



Education and Culture

Leonardo da Vinci

**ODPOVĚDI NA OTÁZKY
K NAVRHOVÁNÍ STYČNÍKŮ OCELOVÝCH
KONSTRUKCÍ PODLE EVROPSKÝCH NOREM**



Praha, červen 2003

České vysoké učení technické v Praze

Odpovědi na otázky k navrhování styčnicků ocelových konstrukcí podle evropských norem

Ed.: Wald F.

<http://www.fsv.cvut.cz/cestruco/>

ISBN 80-01-02753-8

Vytisklo Vydavatelství ČVUT v Praze, výroba

Červen 2003

300 výtisků, 126 stran, 154 obrázků

Česká pracovní verze učebních textů projektu Evropské unie programu Leonardo da Vinci

Další vzdělávání v oblasti konstrukčních styčnicků

Continuing Education in Structural Connections

CESTRUCO č. CZ/00/B/F/PP-134049.

Tento projekt byl řešen s podporou Evropské unie. Obsah publikace nemusí vyjadřovat postoj Evropské unie ani Národní agentury Leonardo da Vinci a nemohou za něj nést odpovědnost.

Obsah

	Strana
1 Úvod	6
2 Šrouby	9
Otázka 2.1 Ztráta předpětí ve šroubu	11
Otázka 2.2 Otláčení při mezním stavu únosnosti přípojů s prokluzem	11
Otázka 2.3 Smyková únosnost třecího spoje namáhaného tahem	11
Otázka 2.4 Největší rozteče šroubů	12
Otázka 2.5 Experimentálně stanovená únosnost v otláčení	13
Otázka 2.6 Vzdálenosti šroubu od hrany plechu	13
Otázka 2.7 Únosnost skupiny šroubů v otláčení	14
Otázka 2.8 Únosnost šroubů v prodloužených dířích	15
Otázka 2.9 Přesné šrouby	16
Otázka 2.10 Šrouby namáhané kombinací tahu a smyku	16
Otázka 2.11 Únosnost přípojů prvků z vysokopevnostních ocelí	17
3 Svary	18
Otázka 3.1 Přípoj úhelníku ke styčnickovému plechu	20
Otázka 3.2 Svařovaný přípoj pásnice nosníku k nevytuzenému sloupu	20
Otázka 3.3 Koutové svary ve styčnicích uzavřených průřezů	21
Otázka 3.4 Únosnost koutového svaru	22
Otázka 3.5 Tupý svar s částečně provařeným kořenem	22
Otázka 3.6 Svar na plnou únosnost připojovaného plechu	23
4 Konstrukce a styčníky	24
Otázka 4.1 Předběžný návrh styčnicků	26
Otázka 4.2 Pružná globální analýza a plastický návrh styčnicku	26
Otázka 4.3 Klasifikace patek podle ohybové tuhosti	27
Otázka 4.4 Návrh styčnicků s malými vnitřními silami	29
Otázka 4.5 Excentricita připojení nosníku na sloup	30
5 Kloubové přípoje	31
Otázka 5.1 Vliv tolerancí na únosnost šroubů v otláčení	36
Otázka 5.2 Šroubovaný přípoj úhelníku	37
Otázka 5.3 Rotační kapacita kloubového přípoje	38
Otázka 5.4 Celistvost konstrukce při mimořádné situaci	38
6 Ohybově tuhé přípoje	40
Otázka 6.1 Sečná tuhost	41
Otázka 6.2 Součinitel náhradní délky vyztuženého T profilu	42
Otázka 6.3 Přípoje s náběhy	43
Otázka 6.4 Diagonální a K výztuhy stěny sloupu	44
Otázka 6.5 Přípoje čelní deskou se čtyřmi šrouby v jedné řadě	44
Otázka 6.6 Přípoje tlustou čelní deskou	45
Otázka 6.7 Rozdělení smykových sil ve šroubovaném přípoji	46
Otázka 6.8 Páčení šroubů T profilu při návrhu na únavu	46
Otázka 6.9 Přípoje namáhané ohybovým momentem a normálovou silou	48
Otázka 6.10 Morrisonova výztuha stěny sloupu	52

	Strana
7 Kotvení sloupů patní deskou	53
Otázka 7.1 Únosnost patní desky	54
Otázka 7.2 Podlité nízké pevnosti	55
Otázka 7.3 Podrcení betonu pod patní deskou	55
Otázka 7.4 Koncentrace napětí pod patní deskou	57
Otázka 7.5 Účinná délka náhradního T profilu patní desky	58
Otázka 7.6 Délka účinného T profilu patní desky se šrouby vně pásnice sloupu	60
Otázka 7.7 Součinitel tření mezi ocelí a betonem	62
Otázka 7.8 Návrh kotevních šroubů na smykové síly	62
Otázka 7.9 Přenos smykové síly třením a kotevními šrouby	63
Otázka 7.10 Předem zabetonované kotevní šrouby	64
8 Styčníky pro seismické oblasti	67
Otázka 8.1 Proměnné zatížení	71
Otázka 8.2 Nesymetrické zatížení	71
Otázka 8.3 Rychlost zatěžování	71
Otázka 8.4 Svařované styčníky	72
Otázka 8.5 Šrouby vysoké pevnosti pro seismické oblasti	72
Otázka 8.6 Panel stěny sloupu ve smyku	73
9 Požární spolehlivost	74
Otázka 9.1 Šrouby za zvýšené teploty	74
Otázka 9.2 Svary za zvýšené teploty	75
Otázka 9.3 Rozdělení teploty v přípojích	75
Otázka 9.4 Metoda komponent pro styčníky za zvýšené teploty	77
10 Styčníky uzavřených průřezů	79
Otázka 10.1 Styčníky trubek	80
Otázka 10.2 Styčníky čtvercových a obdélníkových průřezů	82
Otázka 10.3 Přípoje uzavřených průřezů k otevřeným	85
Otázka 10.4 Návrhové pomůcky	87
Otázka 10.5 Slepé šroubování	89
Otázka 10.6 Styčníky uzavřených průřezů z vysokopevnostních ocelí	91
Otázka 10.7 Styčníky vrtných plošin	91
11 Styčníky za studena tvarovaných konstrukcí	92
Otázka 11.1 Zvýšení meze kluzu tvářením za studena	97
Otázka 11.2 Deformační kapacita přípojů ve smyku	97
Otázka 11.3 Šroubové přípoje sendvičových panelů	97
Otázka 11.4 Otláčení tenkého plechu	98
12 Přípoje hliníkových konstrukcí	99
Otázka 12.1 Únosnost koutového svaru	99
Otázka 12.2 Délka a tloušťka koutového svaru	100
Otázka 12.3 Tupé svary s částečně provařeným kořenem	101
Otázka 12.4 Tepelně ovlivněné oblasti	102
13 Konstrukční řešení	105
Text videofilmu K návrhu styčníků za požáru	111
Použité symboly	114
Literatura	119

1 Úvod

Styčnický dokladují nejen kvalitu návrhu, výroby a montáže, ale i požadovanou / dosaženou úroveň spolehlivosti stavebních ocelových konstrukcí. Od spojování plechů nýtováním se přešlo ke svařování ve výrobě a šroubování na montáži. Šrouby z materiálů kvality běžných ocelí (4.5; 4.6; 5.6) jsou nahrazovány šrouby z ocelí vysoké pevnosti (8.8; 10.9; 12.9). Ruční rozkreslování šablonami při vrtání děr nahradily numericky řízené automaty s menšími výrobními tolerancemi, z 0,5 mm na 0,05 mm. Prosazuje se řezání děr laserem, vysekávání nebo tavné vrtání pro slepé šroubování. Vysoká spolehlivost svarů je zajišťována jak kvalitou základního materiálu z tavby v elektrických pecích a tažností přídavných materiálů tak i použitím svařovacích robotů. Automatizace výroby je podporována, pro styčnický ocelových konstrukcí charakteristickou, unifikací a standardizací. Kvalitní styčnický představují krásu a bezpečnost návrhu.

Sjednocováním Evropy se naskytla šance využít nejlepších kulturních, sociálních a technologických poznatků jednotlivých států. Normy na výrobky podporují jednotný trh zboží. Návrhové normy, které jsou převáděny z předběžných norem na evropské normy, již přispěly k tvorbě evropské vědomostní základny. Závažnost styčnicků při návrhu stavebních konstrukcí byla zdůrazněna vyčleněním této problematiky do zvláštní normy (prEN1993-1-8, Navrhování ocelových konstrukcí, Navrhování styčnicků).

Nové technologie spojování konstrukčních prvků stimulují rozvoj znalostí. Souhrn poznatků nejlepší západoevropské praxe a vývoje byl pro svary a šrouby využit při přípravě Eurokódu 3, viz [Snijder 6.01 a 6.05, 1988], vytvořením databank poznatků a ověření na nových souborech experimentů. Navrhování styčnicků ovlivnil rozvoj informačních technologií, využití koncepce mezních stavů a rozvoj databáze experimentálních poznatků. Tradiční popis únosnosti styčnicků byl rozšířen o předpověď celého pracovního diagramu (síla – deformace, moment – natočení), tj. o stanovení počáteční tuhosti, únosnosti a deformační/rotační kapacity. Klasický inženýrský přístup řešení problematiky (rozložení styčnicku na části a posouzení vnitřních sil pro kritickou část) byl zobecněn v metodu komponent (styčnick se rozdělí na komponenty, popíše se pracovní diagram komponenty a pracovní diagram styčnicku se složí z chování komponent). Informační technologie umožňují posoudit/optimalizovat nejen kritický komponent, ale zvýšit spolehlivost styčnicku řešením všech komponent s uvažováním přerozdělení vnitřních sil při mimořádných situacích. Metoda je založena na experimentech a teoretických poznacích Zoetemeijera [Zoetemeijer, 1983b]. Evropská soustava národních projektů programu COST Polotuhé chování styčnicků stavebních konstrukcí rozšířila poznatky o styčnicku pomocí úhelníků [Jaspart, 1997], styčnicku spřažených ocelobetonových konstrukcí [Anderson, 1998; Huber, 1999] a kotvení patní deskou [Wald, 1998]. Projekt programu Copernicus “Využití ohybově tuhých styčnicků v ocelových rámech pro seismické oblasti” (RECO) zobecnil znalosti o chování styčnicků získané v severoamerických a japonských projektech založených na poznacích ze zemětřesení v Northridge a v Kobe. Aplikace dvou příloh s podrobným popisem návrhových modelů pro řadu styčnicků (A1 – Příloha K, styčnicku uzavřených průřezů a A2 – Příloha J, styčnicku otevřených průřezů) zvýšila spolehlivost a ekonomiku návrhu. V normě prEN1993-1-8 jsou obě přílohy (J a K) spojeny s kapitolou 6 předběžné normy ENV 1993-1-1, která byla zaměřena na návrh spojovacích prostředků (šroubů a svarů). Norma tak představuje kompaktní detailní předpis pro navrhování všech typů styčnicků ocelových konstrukcí. Na základě požadavků praxe byl v letech 1995 až 2002 materiál rozšířen o navrhování patek zatížených ohybovým momentem, o pravidla pro interakci ohybového momentu a normálové síly ve styčnicích, o únosnost šroubů v prodloužených dírách, o svary hranatých trubek a o posouzení mezního stavu použitelnosti u čepů a další poznatky.

První, v evropském měřítku využívaný, výukový materiál pro navrhování styčnicků vypracovali Owens a Cheal [Owens, 1988]. Od roku 1995 se výuka navrhování ocelových konstrukcí opírá o unikátní výukový materiál ESDEP (European Steel Design Educational Programme), který obsahuje 120 lekcí, 2000 diapozitivů, 12 videofilmů a výukový program pro PC. Na ESDEP navázaly projekty evropského programu Leonardo da Vinci: WIVISS (lekce pro studující na kompaktním disku), SteelCall (virtuální výuková kancelář oceláře), SSEDTA (přednášky základních kurzů pro navrhování ocelových a spřažených konstrukcí s podporou PowerPointu) a NFATEC (internetová podpora výuky ocelových konstrukcí).

Technická komise pro navrhování styčnicků Evropského sdružení výrobců ocelových konstrukcí (European Convention for Constructional Steelwork, ECCS TC10) zahrnuje nejlepší poznatky evropské teorie a praxe do přípravy Eurokód (1979 až 1990). V letech 1999 – 2003, při převodu předběžné normy (ENV) na normu (EN), se práce ECCS TC10 zaměřily na zlepšení návrhových postupů podle národních požadavků. Jednou z aktivit je i výukový projekt “Další vzdělávání v oblasti konstrukčních styčnicků” (Continuing Education in Structural Connections, CESTRUCO) č. CZ/PP-134049 financovaný Evropskou unií v rámci programu Leonardo da Vinci. Ing. Marc Braham (Astron, Lucembursko), prof. Jan Stark (TU Delft, Holandsko) a ing. Jouko Kouhi (VTT, Finsko) formulovali výklad problematiky pomocí odpovědí na třicet otázek z praxe v každé evropské zemi (Thirty Question Game). Projekt si vytkl za cíl podpořit zavádění nové verze evropské normy odpověďmi na otázky z praxe s uvedením podkladových materiálů (experimentů a návrhových modelů) a ukázkou nejlepších řešení. Prof. František Wald (ČVUT v Praze) a ing. Martin Steenhuis (TU Eindhoven, Holandsko) vypracovali návrh projektu, který začal sběrem otázek v roce 2001. Ze získaných více než šesti set otázek bylo vybráno 362 technických problémů vhodných pro výukové materiály. Předložená práce zahrnuje odpovědi na sedmdesát jednu otázku ve formě učebního textu, který je vypracován ve všech národních jazycích projektu. V internetovém kurzu projektu (též na CD) je text ve formátu HTML doplněn o fotografie, řešené příklady, animace obrázků a videofilm Styčníky za požární situace.

Na projektu spolupracovali kolegové z Aristoteleio Panepistimio Thessalonikis, Soluň; Bouwen met Staal, Rotterdam; Building Research Establishment Ltd., Londýn; České asociace ocelových konstrukcí, Ostrava; Českého vysokého učení technického v Praze; EXCON a.s, Praha; Universitetssområdet Porsön, Luleå; KREKON Constructie adviesbureau, Eindhoven, VTT Building and Transport, Helsinky (do roku 2001); Universitatea Politehnica Timisoara a Universidade de Coimbra.

Autorský tým:

Prof. C. C. Baniotopoulos (zodpovědný za kapitoly Svary a Hliníkové konstrukce),

Prof. F. S. K. Bijlaard,

Ing. R. Blok (recenzent),

Ing. J. Brekelmans,

Prof. L. S. da Silva (zodpovědný za kapitolu Požární spolehlivost),

Prof. D. Dubina (zodpovědný za kapitolu Styčníky pro seismické oblasti),

Ing. M. Eliášová,

Ing. H. G. A. Evers (zodpovědný za kapitolu Konstrukční řešení),

Dr. D. Grecea (zodpovědný za kapitoly Styčníky uzavřených průřezů a Styčníky za studena tvarovaných konstrukcí),

Ing. A. M. Gresnigt (zodpovědný za kapitolu Ohybově tuhé přípoje),

Dr. V. Janata (recenzent),

Prof. B. Johansson,

Ing. T. Leino,

Ing. T. Lennon,

Ing. T. Měřínský (recenzent),

Dr. D. B. Moore (zodpovědný za kapitolu Kloubové přípoje),

Ing. A. Santiagová,

Ing. R. L. Shipholt,

Dr. Z. Sokol (zodpovědný za kapitolu Konstrukce a styčníky),

Ing. C. M. Steenhuis,

Ing. M. Veljkovic (zodpovědný za kapitolu Šrouby) a

Prof. F. Wald (nositel grantu; zodpovědný za kapitolu Kotvení sloupů patní deskou).

Materiál externě recenzovali:

Prof. D. Beg, Prof. J. P. Jaspart, Dr. G. Huber, Ing. J. Kouhi, Ing. A. J. Rathbone, Dr. F. Turcic,

Ing. N. F. Yeomans, Dr. K. Weynand, Ing. M. Braham a Prof. F. Mazzolani.



Autoři by chtěli vzpomenout příspěvku Ing. Martina Steenhuijs, který přinesl do výuky navrhování konstrukčních styčníků řadu myšlenek, své záměry v projektu ale nestihl uskutečnit, protože v letě roku 2001 tragicky zahynul.

2 Šrouby

Úvod

Pro ocelové konstrukce je charakteristické spojování svařováním ve výrobně a šroubováním na montáži. Návrh šroubovaných styčníků využívá kromě šroubů ještě příložek, čelních desek a úhelníků. Rozdělení sil v přípoji na jednotlivé šrouby ovlivňuje tuhost částí přípoje (plechů a úhelníků) i šroubů. Pro stanovení únosnosti se využívá analytických modelů založených na experimentech ověřených praxí. Příkladem empirických modelů je článek 3.6.1(4) z prEN1993-1-8. Zde se pro stanovení únosnosti šroubů M12 a M14 ve smyku vychází z únosnosti větších šroubů, která se redukuje součinitelem 0,85.

Spojovací prostředky

Třídy šroubů vhodných pro ocelové konstrukce jsou shrnuty v tab. 2.1. Šroubů se využívá pro konstrukce namáhané převážně staticky silou a momentem. Pro konstrukce namáhané na únavu se doporučuje využít třech spojů s předepnutými šrouby třídy 8.8 a 10.9.

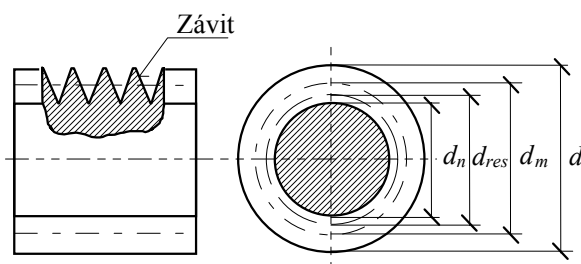
Tab. 2.1 Mechanické vlastnosti šroubů

Šroub třídy	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} MPa	240	300	480	640	900
f_{ub} MPa	400	500	600	800	1000
Materiál, ošetření	Nízko a středně legované oceli, plně nebo částečně žihané tepelně neošetřené			Středně legované oceli, kalené nebo temperované tepelně ošetřené	

Kritický průřez šroubů je v náběhu závitu ve dříku nebo pod hlavou šroubu. Fiktivní kritický průřez v tahu se nazývá výpočtový průřez šroubu (dříve plocha jádra šroubu) A_s . Je definován průměrem jádra šroubu d_n a středním průměrem d_m , viz obr. 2.1,

$$d_{res} = \frac{d_n - d_m}{2} \quad (2.1)$$

Rozměr šroubu je popsán průměrem a délkou dříku a délkou závitu.

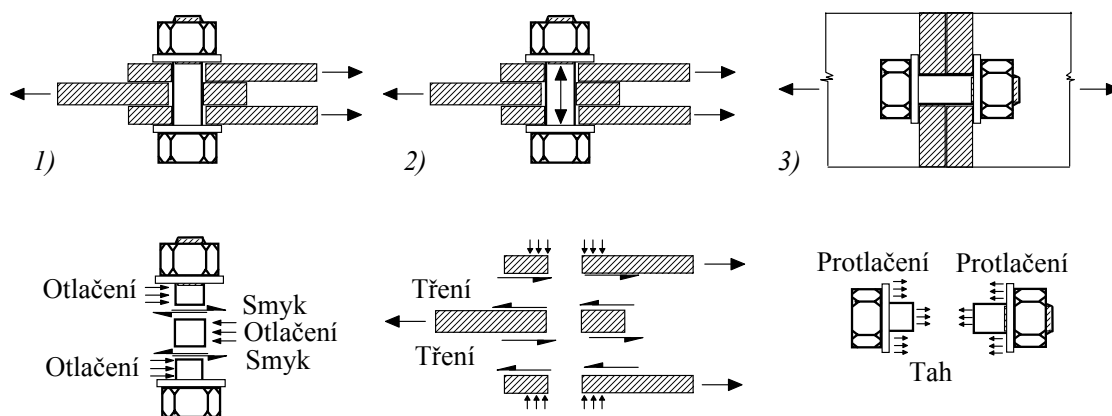


Obr. 2.1 Průměr šroubu, výpočtový průřez šroubu [Ballio, Mazzolani, 1983]

Chování šroubů

Únosnost šroubu se stanovuje zjednodušeným modelem podle experimentů pro přenos sil v přípoji, viz obr. 2.2 a 2.4:

- 1) otlacením, pohybu plechů je bráněno dříkem šroubu;
- 2) třením, pohybu plechů je bráněno třením mezi plechy vyvozeným předpětím šroubů nebo
- 3) tahem ve šroubech.



Obr. 2.2 Přenos sil v přípoji šrouby, 1) otlačéním, 2) třením a 3) tahem, podle [Trahair a kol., 2001]

Šrouby v otlačení

Šrouby namáhané staticky se utahují ručně klíčem dané délky. Předpětí umožní přenos části síly třením. Při dalším namáhání dojde k prokluzu a dřík/závit šroubu se opře o plechy. Vyšší únosnosti se dosáhne, když dřík šroubu prochází ve spojovaných částech v otvoru, tj. závit je pouze pod maticí, podložkou a v plechu do poloviny výběhu závitu. Z důvodu ekonomických úspor při použití menšího počtu typů šroubů a díky příznivé plastifikaci při deformaci závitu a plechu se šrouby navrhují se závitem na celém dříku šroubu. Při namáhání se plechy a šroub deformují místně plasticky. Přípoj se poruší:

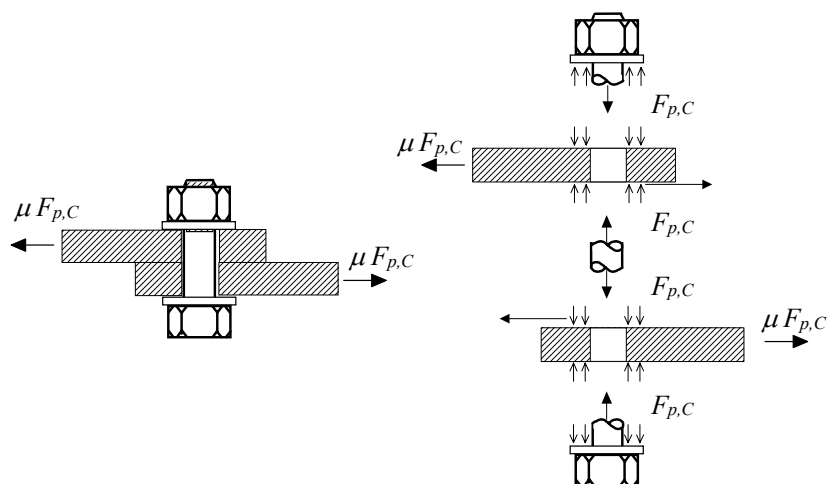
- smykem ve šroubu;
- otlačéním šroubu a plechů;
- vytržením konce plechu.

Návrhové hodnoty jsou dány v prEN1993-1-8 tab. 3.4 a pro vytržení konce plechu ve článku 3.10.2. Vytržení konce plechu se posuzuje pro porušení smykem v kombinaci s porušením tahem [Aalberg, Larsen, 2000]. Tvar porušení závisí na případné excentricitě ve spoji.

Předepnuté šrouby

Pro opakované namáhání se navrhují třecí spoje. Šrouby z materiálů vysoké pevnosti se předpínají, viz obr. 2.3. Síla je před prokluzem ve spoji přenášena třením a po prokluzu otlačéním plechů a dříku šroubu. V prEN1993-1-8, článek 3.4.1, se rozlišují tři kategorie třecích spojů: B (ztráta předpětí na mezi použitelnosti), C (ztráta předpětí na mezi únosnosti) a E (předepjatý šroub namáhaný tahem). Únosnost závisí na tření spojovaných povrchů a na předpínací síle $F_{p,C}$. Součinitel tření μ se stanoví experimentálně. V prEN1993-1-8 článek 3.5 je dána konzervativní hodnota součinitele μ hodnotou 0,5 až 0,2 podle úpravy třecího povrchu. U šroubů třídy 8.8 se pod otáčenou část šroubu umísťuje tvrzená podložka. U šroubů třídy 10.9 se podložka umísťuje pod hlavu i matici šroubu, viz [ENV 1090-1]. Dosažení předpínací síly ve šroubu se kontroluje:

- 1) utahovacím momentem (pro známou závislost kombinace šroubu, podložek/podložky, matice a maziva),
- 2) pootočením šroubu po jeho ručním dotážení (závislé na svěrné délce šroubu),
- 3) přednostně kombinovanou metodou (kombinací obou předešlých postupů),
- 4) podložkami indikujícími dosažení předpínací síly deformací.



Obr. 2.3 Přenos sil ve spoji třením, podle [Kuzmanovic, Willems, 1983]

Otázka 2.1 Ztráta předpětí ve šroubu

Zkoušky ve Francii ukazují na redukci předpětí od 25% do 45% po 2 až 3 měsících při použití ochranných nátěrů. Jak je pokles předpětí zahrnut v návrhových vzorcích?

Pro třecí spoje nelze použít běžné ochranné nátěry, které snižují tření mezi povrchy. Na trhu jsou speciální nátěry, které zajišťují požadované tření i v dostatečném časovém horizontu. Zkouška únosnosti spoje v čase je obsažena v [ENV 1090-1]. Rozptyl poklesu předpětí je v návrhových vzorcích zahrnut stanovením předpínací síly.

Otázka 2.2 Únosnost spojů s prokluzem v mezním stavu únosnosti

Proč se spoj třídy C posuzuje na únosnost v otláčení, viz prEN1993-1-8 článek 3.4.1(4), když prokluz v mezním stavu únosnosti nemůže nastat?

U přípoje mohou být díky výrobním tolerancím některé ze šroubů v kontaktu. Posouzení v otláčení zahrnuje únosnost konce přípoje ve smyku. Únosnost v otláčení při mezním stavu únosnosti se kontroluje pro zvýšení spolehlivosti koncové části.

Otázka 2.3 Smyková únosnost třecího spoje namáhaného tahem

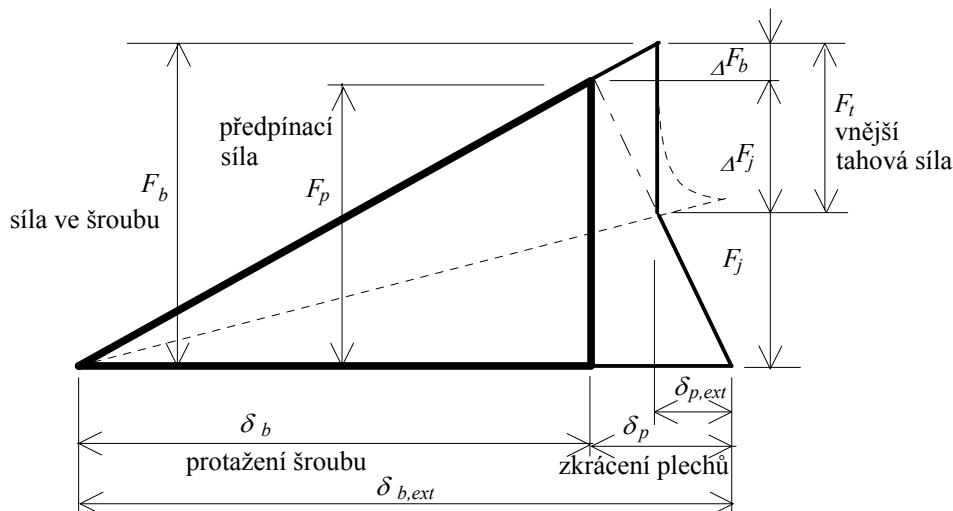
Proč není při kombinaci smyku a tahu v přípoji podle prEN1993-1-8 článek 3.9.2 předpínací síla $F_{p,Cd}$ redukována celou působící tahovou silou F_t ?

Při předepnutí přípoje se deformuje šroub i spojované plechy, viz obr. 2.4. Protážení šroubu δ_b odpovídá předpínací síle F_p a deformaci plechu δ_p . Při působení vnější tahové síly F_t bude ve šroubu síla F_b při jeho deformaci $\delta_{b,ext}$.

Vnější silou se zvýší tahová síla ve šroubu o ΔF_b a síla v přípoji ΔF_j . Nárůst síly ve šroubu ΔF_b a snížení předpínací síly ΔF_p ovlivní deformaci přípoje $\delta_{p,ext}$. Čárkování čára popisuje vliv ohybové tuhosti plechů při páčení. Při působení vnější tahové síly na přípoj je část předpínací síly díky deformaci plechů zachována, viz obr. 2.4. Tuhost šroubu v tahu a plechu v tlaku je v závislosti na délce šroubu asi od 1 do 4. Zbytková síla v kontaktu

$$F_c = F_p - 0,8 F_t \quad (2.2)$$

odpovídá geometrickému tvaru přípojů čelní deskou. Hodnota 0,8 vychází z konzervativní představy deformace kuželové plochy. Studie MKP ukazují na spíše válcovou oblast deformace a větší vliv materiálu šroubu a materiálu a počtu plechů.

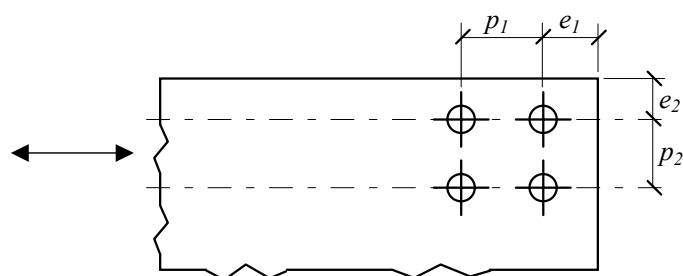


Obr. 2.4 Graf vnitřních sil v třecím přípoji namáhaném vnější tahovou silou, [Bickford, 1995]

Otázka 2.4 Největší rozteče šroubů

Jaké jsou podklady pro největší rozteče p_1 a p_2 jako je 14 t nebo 200 mm v prEN1993-1-8 tabulka 3.3?

Omezením roztečí p_1 a p_2 , které nezávisí na korozních podmínkách přípoje, se zabraňuje místnímu boulení v přípoji. Boulení mezi spojovacími prostředky lze posoudit podle prEN1993-1-8, tabulka 3.3 poznámka 2. V posouzení je třeba zohlednit nerovnoměrné rozložení sil na spojovací prostředky dlouhých spojů. Podle EN 1993-1-8 článek 3.8 se pro dlouhé spoje redukuje únosnost šroubu ve smyku. Pro koncové rozteče e_1 a e_2 není mezní hodnota definována místním boulením, ale mohou ji ovlivnit konstrukční požadavky vyplývající z korozní agresivity prostředí.

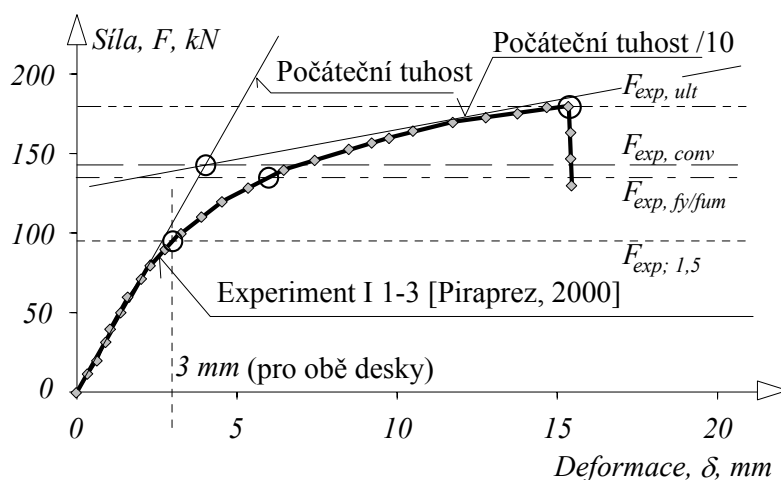


Obr. 2.5 Označení roztečí u šroubovaných přípojů

Otázka 2.5 Experimentálně stanovená únosnost v otláčení

Při otláčení šroubů je důležitější omezení deformace než stanovení skutečné únosnosti. Jaká kritéria byla použita pro tvorbu evropských předpisů?

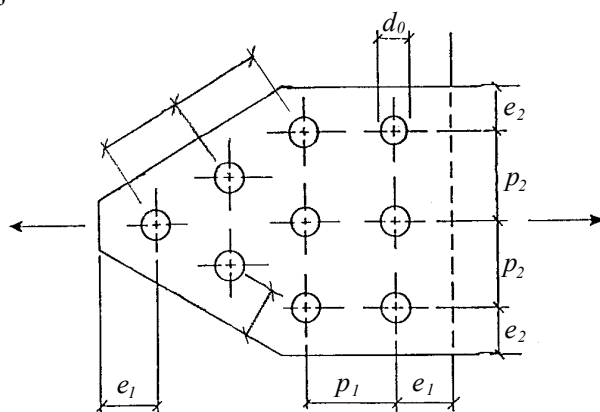
Tradičně se únosnost v otláčení $F_{exp;1,5}$ omezuje deformací 1,5 mm. Pro prvky se únosnost z experimentů prováděných až do porušení $F_{exp;fy/fum}$ stanovuje redukcí skutečné pevnosti materiálu f_{um} na normovou charakteristickou mez kluzu materiálu f_y . Při křehkém porušení se doporučuje redukce ve tvaru $F_{exp;fy/fum} = 0,9 F_{exp;ult} f_y / f_{um}$ [Snijder 6,04, 1988]. Smluvní pružné omezení únosnosti $F_{exp;conv}$ se definuje jako průsečík počáteční tuhosti přípoje a redukované (desetinné) tečné tuhosti přípoje, viz obr. 2.6, experiment podle [Piraprez, 2000]. Smluvní únosnost tak závisí více na tuhosti přípoje než na způsobu porušení. Příloha D prEN 1990 byla například na doporučení ECCS TC10 použita pro stanovení únosnosti šroubů v oválných dírách, viz [Wald a kol., 2002b].



