný záměr MSM 6840770003 „Rozvoj algoritmů počítačových simulací a jejich aplikace v inženýrství“ (FIS 34 03134) (spoluřešitel).

Wald, F.:

- výzkumný záměr MSM 6840770005 „Udržitelná výstavba“ (FIS 34 04134) (spoluřešitel);
- CIDEAS 1M0579 „Centrum integrovaného navrhování progresivních stavebních konstrukcí“ (FIS 15 52606) (spoluřešitel);
- řešitel projektu OC 190, „Požárně odolné styčníky“ (FIS 17 71347);
- řešitel grantu č. gaČR 103/07/1142, „Metoda komponent pro požární návrh styčnic“ (FIS 13 71340);
- řešitel grantu č. gaČR 103/08/H066, „Teorie smíšených konstrukcí, (FIS 13 81340);
- řešitel projektu rfs2-CT-2008-00030 DIFISEK+ 2, (FIS 80 71349);
- řešitel projektu INFASO (FIS 80 73401);
- řešitel projektu eQUESTA Leonardo da Vinci (FIS 84 73402);
- řešitel projektu „Styčníky bez tepelného mostu“ COST C25, Oc0965, (FIS 170 91343);
- spoluřešitel projektu Affordable houses (FIS 86 091610).