Obr. 2.6 Omezení únosnosti přípoje; omezení deformací $F_{exp;1,5}$; mezní únosnost $F_{exp;ult}$; smluvní mez $F_{exp;conv}$; omezení na mez kluzu $F_{exp;fy/fum}$, experiment I 1-3 [Piraprez, 2000]

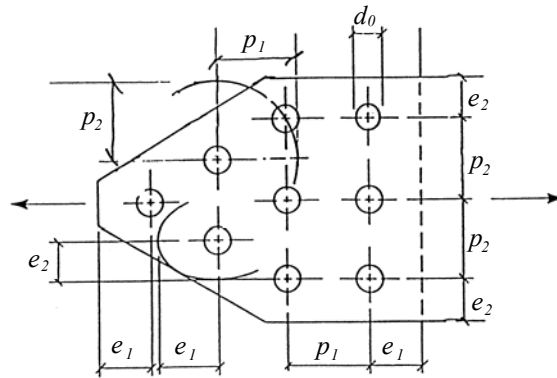
Otázka 2.6 Vzdálenosti šroubu od hrany plechu

Norma nezahrnuje definici vzdálenosti šroubu od hrany plechu pro síly působící šikmo na hrany přípoje, viz obr. 2.7. Jak je lze stanovit?



Obr. 2.7 Koncové rozteče ve šroubovaném přípoji

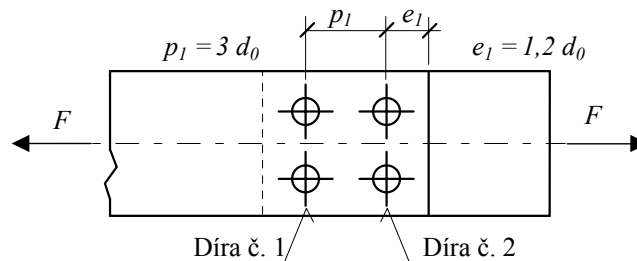
Koncové rozteče e_1 a e_2 a rozteče šroubů p_1 a p_2 lze určit na poloose elipsy, která má střed v ose šroubu a jejíž tečnu tvoří hrana plechu, viz obr. 2.8. Řešení se konzervativně zjednodušuje na kontrolou nejmenší vzdálenosti.



Obr. 2.8 Koncové rozteče šroubů jako poloosy elipsy se středem ve šroubu a tečnou k hraně

Otázka 2.7 Únosnost skupiny šroubů v otláčení

Lze ve skupině šroubů skládat únosnost jednotlivých šroubů v otláčení, viz obr. 2.9 a řešený příklad dále?



Obr.2.9 Nesymetrický přípoj

Pro díru č. 2:

$$\alpha = \frac{e_1}{3 d_0} = \frac{1,2 d_0}{3 d_0} = 0,4$$

Pro díru č. 1:

$$\alpha = \frac{p_1}{3 d_0} - 0,25 = \frac{3 d_0}{3 d_0} - 0,25 = 1 - 0,25 = 0,75$$

Postup 1

Celková únosnost se bere jako součet únosností

$$F_{b.Rd} = \left(\sum \alpha \right) \frac{2,5 d t f_u}{\gamma_{Mb}} = (2 \cdot 0,4 + 2 \cdot 0,75) \cdot \frac{2,5 d t f_u}{\gamma_{Mb}} = 2,3 \cdot \frac{2,5 d t f_u}{\gamma_{Mb}}$$

Postup 2

Celková únosnost se bere z nejmenší únosnosti

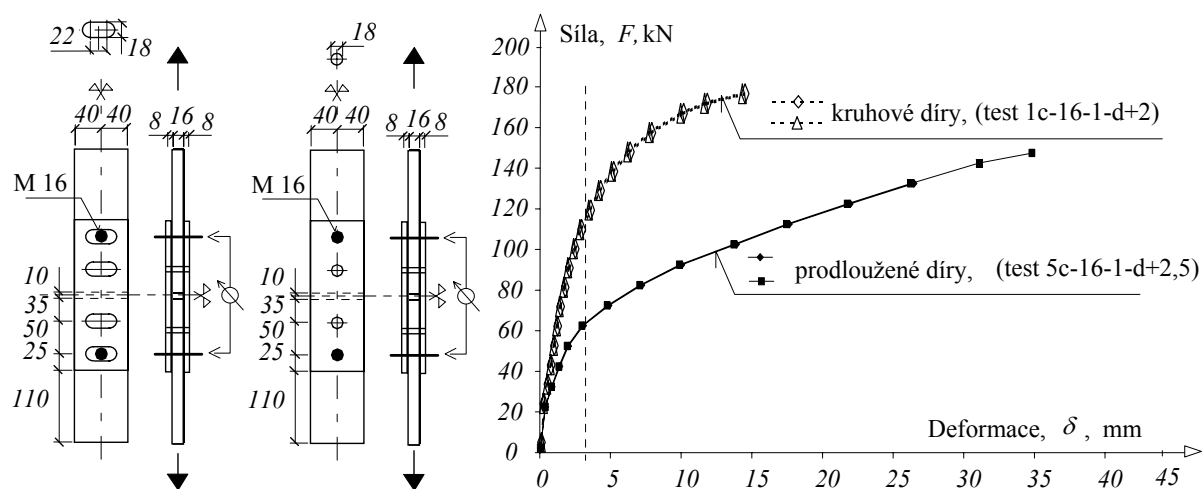
$$F_{b.Rd} = \left(\sum \alpha \right) \frac{2,5 d t f_u}{\gamma_{Mb}} = (2 \cdot 0,4 + 2 \cdot 0,40) \cdot \frac{2,5 d t f_u}{\gamma_{Mb}} = 1,6 \cdot \frac{2,5 d t f_u}{\gamma_{Mb}}$$

Dobrá inženýrská praxe doporučuje pro přípoje příločkami využít symetrie a zabránit plastifikaci přípoje. V případě postupu 1 může být deformace v díře č. 2 řádově i deset milimetrů a v tomto případě lze doporučit prověření mezního stavu použitelnosti. prEN 1993-1-8 článek 3.7 říká, že únosnost skupiny šroubů lze stanovit součtem únosností jednotlivých šroubů pouze v případě, že únosnost každého jednotlivého šroubu ve smyku $F_{v.Rd}$ je rovna nebo větší než je únosnost v otláčení $F_{b.Rd}$. Pro nesymetrické přípoje se doporučuje počítat se zpevněním materiálu a spoj navrhnout pro $F_{v.Rd} \geq 1,2 F_{b.Rd}$.

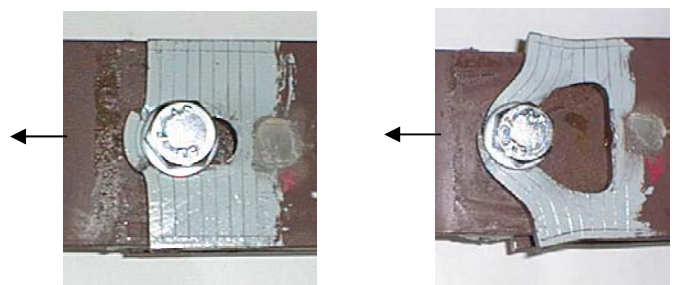
Otázka 2.8 Únosnost šroubů v prodloužených dírách

Poznámka 1 k tabulce 3.4 v prEN 1993-1-8 uvádí redukcí únosnosti 60% pro šrouby v prodloužených dírách se silou působící kolmo na osu prodloužení. Jaké jsou experimentální podklady?

Redukční součinitel tvaru díry byl vypracován na základě tří sad experimentů [Wald a kol., 2002a], [Piraprez, 2000], [Tizani, 1999]. Nižší únosnost je dána nižší tuhostí přípoje, viz obr. 2.10. Obr. 2.11 ukazuje porušení plechu a šroubu v otláčení s převažujícím smykem (obr. 2.11a) a ohybem (obr. 2.11b). Jmenovité rozměry děr pro šrouby jsou uvedeny v ENV 1090-1, článek 8.



Obr. 2.10 Porovnání pracovního diagramu šroubu v prodloužené díře se šroubem v kruhové díře, [Wald a kol., 2002a]



a) porušení otláčením ve smyku

b) porušení otláčením v ohybu

Obr. 2.11 Porušení plechů a šroubu v otláčení v prodloužených dírách [Wald a kol., 2002b]

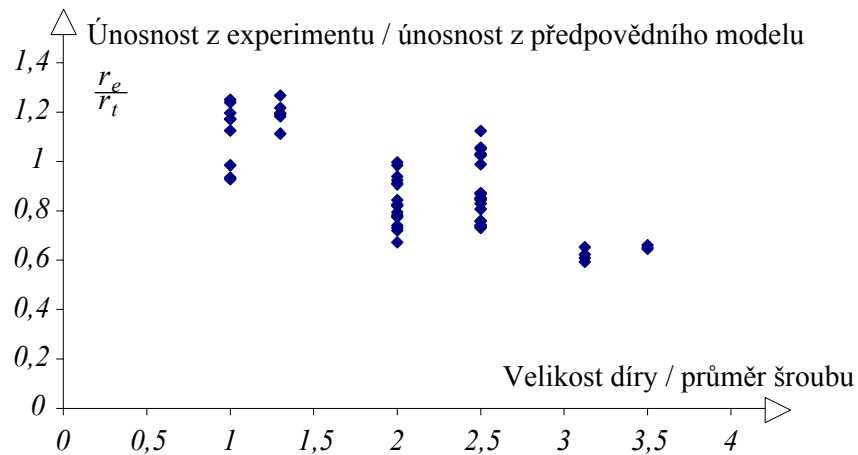
Otláčení se posuzuje jako

$$F_{b,Rd} = \beta_R \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{M2}}, \quad (2.3)$$

kde α je nejmenší z

$$\frac{e_1}{3 d_o}; \quad \frac{p_1}{3 d_o} - \frac{1}{4}; \quad \frac{f_{ub}}{f_u} \quad \text{nebo } 1,0. \quad (2.4)$$

Redukční součinitel β_R byl stanoven s využitím normového postupu pro dílčí součinitel spolehlivosti, viz [Wald a kol., 2002b]. Vliv délky díry na porušení plechu je zobrazen na obr. 2.12, který zahrnuje 70 experimentů.

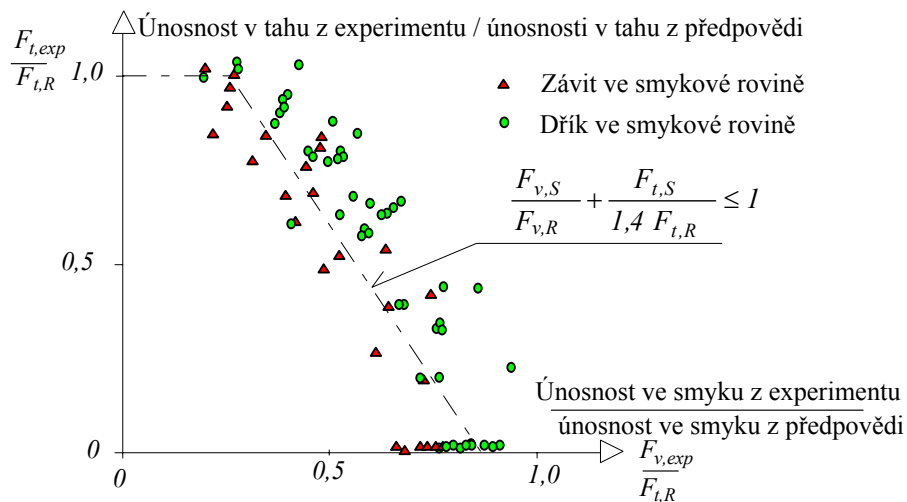


Obr. 2.12 Porovnání předpovězené únosnosti šroubů v prodloužených dírách s experimenty

Otázka 2.9 Přesné šrouby

Jaké tolerance a montážní podmínky se volí pro spoje přesnými šrouby? Jak se stanoví únosnost v otláčení?

Tolerance se volí podle h12/H13 [EN ISO 898-1], což vede k vůli v otvoru $0,3 \text{ mm}$. Únosnost v otláčení se určí stejně jako u hrubých šroubů. Pro díry připravené ve výrobě na sestavě nejsou potřeba žádné doplňující montážní předpisy. Pro náročné konstrukce a pro konstrukce, kde nelze konstrukci sestavit ve výrobě, lze díry vystružovat po sestavení na staveništi.



Obr 2.13 Interakční diagram podle [Owens, Cheal, 1989] čárkovaně je zachycen vztah podle prEN1993-1-8

Otázka 2.10 Šrouby namáhané kombinací tahu a smyku

Podle prEN1993-1-8 článek 6.5.5(5) může šroub namáhaný na mezi únosnosti v tahu $F_{t,Rd}$ přenášet ještě smykovou sílu $F_{v,Sd} = 0,286 F_{v,Rd}$. Logičtější se zdá výraz pro interakci

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (2.5)$$

Experimenty prokázaly, že šrouby namáhané tahem na mezi únosnosti mohou přenášet značné smykové síly. Tah je omezen únosností závitů, ale interakce sil se týká jádra šroubu, viz [Owens, Cheal, 1989]. Na obr. 2.13 je vidět, že poměr únosnosti ve smyku k únosnosti v tahu se pohybuje v rozmezí 0,63 - 0,68 pro smyk v závitě a v rozmezí 0,75 - 0,89 pro smyk ve dřívku. V případě smyku ve dřívku šroubu se lze setkat se dvěma způsoby porušení: smyk a tah ve smykové rovině a tah v závitě. V dlouhých šroubech se namáhání čistým smykem mění v kombinaci smyku s ohybem. V normě prEN 1993-1-8 je využita interakce ve tvaru

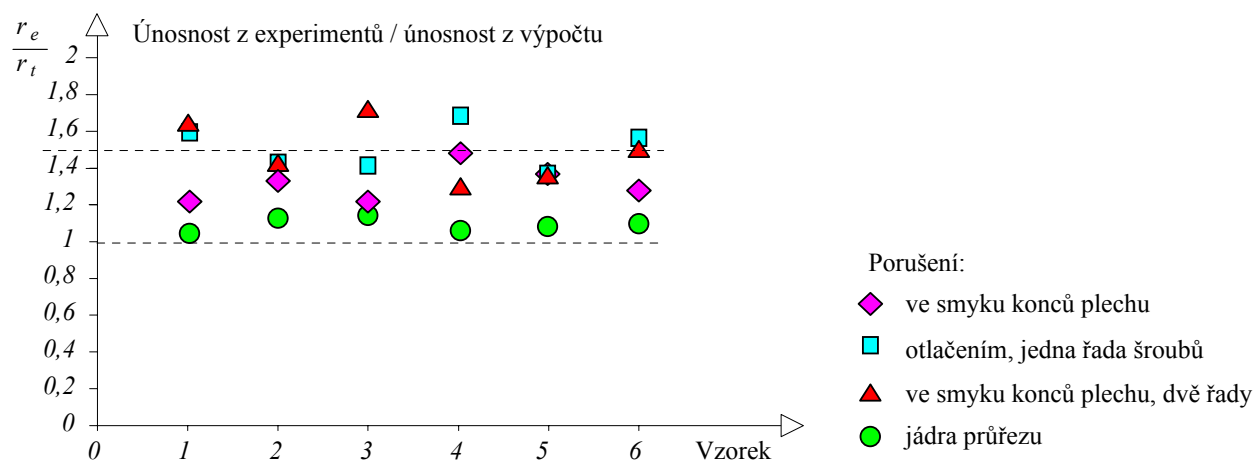
$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1. \quad (2.6)$$

Otázka 2.11 Únosnost přípojů prvků z vysokopevnostních ocelí

Lze podle prEN1993-1-8 navrhovat šroubované přípoje prvků z vysokopevnostních ocelí s normovou mezí kluzu 640 MPa?

Norma prEN 1993-1-8 je ověřena pro oceli do kvality S460 a metodiku nelze přímo použít pro oceli vyšších pevností.

Výsledky experimentů na spojích s příložkami z vysokopevnostních ocelí publikovali Kouhi a Korteesmaa [Kouhi, Korteesmaa, 1990]. Byly zkoušeny přípoje z plechů o normové mezi kluzu 640 MPa a mezi pevnosti 700 MPa. Pro šrouby třídy 10.9 bylo dosaženo porušení: v otláčení (18 experimentů), ve smyku konců plechu (šest vzorků), a porušení jádra průřezu (šest experimentů). Porovnání návrhových modelů podle prEN1993-1-8 s experimenty dávalo spolehlivé hodnoty, viz obr. 2.14.

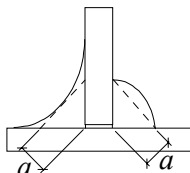


Obr. 2.14 Porovnání únosnosti šroubovaných přípojů podle prEN1993-1-8 s experimenty, plechy z vysokopevnostních ocelí, viz [Kouhi, Korteesmaa, 1990]

Pro výpočet únosnosti porušení konců plechů smykem bylo použito méně konzervativních výrazů v porovnání s prEN1993-1-8. Na obr. 2.14 je únosnost v otláčení stanovena součtem únosností jednotlivých šroubů. Únosnost v otláčení byla vyšetřována na šesti vzorcích s jednou řadou šroubů a na šesti vzorcích se dvěma řadami šroubů, viz obr. 2.14. Byly zkoušeny plechy tloušťky 3 mm, 4 mm, 6 mm a 8 mm. Střední hodnota meze kluzu byla změřena od 604 MPa (plech 6 mm) do 660 MPa (plech 4 mm). Střední hodnota meze pevnosti vzorků byla v rozsahu od 711 MPa (plech 6 mm) do 759 MPa (plech 4 mm).

3 Svary

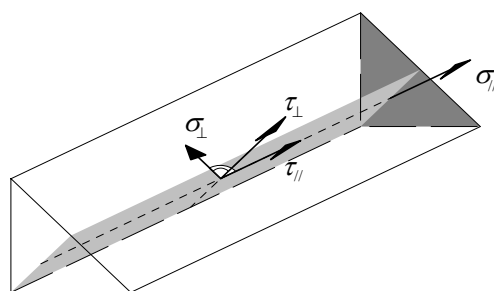
Svařování je základní technologií pro spojování plechů ve výrobních ocelových konstrukcích. Dostatečná tažnost svarů a tepelně ovlivněné části základního materiálu v okolí svaru se zajišťuje konstrukčními požadavky na svary a vhodným návrhem styčnicků. Pro ocelové konstrukce se nejvíce osvědčilo svařování elektrickým obloukem. Přídavný materiál se volí podle základního materiálu. Pro svařování obloukem, bez speciálních úprav, se požaduje nejmenší tloušťka základního materiálu 4 mm. Svary se dělí na koutové, tupé, bodové a průvarové. Norma prEN 1993-1-8 definuje účinný rozměr koutového svaru a , viz obr. 3.1.



Obr. 3.1 Účinný rozměr koutového svaru a

Při návrhu koutového svaru se posuzuje napětí v účinném průřezu svaru, viz obr. 3.2. Předpokládá se rozdělení napětí do složek v účinném průřezu:

- σ_{\perp} normálové napětí kolmo na účinný průřez,
- $\sigma_{//}$ normálové napětí v rovině účinného průřezu svaru se zanedbává,
- τ_{\perp} smykové napětí v rovině účinného průřezu svaru kolmo na osu svaru,
- $\tau_{//}$ smykové napětí v rovině účinného průřezu svaru rovnoběžné s osou svaru.



Obr. 3.2 Napětí v účinném průřezu koutového svaru

Únosnost koutového svaru se posuzuje splněním podmínky rovinné napjatosti svaru

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp} + \tau_{//})^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \quad (3.1)$$

a normálového napětí

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \quad (3.2)$$

Součinitel korelace β_w pro různé oceli je v tab. 3.1.

Norma prEN 1993-1-8 zahrnuje zjednodušené posouzení koutových svarů bez ohledu na směr působící síly, viz obr. 3.3. Mezní napětí ve svaru je definováno jako

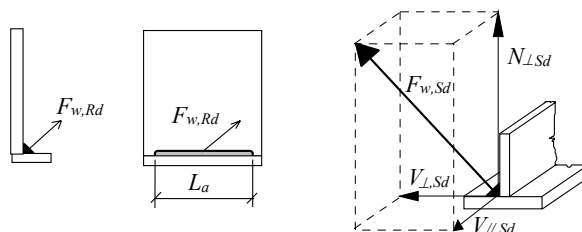
$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}} \quad (3.3)$$

a únosnost svaru pro jednotkovou délku svaru se stanoví z

$$F_{w,Rd} = a f_{vw,d} \quad (3.4)$$

Tab. 3.1 Součinitel korelace pro koutové svary

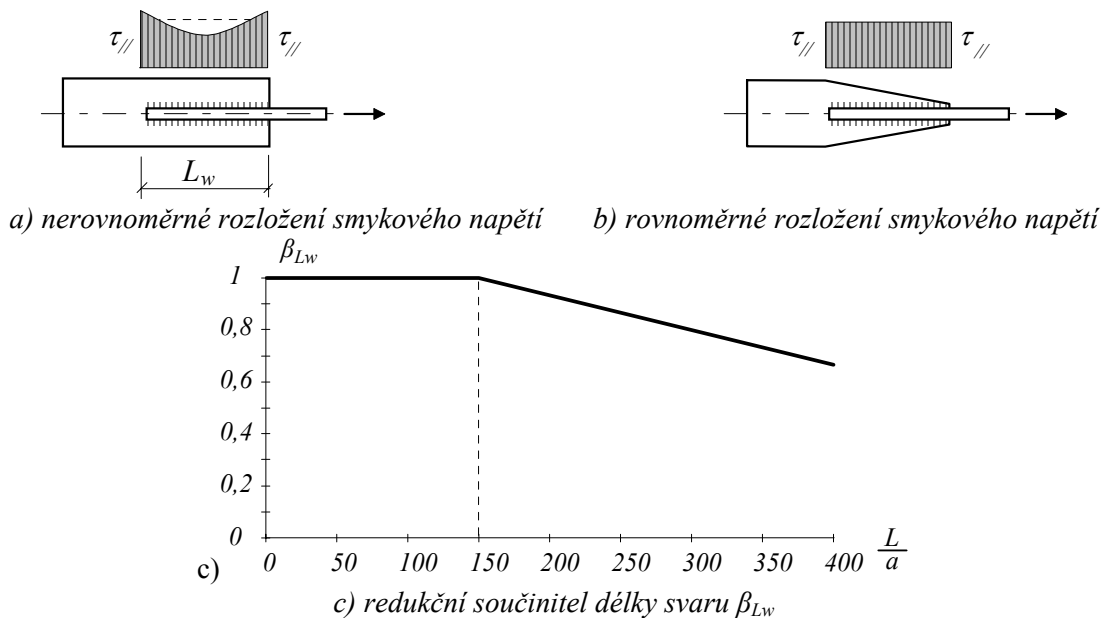
Ocel	Mez pevnosti f_u	Součinitel korelace β_w
Ocel podle EN 10025		
S 235	360 MPa	0,80
S 275	430 MPa	0,85
S 355	510 MPa	0,90
Ocel podle EN 10113		
S 275	390 MPa	0,80
S 355	490 MPa	0,90



Obr. 3.3 Model únosnosti koutového svaru bez ohledu na směr působící síly

U dlouhých svarů namáhaných silou ve směru svaru se omezuje přetížení konců svaru redukcí jejich únosnosti, viz obr. 3.4a) nebo konstrukčním řešením, viz obr. 3.4ab). Pro svary delší než 150 a se únosnost redukuje součinitelem β_{Lw} , viz obr. 3.4a),

$$\beta_{Lw} = 1,2 - 0,2 \left(\frac{L}{150 a} \right) \quad (3.5)$$



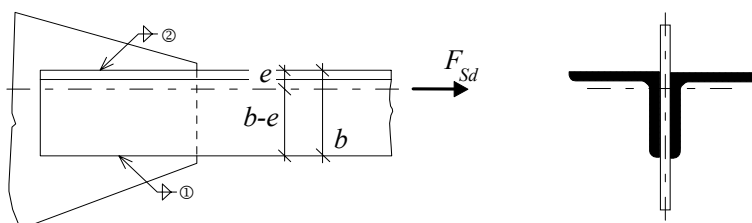
Obr. 3.4 Dlouhé svary

Tupé svary s plně provařeným kořenem mají únosnost stejnou jako připojované části. Svary s částečně provařeným kořenem se posuzují jako svary koutové. Hloubku provaření lze určit zkouškou nebo lze využít předpokladů v článku 4.2.7 prEN 1993-1-8. Ve svarech se předpokládá pružné nebo plastické rozdělení napětí.

Otázka 3.1 Přípoj úhelníku ke styčnickovému plechu

Je třeba uvažovat excentricitu ve svařovém přípoji dvojice úhelníků ke styčnickovému plechu?

S napětím od ohybových momentů od excentricity připojení prutů se počítá při návrhu svarů i prutů. U připojení dvojice rovnoramenných úhelníků ke styčnickovému plechu koutovými svary lze, podle zkušenosti evropské praxe, excentricitu zanedbávat. U připojení nerovnoramenných úhelníků se uvažuje s excentricitou při návrhu prutů i svarů. Na obr. 3.5 a dále v textu je ukázán jeden z možných postupů stanovení vnitřních sil ve svařovaném přípoji dvojice rovnoramenných úhelníků.



Obr.3.5 Úhelník připojený koutovými svary

Svar na přilehlém rameni, označen ①, je namáhán silou F_1 , která se stanoví jako

$$F_1 = \frac{F_{Sd}}{2} \frac{e}{b}, \quad (3.6)$$

tato síla vyvodí smykové namáhání $\tau_{1, //}$

$$\tau_{1, //} = \frac{F_1}{a_1 L_1}. \quad (3.7)$$

Únosnost svaru se posoudí podle výrazu (3.3), který lze upravit na

$$\tau_{1, //} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}} \quad (3.8)$$

a přímo vyjádřit požadovanou délku svaru L_1 . Na svar u přilehlé příruby, označena ②, působí síla

$$F_2 = \frac{F_{Sd}}{2} \frac{(b-e)}{b} \quad (3.9)$$

a smykové napětí $\tau_{2, //}$ se určí podobně z výrazu

$$\tau_{2, //} = \frac{F_2}{a_2 L_2}. \quad (3.10)$$

Otázka 3.2 Svařovaný přípoj pásnice nosníku k nevyztuženému sloupu

Při návrhu svařovaného přípoje pásnice nosníku na nevyztužený sloup otevřeného průřezu se pro posouzení svaru pásnice nosníku na pásnici sloupu využívá účinná šířka b_{eff} . Jak postupovat v případě, když b_{eff} je menší než šířka pásnice?

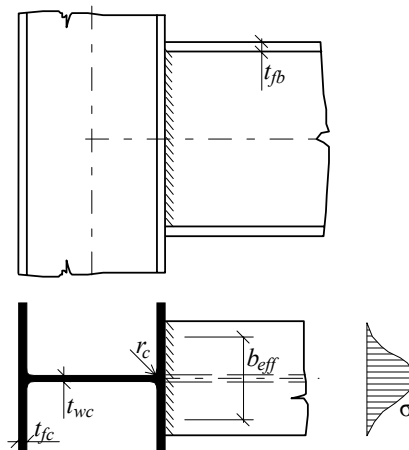
Podle prEN1993-1-8 článek 6.2.4.4 se počítá únosnost tažené nevyztužené pásnice sloupu v ohybu z výrazu

$$F_{t,fc.Rd} = (t_{wc} + 2 r_c + 7 k t_{fc}) \frac{t_{fb} f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (3.11)$$

kde

$$k = \min \left(\frac{f_{yc} t_{fc}}{f_{yb} t_{fb}}; 1 \right) \quad (3.12)$$

a t_{wc} je tloušťka stěny sloupu, t_{fc} tloušťka pásnice sloupu, t_{fb} tloušťka pásnice nosníku a r_c je rovnou poloměru zaoblění válcovaného průřezu sloupu, viz obr. 3.6.



Obr. 3.6 Účinná šířka pásnice nosníku pro návrh svařovaného přípoje, σ je normálové napětí v pásnici nosníku

Podle prEN 1993-1-8 kapitola 4.10 se účinná šířka b_{eff} svaru připojující pásnici nosníku stanoví z výrazu

$$b_{eff} = t_{wc} + 2 r_c + 7 t_{fc}, \quad (3.13)$$

ale je omezena na

$$b_{eff} = t_{wc} + 2 r_c + 7 \left(\frac{t_{fc}^2}{t_{fb}} \right) \left(\frac{f_{yc}}{f_{yb}} \right). \quad (3.14)$$

Při dosazení výrazu (3.12) do (3.11) nabývá účinná šířka pásnice nosníku stejné hodnoty jako účinná šířka svaru.

Otázka 3.3 Koutové svary ve styčnicích uzavřených průřezů

Zaručují konstrukční požadavky na tloušťku svarů v prEN 1993-1-8, že má přípoj dostatečnou deformační kapacitu a není nejslabší částí styčnicku?

Výrazy v tab. 3.2 vyjadřují nejmenší účinný rozměr koutového svaru a pro danou tloušťku připojovaného prvku t podle prEN 1993-1-8. Při splnění výše požadovaných podmínek je únosnost připojovaných prutů menší než svarových spojů. Podmínky zajišťují dostatečnou deformační kapacitu svarů, jež umožňuje plastické přerozdělení vnitřních sil při namáhání momentem.

Tab. 3.2 Nejmenší tloušťky koutových svarů uzavřených průřezů

Oceli podle EN 10025	
S 235	$a / t \geq 0,84 \alpha$
S 275	$a / t \geq 0,87 \alpha$
S 355	$a / t \geq 1,01 \alpha$
Oceli podle EN 10113	
S 275	$a / t \geq 0,91 \alpha$
S 355	$a / t \geq 1,05 \alpha$
Pro $\gamma_{Mj} = 1,1$ a $\gamma_{Mw} = 1,25$ je $\alpha = 1,0$, jinak $\alpha = \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \frac{\gamma_{Mw}}{1,25}$	

Otázka 3.4 Únosnost koutového svaru

prEN 1993-1-8 uvádí dvě metody pro návrh koutových svarů, přesnou a zjednodušenou. Jaké jsou mezi metodami rozdíly?

V případě namáhání ve směru svaru jsou oba postupy rovnocenné, viz obr. 3.7a). Pro $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0$ je mezní napětí ve svaru

$$f_{w,Rd} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{Mw}} \quad (3.15)$$



Obr. 3.7 Koutový svar namáhaný ve směru svaru a kolmo na svar

Pro namáhání kolmo na svar lze stanovit napětí ve svaru

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sigma_w}{\sqrt{2}} \text{ a } \tau_{\parallel} = 0 \quad (3.16)$$

Z únosnosti v kritické rovině svaru

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_w}{\sqrt{2}}\right)^2 + 3\left(\frac{\sigma_w}{\sqrt{2}}\right)^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw}} \text{ a } \sigma_w \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{2}} = f_{w,end,Rd} \quad (3.17)$$

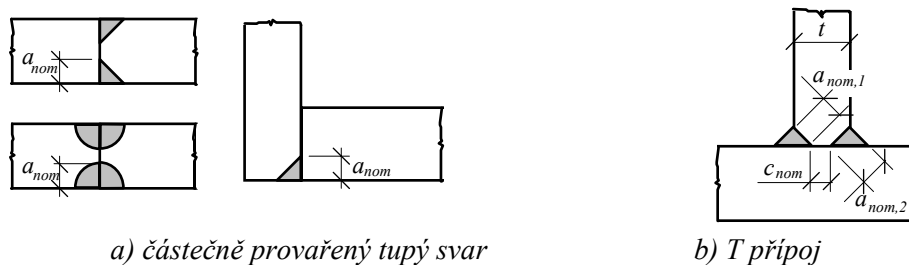
lze rozdíl určit jako

$$f_{w,end,Rd} / f_{w,Rd} = \sqrt{3} / \sqrt{2} = 1,22 \quad (3.18)$$

Otázka 3.5 Tupý svar s částečně provařeným kořenem

Jak postupovat při návrhu tupého svaru v případě nedokonalého provaření kořene svaru?

Částečně provařené tupé svary se navrhují jako koutové s účinným rozměrem $a = a_{nom} - 2 \text{ mm}$, viz obr. 3.8a.



Obr.3.8 Účinný rozměr svaru

Pro T přípoj se uvažuje s účinným rozměrem svaru omezeným na

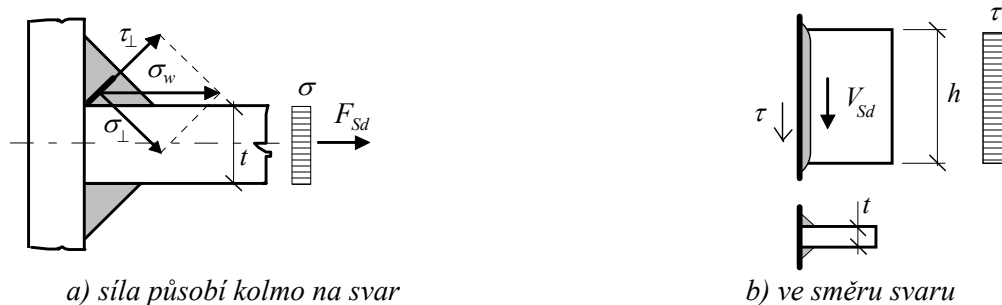
$$\begin{aligned} a_{nom,1} + a_{nom,2} &\geq t \\ c_{nom} &\leq \frac{t}{5} \\ c_{nom} &\leq 3 \text{ mm} \end{aligned} \quad (3.19)$$

V případě částečného provaření tupého svaru, viz obr. obr. 3.8b, se účinný rozměr svaru stanoví jako

$$\begin{aligned} a_{nom,1} + a_{nom,2} &< t \\ a_1 &= a_{nom,1} - 2 \text{ mm} \\ a_2 &= a_{nom,2} - 2 \text{ mm} . \end{aligned} \quad (3.20)$$

Otázka 3.6 Svar na plnou únosnost připojovaného plechu

Jak navrhnout koutový svar na plnou únosnost připojovaného plechu?



Obr.3.9 Koutový svar

V případě síly působící kolmo na svar, viz obr. 3.9a, se stanoví účinný rozměr svaru, podle př. 3.5, jako

$$a > 0,7 \frac{\sigma t}{f_u / \gamma_{Mw}} , \quad (3.21)$$

kde f_u je mez pevnosti plechu, $\sigma = F_{Sd} / (t h)$, F_{Sd} je působící síla, t tloušťka plechu, h výška plechu. Pro svar navržený na plnou únosnost připojovaného plechu pro pružnou globální analýzu a ocel S235 ($f_y = 235 \text{ MPa}$; $f_u = 360 \text{ MPa}$) se požaduje svar o účinném rozměru

$$a > 0,7 \frac{(f_y / \gamma_{M0}) t}{f_u / \gamma_{Mw}} = 0,7 \frac{(235 / 1,10) t}{360 / 1,25} = 0,52 t \approx 0,5 t . \quad (3.22)$$

Pro plastickou globální analýzu pro vyztužené rámy se pro zajištění deformační kapacity požaduje svar 1,4 x větší

$$a > 1,4 \cdot 0,7 \frac{(f_y / \gamma_{M0}) t}{f_u / \gamma_{Mw}} = 1,4 \cdot 0,7 \frac{(235 / 1,10) t}{360 / 1,25} = 0,73 t \approx 0,7 t , \quad (3.23)$$

a pro nevyztužené rámy svar 1,7 x větší

$$a > 1,7 \cdot 0,7 \frac{(f_y / \gamma_{M0}) t}{f_u / \gamma_{Mw}} = 1,7 \cdot 0,7 \frac{(235 / 1,10) t}{360 / 1,25} = 0,88 t \approx 0,9 t . \quad (3.24)$$

Obdobně lze postupovat pro svar namáhaný ve směru svaru. Požadovaná tloušťka svaru potom vychází jako

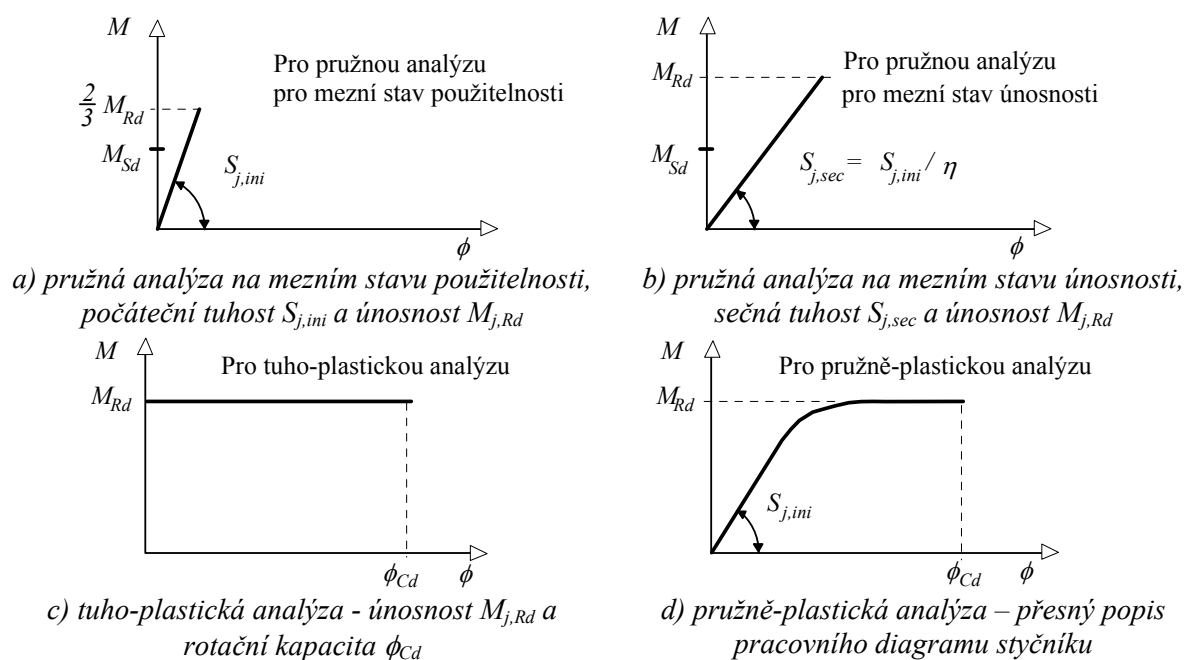
$$a > 0,85 \frac{\tau t}{f_w / \gamma_{Mw}} \approx 0,85 \frac{f_y / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) t}{f_u / \gamma_{Mw}} = 0,85 \frac{235 / (1,1 * \sqrt{3}) t}{360 / 1,25} = 0,36 t \approx 0,4 t . \quad (3.25)$$

4 Konstrukce a styčníky

Tuhost, únosnost a deformační kapacita styčnicků v ohybu mají výrazný vliv na chování konstrukce a uvažují se jak při globální analýze, tak při návrhu prvků/styčnicků. Deformace a prokluzu kolmo a ve směru osy prvku mají zanedbatelný vliv na rozdělení vnitřních sil. Modely styčnicků pro globální analýzu podle normy prEN 1993-1-8 jsou shrnuty v tab. 4.1. Při pružné globální analýze ovlivňuje ohybová tuhost styčnicků rozdělení vnitřních sil (počáteční tuhost ovlivňuje mezní stav použitelnosti a stabilitu, sečná tuhost pak mezní stav použitelnosti). Při tuho-plastické analýze se uplatní únosnost a rotační kapacita. Rozsah využití modelů je popsáno v tab. 4.2 a na obr. 4.1. Ve většině případů není třeba uvažovat samostatně s panelem stěny sloupu ve smyku a s jednotlivými přípoji. Vliv smyku se zahrne do jednotlivých přípojů, viz obr. obr. 4.2c. Pro některé úlohy, např. sprážené ocelobetonové konstrukce, je však tento postup vhodný, viz obr. 4.2b.

Tab. 4.1 Tuhost a únosnost při návrhu styčnicků

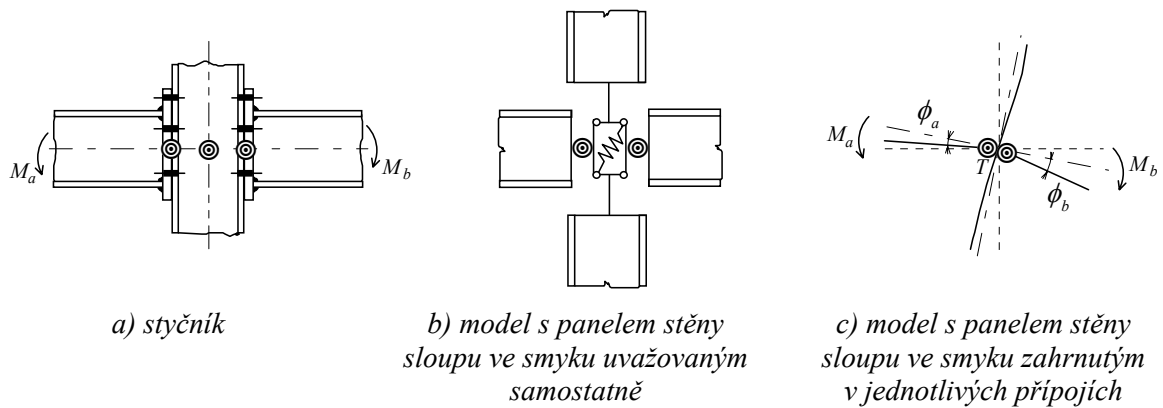
TUHOST	ÚNOSNOST		
	Na plnou únosnost připojovaného prutu	S částečnou únosností připojovaného prutu	Nepřenášejí ohybový moment
Tuhé	Spojité	Částečně spojitě	-
Polotuhé	Částečně spojitě	Částečně spojitě	-
Netuhé	-	-	Kloubové



Obr. 4.1 Charakteristiky styčnicků podle typu globální analýzy

Tab. 4.2 Modely styčnicků při globální analýze

MODEL	GLOBÁLNÍ ANALÝZA		
	Pružná	Tuho plastická	Pružně-plastická
Spojité	Tuhý	Na plnou únosnost	Tuhý s plnou únosností
Částečně spojitě	Polotuhý	Na částečnou únosnost	Tuhý s částečnou únosností Polotuhý s částečnou únosností Polotuhý s plnou únosností
Kloubový	Kloubový	Kloubový	Kloubový



Obr. 4.2 Modelování styčnicku rotační pružinou

Tab. 4.3 Součinitele ξ , ς a rameno vnitřních sil rpro odhad tuhosti a únosnosti přípojů nosníku na sloup a patek sloupů, viz otázka 4.1, [Steenhuis, 1998a]

Styčnick nosníku se sloupem	Součinitel		Styčnick nosníku se sloupem, patka	Součinitel	
	ξ	ς		ξ	ς
	13,0	5		∞	> 7
	7,5	7		6	7
	8,5	5		7	-
	3	> 7		10	-
	3	> 7		35	-
	11,5	5		15	-
	11,5	5		14	-
	6,0	7		40	-
	5,5	5		20	5

Otázka 4.1 Předběžný návrh styčnicků

Norma prEN 1993-1-8 umožňuje podrobný popis pracovního diagramu přípojů nosníků k tuhé ose sloupů z otevřených profilů. Jak postupovat při předběžném návrhu?

Pro předběžný návrh konstrukce vypracoval Steenhuis [Steenhuis, 1999] zjednodušený odhad ohybové tuhosti a únosnosti styčnicků. Jedná se o stanovení tuhosti a únosnosti na základě jedné komponenty, předpokládané nejslabší části styčnicku, tj. pásnice sloupu. Tuhost se odhaduje jako

$$S_{j.ini.app} = \frac{E r^2 t_{fc}}{\xi}, \quad (4.1)$$

kde t_{fc} je tloušťka pásnice nosníku nebo patní desky. Součinitel ξ lze vyhledat v tab. 4.3. Rameno vnitřních sil r se předpokládá rovno vzdálenosti os pásnic nosníků. Ohybová únosnost styčnicku se počítá z únosnosti nejslabšího komponentu jako

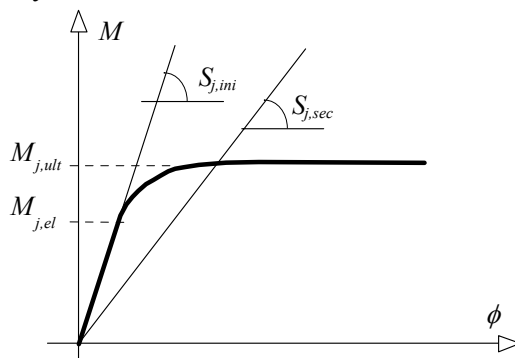
$$M_{j.Rd.app} = \frac{\zeta f_{y.fc} r^2 t_{fc}}{\gamma_{M0}}. \quad (4.2)$$

Součinitel ζ je uveden v tab. 4.3. Odhad platí pro tloušťku čelní desky t_p větší než je pásnice sloupu $t_p \geq t_{fc}$, pro tloušťku výztuhy stěny sloupu t_{sc} jako tloušťku pásnice nosníku $t_{sc} \approx t_{fb}$ a pro šrouby většího průměru než je tloušťka pásnice sloupu $d \geq t_{fc}$.

Otázka 4.2 Pružná globální analýza a plastický návrh styčnicku

Je možno použít pružné globální analýzy a plastického návrhu styčnicku?

Pružný návrh konstrukce lze kombinovat s plastickým návrhem styčnicku za předpokladu, že se počítá s ohybovou tuhostí styčnicku.



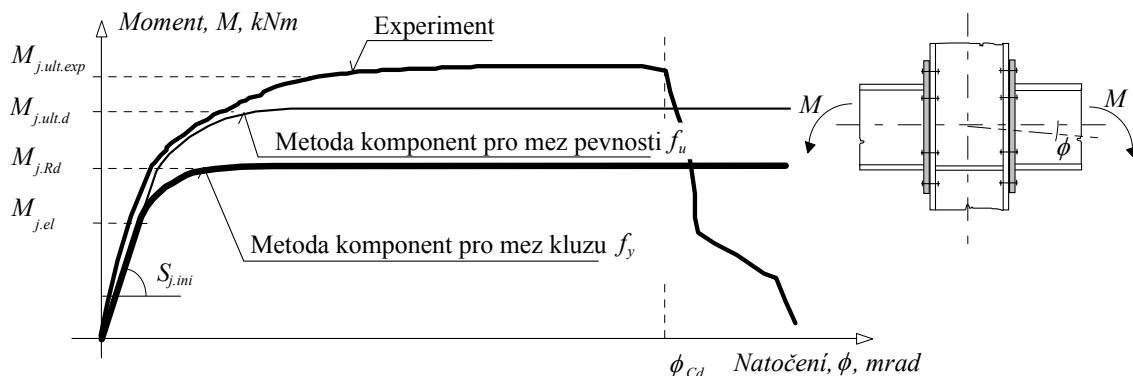
Obr. 4.3 Počáteční a sečná tuhost styčnicků

V případě, že je moment ve styčnicku menší nebo roven pružnému momentu $M_{j,el}$, lze použít počáteční tuhost $S_{j,el}$. Dosahuje-li ohybový moment ve styčnicku únosnosti styčnicku $M_{j,ult}$, je třeba v analýze počítat se sečnou tuhostí $S_{j,sec}$.

V praxi se únosnost prvků stanovuje pro plastické rozdělení vnitřních sil v průřezu a používá se pro posouzení prvků i pro pružnou globální analýzu. Postup je jednoduchý a ověřen inženýrskou praxí, ale nemá teoretické opodstatnění. Předpokládá se dostatečná rotační kapacita ocelových prvků, která je zahrnuta v jejich klasifikaci. Prvky třídy dvě (a jedna) lze použít pro pružnou analýzu a plastické rozdělení vnitřních sil v průřezu. Předpokládá se, že mezního stavu únosnosti dosáhne konstrukce pouze ve výjimečném případě. Pro styčnicku se používá stejný předpoklad. V mezním stavu použitelnosti je třeba zajistit pružné chování styčnicků.

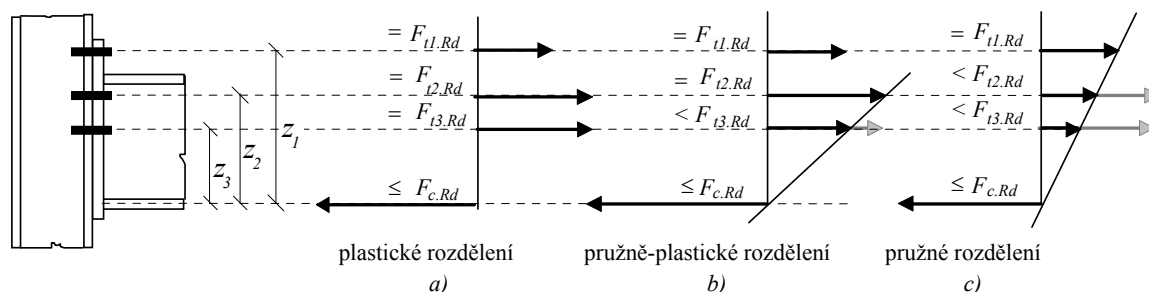
Poměr zatížení při mezním stavu únosnosti k zatížení při mezním stavu použitelnosti lze při výpočtu podle evropských norem odhadnout jako $((1 \cdot 1,35 + 3 \cdot 1,50) / 4) / 1,00 = 1,46$. Pro I profil v ohybu je poměr plastické a pružné únosnosti nejvýše $1,18 / 1,00 = 1,18$. Proto se při mezním stavu

požitelnosti pružné chování samostatně neověřuje. U styčnicků je poměr obdobný. Pro ohyb čelní desky je mez pružnosti 2/3 meze únosnosti. U styčnicků byl prokázán poměr blízko 2/3, viz [Zoetemeijer, 1983b]. Pro zajištění spolehlivosti řešení je třeba dbát omezení únosnosti mezí kluzu f_y i pro styčnický, viz obr. 4.4.



Obr. 4.4 Pracovní diagram styčnicku, experimentální křivka, návrh pro mez kluzu a pro mez pevnosti

U styčnicků se pro jednoduchost podobně jako u prutů využívá plastického rozdělení vnitřních sil, viz obr. 4.5a. Při plastickém návrhu je třeba rozlišit komponenty podle jejich deformační kapacity na tažné (čelní deska v ohybu, stěna sloupu ve smyku, stěna sloupu v tahu) a křehké (šroub ve stříhu a v tahu, svary, výztuž). Deformační kapacita styčnicku se počítá jen ve výjimečných případech. V běžné praxi se křehké komponenty navrhují s větší rezervou únosnosti. Například u šroubovaných příložek je dobrou inženýrskou praxí využití tažného porušení plechu v otláčení $F_{b,Rd}$ a zabránění křehkému porušení šroubů ve smyku $F_{v,Rd}$ (včetně vlivu zpevnění materiálu, který se uvažuje součinitelem 1,2; $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{b,Rd}$). V případě, že křehká komponenta omezuje únosnost styčnicku (druhá řada šroubů na obr. 4.5b, únosnost každé další komponenty (zde třetí řada šroubů) se může využívat jen v pružné oblasti.

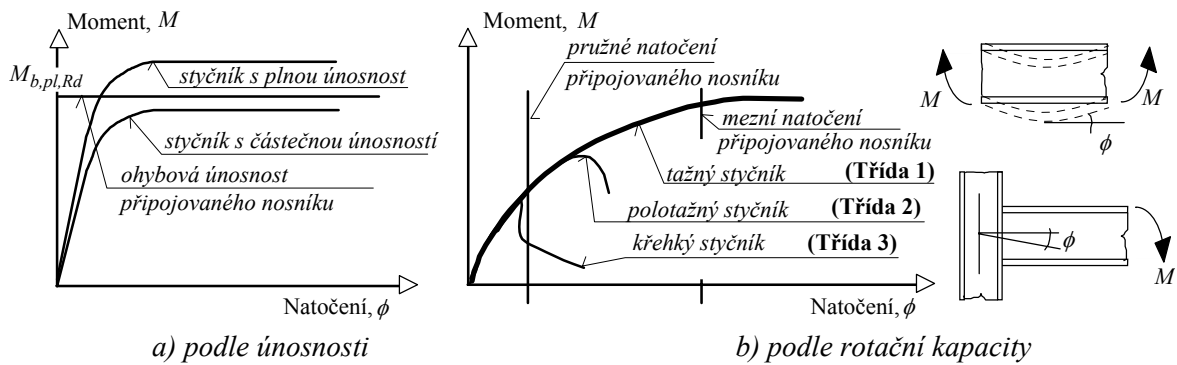


Obr. 4.5 Rozdělení vnitřních sil na řady šroubů ve šroubovaném přípoji čelní deskou
a) plasticky, b) pružně-plasticky (v případě, že druhá řada šroubů se poruší křehce např. přetržením šroubu), c) pružné rozdělení (v případě, že první řada šroubů se poruší křehce)

Otázka 4.3 Klasifikace patek podle ohybové tuhosti

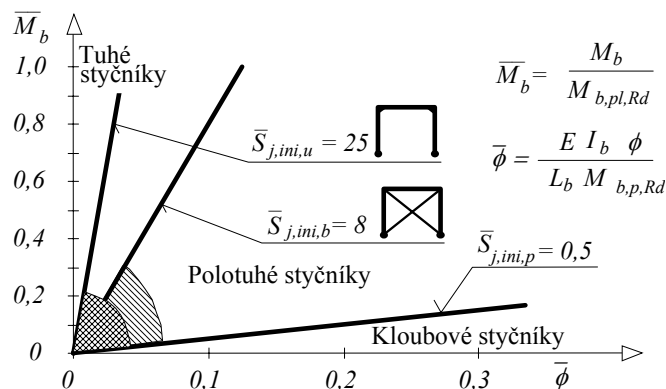
Proč jsou pro klasifikaci patek v prEN 1993-1-8 jiné meze než pro klasifikaci přípojů nosníku ke sloupu?

Styčnický lze klasifikovat podle jejich ohybové únosnosti, ohybové tuhosti a rotační kapacity, viz obr. 4.6.



Obr. 4.6 Klasifikace stýčníků

Při klasifikaci podle ohybové tuhosti je hranice mezi tuhými a polotuhými stýčnými dána požadovanou přesností globální analýzy a kontrolou únosnosti průřezu/stýčniku. Tuhost stýčniku, při níž změna vnitřních sil v konstrukci dosáhne požadované přesnosti, lze považovat za tuto hranici. Nad touto hranicí mohou být stýčniky modelovány jako tuhé, pod ní jako polotuhé. Pro zobecnění se tuhost stýčníků vztahuje k tuhosti připojovaného nosníku, viz obr. 4.7. Z praktických důvodů se pro připoje nosníku na sloup v normě uvádí konzervativní hodnota. Protože se musí kontrolovat vodorovné deformace nevyztužených rámy v mezím stavu použitelnosti, zavádí se jiný limit pro nevyztužené rámy ($\bar{S}_{j,ini,u} = 25$) a vyztužené rámy ($\bar{S}_{j,ini,b} = 8$). Kloubový stýčnik nelze definovat pouze jeho ohybovou tuhostí, ale je třeba posoudit i jeho únosnost a deformační kapacitu. Kloub je charakterizován malou tuhostí ($\bar{S}_{j,ini,p} = 0,5$), malou únosností (do 25% únosnosti připojovaného prutu) a velkou rotační kapacitou ($\phi_{Cd} = 60 \text{ mrad}$).



Obr. 4.7 Klasifikace přípojů nosníků na sloupy podle ohybové tuhosti

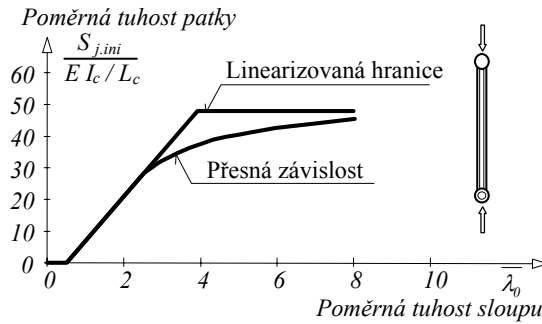
Obdobné hranice byly vypracovány pro patky, viz [Wald, Jaspert, 1999]. Tuhost patky se vztahuje k ohybové tuhosti sloupu. Nejmenší požadovaná tuhost pro vetknutou patku ve vyztuženém rámu závisí na poměrné štíhlosti sloupu $\bar{\lambda}$:

$$\text{pro } \bar{\lambda} \leq 0,5 \quad \text{je hranice} \quad S_{j,ini} > 0, \quad (4.3)$$

$$\text{pro } 0,5 < \bar{\lambda} < 3,93 \quad \text{je hranice} \quad S_{j,ini} \geq 7(2\bar{\lambda} - 1)E I_c / L_c, \quad (4.4)$$

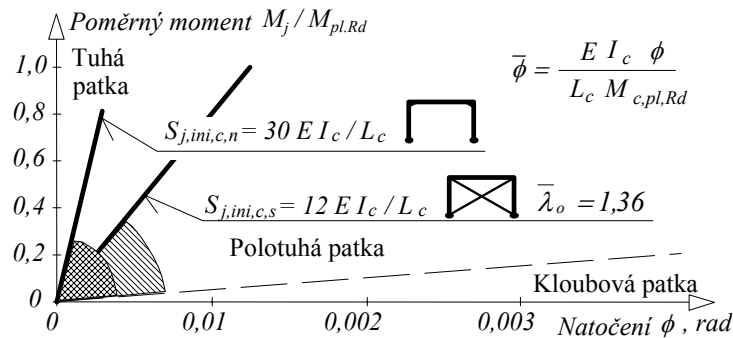
$$\text{a pro } 3,93 \leq \bar{\lambda} \quad \text{je hranice} \quad S_{j,ini} \geq 48 I_c / L_c. \quad (4.5)$$

Konzervativním odhadem pro sloup jakékoliv štíhlosti je hranice (4.5). Pro vyztužené rámy se sloupy o štíhlosti menší než $\bar{\lambda} = 1,36$ lze použít hranici $12 E I_c / L_c$, viz obr. 4.9.

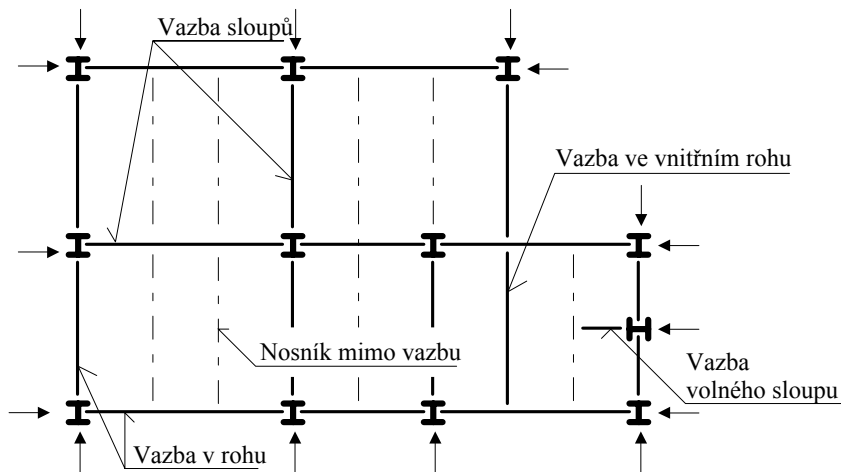


Obr. 4.8 Poměrná tuhost sloupů v závislosti na tuhosti patky

Hranice pro nevytlužené rámy závisí na jejich vodorovné deformaci v mezním stavu použitelnosti. Hranice byla stanovena jako $30 E I_c / L_c$ pro chybu ve vodorovné deformaci do 10%, viz obr. 4.9. Hodnota byla odvozena numericky pro dvoukloubový rám s příčlí o nejmenší tuhosti, která ještě vyhovuje meznímu stavu použitelnosti.



Obr. 4.9 Klasifikace patek podle jejich ohybové tuhosti



Obr. 4.10 Příklad vazeb patrové budovy

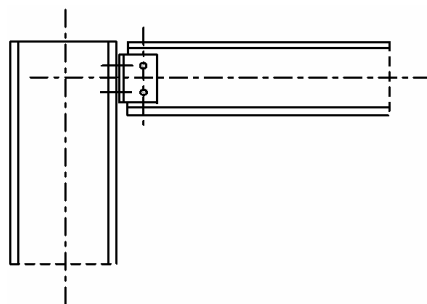
Otázka 4.4 Návrh styčníků s malými vnitřními silami

Jak navrhovat styčníky, které jsou v konstrukci namáhány malými silami?

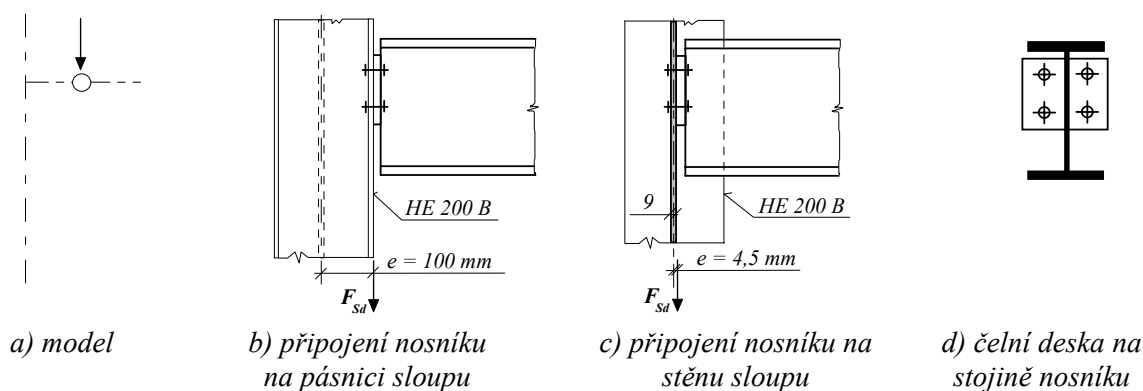
Styčníky se navrhují na síly při provozním, mezním a mimořádném zatížení. Pro styčníky zatížené malými silami při provozním a mezním zatížení mohou být rozhodující zatížení při montážních stavech/demolici konstrukce. Při mimořádném zatížení vzdorují styčníky vazebným silám konstrukce a brání případnému progresivnímu kolapsu svou robustností. Postup stanovení vazebných sil je uveden v kap. 5. Sloupy patrových budov se váží s nosníky pro zachování celistvosti při mimořádném zatížení, např. výbuchem nebo požárem. Není-li k dispozici přesnější výpočet, lze uvažovat s tahovou silou 75 kN , viz [BCSA 1996], obr. 4.10.

Otázka 4.5 Excentricita připojení nosníku na sloup

Je možno v konstrukci vícepodlažního skeletu s kloubovými styčníky, viz obr. dole, uvažovat pouze osové zatížení sloupu?



V globální analýze konstrukce se vždy uvažuje s excentricitou připojení. Malé excentricity při připojení nosníku na stěnu sloupu z otevřeného profilu pomocí čelní desky nebo úhelníků, viz obr. 4.11c, se pro jednoduchost návrhu na základě praktických zkušeností zanedbávají. S excentricitou při připojení nosníku na pásnici sloupu je třeba počítat.



Obr. 4.11 Příklad excentricity v přípoji ke sloupu

Chyba při zanedbání excentricity je i při přípoji na stěnu výrazná. Lze ji stanovit z představy lineární interakce normálové síly a momentu (vliv vzpěru není pro jednoduchost uvažován)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl.Rd}} + \frac{N_{Sd} e}{M_{pl.Rd}} \leq 1, \quad (4.6)$$

Únosnost sloupu v prostém tlaku je

$$N_{pl.Rd} = A f_y / \gamma_{M0} = 7808 \cdot 235 / 1,10 = 1668 \cdot 10^3 \text{ N}, \quad (4.7)$$

a v ohybu k měkké ose

$$M_{pl.z.Rd} = W_{pl.z} f_y / \gamma_{M0} = 200,3 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1,10 = 42,8 \cdot 10^6 \text{ Nmm}. \quad (4.8)$$

Při excentricitě $e = 4,5 \text{ mm}$ poklesne únosnost v tlaku na 1419 kN a chyba v návrhu při zanedbání excentricity dosáhne 14,9%.

Při připojení na pásnici sloupu lze chybu stanovit pro ohybovou únosnost sloupu k tuhé ose

$$M_{pl.y.Rd} = W_{pl.y} f_y / \gamma_{M0} = 642,5 \cdot 10^3 \cdot 235 / 1,10 = 137,2 \cdot 10^6 \text{ Nmm}. \quad (4.9)$$

Pro excentricitu $e = 100 \text{ mm}$ poklesne únosnost na $752,8 \cdot 10^3 \text{ N}$, což představuje chybu v návrhu 54,9%.

5 Kloubové přípoje

5.1 Metodika návrhu

Návrh přípojů závisí na volbě globální analýzy konstrukce. V evropské normě [prEN 1993-1-8, 2003] jsou doporučeny tři základní přístupy k řešení: jednoduchý, částečně spojitý, spojitý návrh. Pro všechny tři modely lze využít pružné, plastické nebo pružně-plastické globální analýzy konstrukce, viz kap. 4. Tato kapitola je zaměřena na návrh kloubových přípojů, které se definují jako přípoje, které přenášejí pouze smykové síly a mají zanedbatelnou ohybovou tuhost a nepřenášejí při mezním stavu únosnosti výrazné ohybové momenty. Tato definice vychází z návrhu konstrukce z prvků, při němž se předpokládá, že ohýbané nosníky jsou prostě uložené pruty a sloupy tlačené pruty s malými momenty od excentricit připojení. Ve skutečnosti mají všechny přípoje poměrně výraznou ohybovou tuhost, která např. umožňuje montáž skeletu bez montážních ztužidel. Dále jsou probrány přípoje patrových rámu

- dvojicí úhelníků,
- krátkou čelní deskou,
- deskou na stojině nosníku,
- sloupů příložkami.

Při návrhu se předpokládá, že kloubové přípoje umožní natočení nosníků, ale neovlivní přenos smykových sil a vazebných sil (zajišťujících celistvost konstrukce). Nosník vysoký 457 mm s rozpětím $6,0\text{ m}$ bude mít jako prostý nosník natočení v podporách 22 mrad (miliradiánů, $1,26^\circ$) při mezním stavu únosnosti. Na skutečné konstrukci bude natočení díky částečnému vetknutí konců menší. U nosníku je důležité omezit kontakt dolní pásnice nosníku se sloupem, který může vyvolat neplánované osově síly v přípoji, případně i jeho kolaps. Vzdálenost dolní pásnice od sloupu se volí nejméně 10 mm .

5.2 Celistvost konstrukce

Částečné zřícení budovy Ronan Point ve Velké Británii v roce 1968 upozornilo na nebezpečí zřícení budov, jejichž přípoje nejsou správně navrženy. Při mimořádném zatížení přenášejí prvky a styčníky vodorovné síly. Celistvosti konstrukce se dosahuje dostatečnou vzájemnou vazbou všech nosných prvků konstrukce. Přípoje nosníků na sloupy musí přenést vodorovné síly, tím zajistit celistvost konstrukce a zabránit progresivnímu zřícení konstrukce při mimořádné situaci.

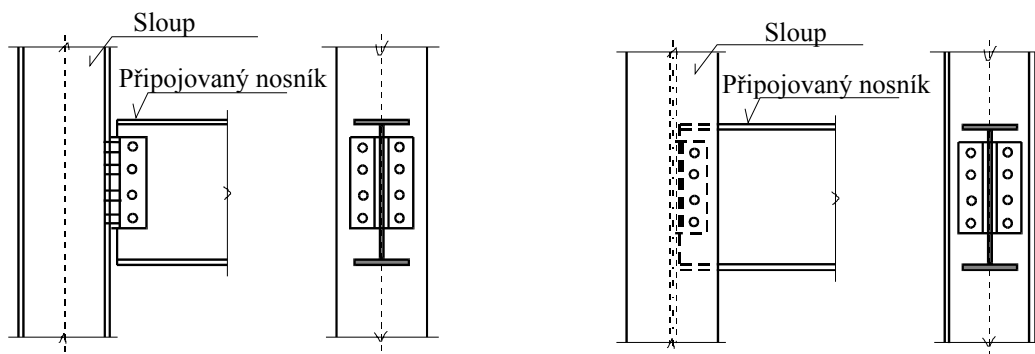
5.3 Návrh přípojů

Návrh přípojů je založen na principech a postupech popsaných normě pro navrhování styčníků [prEN 1993-1-8, 2003]. V jednotlivých evropských zemích se výroba přípojů liší podle vybavení jednotlivých mostáren, ale obecné principy použitelné pro všechny přípoje lze popsat. Podrobně je dále rozepsán postup návrhu přípoje krátkou čelní deskou a deskou na stojině nosníku, pro než jsou návrhové vzorce shrnuty v prEN 1993-1-8.

5.4 Přípoje nosníku ke sloupu

5.4.1 Přípoj úhelníky

Příklady přípoje úhelníkem na stojině nosníku k pásnici i stěně sloupu jsou ukázány na obr. 5.1. Výhodou při montáži je vyrovnání výrobních tolerancí prvků při vrtání děr pro šrouby o 2 mm větší než je jmenovitý rozměr šroubu. Přednostně se navrhuje dvojice úhelníků. Pro rozklad vnitřních sil v přípoji se používá několik modelů. Dále se předpokládá, že reakce smykových sil mezi nosníkem a sloupem je v líci sloupu. Při tomto předpokladu se skupina šroubů připojující úhelník ke stojině nosníku navrhuje na přenos smykové síly a ohybového momentu od excentricity připojení mezi skupinou šroubů a lícem sloupu. Šrouby připojující úhelníky ke sloupu jsou namáhány pouze smykovou silou. V praxi při návrhu rozhoduje otláčení šroubů ve stojině nosníků. Rotační kapacitu přípoje zajišťuje deformační kapacita úhelníků a prokluz v otvorech. Deformace šroubů je zanedbatelná. Pro zajištění správné funkce (dostatečné rotační kapacity) je třeba navrhnout úhelníky o co nejmenší tloušťce stěny a s co největší roztečí šroubů na sloupu. Při montáži se nosník s úhelníky seshora zasunuje mezi sloupy.



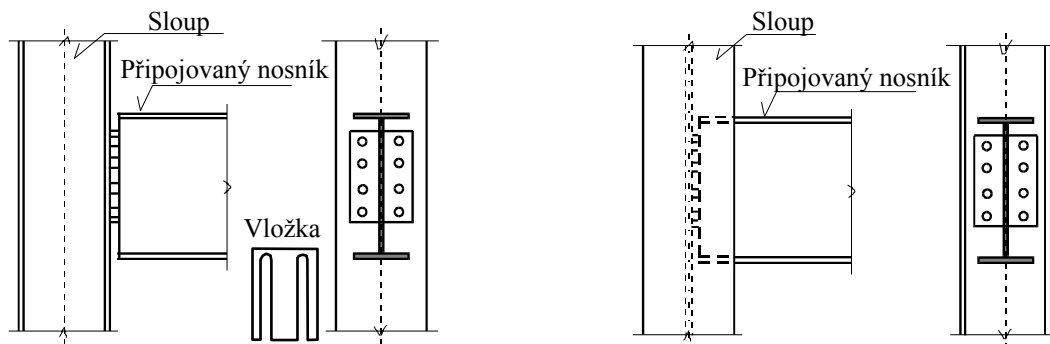
Obr. 5.1 Připoj úhelníky na pásnici a na stěnu sloupu

5.4.2 Úhelník na stojině nosníku

Jeden úhelník se na stojině nosníku používá pro malé přípoje a do míst, kde se dvojice úhelníků montuje obtížně. Připoj není montážně vhodný, protože má tendenci se převrátit před dotažením šroubů a spojením se stropem. Připoj není též vhodný při tahových silách v nosníku. Šrouby na sloupu jsou namáhány momentem od excentricity mezi osou šroubů a osou nosníku.

5.4.3 Krátká čelní deska

Příklady přípoje krátkou čelní deskou na pásnici a na stěnu sloupu jsou zobrazeny na obr. 5.2. Připoj je tvořen čelní deskou přivařenou oboustranným koutovým swarem ke stojině nosníku a přišroubovanou ke sloupu nebo stojině nosníku. Tento přípoj bývá nejekonomičtější variantou. Nevýhodou jsou obtíže při montáži bez možnosti vyrovnání výrobních tolerancí. Pro montáž se požadují pouze záporné tolerance délky dílce nosníku s čelními deskami. Na vyrovnání záporných tolerancí lze použít vložek s otvory prodlouženými k dolní hraně plechu. Čelní desky se často navrhují s přesahem nad pásnici nosníku, ale k pásnici se nepřivařují.



Obr. 5.2 Připoj čelní deskou k pásnici a stěně sloupu

Pro zvýšení stability během montáže se čelní deska přivařuje na pásnici nosníku co nejvýše. Rotační kapacita je zajištěna tenkou čelní deskou deformovatelnou ze své roviny a dostatečnými roztečemi šroubů. Pro nosníky do výšky 450 mm se doporučuje čelní deska o tloušťce 8 mm s roztečí šroubů 90 mm. Pro nosníky s výškou nad 450 mm se navrhuje čelní deska o tloušťce 10 mm s roztečí 140 mm. Výška přípoje je dána únosností stojiny nosníku ve smyku. Svar navrhuje na plnou únosnost stojiny nosníku, protože tepelně ovlivněná část desky u svaru vykazuje malou deformační kapacitu.

Postup návrhu

1. Únosnost skupiny šroubů ve smyku

Únosnost skupiny šroubů ve smyku musí být větší než působící smyková síla.

2. Únosnost čelní desky ve smyku a v otláčení

Únosnost čelní desky ve smyku musí být větší než polovina působící smykové síly. Únosnost šroubů v otláčení čelní desky musí být větší než působící smyková síla.

3. Únosnost stojiny nosníku ve smyku

Únosnost stojiny nosníku ve smyku o výšce svaru čelní desky musí být větší než působící smyková síla.

4. Únosnost svarů čelní desky a stojiny nosníku ve smyku

Únosnost svarů čelní desky a stojiny nosníku ve smyku musí být větší než únosnost stojiny nosníku ve smyku o výšce svaru čelní desky.

5. Únosnost šroubů v otláčení ve stěně sloupu

Únosnost šroubů v otláčení ve stěně sloupu musí být větší než působící smyková síla.

6. Celistvost přípoje

Únosnost přípoje v tahu (čelní desky, stěny nosníku, svaru a skupiny šroubů) musí být větší než působící vazebné síly.

5.4.4 Přípoj deskou na stojině nosníku

Přípoj deskou na stojině nosníku se v Evropě i v americké a australské praxi stále více využívá, viz [Bjorhovde a kol., 1988]. Přípoj je jednoduchý na výrobu i na montáž. Díky použití děr větších o 2 mm než díř šroubu je montáž snadná. Obr. 5.3 ukazuje přípoj deskou na pásnici i na stojinu sloupu. Přípoj sestává z desek s předem vyraženými nebo vyvrtanými otvory, přivařenými ve výrobně na sloupy.

Při návrhu se předpokládá, že výslednice smykových sil působí v lici sloupu nebo v ose šroubů. Konzervativně se obě části navrhnou na působící smykovou sílu a na ohybový moment od excentricity. Experimenty potvrdily správnost návrhových postupů a upozornily na nebezpečí ztráty únosnosti ohybem u dlouhých desek, viz [Stark, Bijlaard, 1988]. Rotační kapacita přípoje deskou na stojině nosníku je zajištěna deformační kapacitou šroubů ve stojině nosníku a v desce v otláčení.

Postup návrhu

1. Únosnost skupiny šroubů

Únosnost šroubů v otláčení a ve smyku musí být větší než působící smyková síla a ohybový moment od excentricity v přípoji.

2. Deska ve smyku

Únosnost ve smyku desky oslabené otvory musí být větší než působící smyková síla.

3. Stojina nosníku ve smyku

Únosnost stojiny nosníku oslabené otvory ve smyku musí být větší než působící smyková síla.

4. Svar desky na sloupu

Svar se navrhuje na plnou únosnost připojovaného plechu; účinný rozměr svaru má být větší než 0,8 tloušťky desky.

5. Smyk ve stěně sloupu

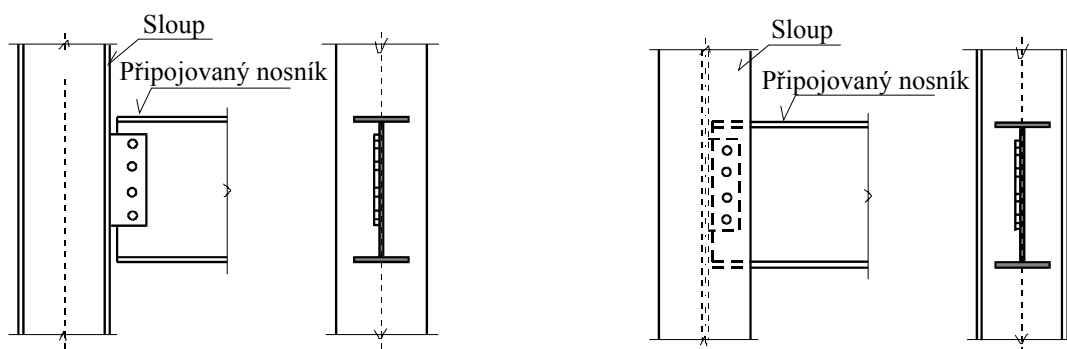
Stěna sloupu ve smyku musí přenést smykovou sílu od reakce připojovaných nosníků.

6. Únosnost desky v ohybu

Únosnost desky v ohybu oslabené otvory musí být větší než působící ohybový moment.

7. Celistvost přípoje

Únosnost přípoje v tahu (desky, stěny nosníku, svaru, skupiny šroubů a stěny sloupu) musí být větší než působící vazebné síly.



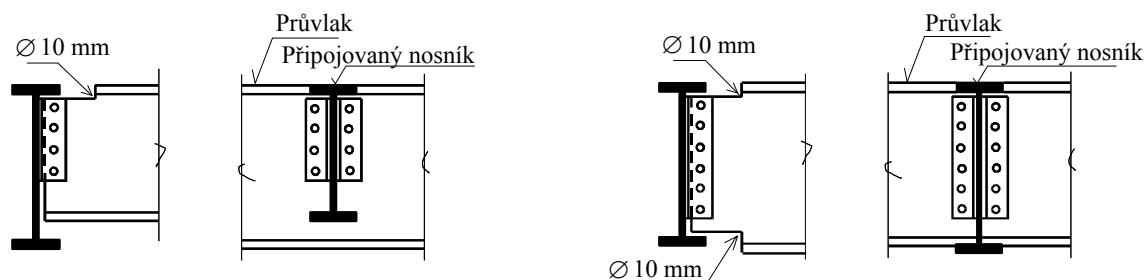
Obr. 5.3 Připoj deskou na stojně nosníku k pásnici a stěně sloupu

5.5 Připoj nosníku na průvlak

Nejčastěji se využívá tři základních typů přípoju nosníku na průvlak: úhelníky, čelní deskou a deskou na stojně. Dále jsou zdůrazněny základní principy návrhu.

5.5.1 Připoj dvojicí úhelníků

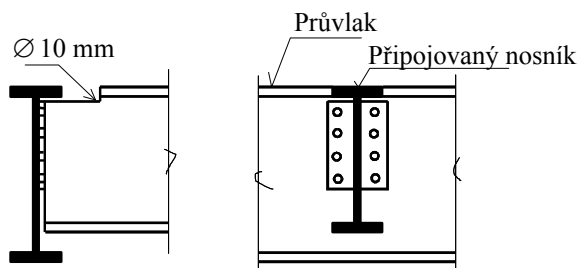
Obr. 5.4 ukazuje připoj nosníku na průvlak dvojicí úhelníků. Nejobvyklejší je připojení nosníku se stejnou úrovní horní pásnice. Pásnice připojovaného nosníku se upaluje. V rohu je vrtán otvor o průměru asi 10 mm. Otvor omezí účinky koncentrace napětí vrubem v ostrém rohu a zvýší tažnost oddálením tepelně ovlivněné oblasti při řezání plamenem. V případě, že není nosník vyztužen proti ztrátě stability, lze ve výpočtu předpokládat poddajné uložení nosníku, viz [BCSA 1996]. Pro nosník vyšší než průvlak se zkracuje i dolní pásnice nosníku včetně části stojiny, viz obr. 5.4.



Obr. 5.4 Připoj úhelníky nosníku na průvlak

5.5.2 Připoj krátkou čelní deskou

Pásnice připojovaného nosníku se zkracuje, aby bylo možno umístit nosník do stejné úrovně s průvlakem, viz obr. 5.5. Pro nosník s podobnou výškou jako průvlak se upravují obě pásnice nosníku. Při zkrácení obou pásnic je třeba věnovat zvýšenou pozornost ztrátě stability při ohybu.



Obr. 5.5 Připoj na průvlak čelní deskou

Dostatečná rotační kapacita přípoje je často zajištěna volným kroucením průvlaku. Pro průvlaky zajištěné proti natočení, například oboustranným přípojem, je třeba zajistit rotační kapacitu v přípoji samotném. V tomto případě vede tlustá čelní deska na plnou výšku nosníku k nebezpečí přetížení křehkých šroubů a svarů. Za správný návrh přípoju běžných rozměrů u patrových skeletů se považuje čelní deska tloušťky od 8 mm do 10 mm.

5.5.3 Přípoj deskou na stojině nosníku

Pro návrh platí zásady shrnuté pro přípoj nosníku na sloup v části 5.4.4. Při připojení na průvlak ve stejné úrovni se pásnice zkracují, viz obr. 5.6a nebo se použije dlouhá deska na stojině připojovaného nosníku podle obr. 5.6b. Projektant se tedy rozhoduje mezi omezením únosnosti vlivem zkrácení pásnice nebo vlivem dlouhé desky na stojině. Při jednostranném přípoji je průvlak kroucen vlivem excentricity přípoje. Experimenty prokázaly, že vliv kroucení na napjatost průvlaku je v tomto případě možno zanedbat, protože jej výrazně redukuje již malé natočení v přípoji nosníku.



a) krátká deska se zkrácenou pásnicí nosníku

b) dlouhá deska na stojině nosníku

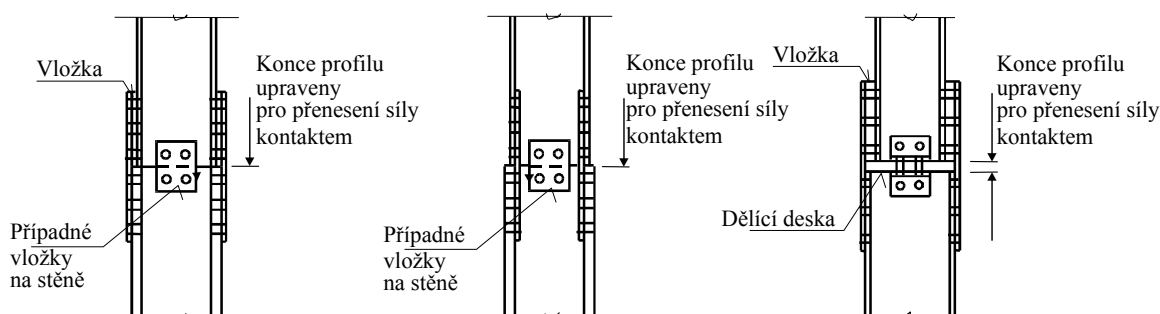
Obr. 5.6 Přípoj na průvlak deskou na stojině

5.6 Přípoje sloupů příložkami

Tato část shrnuje konstrukční zásady pro připojení sloupu na sloup příložkami v rámech patrových budov vyztužených skeletů. Požaduje se, aby přípoj zajistil únosnost a tuhost k oběma osám sloupu. Přípoj je obecně namáhán normálovou silou a ohybovým momentem od reakce nosníku a excentricity jeho připojení. U přípoje poblíž vodorovného vyztužení sloupu stropem (do 500 mm nad úroveň podlahy) a při představě kloubového přípoje průvlaku a nosníku ke sloupu lze přípoj sloupu na sloup navrhnout pouze na působící normálovou sílu. V případech, že je přípoj vzdálen od vodorovného vyztužení sloupu (např. více než 500 mm nad úroveň podlahy, nebo se při stanovení vzpěrné délky sloupu uvažuje s jeho spojitostí), je třeba zajistit ohybovou tuhost styčnicku a uvažovat i s momentem od imperfekcí sloupu. Lze rozlišit připojení s úpravou kontaktní plochy a bez její úpravy. V obou případech je třeba zajistit, aby těžišťová osa příložek byla shodná s osou sloupu nad i pod jeho spojem.

5.6.1 Kontaktní přípoje

Typické přípoje jsou znázorněny na obr. 5.7. V těchto třech případech jsou příložky navrženy na pásnicích a na stěně sloupu. Příložky na pásnici se umísťují vně nebo uvnitř sloupu. Při umístění příložek uvnitř sloupu je zachován jeho vnější rozměr. Příložky se navrhuje na přenos normálové tlakové síly, případné tahové síly od ohybu, a smykové síly.



a) sloupy obdobného obrysu, příložky vně obrysu sloupu

b) sloupy obdobného obrysu, příložky uvnitř obrysu sloupu

c) větší rozdíl mezi profily, v kontaktu dělicí deska

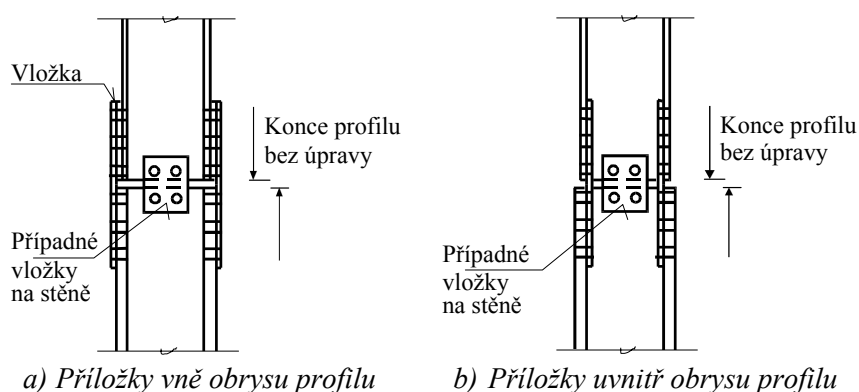
Obr. 5.7 Kontaktní přípoj sloupu příložkami

Konce sloupů se nejčastěji upravují pro přenos síly kontaktem. Při použití příložek není třeba pro zajištění kontaktu provádět nákladné úpravy frézováním. Dostačuje běžné přesné řezání pilou. Po

montáži se sloupy dotlačí vlastní vahou a nerovnosti se vyrovnají plastickou deformací. Tuhost přípoje pomocí přílozek, která je obdobná tuhosti sloupu, zajišťuje přenos tahových sil od mimořádných zatížení a imperfekcí. Vodorovná smyková síla od ohybového momentu vyvozeného imperfekcemi v přípojích nosníků se v přípoji přenáší třením. Přenos smykových sil od vodorovných zatížení větrem je zajištěn u patrových budov ztužidly. Příložky se na vodorovné síly navrhují jen výjimečně.

5.6.2 Přípoje bez kontaktu

V případě, že mají sloupy stejný rozměr, viz obr. 5.8, je výhodné je spojit příložkami na pásnicích a na stěně sloupu. Vložky mohou pokrýt rozdíly v tloušťce pásnic nebo stojiny. Příložky na stěně a na pásnicích se navrhnu na normálovou sílu rozdělenou v poměru jejich ploch. Předpokládá se, že případné ohybové momenty přenášejí příložky v pásnicích.



Obr. 5.8 Příložky sloupů bez úpravy pro kontakt

Otázka 5.1 Vliv tolerancí na únosnost šroubů v otláčení

Norma ENV 1090-1 na provádění ocelových konstrukcí povoluje ve šroubovaném spoji toleranci ve skupině děr pro šrouby $\Delta = \pm 5 \text{ mm}$, viz obr. T.5.5. Uvažuje se s touto tolerancí při návrhu spoje v otláčení? Únosnost v otláčení se stanoví z výrazu

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha d t f_u}{\gamma_{Mb}}$$

Pro imperfekci $\Delta = \pm 0 \text{ mm}$

$$d = 12 \text{ mm},$$

$$d_0 = 13 \text{ mm},$$

$$e_1 = 1,2 d = 1,2 \cdot 13 = 15,60 \text{ mm}$$

je součinitel

$$\alpha = e_1 / 3d_0 = 15,6 / (3 \cdot 13) = 0,4.$$

Pro imperfekci $\Delta = -5 \text{ mm}$

$$d = 12 \text{ mm},$$

$$d_0 = 13 \text{ mm},$$

$$e_1 = 1,2 d - 5 = 1,2 \cdot 13 - 5 = 10,6 \text{ mm}$$

je součinitel

$$\alpha = e_1 / 3d_0 = 10,6 / (3 \cdot 13) = 0,272.$$

Únosnost ve druhém případě je rovna jen 32% únosnosti prvního případu. Uvažuje se redukce roztečí vlivem tolerancí ve výpočtu?

Při návrhu styčnicků se vliv tolerancí neuvažuje (až na výjimky, např. tolerance kotevnických šroubů). Předpokládá se, že tolerance roztečí jsou zanedbatelné vzhledem k rozměrům a jejich vliv je zahrnut do dílčích součinitelů spolehlivosti.

Otázka 5.2 Šroubovaný přípoj úhelníku

Jaké jsou podklady pro větší únosnost přípoje úhelníku jedním šroubem než dvěma šrouby, viz příklad?

Zadáno: $L 50 \times 5$ $A = 480 \text{ mm}^2$
 $t = 5 \text{ mm}$
 $d_0 = 14 \text{ mm}$
 $e_2 = 25 \text{ mm}$
 $f_u = 510 \text{ MPa}$

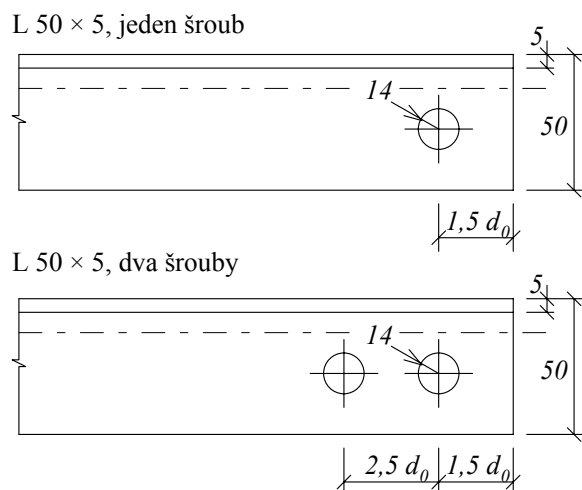
Podle ENV 1993-1-1 článek 6.2.3 se posuzuje jádro průřezu úhelníku v tahu.

Pro jeden šroub, viz článek 3.10.3(2) a tabulka 3.8 v prEN 1993-1-8:

$$A_{eff} = 2(e_2 - 0,5 d_0) t = 2 \cdot (25 - 7) \cdot 5 = 180 \text{ mm}^2,$$
$$N_{u.Rd} = \frac{A_{eff} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{180 \cdot 510}{1,25} = 73\,440 \text{ N}.$$

Pro dva šrouby, viz článek 6.5.2.3 a tabulka 6.5.1 v prEN 1993-1-8, je

$$\beta_{eff} = 0,4$$
$$A_{eff} = \beta_2 A_{net} = \beta_2 (A - d_0 t) = 0,4 (480 - 14 \cdot 5) = 164 \text{ mm}^2$$
$$N_{u.Rd} = \frac{A_{eff} f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{164 \cdot 510}{1,25} = 66\,912 \text{ N}$$



Obr.5.9 Úhelník připojený jedním nebo dvěma šrouby

Pro šroubované přípoje úhelníků byla publikována velká řada výsledků experimentů. Experimenty ukazují, že únosnost přípoje jedním šroubem je větší než únosnost přípoje dvěma šrouby. Důvodem jsou přídatné momenty od excentricity odstávajícího ramena úhelníku v přípojích s více než jedním šroubem. Na paradoxu se podílí též stanovení návrhové únosnosti, která se určuje při omezení deformace, viz otázka 2.5.

Otázka 5.3 Rotační kapacita kloubového přípoje

Jak lze stanovit rotační kapacitu kloubových přípojí?

U přípojí úhelníky je rotační kapacita zajištěna malou tloušťkou přípojných úhelníků (8 mm nebo 10 mm) a vhodnou vodorovnou roztečí šroubů ($100\text{ mm} +$ tloušťka stojiny nosníku).

Obdobně u přípojí čelní deskou jsou z hlediska rotační kapacity vhodné pouze tenké desky (o tloušťce 8 mm až 10 mm) s dostatečnou roztečí šroubů (90 mm až 140 mm).

Rotační kapacita přípoje deskou na stojině se zajišťuje vhodným návrhem šroubů tak, aby se šroub porušil pouze otláčením plechu a šroubů v plechu nebo (nejčastěji) stojině. Za vhodný tažný návrh lze považovat případy, jestliže

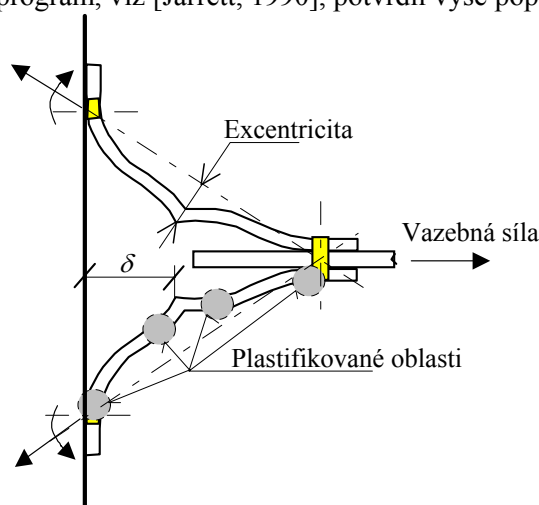
- tloušťka desky na stojině nebo stojiny sloupu je
$$\leq 0,42 d \text{ (pro ocel S355),}$$
$$\leq 0,50 d \text{ (pro ocel třídy S275),}$$
- všechny koncové rozteče na desce a na stojině sloupu přesahují $2 d$,
- jsou použity nejméně šrouby třídy 8.8, nepředepnuté a v největších přípustných tolerancích děr pro hrubé šrouby,
- svar je na plnou únosnost desky na stojině (účinný rozměr oboustranného koutového svaru nejméně $0,8$ tloušťky plechu).

Rotační kapacitu přípoje nosníku na sloup lze konzervativně odhadnout jako natočení při zavření mezery mezi hranou dolní pásnice nosníku a sloupu. Střed otáčení lze v tomto případě předpokládat ve středu šroubového přípoje.

Otázka 5.4 Celistvost konstrukce při mimořádné situaci

Jak se stanoví únosnost kloubových přípojí v tahu a jaký je podklad metody vazebných sil při mimořádných událostech?

V publikaci SCI [SCI, 2003] je podrobně popsána únosnost na mezi pevnosti materiálu přípoje úhelníky na stojině nosníku a přípoje čelní deskou při namáhání vodorovnými silami. Řešení pro přípoje úhelníky je založeno na teorii velkých plastických deformací. Výpočet na přetvořené soustavě, viz obr. 5.10 umožňuje: odhadnout deformaci δ ; při zanedbání vlivu druhého řádu lze stanovit deformaci δ pouze z geometrie úhelníků. Tato deformace omezuje vliv excentricit a část vazebných sil je přenášena úhelníky na stojině nosníku. V úhelnících se vlivem smyku, tahu a ohybu vytvoří čtyři plastifikované oblasti. Dva klouby jsou vedle/v ose šroubů, dva v konci zaoblení v rohu úhelníku. Experimentální program, viz [Jarrett, 1990], potvrdil výše popsané předpoklady řešení.

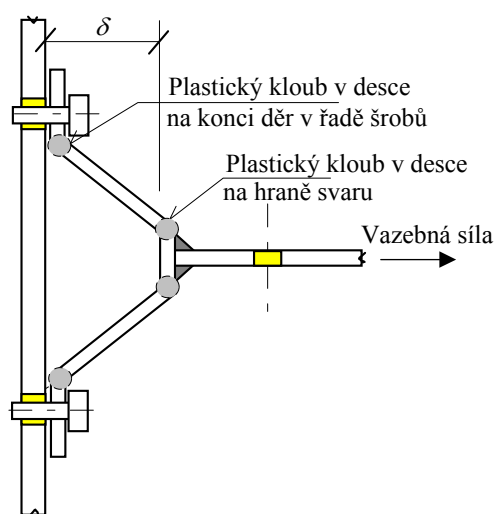


Obr. 5.10 Model únosnosti dvojice úhelníků v tahu

Únosnost standardních přípojí úhelníky, tradičně používaných přípojí v návrhových tabulkách, na vodorovné vazebné síly při mimořádném zatížení je obecně dostatečná. Zvyšuje se zkrácením rozteče šroubů a použitím úhelníků o větší tloušťce. Obě úpravy ale vedou k nepříznivému snížení deformační kapacity přípoje. Pro čelní desku lze na deformované soustavě, viz obr. 5.11, stanovit únosnost přípoje v tahu na mezi pevnosti materiálu obdobně jako pro přípoj úhelníky.

Přepokládá se, že:

- deformace může nastat natočením v kloubech poblíž svaru čelní desky se stojinou (plastifikuje se oblast tepelně ovlivněná svarem a je třeba dbát na správnou volbu elektrody pro daný materiál, postupné chladnutí po svařování, tj. svařovat pouze při pokojové a vyšší teplotě);
- membránové působení čelní desky připojené na tuhou pásnici lze v návrhu zanedbat;
- v desce se vlivem smyku, tahu a ohybu vytvoří čtyři plastifikované oblasti a
- při zanedbání membránového působení lze uvažovat pouze s vlivem ohybových momentů.



Obr. 5.11 Model únosnosti čelní desky v tahu

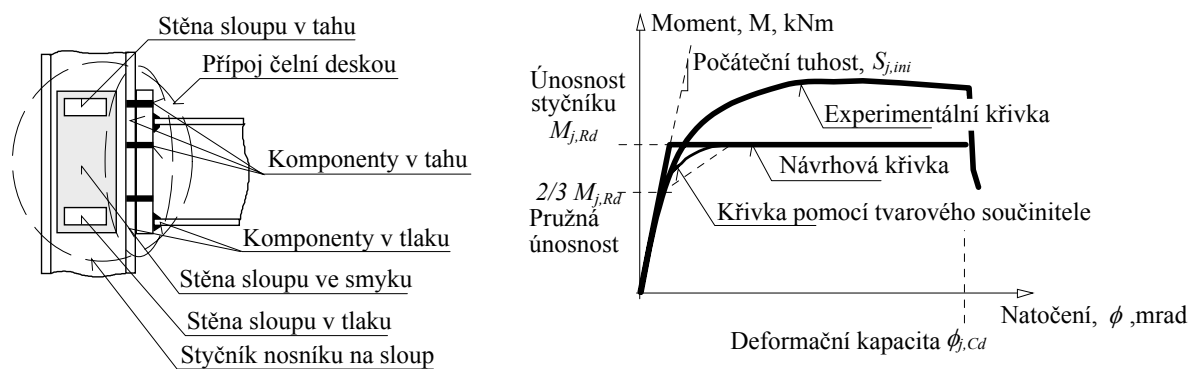
Experimentální výzkum [Jarrett, 1990] potvrdil předpoklady porušení přípoje čelní deskou v tahu. Při experimentech byl pozorován velký rozptyl dosažených hodnot, který lze přisoudit vlivu excentricit, imperfekcí v uložení šroubů v dírách a membránovému působení spoje. Únosnost čelní desky v tahu je výrazně nižší v porovnání s přípojem úhelníky a deskou na stojině. Lze ji odhadnout asi na 35% únosnosti přípoje ve smyku. Při zvětšení únosnosti návrhem menších roztečí šroubů/větší tloušťky plechu se sníží deformační kapacita přípoje. Při posouzení přípoje nelze opomenout zvětšení sil ve šroubech vlivem páčení.

6 Ohybově tuhé přípoje

Ohybově tuhé přípoje přenášejí, kromě posouvající a normálové síly, ohybové momenty z připojovaného nosníku. Tuhost přípoje se v globální analýze konstrukce uvažuje jako nekonečná (nekonečně tuhé přípoje ale neexistují) nebo částečná (polotuhé přípoje) v závislosti na požadované přesnosti analýzy, o níž rozhoduje typ konstrukce a nejvíce poměr tuhostí přípoje a nosníku.

Navrhování přípojů je založeno na experimentálních poznatcích. První tabulky únosnosti a tuhosti přípojů byly založeny na interpolaci experimentálních hodnot. Na podkladě experimentů byly vyvinuty návrhové modely pro ruční výpočty, které využívaly posouzení kritické části přípoje. Využití informatiky a koncepce mezních stavů umožnilo předpověď chování inženýrskými analytickými modely pomocí metody komponent. Hlavní charakteristiky pracovního diagramu: momentová únosnost $M_{j,Rd}$, deformační/rotační tuhost S_j a deformační/rotační kapacita ϕ_{Cd} , viz obr. 6.1, se určují s velkou přesností. Pružná únosnost se uvažuje na dvou třetinách únosnosti plastické. V komplikovaných případech lze pro řešení problematiky styčnicků využít diskrétních (finitních) metod mechaniky (MKP, MOK) při uvažování imperfekcí, vnitřních pnutí, výrobních tolerancí, tření a dalších specifik.

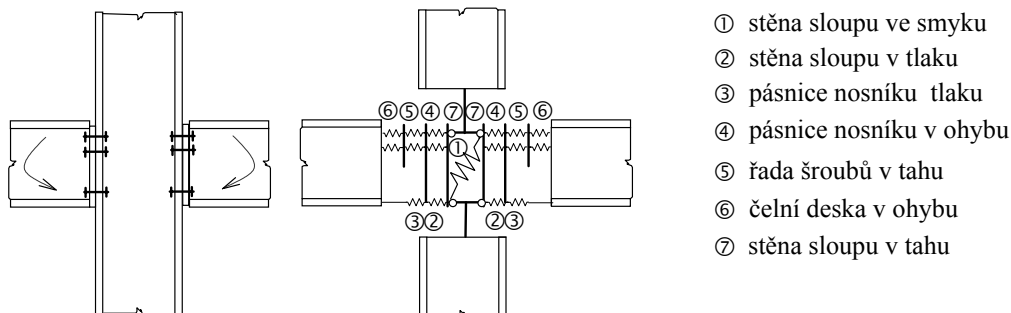
Základem metody komponent jsou práce Zoetemeijera [Zoetemeijer, 1974; 1983a; 1983b; 1990]. V metodě se přípoj, část styčnicku, rozdělí na jednotlivé komponenty; popíše se chování každé komponenty namáhané silou (pro jednoduché modely pomocí tuhosti, únosnosti a deformační kapacity) a pracovní diagram styčnicku se složí z chování jednotlivých komponent.



a) rozdělení styčnicku na komponenty b) pracovní diagram styčnicku (křivka moment – natočení)

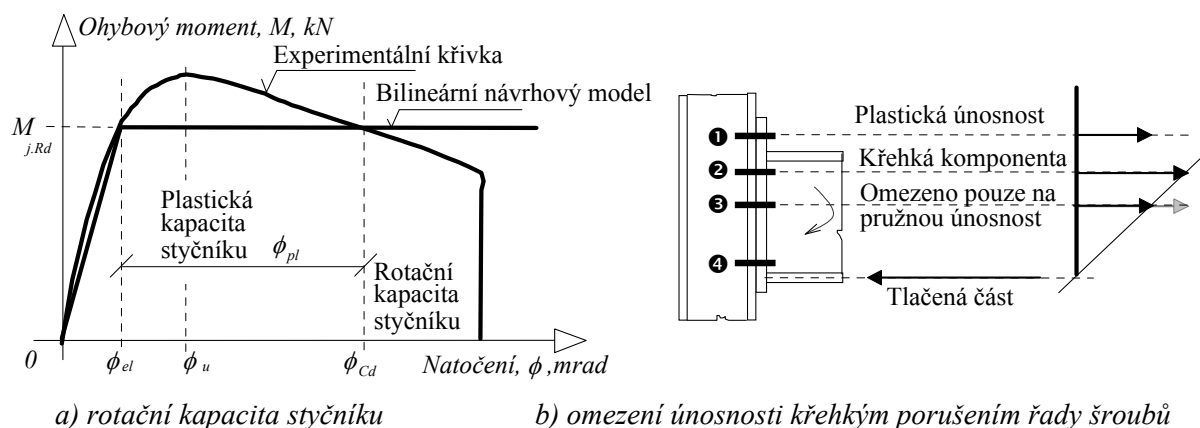
Obr. 6.1 Styčnick nosník – sloup šroubovanou čelní deskou

O přesnosti rozhoduje kvalita popisu rozhodujících komponent nelineárními/lineárními pružinami a na výstižnost jejich skládání. Metoda umožňuje velice jednoduché odhady chování jednoduchými modely i přesnou analýzu velice komplikovanými modely. Pro nosníky i pro styčnický vychází návrh z meze kluzu oceli. Díky popisu komponentů mechanickým modelem založeným na fyzikálních zákonech dává metoda dobré výsledky i pro extrapolaci experimentálně získaných poznatků. Vzájemná závislost chování jednotlivých komponent se obecně řeší iterací. Pro nejjednodušší řešení se iterace nahrazuje omezením oblasti platnosti vztahů. Pro styčnick čelní deskou je příklad dělení na komponenty ukázán na obr. 6.2.



Obr. 6.2 Komponenty styčnicku šroubovanými čelními deskami popsané pružinami

Požadované natočení ve styčnicku konstrukce zřídka překročí 60 mrad . Plastické natočení ve styčnicku, viz obr. 6.3, je dosažitelné natočení na návrhové úrovni namáhání styčnicku. Předpověď mezního natočení metodou komponent využívá dělení komponent na tažné (čelní deska v ohybu, stěna sloupu ve smyku) a křehké (šroub v tahu, šroub ve smyku, svar). Popis mezního natočení vychází z popisu chování jednotlivých komponent. Na rozdíl od stanovení tuhosti a únosnosti je třeba uvažovat i horní mez pevnosti oceli. Rozptyl pevnosti může vést ke kolapsu křehkého komponentu před porušením tažného (s nepředpokládanou vysokou pevností), který měl styčnicku zajistit dostatečnou deformační kapacitu. Deformační kapacita se v normách tradičně zajišťuje konstrukčními předpisy (včetně prEN 1993-1-8). Například u šroubovaného styčnicku čelní deskou při dosažení křehkého tvaru porušení (tvar porušení 2 - přetržení šroubů a porušení desky a 3 - přetržení šroubů) u druhé řady šroubů, viz obr. 6.3b) se u třetí řady šroubů využívá pouze pružná únosnost.

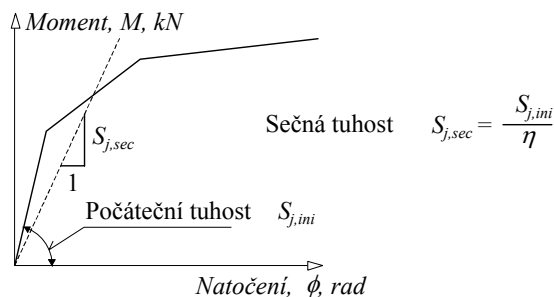


Obr. 6.3 Šroubovaný přípoj čelní deskou

Otázka 6.1 Sečná tuhost

Norma prEN 1993-1-8 Tab. 5.2 udává pro součinitel sečné tuhosti η pro návrh konstrukce pouze omezené množství přípojí. Přípoje na měkkou osu sloupu, přípoje s přesahem čelní desky, přípoje s různě tlustou čelní deskou atd. nejsou uvedeny. Jaké jsou podklady stanovení tohoto redukčního součinitele?

Pro globální analýzu konstrukce lze podle čl. 5.1.2 prEN 1993-1-8 pro mezní stav únosnosti uvažovat s počáteční tuhostí styčnicku redukovanou součinitelem sečné tuhosti η , viz obr. 6.4. Součinitel sečné tuhosti η zjednodušuje výpočet odhadem tuhosti při mezním stavu únosnosti konstrukce a pro některé základní případy styčnicků je uveden v tab. 5.2. normy prEN 1993-1-8.

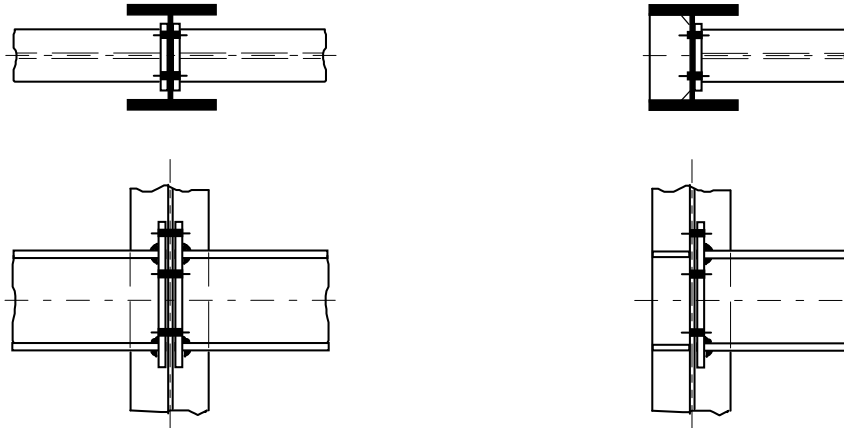


Obr. 6.4 Sečná tuhost pro globální analýzu konstrukce

Tloušťka čelní desky má rozhodující vliv na počáteční tuhost styčnicků, ale na redukční součinitel tuhosti η nemá podstatný vliv.

- Pro nosníky připojené na stojinu sloupu se předpokládá kloubové chování a součinitel η se v tomto případě nepoužije [Gomes a kol., 1994].

- Pro nosníky připojené na stěnu sloupu z obou stran, viz obr. 6.5a, lze pro odhad sečné tuhosti v přípoji předpokládat obdobné chování jako u styčnicku dvou nosníků čelními deskami a vliv delších šroubů na součinitel sečné tuhosti zanedbat.
- V případě, že je nosník připojen ke sloupu vyztuženému příložkami v tažené i tlačené části přípoje, viz obr. 6.5b, lze pro odhad redukce sečné tuhosti součinitelem η předpokládat, že stěna sloupu je tuhá obdobně jako při připojení nosníku čelní deskou k pásnici sloupu.



a) přípoje na obou stranách sloupu

b) výztuha sloupu v tažené i tlačené části

Obr. 6.5 Přípoj nosníku na měkkou osu sloupu

Otázka 6.2 Účinná délka vyztuženého T profilu

Jak se stanovuje součinitel účinné délky vyztuženého T profilu α výpočtem ze známých hodnot parametrů λ_1 a λ_2 ?

Podkladem řešení účinné délky vyztuženého T profilu je metoda plastických lomových čar. Podklady lze nalézt v Zoetemeijerově příspěvku z TU-Delft [Zoetemeijer, 1990]. (Zde je hodnota α na obr. 2.12 publikace pro jeden šroub, při porovnání s hodnotou v prEN 1993-1-8 je ji třeba násobit dvěma).

Rovnoběžné části křivek na obr. 6.12 v normě prEN1993-1-8 odpovídají výrazům v tab. 6.6. Ze vzdálenosti šroubů od hran a výztuh m_1 , m_2 , e , respektive z poměrů těchto vzdáleností λ_1 a λ_2 lze hodnotu součinitele α odvodit. Pro rovnoběžné části křivek, tj. pro $L_{eff} = \alpha m_1$, je účinná délka náhradního T profilu $L_{eff} = 4 m_1 + 1,25 e$. V práci Zoetemeijera hodnota α nepřesáhne 2π . Křivky pro $\alpha = 7$ a 8 jsou v prEN1993-1-8 přidány dodatečně podle výše uvedeného postupu, viz obr. 6.6. Hodnoty pro konstantní α , viz obr. 6.12, lze stanovit z výrazů

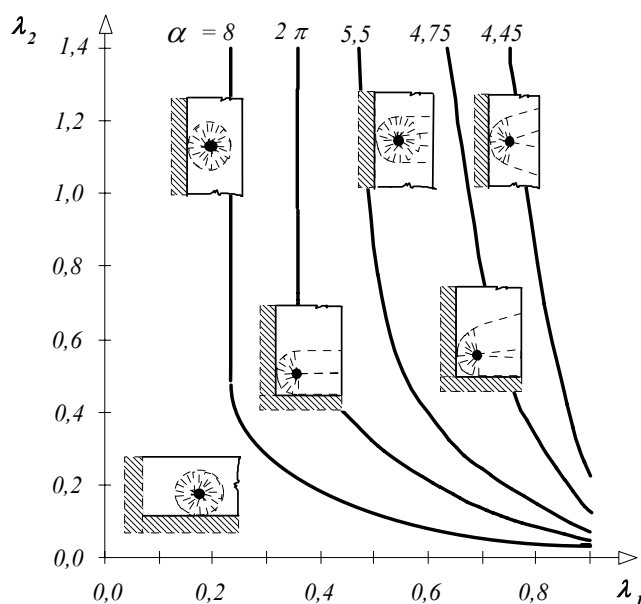
$$\lambda_1 = \lambda_1^* + (1 - \lambda_1^*) \left(\frac{\lambda_2^* - \lambda_2}{\lambda_2^*} \right)^{\frac{\alpha}{\sqrt{2}}} \text{ pro } \lambda_2 < \lambda_2^* \quad (6.1)$$

$$\lambda_1 = \lambda_1^* \text{ pro } \lambda_2 \geq \lambda_2^*, \quad (6.2)$$

kde

$$\lambda_1^* = \frac{1,25}{\alpha - 2,75}, \quad (6.3)$$

$$\lambda_2^* = \frac{\alpha \lambda_1^*}{2}. \quad (6.4)$$

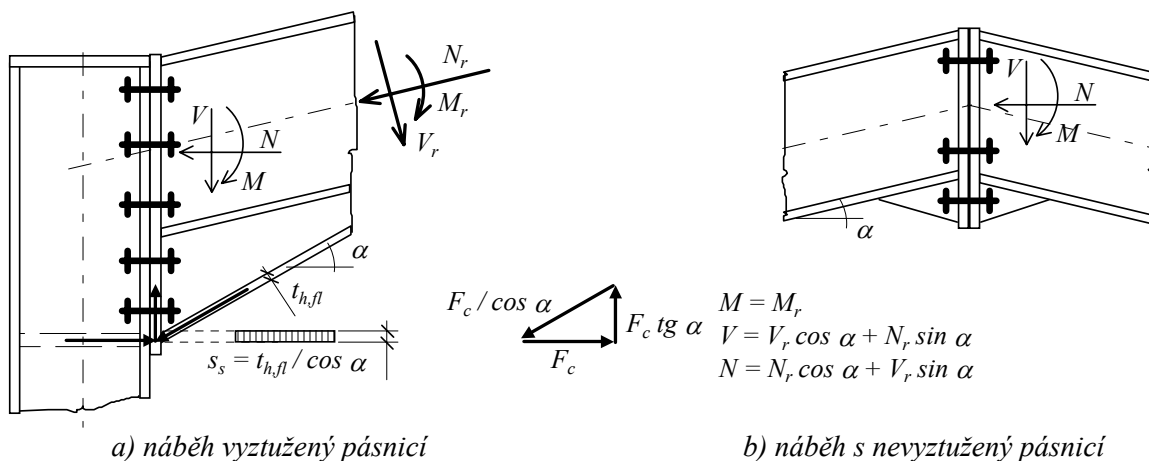


Obr. 6.6 Hodnoty součinitele α pro vyztuženou pásnici nosníku/čelní desku

Otázka 6.3 Přípoje s náběhy

Jak postupovat při návrhu přípojů portálových rámu čelní deskou s náběhy?

Nosníky portálových rámu s náběhy lze rozdělit do dvou skupin. Náběhy navržené na úsporu materiálu nosníků rámu (se sklonem kolem 10%) a náběhy navržené na zvýšení ohybové únosnosti přípojů nosníků (se sklonem kolem 35%-40%). Obdobnou problematiku je třeba řešit pro přípoj nosníků proměnné výšky. Návrh přípojů v normě prEN1993-1-8 vychází z metody komponent, která je vhodná pro všechny styčníky, které lze rozdělit na komponenty. Mezi ně přípoje s náběhy patří. Při popisu komponent se lze setkat s problematikou vlivu sklonu nosníku na rozdělení vnitřních sil ve styčníku a s problematikou únosnosti pásnice nosníku a stěny sloupu, viz obr. 6.7, při připojení ve sklonu. Sklon nosníku se uvažuje při posouzení komponent stěna sloupu v tlaku a čelní deska v ohybu (pro svařované přípoje též pásnice sloupu v ohybu a stěna sloupu v tahu).



Obr. 6.7 Styčníky portálového rámu s náběhy, rozklad vnitřních sil do úhlů

Podrobnosti návrhu jsou uvedeny v Kap. 6.2.4.7 normy prEN1993-1-8. Pro nosníky vyšší než 600 mm (včetně náběhu) lze uvažovat s 20% příspěvkem stojiny nosníku do únosnosti pásnice v tlaku. Pro náběhy se požaduje, aby byly ze stejného materiálu jako je nosník, stojina a pásnice náběhu nemají být tenčí než zesilovaný nosník, úhel pásnice náběhu nemá být větší než 45° a délka tuhého připojení s_s se bere jako průmět rovnoběžně s nosníkem, viz obr.6.7.

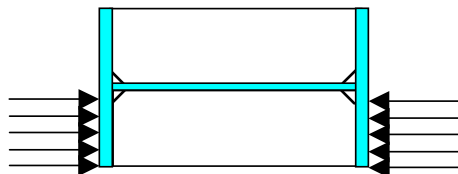
Otázka 6.4 Diagonální a K výztuhy stěny sloupu

Jaký je rozdíl u tažených a tlačných diagonálních výztuh stěny sloupu?

Únosnost tažených a tlačných výztuh stěny se počítá odlišně. Pro tažené výztuhy se posuzuje únosnost průřezu v tahu. Pro tlačné výztuhy se posuzuje vzpěrná únosnost stěny, viz obr. 6.8. Návrh lze zjednodušit:

- výztuhy o rozměrech pásnice připojovaného nosníku není třeba zvlášť posuzovat,
- pásnice z plechu nejméně třídy 3 (poměr šířky ku tloušťce b/t výztuhy se volí v závislosti na mezi kluzu) neztrácí stabilitu místním boulením.

Výztuhy tvaru K jsou namáhány v tahu i v tlaku a posuzují se na oba výše popsání případy.

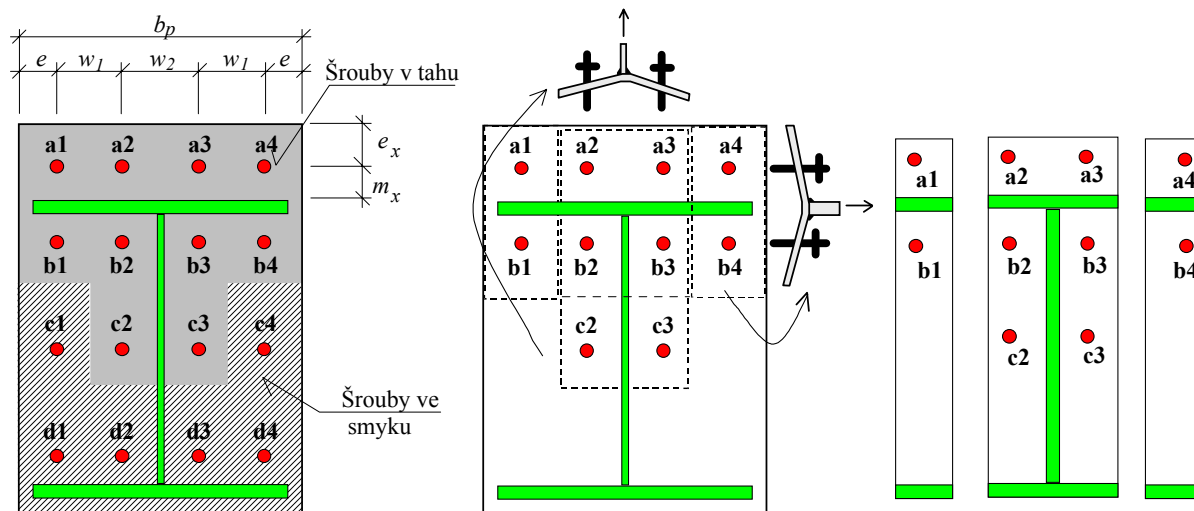


Obr. 6.8 Vzpěrná pevnost výztuhy stěny sloupu

Otázka 6.5 Přípoje čelní deskou se čtyřmi šrouby v jedné řadě

Jaké jsou tvary porušení přípoje čelní deskou se čtyřmi šrouby v jedné řadě?

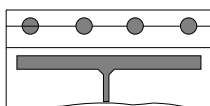
Pro namáhání tahem lze uvažovat pouze šrouby u pásnice/stojiny nosníku, na obr. 6.9 šrouby (a1-4 a b1-4). Šrouby na pásnici c2 a c3 lze pro namáhání tahem též uvažovat. Šrouby c1 a c4 (před porušením šroubů c2 a c3) nepřenášejí žádnou tahovou sílu. Tyto šrouby spolu se šrouby řady d lze využít pro přenos smykové síly v přípoji.



a) předpoklad šroubů v tahu a šroubů ve smyku b) rozdělení na tažené T profily c) zjednodušení čelní desky na samostatné T profily

Obr. 6.9 Čelní deska se čtyřmi šrouby v jedné řadě

Pro šrouby v řadách a a b závisí tvar lomových čar při plastifikaci na velikosti čelní desky a na rozteči šroubů. Řadu šroubů a lze považovat za řadu vně tažené pásnice nosníku. Konzervativně lze uvažovat každou řadu nezávisle, viz obr. 6.9c. Základní tvar porušení pro šrouby vně pásnice, plastifikace podél svaru čelní desky a v řadě šroubů, je zobrazen na obr. 6.10.



Obr. 6.10 Tvar porušení čelní desky se šrouby vně pásnice

Otázka 6.6 Přípoje tlustou čelní deskou

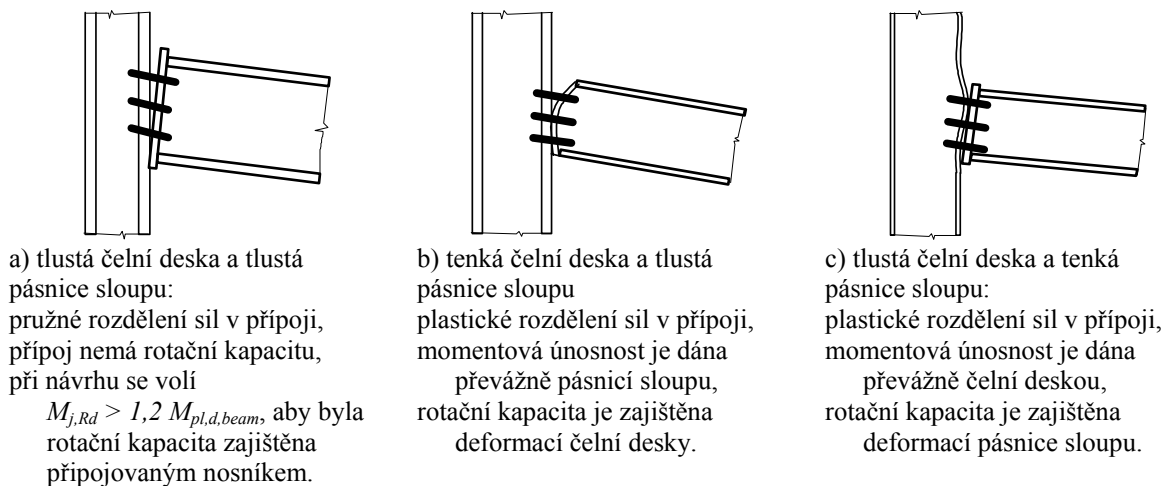
Lze použít plastické rozdělení vnitřních sil i pro přípoj nosníku na sloup s částečnou únosností pro tlustou čelní desku? Jaká je hranice pro pružné a plastické rozdělení vnitřních sil?

Pro porušení komponenty čelní deska (pásnice sloupu) v ohybu a šrouby v tahu rozhoduje poměr tuhosti plechů a šroubů (tloušťka a geometrie plechů; průměr a délka šroubu). V normě prEN1993-1-8 je poměr tuhostí plechů a šroubů zohledněn ve výběru způsobu porušení a lze jej proto popsat poměrem únosností při jednotlivých způsobech porušení. Pokud rozhoduje způsob porušení 3 (šrouby v tahu) je porušení křehké a bez deformační kapacity. Naopak způsob porušení 1 (plastické klouby v desce) zajišťuje velkou deformační kapacitu, viz čl. 6.2.2 a tab. 6.2 normy prEN1993-1-8.

Pro tlustou čelní desku, tlustou pásnici sloupu a malé průměry šroubů nastane porušení přetržením šroubů, které je křehké, viz obr. 6.10a. Při správném použití normy prEN1993-1-8, bude uživatel varován a přinucen použít jiné řešení s vyšší spolehlivostí, protože křehké porušení není přípustné. Požadavky na rotační kapacitu nelze v takovém případě ve styčniku splnit.

Dostatečnou rotační kapacitu lze zajistit připojovaným nosníkem. V tomto případě musí být momentová únosnost styčniku nejméně 1,2 násobek momentové únosnosti připojovaného nosníku, což zahrnuje vliv zpevnění oceli.

Pro tažnost styčniku rozhoduje nejen tuhost komponenty čelní deska v ohybu a šrouby v tahu, ale i komponenty pásnice sloupu v ohybu a šrouby v tahu, viz obr.6.10. Má-li sloup tenkou pásnici, ta se deformuje a může zajistit potřebnou deformační kapacitu, viz obr. obr. 6.10c).



Obr. 6.11 Vliv tloušťky čelní desky a pásnice sloupu na deformační kapacitu přípoje

Otázka 6.7 Rozdělení smykových sil ve šroubovaném přípoji

Jak rozdělit síly do šroubů v přípoji namáhaném smykem a ohybem?

Norma prEN1993-1-8 doporučuje nalézt pro rozdělení sil do šroubů optimální řešení. Síly lze rozdělit na šrouby rovnoměrně, viz obr. 6.12a. V tomto případě se posoudí kombinace smykových a tahových sil ve šroubech

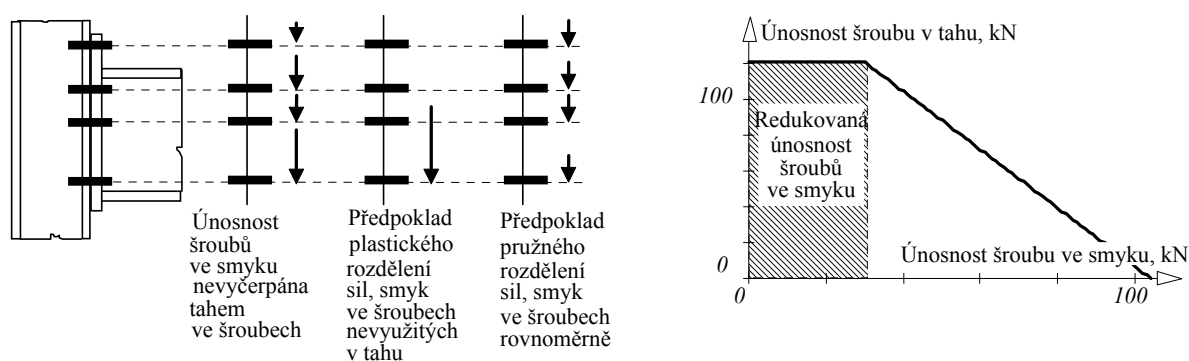
$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Rd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1,0. \quad (6.5)$$

Experimenty se styčníky potvrdily, že při kolapsu přenáší smykové síly šrouby v tlačené oblasti přípoje. Mají-li tyto šrouby dostatečnou únosnost, posuzují se zbylé šrouby na pouze tahové síly.

U šroubů namáhaných v tahu lze dopočítat jejich zbývající únosnost ve smyku, nebo pro jednoduchost uvažovat s jejich redukovanou únosností ve smyku (jako $0,4 / 1,4$ násobek jejich skutečné smykové únosnosti), viz obr. 6.12b.

Pro získání dostatečné deformační kapacity přípoje ve smyku musí být smyková únosnost šroubů vyšší než jejich únosnost v otlacení v čelní desce nebo pásnici sloupu.

V třecím spoji je úbytek tahové síly ve šroubech v tažené oblasti přípoje vyvážen nárůstem tlakové síly v tlačené části přípoje a únosnost ve smyku třením není ovlivněna působícím ohybovým momentem, nedojde-li k deformaci přípoje z jeho roviny.



a) rozdělení smykových sil v přípoji čelní deskou

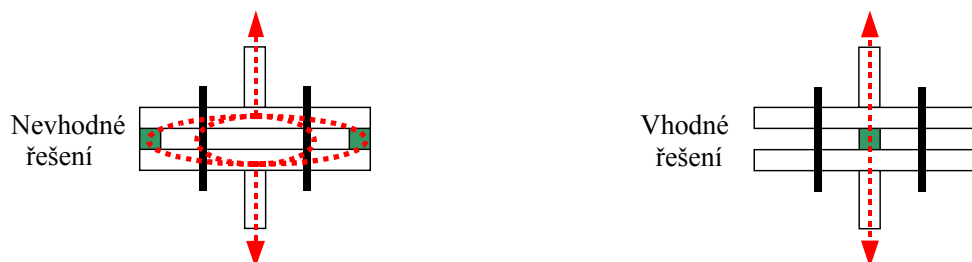
b) interakční diagram šroubu namáhaného smykem a tahem

Obr. 6.12 Rozdělení smykových sil v přípoji

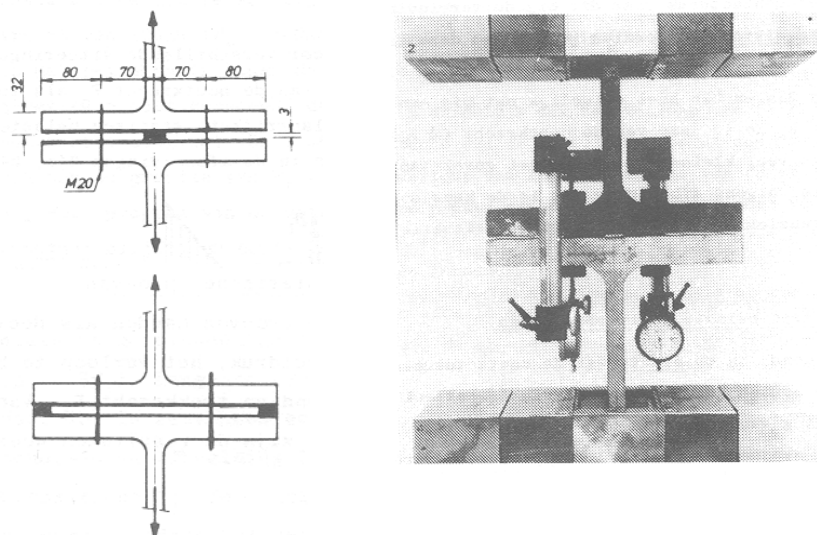
Otázka 6.8 Páčení šroubů T profilu při návrhu na únavu

Vliv páčení je zahrnut do návrhu řady šroubů a čelní desky v tahu. V případě návrhu na únavu je třeba znát vliv páčení na sílu ve šroubu pro posouzení šroubů. Jak postupovat?

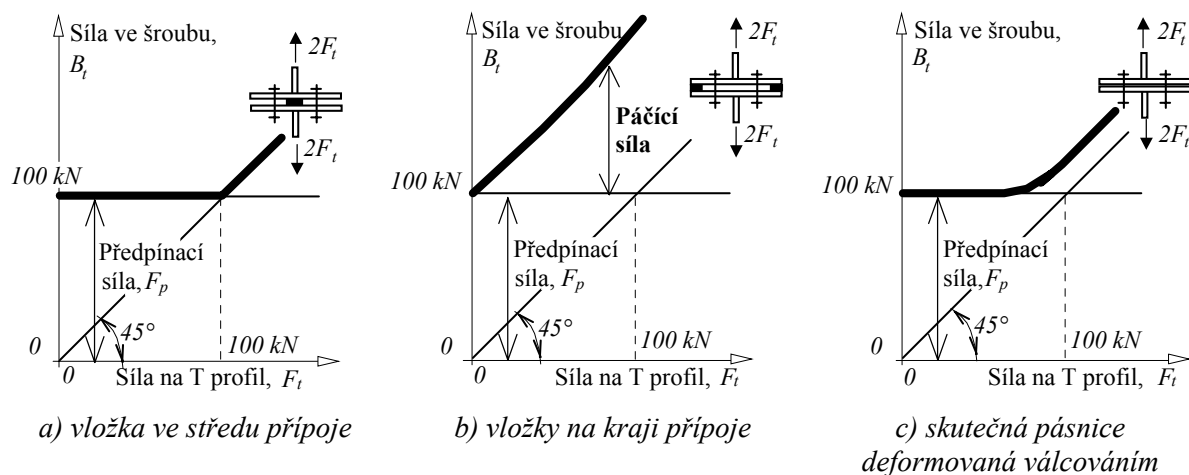
V případě návrhu na únavu, je třeba šrouby vždy předepnout. Síly se přenáší přímo tuhou část přípoje a ne šrouby, viz obr. 6.13. I malé předepnutí šroubů omezí vliv páčení, viz obr. 6.14. Důležitost kvalitního zpracování přípoje je vidět na obr. 6.15.



Obr. 6.13 Nevhodné a vhodné řešení předepnutého přípoje čelní deskou; čárkované linky zobrazují přenos vnitřních sil



Obr. 6.14 Experiment s T průřezem v tahu



Obr. 6.15 Závislost síly ve šroubu B_b na vnější působící síle F_t

Vnitřní síly se v přípoji přenášejí převážně tuhými částmi. Sílu ve šroubu F_b lze rozdělit na sílu v kontaktu F_c a v tahu F_t . Na obr. 6.15 byl přípoj předepnut silou F_p . Při působení vnější tahové síly $2 F_t$ je rozlišeno chování:

- 1) s vložkou ve středu přípoje
Síla v kontaktu je redukována silou F_t . Pokud je síla F_t menší než síla F_p , není šroub při cyklickém namáhání vystaven změně sil.
- 2) s vložkami na kraji přípoje
Síla v kontaktu se při působení vnější síly nemění, každá změna síly se projeví ve vnitřní síle ve šroubu.
- 3) skutečné pásnice bez kontaktního prvku
Pro svařované čelní desky a pro válcované pásnice je charakteristická stříškovitost vlivem svařování/válcování. Stříškovitost redukuje, případně eliminuje, změny sil ve šroubech.

U vhodně navržených a vyrobených pásnic/čelních desek není proto šroub do dosažení kontaktní síly namáhán změnami sil při cyklickém namáhání.

Otázka 6.9 Přípoje namáhané ohybovým momentem a normálovou silou

Jak počítat přípoje rámu příčlí proměnného průřezu, které jsou namáhány osovou silou a ohybovým momentem?

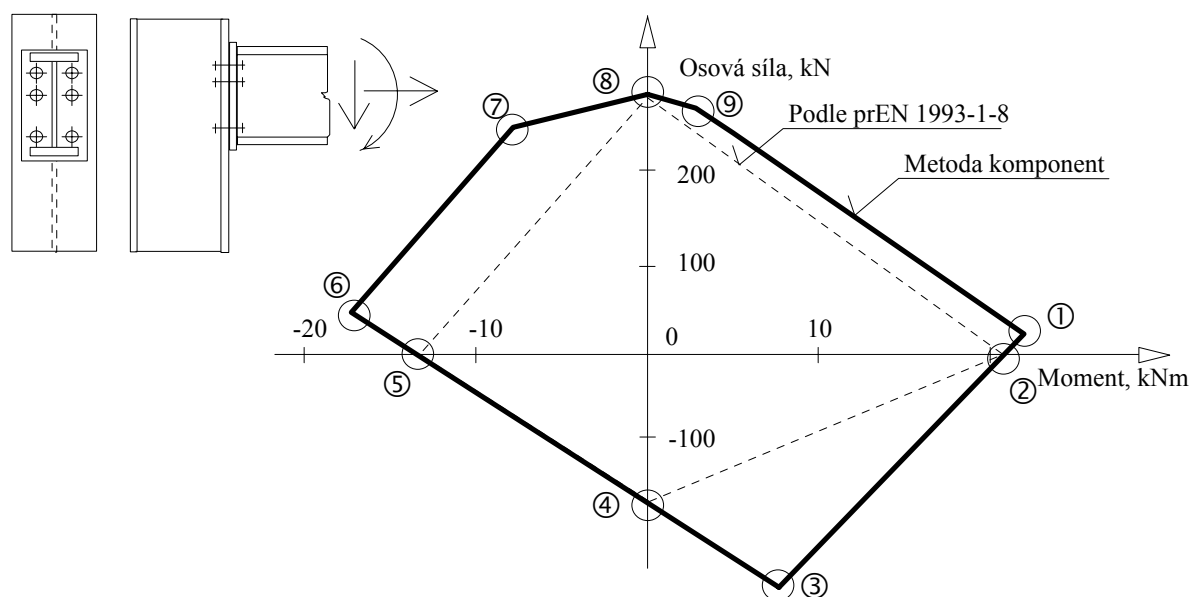
Otázku lze rozdělit na dvě části: Jaký je vliv sklonu příčle na návrh přípoje? Jaký je vliv interakce vnitřních sil na návrh přípoje?

Norma prEN 1993-1-8 uvádí výrazy pro přípoje v pravém úhlu, vnitřní síly působící kolmo a rovnoběžně na komponenty. Sklon příčle vede ke změně geometrie přípoje. Rameno vnitřních sil se mění (zvětšuje).

Momentovou únosnost přípoje namáhaného osovou silou lze podle normy prEN 1993-1-8 odhadnout pomocí lineární interakce momentu M_{Sd} a osové síly N_{Sd} , viz obr. 6.16. Interakční křivka se stanovuje pro momentovou únosnost (M_{Rd}) bez vlivu normálové síly a pro normálovou únosnost (N_{Rd}) bez vlivu ohybového momentu. Interakci lze popsat vztahem

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1. \quad (6.6)$$

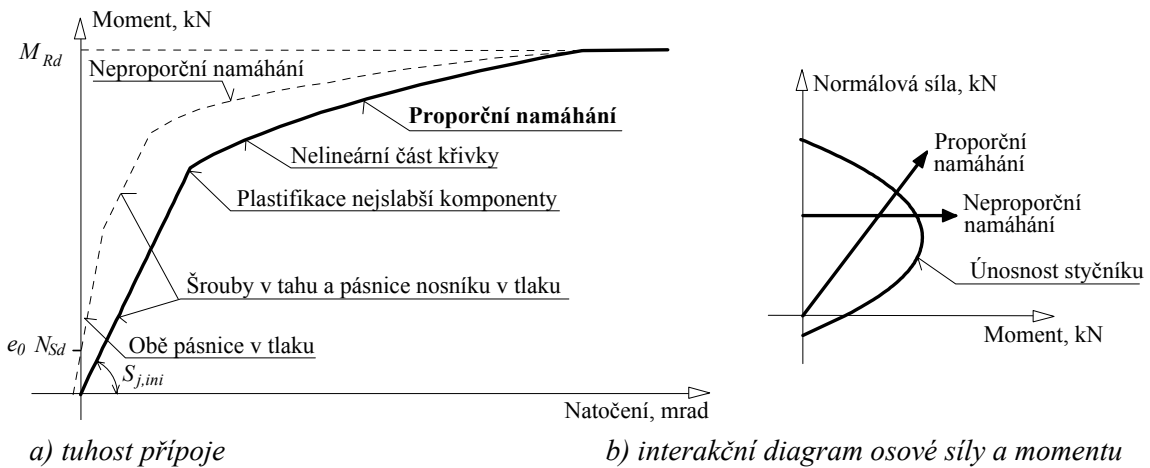
Řešení je konzervativní zvláště pro nesymetrické přípoje. Pro přesnější výpočet tuhosti a únosnosti lze použít metody komponent, viz [Jaspart a kol., 1999], [Sokol a kol., 2002]. Na obr. 6.15 představuje bod ① mezní momentovou únosnost; ② momentovou únosnost pro nulovou osovou sílu; ③ nejmenší únosnost v tlaku; ④ únosnost v tlaku pro nulový ohybový moment; ⑤ momentovou únosnost při záporném (opačném) ohybu a nulové osové síle; ⑥ největší zápornou momentovou únosnost; ⑦ bod aktivace druhé řady šroubů; ⑧ únosnost průřezu v osovém tahu; ⑨ bod aktivace druhé řady šroubů.



Obr. 6.16 Interakční diagram momentové únosnosti a osové síly, předpověď podle prEN 1993-1-8 je vyznačena tečkovaně, metodou komponent plně

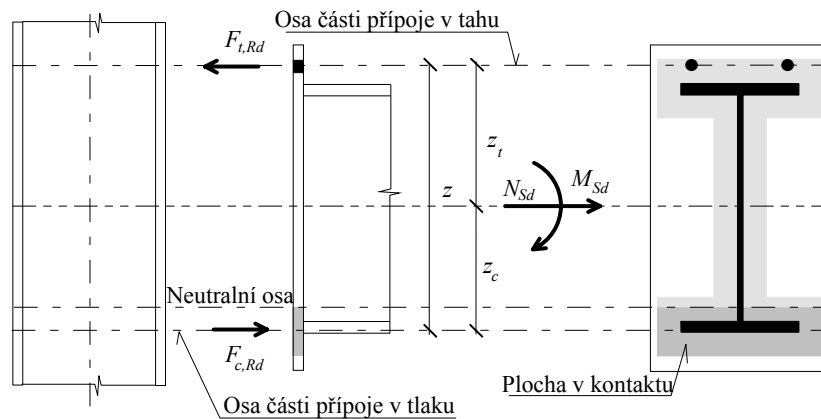
Vliv normálových sil je metodou komponent řešen v normě prEN 1993-1-8 pro patní desky. Postup lze použít i pro přípoj čelní deskou. Nejprve se styčník rozdělí na komponenty a určí se jejich pracovní diagramy analytickými návrhovými metodami. Pro složení komponentů na popis pracovního diagramu se použije postup podle prEN 1993-1-8 pro výpočet únosnosti a tuhosti [Sokol a kol., 2002].

Lze rozlišit dva postupy namáhání, viz obr. 6.17. Pro neproporční namáhání nejprve působí osová síla a poté ohybový moment. Při proporčním zatěžování roste osová síla úměrně s momentem. Při neproporčním namáhání je vlivem normálové síly, která přitěžuje čelní desku a k deformaci přispívají jen tlačené komponenty, počáteční tuhost vyšší než při proporčním.



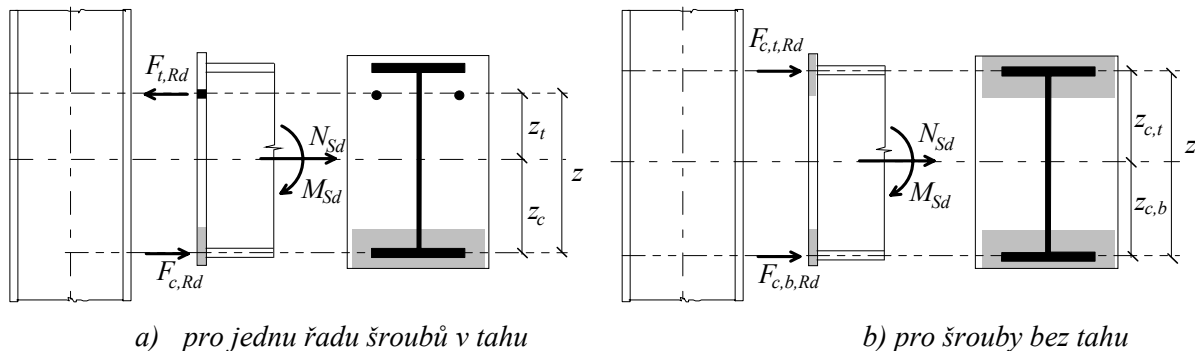
Obr. 6.17 Proporční a neproporční namáhání

Velikost a tvar kontaktní plochy mezi čelními deskami se stanovuje pomocí účinné tuhé plochy, viz [Wald, 1995]. Polohu neutrální osy lze stanovit z výminky pro únosnost tlačené části $F_{t,Rd}$, tažené části $F_{c,Rd}$, působící normálové síly N_{Sd} a působícího momentu M_{Sd} . Uvažuje se s plastickým rozdělením vnitřních sil, viz obr. 6.18.



Obr. 6.18 Výminka vnitřních sil ve styčnicku

Výpočet lze zjednodušit a v tlaku uvažovat pouze pásnice nosníku [Steenhuis, 1998b]. Část stojiny nosníku v tlaku se zanedbá, viz obr. 6.18. Dále lze předpokládat konzervativně výslednici tlakových sil v ose pásnice i při přesahu čelní desky. Výslednice sil v tahu je pro jednu řadu šroubů v jejich ose, pro více řad šroubů ji lze stanovit z tuhosti jednotlivých řad.



Obr. 6.19 Zjednodušení modelu při uvažování pouze pásnic a výslednice tlačené části v ose tlačené pásnice

Síla $F_{t,Rd}$ představuje únosnost tažené části a síla $F_{c,t,Rd}$, $F_{c,b,Rd}$ tlačných částí. Pro jednoduchost se dále uvažuje pouze s proporčním namáháním. Z výminky rovnováhy lze podle obr. 6.19a pro excentricitu $e = M_{Sd}/N_{Sd} \leq -z_c$ stanovit

$$\frac{M_{Sd}}{z} + \frac{N_{Sd} z_c}{z} \leq F_t \quad (6.6)$$

a

$$\frac{M_{Sd}}{z} - \frac{N_{Sd} z_t}{z} \leq -F_c \quad (6.7)$$

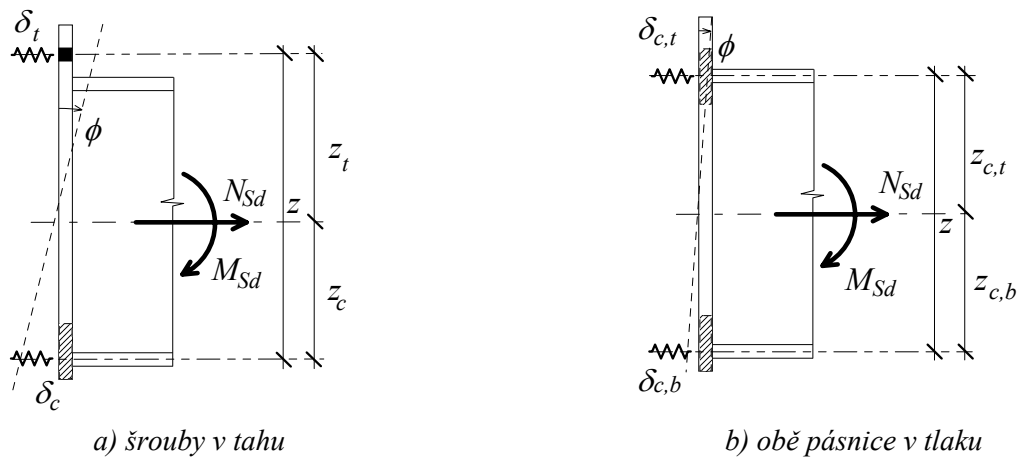
Pro konstantní excentricitu $e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} = const$. Při proporčním namáhání lze výrazy (6.6) a (6.7) přepsat do tvaru

$$M_{j,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{t,Rd} z}{z_c + I} \\ e \\ \frac{F_{c,Rd} z}{I - z_{t,l}} \\ e \end{array} \right\} \quad (6.8)$$

Pro excentricitu $e = M_{Sd}/N_{Sd} \geq -z_c$, viz obr. 6.19b), není ve šroubech tah a obě části jsou v tlaku. Výraz (6.8) lze pro tento případ přepsat do tvaru

$$M_{j,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{-F_{c,t,Rd} z}{z_{c,b} + I} \\ e \\ \frac{-F_{c,b,Rd} z}{z_{c,t} - I} \\ e \end{array} \right\} \quad (6.9)$$

Ohybová tuhost se stanoví z deformační tuhosti komponentů.



Obr. 6.20 Mechanický (pružinový) model čelní desky

Deformace komponent v tlaku a v tahu, viz obr. 6.20a, lze vyjádřit jako

$$\delta_t = \frac{\frac{M_{Sd}}{z} + \frac{N_{Sd} z_c}{z}}{E k_t} = \frac{M_{Sd} + N_{Sd} z_c}{E z k_t}, \quad (6.10)$$

$$\delta_c = \frac{\frac{M_{Sd}}{z} - \frac{N_{Sd} z_t}{z}}{E k_{c,r}} = \frac{M_{Sd} - N_{Sd} z_t}{E z k_c}, \quad (6.11)$$

a natočení ve styčnicku se pro rameno vnitřních sil z stanoví jako

$$\phi = \frac{\delta_t + \delta_c}{z} = \frac{1}{E z^2} \left(\frac{M_{Sd} + N_{Sd} z_c}{k_t} + \frac{M_{Sd} - N_{Sd} z_t}{k_c} \right). \quad (6.12)$$

Ohybová tuhost přípoje se určí ze vztahu

$$S_{j.ini} = \frac{M_{Sd}}{\phi}. \quad (6.13)$$

Tuhost lze vyjádřit substitucí rovnice (6.12) do rovnice (6.13)

$$S_{j.ini} = \frac{M_{Sd}}{M_{Sd} + N_{Sd} e_0} \frac{E z^2}{\left(\frac{1}{k_c} + \frac{1}{k_t} \right)} = \frac{e}{e + e_0} \frac{E z^2}{\sum \frac{1}{k}}, \quad (6.14)$$

kde excentricita e_0 je

$$e_0 = \frac{z_c k_c - z_t k_t}{k_c + k_t}. \quad (6.15)$$

Nelineární část křivky se vyjadřuje tvarovým součinitelem μ , který závisí na poměru γ působící síly a únosnosti

$$\mu = (1,5 \gamma)^{2,7} \geq 1. \quad (6.16)$$

Za předpokladu stejných ramen sil komponent v tahu z_t a tlaku z_c o polovině výšky nosníku $h/2$, lze součinitel γ definovat výrazem

$$\gamma = \frac{M_{Sd} + 0,5 h N_{Sd}}{M_{Rd} + 0,5 h N_{Sd}}, \quad (6.17)$$

a pro excentricitu e jej lze vyjádřit jako

$$\gamma = \frac{e + \frac{h}{2}}{\left(\frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} \right) e + \frac{h}{2}}. \quad (6.18)$$

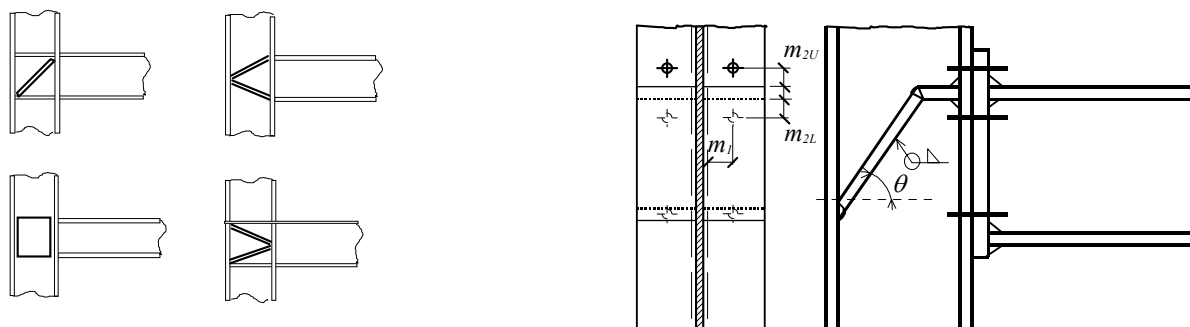
Součinitelem μ lze popsat nelineární část pracovního diagramu při proporcionálním namáhání ve tvaru

$$S_j = \frac{e}{e + e_0} \frac{E z^2}{\mu \sum \frac{1}{k}}. \quad (6.19)$$

Otázka 6.10 Morrisonova výztuha stěny sloupu

Lze návrh výztuh stěny sloupu v normě prEN 1993-1-8 použít i pro Morrisonovy výztuhy?

Stěnu sloupu lze ve smyku vyztužit diagonální výztuhou, příložkou, výztuhou tvaru K a Morrisonovou výztuhou, která umožňuje vyztužit stěnu sloupu nejen ve smyku ale i v tahu, viz obr. 6.10.



a) diagonální výztuha, příložka, výztuhy tvaru K

b) Morrisonova výztuha

Obr. 6.10 Výztuhy stěny sloupu

Experimenty potvrdily, že Morrisonova výztuha umožňuje účinné vyztužení stěny sloupu. Výztuha zvyšuje jak počáteční tuhost, tak únosnost přípoje. Pro snadnou montáž šroubů se volí vodorovná část výztuhy asi 100 mm. Plochu výztuhy $A_{sg} = 2 b_{sg} t_s$ o tloušťce t_s a šířce na každé straně sloupu b_{sg} se doporučuje navrhnout jako

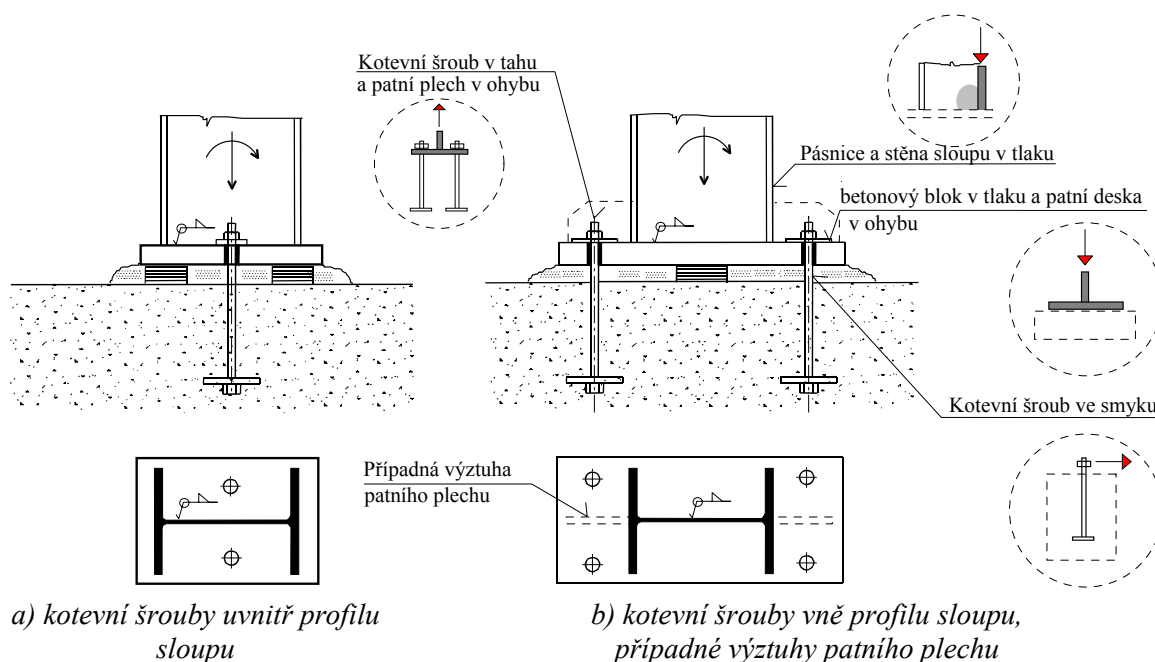
$$A_{sg} \geq \frac{F_v - F_{v,w,Rd}}{f_{yd} \cos \theta} \quad (6.20)$$

kde F_v je působící smyková síla, $F_{v,w,Rd}$ je únosnost nevyztužené stěny sloupu, f_{yd} je nižší z mezí kluzu výztuhy a sloupu a θ je úhel sklonu výztuhy od vodorovné roviny.

7 Kotvení sloupů patní deskou

Kotvení sloupů ocelových konstrukcích se provádí patní deskou, obetonováním a jejich kombinací. Kotvení sloupů patní deskou sestává ze spodní části sloupu, z patní desky a z kotevních šroubů. Ekonomicky nejvýhodnější vycházejí nevyztužené patní desky. Deska s výztuhami se navrhuje podle stejných zásad jako nevyztužená deska. Používá se především pro patky namáhané kromě normálové síly též ohybovým momentem. Patní deska se ukládá na konstrukci spodní stavby, např. betonový základ.

Norma prEN 1993-1-8 zahrnuje pravidla pro výpočet únosnosti a tuhosti kotvení sloupu patní deskou pro sloupy z otevřených i uzavřených profilů metodou komponent [Wald a kol., 2000]. Metodiku lze využít pro patní desky vyztužené dalšími profily a obetonováním. Vliv základové konstrukce, který může být v některých případech významný, není v prEN 1993-1-8 řešen.



Obr. 7.1 Příklad kotvení sloupu patní deskou, rozdělení na komponenty

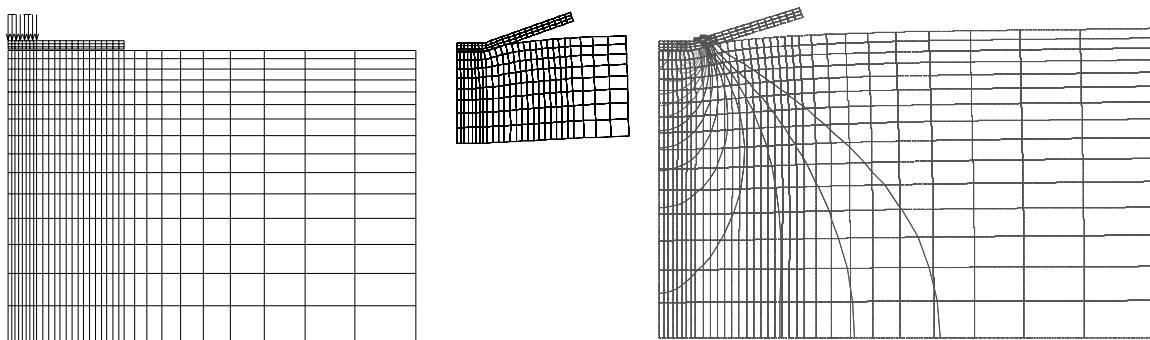
Tradičně se pro kloubové kotvení patní deskou navrhovala patní deska tak tlustá, aby bylo zajištěno rovnoměrné rozdělení napětí pod patní deskou. Návrh ohybově tuhému kotvení využíval pružného rozdělení vnitřních sil a představy zachování rovinnosti průřezu. Pro pružné rozdělení napětí pod patní deskou bylo z výminky rovnováhy stanoveno napětí v betonu v tlaku a síla v kotevních šroubech. Ačkoliv metodika zanedbávala vliv deformace průřezu, kotevních šroubů a betonu, v praxi se osvědčila. Přesnější postup v normě prEN 1993-1-8 umožňuje ekonomičtější a spolehlivější řešení. Pro stanovení vnitřních sil se používá plastické rozdělení napětí. Poddajná patní deska se převádí na náhradní tuhou desku, pod kterou se posuzuje únosnost betonu v koncentrovaném tlaku.

Pro výpočet tuhosti se obdobně jako u přípoje nosníku na sloup čelní deskou využívá metody komponent. Styčnick se rozdělí na komponenty, viz obr. 7.1, a určí se jejich únosnost a tuhost. Při skládání komponent se uvažuje vliv normálové síly a ohybového momentu. Stanovení únosnosti je popsáno v kapitole 6.2.6 normy prEN 1993-1-8 a tuhosti v kap. 6.3.4. Popis komponenty patní deska v ohybu a betonový blok v tlaku je uveden v kap. 6.3.2, pásnice a stěna sloupu v tlaku v kap. 6.2.4.7 a patní deska v ohybu a kotevní šrouby v tahu v kap. 6.2.4.12. Metody pro posouzení smyku kotevních šroubů v kotvení patní deskou jsou shrnuty v 6.2.1.2. Hranice pro klasifikaci kotvení patní deskou uvádí kap. 3.2.2.5.

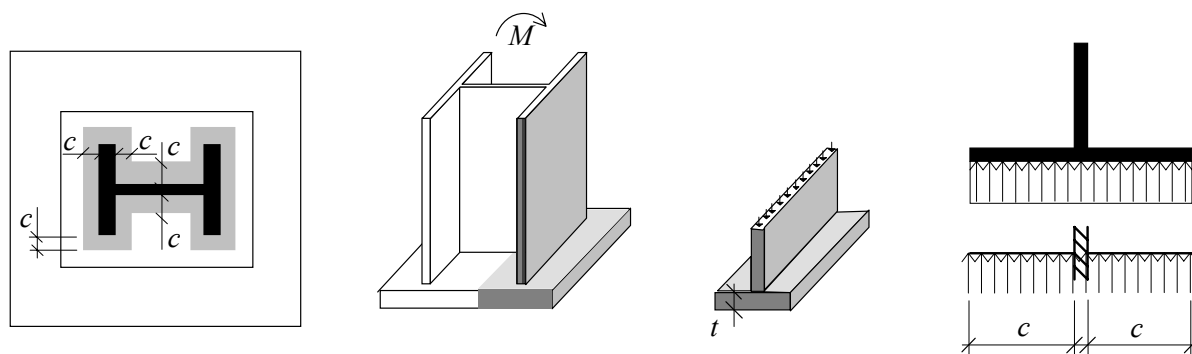
Otázka 7.1 Únosnost patní desky

Proč se únosnost patní desky počítá pružně $1/6 t^2$ a ne plasticky $1/4 t^2$?

Poddajná patní deska se převádí na náhradní tuhou desku. Ta se na základě praxe a experimentů omezuje pružnými deformacemi patní desky, viz obr. 7.2. Pod poddajnou patní deskou se tím vymezí plocha s koncentrovaným napětím v betonu [Bijlaard, 1982]. Tímto postupem je jako vedlejší efekt zajištěno, že u patní desky není překročena její ohybová únosnost. Výpočet účinné plochy v tlaku pod poddajnou patní deskou je založen na stanovení účinné délky c .



Obr. 7.2 MKP model T profilu v ohybu a patní desky v tlaku, dělení na prvky, deformace pod poddajnou patní deskou a hlavní napětí v betonovém bloku [Wald, Baniotopoulos, 1998]



Obr. 7.3 Model patní desky v tlaku

Pružnou momentovou únosnost patní desky na jednotku délky lze stanovit z

$$M' = \frac{1}{6} t^2 f_{yd} . \quad (7.1)$$

Pro ohybový moment na jednotku délky patní desky jako konzoly délky c , viz obr. 7.3, platí

$$M' = \frac{1}{2} f_j c^2 . \quad (7.2)$$

V případě rovnosti těchto momentů je dosaženo pružné únosnosti patní desky a lze stanovit odpovídající délku konzoly c jako

$$\frac{1}{2} f_j c^2 = \frac{1}{6} t^2 f_y , \quad (7.3)$$

což lze přepsat do vztahu pro určení šířky c

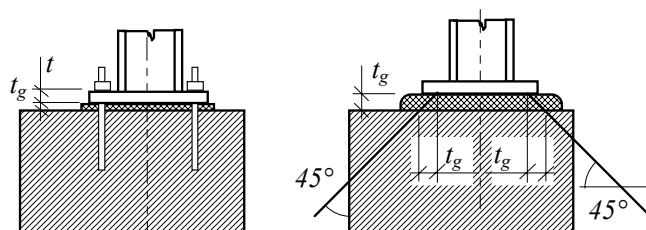
$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{M0}}} . \quad (7.4)$$

Otázka 7.2 Podlité nízké pevnosti

V normě prEN 1993-1-8 se součinitel styčnicku β_j bere hodnotou $2/3$ pro maltu o charakteristické pevnosti nejméně 20% pevnosti betonu základu. Jak postupovat pro malty s ještě nižší kvalitou?

Vliv kvality malty podlité byl studován experimentálně a numericky. Bylo prokázáno, že tenká vrstva malty neovlivní únosnost betonového bloku. Lze předpokládat, že vrstva malty je ve stavu prostorového tlaku, neboli malta je mezi patní deskou a betonovým blokem ve stavu obdobném kapalině.

Většina dnes používaných malt dosahuje vyšší pevnosti než beton základu [Stark, Bijlaard, 1988]. V tomto případě lze vrstvu malty zanedbat. V ostatních případech se pro posouzení únosnosti předpokládá rozložení napětí pod úhlem 45° , viz obr. 7.4. Pro malty tloušťky nad 50 mm se požaduje, aby pevnost malty byla nejméně taková jako je pevnost základového bloku [prEN 1993-1-8, 2003]. Další podrobnosti lze nalézt v odpovědi na otázku 7.3.



Obr. 7.4 Model rozdělení napětí v podlité

Otázka 7.3 Podrcení betonu pod patní deskou

Zdá se, že stanovení únosnosti betonu pod patní deskou f_j dává stejné výsledky jako posouzení podle prEN 1992-1-1.

Podle prEN 1992-1-1 se počítá pevnost ze vztahu

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,3 A_{c0} f_{cd}.$$

Podle prEN 1993-1-8 nabývá součinitel koncentrace napětí k_j hodnoty nejvýše $5,0$. Pro tuto hodnotu lze stanovit největší pevnost betonu při koncentrovaném tlaku

$$f_j = \frac{2}{3} * 5 * f_{cd} = 3,33 f_{cd}.$$

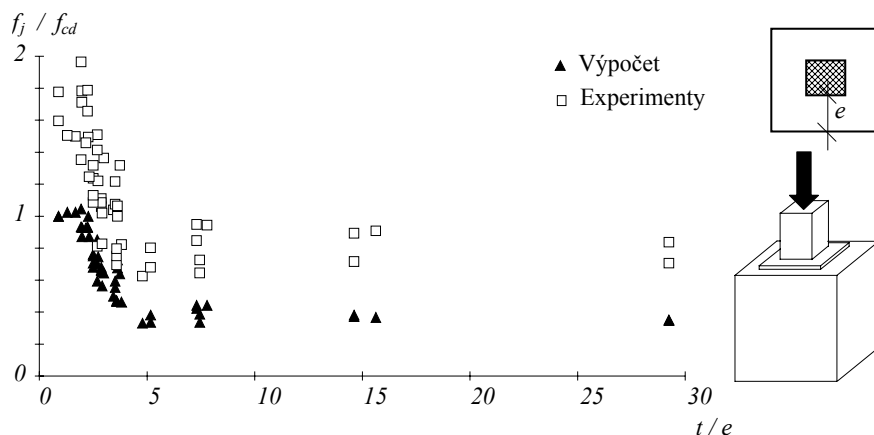
Výsledek dává stejné hodnoty jako prEN 1992-1-1, ale postup výpočtu je jiný. Jaký je podklad rozdílných řešení?

Normy Navrhování betonových konstrukcí prEN 1992-1-1 a Navrhování ocelových konstrukcí prEN 1993-1-8, řeší stejný problém únosnosti betonu pod patní deskou. V literatuře lze nalézt dvě skupiny poznatků. Nejdříve byla pro kotvení přepínacích kabelů podrobně prozkoumána problematika dokonale tuhé desky. Novější jsou výzkumy poddajné patní desky sloupů, u nichž je síla přenášena pouze částí patní desky.

Experimentální a analytické studie se převážně zabývaly vlivem poměru pevnosti betonu a oceli, výšky betonového bloku, polohy patní desky na bloku a vyztužení. Výsledky koncentrované zatížení tuhých desek poskytly kvalitativní poznání chování. K porušení došlo ve tvaru obrácené pyramidy pod deskou. Experimentální práce [Shelson, 1957; Hawkins, 1968, DeWolf, 1978] vedly k odvození metodiky pro stanovení únosnosti v podrcení, které využívají současné normy. Betonový blok se dále posuzuje pro porušení smykem, ohybem a protlačení v závislosti na jeho geometrii.

Model únosnosti patní desky v normě prEN 1993-1-8 je založen na experimentálních poznatcích. Poddajná patní deska se nahrazuje náhradní tuhou deskou [Stockwell, 1975]. Metodika vyjadřuje spolehlivě rozdělení napětí pod patní deskou namáhanou sloupem. Obr. 7.5 popisuje závislost únosnosti na poměru tloušťky k délce přesahu [DeWolf, 1978; Hawkins, 1968a]. Na padesáti

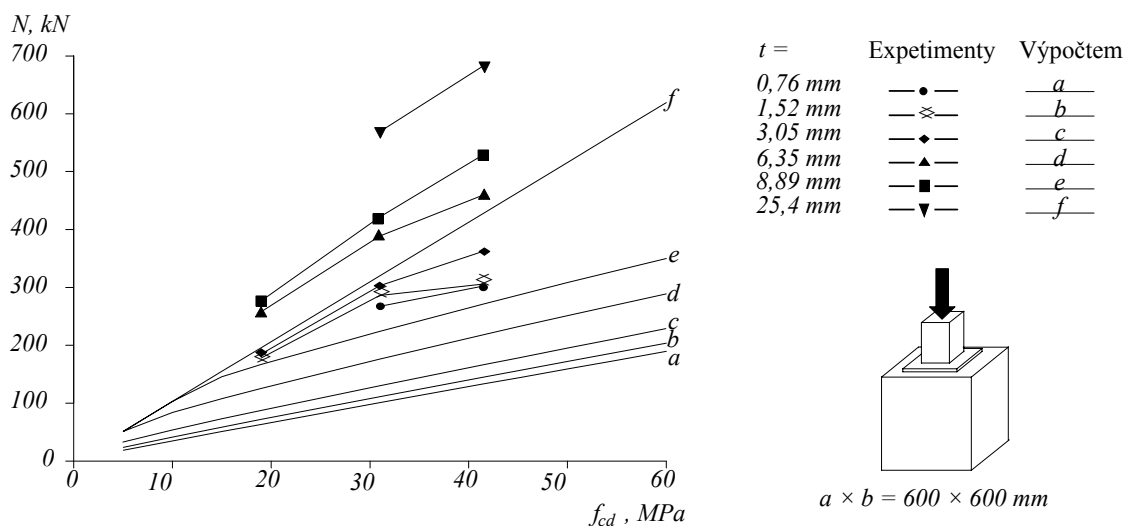
experimentech se měnila se velikost bloku, velikost a tloušťka patní desky a poměr pevností obou materiálů. Patní deskou byly zatěžovány vzorky o velikosti 150 až 330 mm. Poměr experimentálně zjištěných hodnot k návrhové únosnosti je od 1,4 do 2,5 se střední hodnotou 1,75.



Obr. 7.5 Porovnání návrhového modelu únosnosti betonu s experimenty [DeWolf, 1978], [Hawkins, 1968a] pro různé tuhosti patní desky

Řešení bylo zpřesněno a porovnáno s experimenty [Bijlaard, 1982], [Murray, 1983]. Norma prEN 1993-1-8 přijala tento postup v mírně konzervativní formě. Zvýšení únosnosti při excentrickém namáhání patní desky bylo prokázáno experimentálně i numericky [DeWolf, Sarisley, 1980], [Wald, 1993]. Únosnost betonu pod poddajnou patní deskou je vyšší než pod tuhou deskou, u které dochází k podrcení betonu pod její hranou. V tomto případě se postupuje podle teorie porušení a zjednodušený inženýrský model popsany výše přestává platit.

Vliv pevnosti betonu ukazuje obr. 7.6. Pro stejné geometrické uspořádání bylo provedeno 16 experimentů s různou kvalitou betonu, viz [Hawkins, 1968a]. Při experimentech se měnila pevnost betonu v tlaku v hodnotách 19, 31 a 42 MPa.



Obr. 7.6 Porovnání návrhového modelu únosnosti betonu s experimenty [Hawkins, 1968a] pro různou pevnost betonu

Otázka 7.4 Koncentrace napětí pod patní deskou

Jak se stanovuje pevnost betonu v koncentrovaném tlaku f_j ? Jaké jsou podklady pro hodnoty f_j více než 10 krát vyšší než je pevnost malty podlité? Podle prEN 1993-1-8 je největší koncentrace napětí 5,0 pro čtvercovou patní deskou. Pro tuto hodnotu se získá pevnost betonu v koncentrovaném tlaku

$f_j = 2/3 * 5 * f_{cd} = 3,33 f_{cd}$. Součinitel styčnicku se uvažuje $\beta_j = 2/3$ pro malty o pevnosti větší než 0,2 násobek pevnosti betonu v tlaku. To dává nejmenší pevnost malty $f_{cd,g} = 3,33 * f_{cd} / 0,2 = 16,66 f_{cd}$.

Únosnost malty a betonu v tlaku je omezena podrcením malty nebo betonu pod poddajnou patní deskou. V inženýrských modelech se poddajná patní deska nahrazuje tuhou. Tuhá deska je tvořena průřezem sloupu zvětšeným o pruh o účinné šířce c , viz obr. 7.7 podle normy prEN 1993-1-8. Beton je v základovém bloku vystaven prostorovému tlaku a jeho únosnost může být více než 6,25 vyšší než v prostém tlaku. V normě prEN 1993-1-8 se zvýšení únosnosti betonu v koncentrovaném tlaku f_j zavádí součinitelem koncentrace k_j s nejvyšší hodnotou 5,0. Únosnost patní desky $F_{c,Rd}$ se stanoví z

$$a_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} a + 2a_r \\ 5a \\ a + h \\ 5b_1 \end{array} \right\}, \quad a_1 \geq a, \quad (7.5a)$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b + 2b_r \\ 5b \\ b + h \\ 5a_1 \end{array} \right\}, \quad b_1 \geq b, \quad (7.5b)$$

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 b_1}{a b}}, \quad (7.6)$$

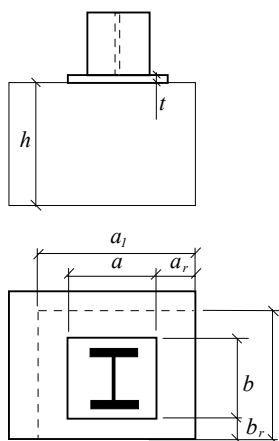
$$f_j = \frac{2}{3} \frac{k_j f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (7.7)$$

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{M0}}}, \quad (7.8)$$

$$F_{c,Rd} = A_{eff} f_j. \quad (7.9)$$

Účinná plocha A_{eff} je zobrazena na obr. 7.7 a pro výpočet pevnosti v koncentrovaném tlaku se zjednodušuje na obdélník.

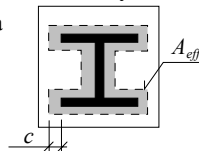
Kvalita a tloušťka malty se zohledňuje v součiniteli styčnicku β_j . Pro $\beta_j = 2/3$ se předpokládá, že pevnost malty podlití $f_{ck,g}$ není menší než 0,2 násobek pevnosti betonu základu f_{ck} ($f_{ck,g} \leq 0,2 f_{ck}$) a tloušťka $t_g \leq 0,2 \min(a; b)$. Pro nižší kvalitu nebo větší tloušťku malty lze posoudit vrstvu malty samostatně, kromě podrcení betonového bloku. Počítá se s pevností malty podle výše uvedené metodiky pro výšku betonového bloku h včetně tloušťky malty.



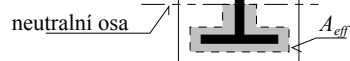
a) rozměry

Tvar plochy náhradní tuhé desky

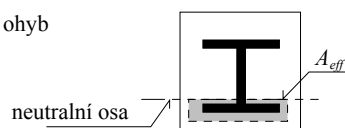
Pouze normálová síla



Kombinace momentu a normálové síly



Čistý ohyb



b) účinná část náhradní tuhé desky kolem profilu sloupu

Obr. 7.7 Patní deska

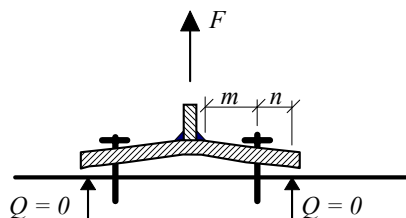
Otázka 7.5 Účinná délka náhradního T profilu patní desky

Lze použít výpočet účinné délky náhradního profilu pro přípoje čelní deskou také pro patní desku?

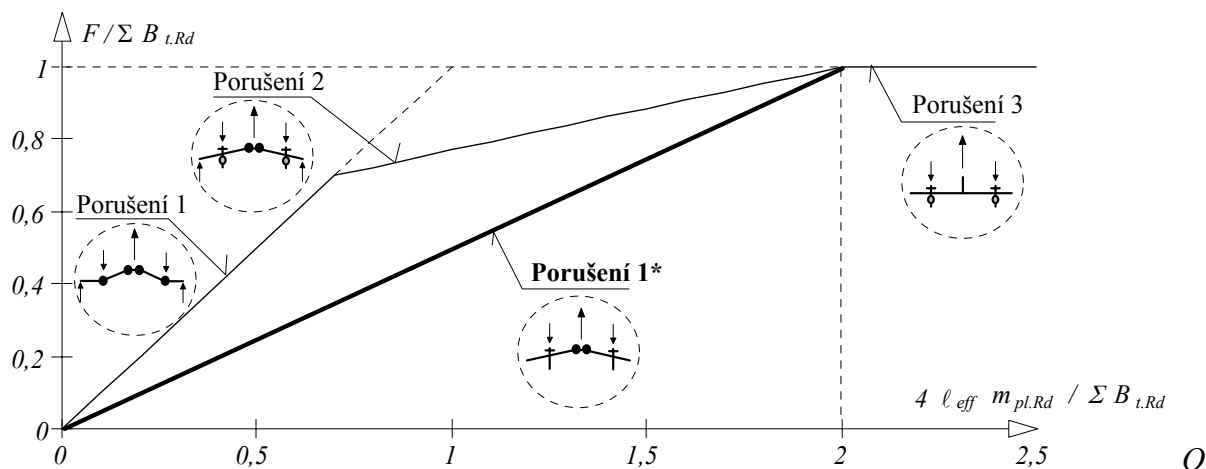
Délka účinného T profilu v tahu zavádí do výpočtu různé tvary plastifikace při porušení desky. Porušení čelní a patní desky jsou jiná. Kotevní šrouby jsou dlouhé a patní desky jsou tlustší v porovnání se šrouby v přípoji nosníku na sloup. Výsledkem je vyzvednutí patní desky a zabránění kontaktu, který by způsobil páčení šroubů, viz obr. 7.8, což se popisuje tvarem porušení 1*. Únosnost T profilu bez kontaktu je

$$F_t = \frac{2 L_{eff} m_{pl.Rd}}{m}, \quad (7.10)$$

kde $m_{pl.Rd}$ je plastická únosnost patní desky jednotkové délky. Vztah tvaru porušení 1* a porušení s kontaktem je na obr. 7.9.



Obr. 7.8 T-profil bez kontaktu s betonovým blokem

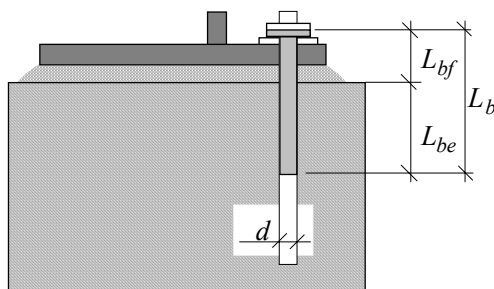


br. 7.9 Tvar porušení 1* pro T profil patní desky

Hranice mezi jednotlivými tvary porušení s kontaktem a bez kontaktu patní desky lze nalézt řešením pružné deformace soustavy [Wald, 1999]. Lze ji vyjádřit jako mezní délku šroubu $L_{b,lim}$. Pro šrouby delší než $L_{b,lim}$ kontakt nenastane. Tuto délku lze stanovit jako

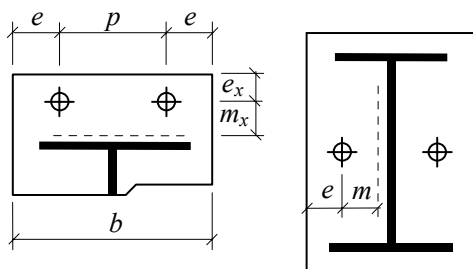
$$L_{b,lim} = \frac{8,82 m^3 A_s}{L_{eff} t^3} < L_b, \quad (7.11)$$

kde A_s je plocha šroubu a L_b je celková volná délka kotevního šroubu, viz obr. 7.11. Pro předem zabetonované šrouby lze délku šroubu L_b určit jako součet volné délky nad betonovým blokem L_{bf} a účinné délky zabetonované části, která se odhaduje jako $L_{be} = 8 d$, tj. $L_b = L_{bf} + L_{be}$ [Wald, 1999].



Obr. 7.10 Délka šroubu zabetonovaného v betonovém základu

Výpočet délky účinného T profilu, viz obr. 7.11, je shrnut do tab. 7.1 a tab. 7.2.



Obr. 7.11 Rozměry patní desky se šrouby vně a uvnitř obrysu profilu sloupu

Tab. 7.1 Délka účinného T profilu patní desky se šrouby vně obrysu profilu sloupu

Při páčení	Bez páčení (pro patní desku)
$L_1 = 4 m_x + 1,25 e_x$	$L_1 = 4 m_x + 1,25 e_x$
$L_2 = 2 \pi m_x$	$L_2 = 4 \pi m_x$
$L_3 = 0,5 b$	$L_3 = 0,5 b$
$L_4 = 2 m_x + 0,625 e_x + 0,5 p$	$L_4 = 2 m_x + 0,625 e_x + 0,5 p$
$L_5 = 2 m_x + 0,625 e_x + e$	$L_5 = 2 m_x + 0,625 e_x + e$
$L_6 = \pi m_x + 2 e$	$L_6 = 2 \pi m_x + 4 e$
$L_7 = \pi m_x + p$	$L_7 = 2 \pi m_x + 2 p$
$L_{eff,1} = \min (L_1; L_2; L_3; L_4; L_5; L_6; L_7)$	$L_{eff,1} = \min (L_1; L_2; L_3; L_4; L_5; L_6; L_7)$
$L_{eff,2} = \min (L_1; L_3; L_4; L_5)$	$L_{eff,2} = \min (L_1; L_3; L_4; L_5)$

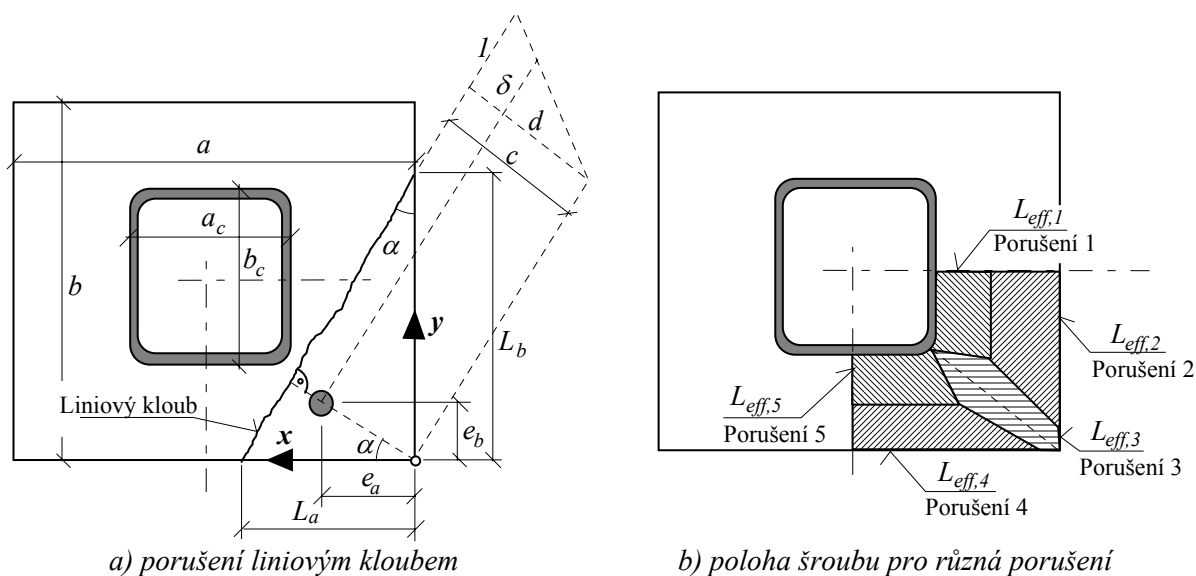
Tab. 7.2 Délka účinného T profilu patní desky s dvěma šrouby uvnitř obrysu profilu sloupu

Při páčení	Bez páčení (pro patní desku)
$L_1 = 2 \alpha m - (4 m + 1,25 e)$	$L_1 = 2 \alpha m - (4 m + 1,25 e)$
$L_2 = 2 \pi m$	$L_2 = 4 \pi m$
$L_{eff,1} = \min(L_1; L_2)$	$L_{eff,1} = \min(L_1; L_2)$
$L_{eff,2} = L_1$	$L_{eff,2} = L_1$

Otázka 7.6 Délka účinného T profilu patní desky se šrouby vně pásnice sloupu

Tabulky pro účinnou délku patní desky jsou vypracovány jen pro případy šroubů uvnitř pásnice sloupu. Jaké tvary porušení a tomu odpovídající délky účinného T profilu patní desky přicházejí v úvahu u šroubů vně pásnice sloupu?

Tvary liniových kloubů pro patní desky se šrouby vně obrysu sloupu studoval Wald [Wald a kol., 2000]. Vztahy pro přípoje čelní deskou lze doplnit o případy porušení obvyklé pro patní desky, kdy je šroub vně obrysu sloupu.



Obr. 7.12 Patní deska se šrouby vně obrysu sloupu

Účinnou délku T profilu lze stanovit pomocí metody liniových kloubů. Poloha šroubu je popsána jeho souřadnicemi v rovině x a y . Liniový kloub prochází mezi šroubem a rohem sloupu pod úhlem α ve vzdálenosti c . Řešení vychází z principu virtuální práce. Práce vnitřních sil na liniovém kloubu je dána jako

$$W_i = m_{pl} \left(\frac{1}{y} x + \frac{1}{x} y \right). \quad (7.12)$$

Práce vnějších sil

$$W_e = F_{pl} \delta. \quad (7.13)$$

Z rovnosti prací platí, že

$$m_{pl} \left(\frac{1}{y} x + \frac{1}{x} y \right) = F_{pl} \delta. \quad (7.14)$$

Virtuální deformace δ představuje deformaci desky v místě šroubu, viz obr. 7.12, a je rovna

$$\delta = \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{c}. \quad (7.15)$$

Po dosazení δ z předešlého výrazu

$$F_{pl} \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{c} = m_{pl} \left(\frac{x^2 + y^2}{x y} \right), \quad (7.16)$$

a

$$F_{pl} = m_{pl} c \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{x y}, \quad (7.17)$$

$$\frac{\partial F_{pl}}{\partial c} = m_{pl} \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{x y} = const. \quad (7.18)$$

Účinnou délku L_{eff} lze vypočítat jako

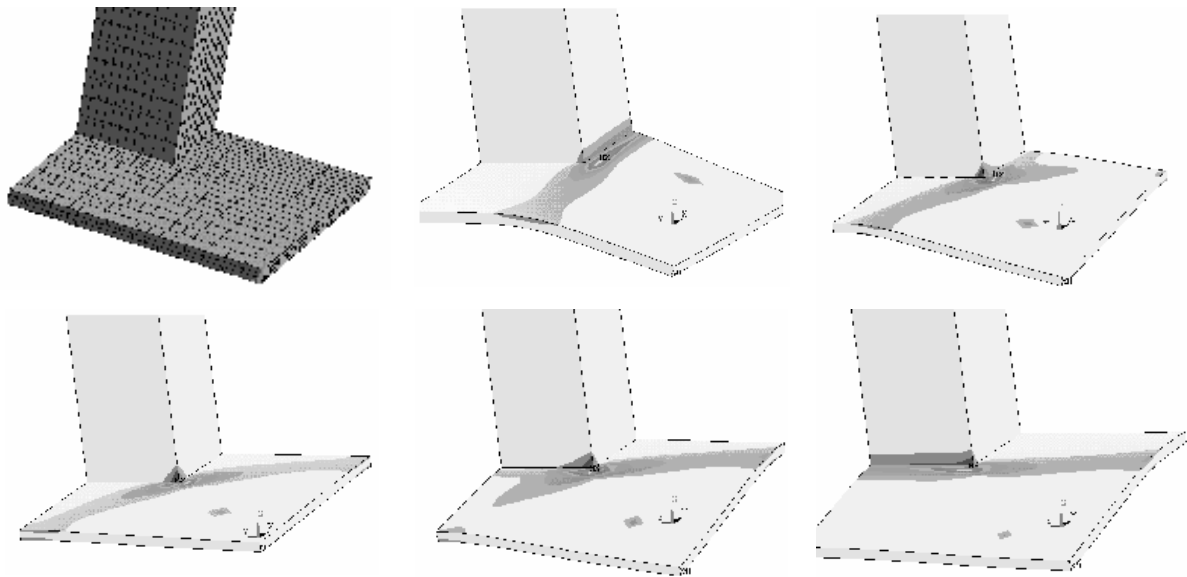
$$L_{eff} = c \frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{x y}. \quad (7.19)$$

Při pozici šroubu na rohu sloupu lze nalézt pět tvarů porušení, viz tab. 7.3 [Wald a kol., 2000] za předpokladu, že roh sloupu nemá kontakt s betonovým podkladem, což je případ patní desky.

Tab.7.3 Výpočet účinné délky T profilu pro porušení 1 až 3

Porušení 1	Porušení 2	Porušení 3
$W_{ext} = F_{pl} \delta$	$W_{ext} = F_{pl} \delta$ $\delta = \frac{a - a_c - 2 e_a}{a - a_c}$	$W_{ext} = F_{pl} \delta$ $\delta = \frac{\sqrt{(b - b_c)^2 + (a - a_c)^2} - 2 \sqrt{e_a^2 + e_b^2}}{\sqrt{(b - b_c)^2 + (a - a_c)^2}}$
$W_{int} = 4 \pi m_{pl} \delta$	$W_{int} = m_{pl} \frac{b}{a - a_c}$	$W_{int} = m_{pl} \left(\frac{e_a + e_b}{e_b e_a} \right)$
$F_{pl} = 4 \pi m_{pl}$	$F_{pl} = m_{pl} \frac{b}{a - a_c - 2 e_a}$	$F_{pl} = \frac{m_{pl}}{\delta} \left(\frac{e_a + e_b}{e_b e_a} \right)$
$m = \frac{a - a_c}{2} - e_a$		
$L_{eff,1} = \pi m$	$L_{eff,2} = \frac{b}{4}$	$L_{eff,3} = \frac{\sqrt{(a - a_c)^2 + (b - b_c)^2}}{8} \left(\frac{e_a + e_b}{e_b e_a} \right)$

Porušení 4 a 5 odpovídají porušení 2 a 1. Výsledky numerické simulace MKP, která byla zaměřena na vliv velikosti hlavy šroubu, ukazují daná porušení na obr. 7.13.



Obr. 7.13 Plastické klouby patní desky při změně polohy šroubu

Otázka 7.7 Součinitel tření mezi ocelí a betonem

Jak velké je tření mezi ocelí a betonem?

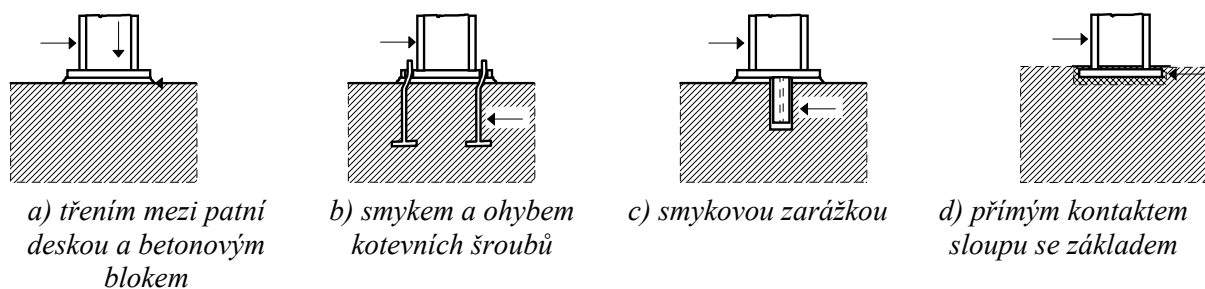
V prEN 1993-1-8 článek 6.2.1.2 je uvedena hodnota součinitele tření mezi patní deskou a maltou $C_{f,d} = 0,20$ pro běžnou maltu z písku a cementu a hodnota $C_{f,d} = 0,30$ pro speciální malty.

V příručce CEB [CEB, 1997] se doporučuje používat součinitel tření $0,4$ pro vrstvu malty do tloušťky 3 mm s dílčím součinitelem spolehlivosti $\gamma_{Mf} = 1,5$.

Otázka 7.8 Návrh kotevních šroubů na smykové síly

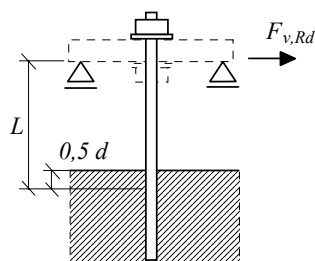
Lze použít kotevní šrouby pro přenos smykových sil z patní desky do betonového základu?

Vodorovné síly v kotvení sloupu patní deskou se přenášejí: třením mezi patní deskou a maltou/betonovým základem, ohybem a smykem kotevních šroubů, smykovou zarážkou, např. z úpalku I nebo T profilu pod patní deskou a přímým kontaktem, viz obr. 7.14. Při ekonomickém návrhu konstrukce se smyková síla přenáší třením. Únosnost ve tření je dána nejmenším možným účinkem svislých sil při dané kombinaci zatížení a třením, závislém na součiniteli tření. Únosnost ve tření lze zvýšit/vyvodit předepnutím kotevních šroubů. Při nedostatečné nebo žádné normálové síle se část nebo celá smyková síla přenáší kotevními šrouby nebo zarážkou/obetonováním.



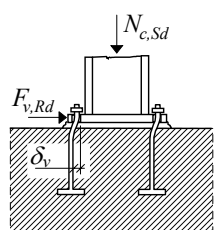
Obr. 7.14 Přenos vodorovné smykové síly v kotvení sloupu patní deskou

Přenos smykových sil kotevními šrouby je ověřen praxí v USA [DeWolf, Ricker 1990]. Otvory pro šrouby se navrhují běžné velikosti, u nadměrných otvorů se přivařuje zvláštní podložka nebo se otvor injektuje epoxidovou pryskyřicí, aby se zabránilo nadměrné deformaci při mezním stavu použitelnosti, případně přerozdělení vnitřních sil po kotvené konstrukci. Konzervativní přístup k návrhu kotevních šroubů je doporučen v příručce CEB [CEB, 1997]. Předpokládá se, že kotevní šroub bude působit jako konzola o délce tloušťky maltového lože zvětšené o $0,5 d$. Zabráněním natočení šroubu v patní desce (např. maticemi pod a nad patní deskou) lze uvažovat redukovanou délkou konzoly $L/2$, viz obr. 7.15.

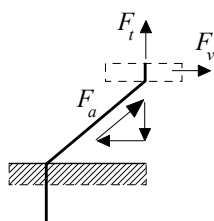


Obr. 7.15 Model pro návrh kotevního šroubu v ohybu, [CEB, 1997]

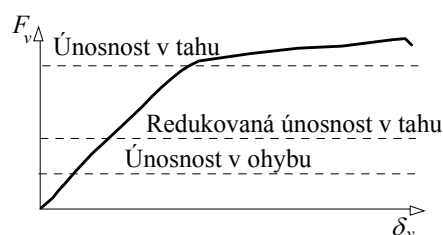
Při stanovení únosnosti kotevního šroubu ve smyku podle normy prEN 1993-1-8 se předpokládá deformace šroubu a vznik tahové síly ve šroubu a tlaku v maltovém podlité, viz obr. 7.16. Pro přenos smykových sil lze počítat pouze se šrouby v tlačené části patní desky. Návrh je založen na experimentech a analytické studii Bouwmana [Bouwman a kol., 1989]. Postup návrhu je pro praxi zjednodušen tak, aby formálně odpovídal návrhu šroubu ve smyku.



a) použité symboly



b) model vnitřních sil



c) pracovní diagram s vyznačením únosnosti v ohybu a v tahu

Obr. 7.16 Kotevní šroub při zatížení smykem

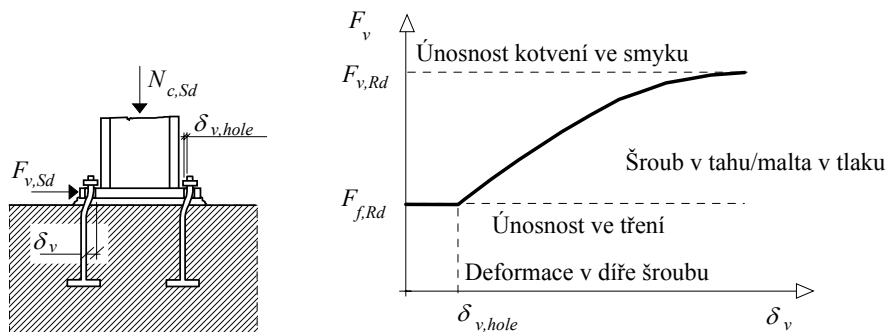
Otázka 7.9 Přenos smykové síly třením a kotevními šrouby

Lze přenést smykové síly v kotvení patní deskou třením a kotevními šrouby v případě, že jsou velké otvory v patní desce?

Model v normě prEN 1993-1-8 článek 6.2.1.2 je založen na plastické deformaci šroubu při zatížení vodorovnou silou, viz obr. 7.16. Únosnost šroubu v ohybu je malá. Ve šroubu se tvoří plastické klouby, viz obr. 7.17, a síla je přenášena tahem ve šroubu a tlakem v maltovém loži. Pro přenos smykových sil lze počítat pouze se šrouby v tlačené části patní desky. Únosnost ve smyku patní desky sestává z únosnosti v tření a v přetržení šroubu / porušení malty v tlaku.

$$F_{v,Rd} = F_{t,Rd} + n F_{vb,Rd} \quad (7.20)$$

Navíc je kotevní šroub třeba posoudit na otláčení v patním plechu a v betonovém bloku a vytržení z betonu.



Obr. 7.17 Kombinace tření a tahu ve šroubech při působení vodorovné síly na kotvení s uvažováním prokluzu v kotevních šroubech

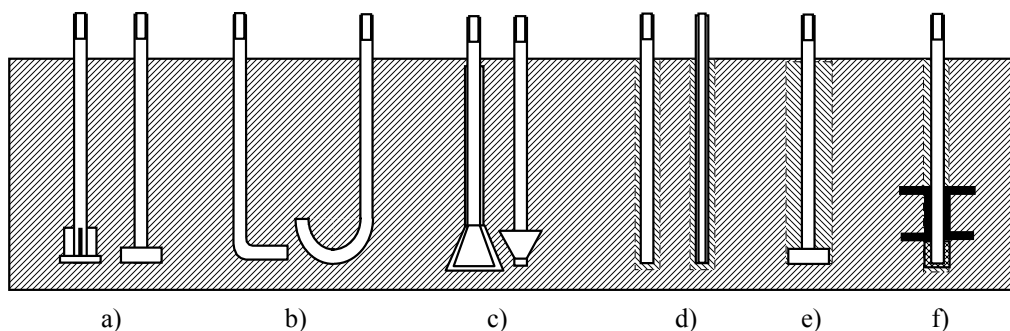
Otázka 7.10 Předem zabetonované kotevní šrouby

Pro návrh kotvení je rozhodující únosnost kotevních šroubů, ta ale není v normě prEN 1993-1-8 zahrnuta. Jaké předpisy se doporučuje použít?

V normě prEN 1993-1-8 tabulka 3.2 jsou uvedena obecná pravidla pro stanovení únosnosti všech typů šroubů v tahu, tedy i kotevních šroubů. Síla ve šroubu N_{Sd} musí splňovat podmínku

$$N_{Sd} \leq F_{t,Rd} = \beta_b \frac{0,9 A_s f_{ub}}{\gamma_{Mb}}, \quad (7.21)$$

kde A_s je plocha šroubu, f_{ub} mez pevnosti šroubu, γ_{Mb} dílčí součinitel spolehlivosti pro šrouby a β_b je redukční součinitel pro řezané závity. Pro řezané závity se volí $\beta_b = 0,85$.



Obr. 7.18 Typy kotevních šroubů, a) předem zabetonovaný s kotevní hlavou, b) předem zabetonovaný s kotevním hákem, c) dodatečně instalovaný do vyfrézovaného otvoru, d) lepený šroub, e) dodatečně zabetonovaný, f) šroub v kotevním roštu

V praxi se využívá celé řady kotevních šroubů, např. předem zabetonované s kotevní hlavou, předem zabetonované s kotevním hákem, dodatečně instalované do vyfrézovaného otvoru, lepené, dodatečně zabetonované, do kotevních roštů, viz obr. 7.18. Návrhové modely kompatibilní s normou prEN 1993-1-8 založené na pracích Eligehausena [Eligehausen, 1990] byly publikovány v příručce CEB [CEB, 1997]. Pro samostatný kotevní šroub se doporučuje uvažovat s těmito možnými porušeními:

s porušením ocelové části

$$N_{Sd} \leq N_{a,Rd} \leq N_{Rd,s} = \frac{A_s f_{yb}}{\gamma_{Mb}}, \quad (7.22)$$

s porušením soudržnosti

$$N_{Sd} \leq N_{a,Rd} \leq N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}, \quad (7.23)$$

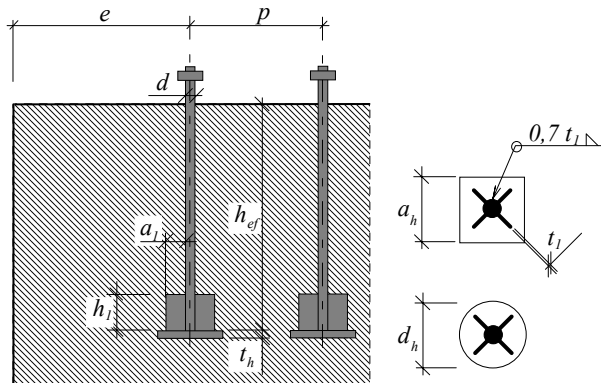
s porušením kužele betonu (pro šroub s kotevní hlavou se počítá s účinným jehlanem)

$$N_{Sd} \leq N_{a,Rd} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (7.24)$$

a s roztržení betonu

$$N_{Sd} \leq N_{Rd,sp} = \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{Msp}} \quad (7.25)$$

Pro skupinu šroubů se posuzují obdobná porušení.



Obr. 7.19 Předem zabetonovaný kotevní šroub s kotevní hlavou

Posouzení únosnosti předem zabetonovaného kotevního šroubu s kotevní hlavou, viz obr. 7.19, při namáhání tahovou silou sestává z těchto částí:

Únosnost ve vytržení lze stanovit jako

$$N_{Rd,p} = \frac{p_k A_h}{\gamma_{Mp}}, \quad (7.26)$$

kde je p_k pevnost pro beton bez trhlin

$$p_k = 11,0 f_{ck} \quad (7.27)$$

a A_h je plocha (kruhové nebo čtvercové) hlavy šroubu

$$A_h = \pi \frac{(d_h^2 - d^2)}{4} \quad (7.28a)$$

$$A_h = a_h^2 - \pi \frac{d^2}{4} \quad (7.28b)$$

Únosnost proti vytržení betonového jehlanu, viz obr. 7.20, se stanoví z výrazu

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \Psi_{s,N} \Psi_{ec,N} \Psi_{re,N} \Psi_{ucr,N}, \quad (7.29)$$

kde

$$N_{Rk,c}^0 = \frac{k_1 f_{ck}^{0,5} h_{ef}^{1,5}}{\gamma_{Mc}} \quad (7.30)$$

je charakteristická hodnota únosnosti jednoho kotevního šroubu. Pro beton bez trhlin se počítá s konstantou $k_1 = 11 (N/mm)^{0,5}$.

Vliv roztečí šroubů p a koncových vzdáleností e lze zohlednit ve tvaru jehlanu, viz. obr. 7.20, podle vztahů

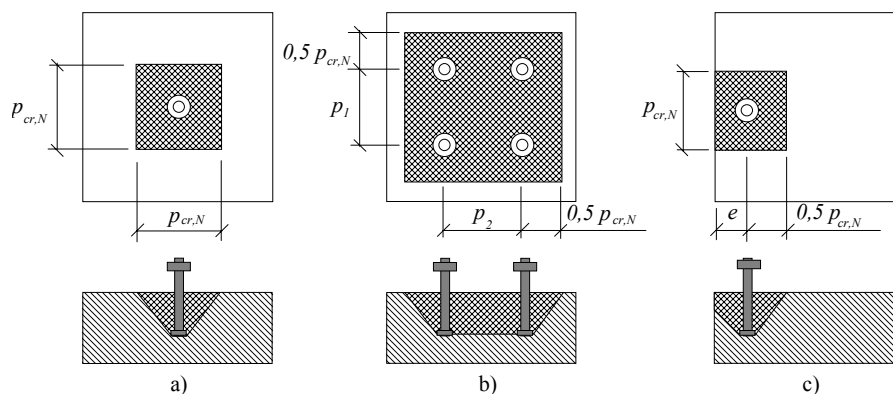
$$A_{c,N}^0 = p_{cr,N}^2, \quad (7.31a)$$

$$A_{c,N} = (p_{cr,N} + p_1)(p_{cr,N} + p_2), \quad (7.31b)$$

$$A_{c,N} = (e + 0,5 p_{cr,N}) p_{cr,N}. \quad (7.31c)$$

Šířku jehlanu lze odhadnout jako

$$p_{cr,N} = 3,0 h_{ef}. \quad (7.32)$$



Obr. 7.20 Představa jehlanu pro posouzení na vytržení betonu, a) jednotlivý kotevní šroub, b) skupina kotevních šroubů, c) jednotlivý kotevní šroub na hraně

Vliv nerovnoměrné napjatosti v betonu se zohledňuje součinitelem $\Psi_{s,N}$, který se počítá jako

$$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{e}{e_{cr,N}} \leq 1. \quad (7.33)$$

Součinitel $\Psi_{ec,N}$ zavádí vliv skupiny šroubů. Pro malé kotevní délky ($h_{ef} \leq 177 \text{ mm}$) lze únosnost zvýšit pro beton bez trhlin hodnotou $\Psi_{ure,N} = 1,4$. Splnění podmínky pro únosnost betonu v roztržení se u předem zabetonovaných kotevních šroubů zajišťuje vhodnou polohou šroubu a vyztužením. Rozteče se volí větší než

$$p_{min} = (5 d_h; 50 \text{ mm}), \quad (7.34)$$

vzdálenost kotevního šroubu od hrany betonového bloku se požaduje ne méně než

$$e_{min} = (3 d_h; 50 \text{ mm}) \quad (7.35)$$

a výška betonového bloku nesmí být menší než

$$h_{min} = h_{ef} + t_h + c_{\emptyset}, \quad (7.36)$$

kde c_{\emptyset} je doporučené krytí výztuže.

Pro kotevní šrouby se vzdáleností k hranám větší než $e > 0,5 h_{ef}$ ve všech směrech není třeba posuzovat únosnost kotevního bloku v roztržení. Pro jiné případy kotevních šroubů lze provést podrobné posouzení podle příručky CEB [CEB, 1994]. Posouzení je kompatibilní s normou prEN 1993-1-8.

8 Styčníky pro seismické oblasti

Základní principy

Spolehlivost všech typů konstrukcí v seismicky aktivních oblastech se zajišťuje tažností oceli a proto jsou ocelové konstrukce pro tyto oblasti mimořádně vhodné. Po ničivých zemětřeseních s epicentry v Northridge a v Kobe se v USA a Japonsku prohloubil rozvoj poznatků v oblasti navrhování styčnicků. Při obou zemětřeseních se ocelové konstrukce osvědčily, ale projevilo se nečekaně velké množství poškození styčnicků. Nepředpokládané poruchy styčnicků vyvrátily doposud užívaných Deset zásad pro návrh a výrobu styčnicků do seismických oblastí. Po zemětřeseních se řada výzkumných projektů zaměřila na nápravu chyb v návrhu rámu a jejich ohybově tuhých styčnicků. Je zřejmé, že na zjištěných poruchách se podílela celá řada příčin, včetně nevhodných detailů se svary. Při návrhu konstrukce a jejich styčnicků se v praxi ukázalo i neúplné pochopení problematiky seismického namáhání.

Detaily s poruchami vykazovaly nevhodné koncentrace napětí, místní plastifikaci a prostorové napětí zvláště v přípojích nosníků na sloupy. Nevhodné svary byly provedeny s nedostatečně tažným přídatným materiálem a nebyla zajištěna kontrola kvality po jejich výrobě. Jako nevhodné se ukázalo chování velkých prvků a jejich přípojů, kde se, podle výzkumů z osmdesátých let, využívalo spojování neobvykle štíhlých prvků (panelů stěny sloupu ve smyku, v tahu a tlaku, stojiny připojovaných nosníků v tlaku a smyku). Norma prEN 1993-1-8 zahrnuje pravidla pro stanovení únosnosti a tuhosti styčnicků ocelových konstrukcí, ale vliv seismického a dynamického zatížení není zahrnut. Přípoje v seismických oblastech musí splňovat tyto základní podmínky:

- schopnost přetížení;
- dostatečnou rotační kapacitu (tažnost);
- dostatečnou robustnost (detaily odolávající silám v neočekávaných směrech).

Zásady návrhu

Experimentální a analytický výzkum seismického zatížení, ocelí, svařování, lomové mechaniky a chování styčnicků a jejich sestav byl završen doporučeními pro návrh styčnicků do seismických oblastí a na přísnější kontrolu materiálu a výroby konstrukcí.

V USA doporučení zahrnují návrh rámu vhodných pro seismické oblasti z roku 1997 NEHRP Provisions [BSSC, 1997] a doporučení AISC [AISC, 1997], zvláště pak směrnice Běžné rámy do seismických oblastí (OMRF, Ordinary Moment Resisting Frames), Středně odolné rámy do seismických oblastí (IMRF, Intermediate Moment Resisting Frames) a Speciální rámy do seismických oblastí (SMRF, Special Moment Resisting Frames). Tyto tři typy konstrukcí se charakterizují rotační kapacitou 0,01, 0,02 a 0,03 rad. Přípoje lze navrhnout jak na plnou únosnost připojovaných prvků (FR, Fully Restrained) tak na částečnou únosnost (PR, Partially Restrained). Směrnice doporučují volbu typu přípojů, zatížení, typ globální analýzy, konstrukční řešení a postup návrhu styčnicků včetně ověření požadované a dosahované rotační kapacity.

Chování ohybově tuhých rámu je výrazně ovlivněno chováním jejich styčnicků. Ve směrnicích se doporučuje:

- koncepce globálního řešení s tuhými sloupy a poddajnými nosníky;
- vhodný návrh únosnosti stěny sloupu ve smyku;
- ověření únosnosti přípojů, včetně redukce jejich únosnosti při opakovaném namáhání;
- ověření vlivu druhého řádu (P - δ efekt);
- ověření místní ztráty stability prvků.

Směrnice se při návrhu přípojů zaměřují na vhodnou volbu typu přípoje a na podrobnou metodiku řešení vybraných typů přípojů (Pre-qualified Connections). U správně zvolených přípojů se očekává splnění definovaných požadavků.

Ty jsou pro svařované přípoje:

- rovnoměrnost napětí v nebezpečném průřezu svaru;
- vrubová houževnatost svařovaného materiálu;
- vrubová houževnatost přídatného materiálu;

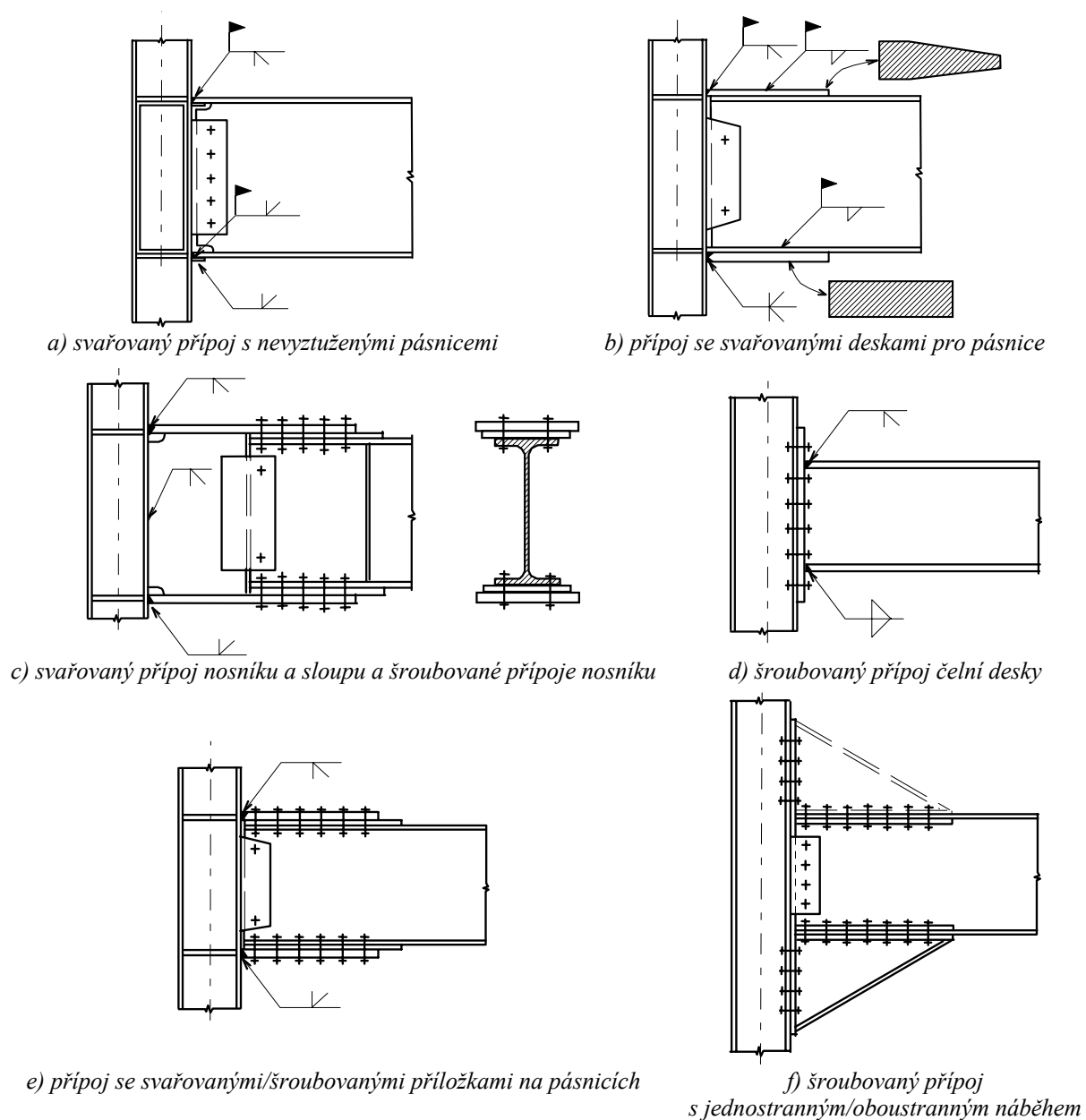
a pro šroubované přípoje

- velikost šroubů, typ díry, utažení;
- únosnost oslabeného průřezu.

V Evropě je podle normy pro styčníky prEN 1993-1-8 možno předpovědět momentovou únosnost $M_{j,Rd}$ a na základě tuhosti komponentů k_i i jejich tuhost

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{I}{k_i}} \quad (8.1)$$

Stanovení rotační kapacity pro seismické navrhování není v normě prEN 1993-1-8 zahrnuto a je soustředěno do normy prEN 1998-1.



Obr. 8.21 Styčníky popsané v doporučeních FEMA/SAC, USA

Přípoje nosníků ke sloupům

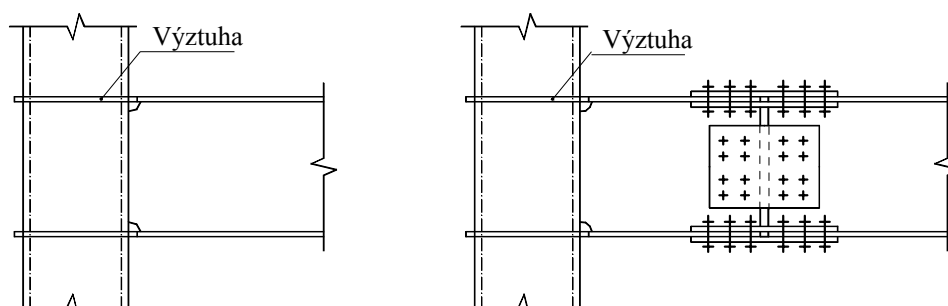
V USA byly vypracovány směrnice pro deset nejčastějších svařovaných přípojí na podkladě dat získaných v experimentálním programu FEMA/SAC. Každý typ přípoje je klasifikován podle rotační kapacity a je doporučen pro danou velikost připojovaných prvků. Jsou popsány přípoje

- svařovaný s nevyztuženými pásnicemi (WURF, Welded Unreinforced Flange), tvar přípoje podle obr. 8.1a;
- svařované příložky na pásnicích (WCPF, Welded Cover Plated Flange);
- svařované desky pásnic (WFP, Welded Flange Plates), viz obr. 8.1b;
- svařované svisle profilované pásnice (WVRF, Welded Vertical Ribbed Flange);
- svařovaný přípoj nosníku a sloupu a šroubovaný přípoj nosníku (WCT/BB, Welded Column Tree with Bolted Beam), viz obr. obr. 8.1c;
- svařovaný jednostranný náběh (WSH, Welded Single Haunch) a
- svařovaný oboustranný náběh (WDH, Welded Double Haunch).

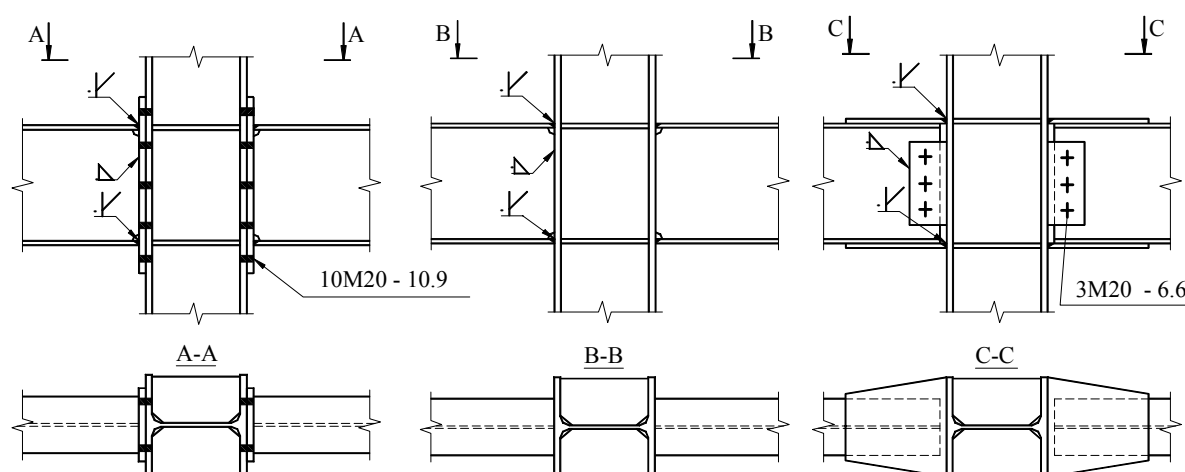
Kromě svařovaných styčnicků je popsáno několik typů šroubovaných přípojí:

- šroubované čelní desky (BEP, Bolted End Plate), viz obr. 8.1d;
- svařované příložky na pásnicích a šroubované stojiny (WFPBB, Welded Flange Plates with Bolted Beam), viz obr. 8.1e);
- šroubovaný jednostranný náběh (BSH, Bolted Single Haunch), viz obr. 8.1f a
- šroubovaný oboustranný náběh (BDH, Bolted Double Haunch), viz obr. 8.1f.

V Japonsku se pro patrové rámy využívá sloupů z hranatých trubek. Náročně navrhované styčníky nosníku se sloupem jsou zobrazeny na obr. obr. 8.2. Obr. 8.3 zachycuje typické přípoje využívané pro ohybově tuhé rámy v seismicky aktivních částech Evropy [Mazzolani, 2000].



Obr. 8.22 Styčníky pro sloupky z hranatých trubek používané v Japonsku



Čelní deska s přesahem

Svařovaný vyztužený styčník

Svařovaný styčník s deskami na pásnicích nosníku

Obr. 8.23 Styčníky používané v Evropě

Doporučení pro návrh a výrobu

Eurokód 8 [prEN 1998-1, 2001] doporučuje v konstrukcích styčnických s disipací energie:

- Návrh musí zabránit lokalizaci plastických oblastí, velkému vnitřnímu prnutí a výrobním vadám. Vhodnost návrhu je třeba ověřit na experimentu.
- Svařované přípoje tupými svary bez disipace energie s prvky s disipací energie musí splňovat požadavky na přetížení.
- Pro svařované přípoje koutovými svary nebo šroubované přípoje bez disipace energie musí být zajištěno, aby únosnost přípoje byla vyšší než 1,35 násobek plastické únosnosti připojovaného prvku

$$R_d \geq 1,35 R_{fy}. \quad (8.2)$$

Používá se pouze spojů třídy B (třecí spoje odolné proti prokluzu v mezním stavu použitelnosti) a C (třecí spoje odolné proti prokluzu v mezním stavu únosnosti) ve smyku a přípojů třídy E v tahu (spoje s předpjatými vysokopevnostními šrouby v tahu) s kontrolou utahování šroubů. Jsou povoleny též přípoje s přesnými šrouby.

U šroubovaných přípojů se požaduje únosnost ve smyku 1,2 vyšší než je únosnost ve otláčení.

Pevnost a deformační kapacita prvků a jejich přípojů při cyklickém zatěžování musí být prověřena experimentálně a splňovat požadavky na typ konstrukce a třídu tažnosti. Tyto požadavky se vztahují na všechny přípoje v konstrukci s disipací energie. Požadavky na tažnost jsou shrnuty v článku 6.6 a 6.9 normy prEN 1998-1. Tažnost konstrukce se popisuje požadovaným natočením ve styčnicích a dosahovanou rotační kapacitou styčnicků, kde se definuje parametr θ_p jako

$$\theta_p = \delta / (0,5 \cdot L). \quad (8.3)$$

Norma prEN 1998-1 předepisuje pro styčnické nosníky se sloupy ohybově tuhých rámců (MRF, Moment Resistant Frame):

- V případě, že konstrukce je navržena na disipaci energie v nosníku, navrhuje se přípoj nosníku na sloup na přetížení. Uvažuje se přetížení od momentu $M_{pl,Rd}$ a od posouvající síly ($V_{G,Ed} + V_{M,Ed}$) podle článku 6.6.2 v normě prEN 1998-1.
- Polotuhé styčnické a styčnické s částečnou únosností s disipací energie lze využít při splnění všech těchto podmínek:
 - rotační kapacita styčnicků odpovídá požadovanému natočení;
 - doloží se, že prvky připojené do styčnicku budou v mezním stavu únosnosti (MSÚ) stabilní;
 - při stanovení vodorovné deformace objektu se uvažuje s deformovatelností styčnicku.
- Styčnické se navrhnu tak, aby jejich rotační kapacita θ_{Cd} nebyla menší než 35 mrad pro třídu tažnosti H a 25 mrad pro třídu tažnosti M pro $q > 2$. Při cyklickém namáhání se musí dosáhnout této hodnoty bez poklesu pevnosti a tuhosti o více než 20%, hodnoty musí být prověřeny experimenty. Tento požadavek nezávisí na předpokládané poloze disipativní oblasti.
- Pro styčnické s částečnou únosností se stanovuje únosnost sloupů při plastické únosnosti styčnicků.

Vliv konstrukčního řešení a materiálu na nelineární chování ohybově tuhých styčnicků byl studován v posledních letech v řadě zemí, např. [El-Tawil a kol., 2000], [Mao a kol., 2001]. Vliv vlastností materiálu se nejčastěji popisuje poměrem meze kluzu k mezi pevností $\alpha_{YUSR} = f_y / f_u$ (YUSR, Yield-to-Ultimate Stress Ratio). Pro poměr 0,65 až 0,80 nevykazují styčnické do natočení 30 mrad podstatné koncentrace napětí. Pro hodnotu $\alpha_{YUSR} = 0,95$ se délka plastického kloubu u styčnicku při natočení 30 mrad zkracuje na polovinu v porovnání se styčnickými z materiálu $\alpha_{YUSR} = 0,80$. Krátký plastický kloub zvyšuje koncentraci napětí a vede k místní ztrátě stability při nižším namáhání a snižuje odolnost při nízkocyklové únavě.

Otázka 8.1 Proměnné zatížení

Lze použít normu prEN 1993-1-8 pro styčníky vystavené kromě účinkům statického zatížení i proměnným účinkům zatížení, např. od větru?

Normu prEN 1993-1-8 lze částečně využít pro návrh styčnicků na účinky proměnného zatížení. Lze použít výpočet momentové únosnosti $M_{j,Rd}$ a počáteční tuhosti $S_{j,ini}$ styčnicku. Vztahy v normě prEN 1993-1-8 nepokrývají celou škálu styčnicků pro určení rotační kapacity. Na základě experimentů bylo shledáno, že rotační kapacita při proměnném namáhání je asi poloviční než při statickém namáhání. Při proměnném namáhání lze nalézt jiné tvary porušení než při statickém, kdy se podle normy prEN 1993-1-8 určuje únosnost styčnicku z únosnosti nejslabší komponenty.

Otázka 8.2 Nesymetrické zatížení

Lze použít normu prEN 1993-1-8 pro styčníky vystavené kromě účinkům statického zatížení i seismickým účinkům, zvláště účinkům nesymetrického cyklického zatížení?

Závěry výzkumných prací v Evropě [Mazzolani, 2000] ukazují, že metodiku pro statické zatížení v normě prEN 1993-1-8 nelze použít pro stanovení charakteristik styčnicků vystaveným účinkům opakovaného zatížení. Při porovnání účinků od cyklického symetrického a nesymetrického zatížení na ohybově tuhé styčníky patrových ráků se potvrdilo, že únosnost při nesymetrickém zatížení je asi o 20 % až 40% nižší než u zatížení symetrického. Naopak rotační kapacita pro účinky nesymetrického zatížení dosahuje podle typu styčnicku asi 150 % až 200 % kapacity pro účinky symetrického zatížení.

Otázka 8.3 Rychlost zatěžování

Jaký vliv má rychlost zatěžování na chování styčnicků ocelových konstrukcí?

Evropský výzkumný program Copernicus RECOS [Mazzolani, 2000] potvrdil velký vliv rychlosti zatěžování na chování styčnicků. Pro ocelové prvky a styčníky vystavené účinkům seismického zatížení je rychlost změny poměrné deformace v rozsahu $0,03$ až $0,06 s^{-1}$. Při této rychlosti roste mez kluzu a mez pevnosti svarů. Tento vliv přináší snížení tažnosti přibližně o 27 %. Pro cyklické namáhání nemá ale pokles tažnosti výrazný vliv.

Otázka 8.4 Svařované styčníky

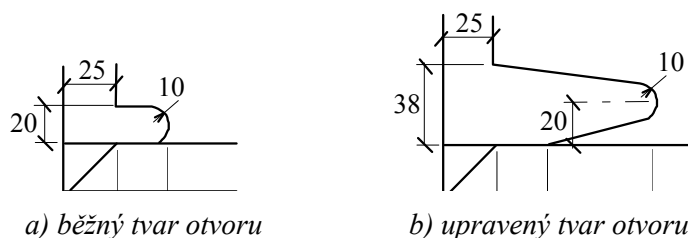
Jaký je vliv technologie svařování a detailů na chování styčnicků vystavených účinkům seismického zatížení?

Experimenty [Mazzolani, 2000] znovu potvrdily velkou důležitost kvality svarů vystavených účinkům seismického zatížení. Byly studovány tři typy svarů: jednostranné a oboustranné tupé svary a koutové svary. Nejlepší chování (porušení v základním materiálu) vykazoval oboustranný tupý svar. U koutového svaru se potvrdila jeho hlavní nevýhoda spočívající v obtížné kontrole velikosti svaru. Jednostranný tupý svar vykazoval nevyhovující chování. Vlivem nedostatečného provaření konce svaru se tvořily trhliny v kořeni. Pro tuhé přípoje nosníků na sloupy v seismických oblastech lze shrnout:

- Oboustranné tupé a koutové svary lze doporučit pro svařování ve výrobě. U koutových svarů je třeba důkladná kontrola velikosti svaru.
- Jednostranné tupé svary se používají pro svařování na staveništi, protože pásnice nosníků a příložky není třeba svařovat nad hlavou. Pro svary se doporučuje důkladná kontrola provaření kořene. Zvláště účinné se ukázalo dodatečné provaření kořene.

Cyklické namáhání zvyšuje riziko prasknutí svaru u přípojů na částečnou únosnost (svary s nedostatečnou velikostí a špatně provařeným kořenem) a lze jej snížit vhodnou kontrolou technologie svařování. Porovnání výsledků experimentů v USA a Japonsku ukázalo, že japonská technologie ochrany svaru plynem (GMAW, Gas shielded Metal Arc Welding) dosahuje i při použití pouze kysličníku uhlíčitého (CO_2) v porovnání s americkou technologií ochrany svaru plyny z obalu elektrody (FCAW, Self-shielded flux Core metal Arc Welding) větší tažnosti svarů.

Ve svarech připojujících pásnici nosníku na pásnici sloupu se iniciuje trhlina v kořeni svaru u stojiny nosníku. Pro jednostranné svařování se ve stojině vrtá otvor na usnadnění přístupu elektrody, viz obr. 8.4, k dolní pásnici. Výsledky testů s otvory potvrdily význam jeho tvaru na vznik trhlín, viz [Mao a kol., 2001], a možnost úpravy pro zvýšení únosnosti při opakovaném namáhání. Úpravou přístupového otvoru lze dosáhnout rotační kapacity 30 mrad.



Obr. 8.24 Otvor pro přístup elektrody k dolní pásnici

Otázka 8.5 Šrouby vysoké pevnosti pro seismické oblasti

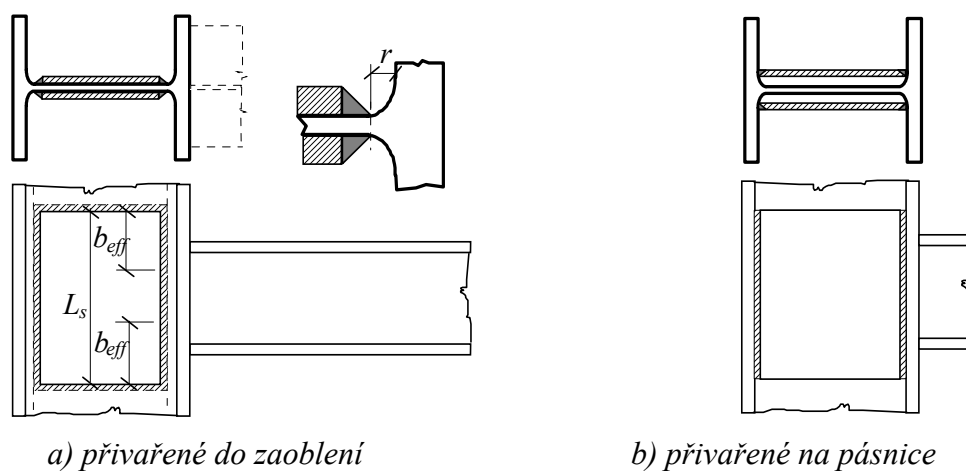
Lze použít šrouby vysoké pevnosti ve styčnicích se seismickým namáháním místo šroubů běžné kvality?

Šrouby vysoké pevnosti lze použít ve styčnicích vystavených opakovanému namáhání. Doporučuje se navrhnout jejich předpětí na 50% předpínací síly a toto předpětí na montáži kontrolovat. Třecí povrchy není třeba zvláště upravovat. Problematikou opakovaného namáhání se zabývá též Otázka 8.6.

Otázka 8.6 Panel stěny sloupu ve smyku

Jaký je vliv panelu stěny sloupu ve smyku při opakovaném namáhání?

Chování panelu stěny sloupu je v prEN 1993-1-8 popsáno pro statické namáhání. V případě nesymetrického styčnicku nosníku se sloupem nebo symetrického styčnicku s nesymetrickým zatížením má panel sloupu výrazný vliv na chování styčnicku. Experimentálně bylo prokázáno [Mazzolani, 2000], že únosnost styčnicku při opakovaném zatěžování se redukuje na 20 až 40% s příznivým nárůstem deformační kapacity na 150 až 200%. Únosnost panelu stěny sloupu ve smyku se zvyšuje přidáním příložného plechu podle obr. 8.5. Toto řešení má výhody i nevýhody. Při přivaření do zaoblené části přechodu stěny sloupu v pásnici, viz obr. 8.5a, což se považuje za praxi i experimenty potvrzené optimální řešení pro statické namáhání, se do styčnicku vnášejí vnitřní pnutí od chladnutí a nepříznivě se zvyšuje koncentrace napětí. Při přivaření příložných plechů na pásnice, viz obr. 8.5b, tato přídavná napětí nevznikají [Dubina a kol., 2000]. Toto řešení bohužel omezuje možnosti v návrhu připoje na měkkou osu sloupu. Vztahy pro účinnou šířku b_{eff} vyztužené stěny ve smyku, v tahu a tlaku lze nalézt v prEN 1993-1-8.



Obr. 8.25 Příložné plechy na stěně sloupu

Numerické studie [Schneider, Amidi, 1998] ukázaly, že příznivé účinky stěny sloupu ve smyku při opakovaném namáhání připoje nosníku na sloup při seismickém zatížení zvyšují možnost trhlin ve svarech vlivem velkého zkosení panelu. Předpisy 1991 NEHRP proto doporučují únosnost panelu stěny sloupu ve smyku větší než 90% únosnosti připoje nosníku ke sloupu.

9 Požární spolehlivost

Za požáru jsou konstrukce vystaveny vlivu změny mechanických vlastností teplotou a silám od protažení (při zahřívání) a zkrácení (při chladnutí) konstrukce. Ve styčnicích dosahuje teplota, díky koncentraci hmoty, nižších hodnot než v připojovaných nosnících a sloupech.

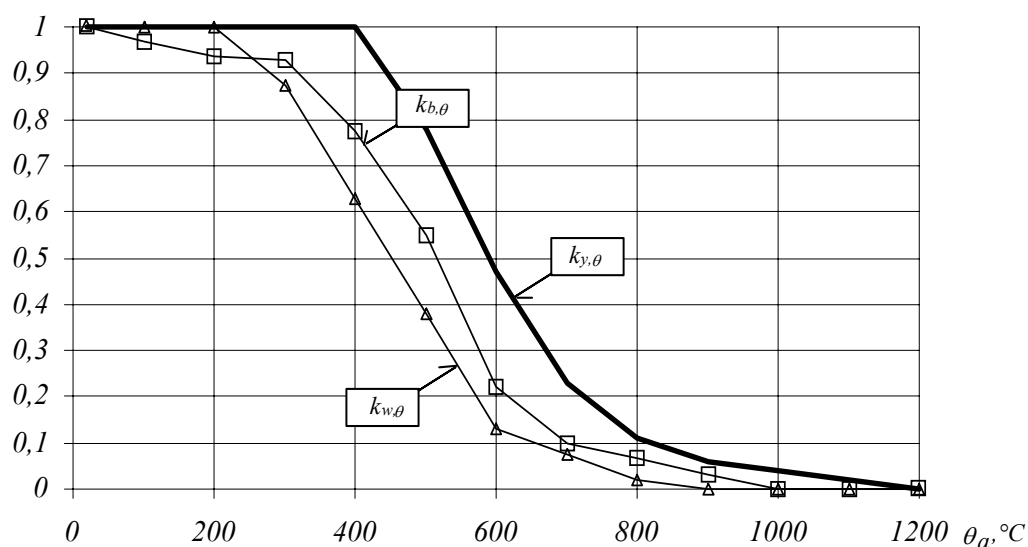
Norma pro požární spolehlivost ocelových konstrukcí prEN 1993-1-2 obsahuje přílohu pro stanovení únosnosti spojovacích prvků (šroubů a svarů) a rozdělení teploty v přípojích.

Tak jako se pro návrh přípojů za běžné teploty používá metody komponent, hodí se metoda komponent i na návrh za vysokých teplot [Simões da Silva a kol., 2001], [Spyrou a kol., 2002]. Návrh nosníků za běžné teploty zanedbává skutečné chování styčníků a zjednodušeně je modeluje jako klouby. Za požární situace je díky snížené tuhosti nosníku vliv tuhosti styčnicku výraznější, což potvrdily zkoušky na skutečné konstrukci v Cardingtonu [Moore, 1997], [SCI recommendation, 1991] a experimenty na přípojích [El-Rimawi a kol., 1997].

Otázka 9.1 Šrouby za zvýšené teploty

Jak se snižuje únosnost šroubů za vysokých teplot při požáru?

Díky protažení šroubu a ztrátě předpětí v přípoji dochází při zahřívání všech šroubovaných spojů k prokluzu, u třecích spojů je tím vyčerpána únosnost v prokluzu, ale ne v otažení a ve smyku. Únosnost spojů se snižuje redukcí materiálových vlastností šroubů a přípojných plechů a redukcí modulu pružnosti. Ke snížení pevnosti šroubů dochází při teplotách mezi 300 až 700°C [Sakumoto a kol., 1992], [Kirby, 1995]. Závěry experimentálních prací jsou shrnuty v prEN 1993-1-2, kde je ztráta únosnosti popsána redukčním součinitelem $k_{b,\theta}$, viz tab. 9.1 a obr. 9.1.



Obr. 9.1 Redukční součinitel pro šrouby $k_{b,\theta}$, pro svary $k_{w,\theta}$ a pro modul pružnosti oceli $k_{y,\theta}$

Tab. 9.1 Redukční součinitel pro únosnost šroubovaných přípojů ve smyku a v tahu

Teplota θ_a	Redukční součinitel v tahu a smyku $k_{b,\theta}$	Teplota θ_a	Redukční součinitel v tahu a smyku $k_{b,\theta}$
20	1,000	500	0,550
100	0,968	600	0,220
150	0,952	700	0,100
200	0,935	800	0,067
300	0,903	900	0,033
400	0,775	1000	0,000

Únosnost šroubu ve smyku za zvýšené teploty lze stanovit ze vztahu

$$F_{v,t,Rd} = F_{v,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_m}{\gamma_{m,fi}} \quad (9.1)$$

Únosnost šroubu v otláčení za zvýšené teploty lze určit z rovnice

$$F_{b,t,Rd} = F_{b,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_m}{\gamma_{m,fi}} \quad (9.2)$$

a únosnost šroubu v tahu za zvýšené teploty lze vypočítat z výrazu

$$F_{ten,t,Rd} = F_{t,Rd} k_{b,\theta} \frac{\gamma_m}{\gamma_{m,fi}} \quad (9.3)$$

Otázka 9.2 Svary za zvýšené teploty

Jak posoudit svarové spoje za požární situace?

Otázku lze rozdělit na dvě problematiky: na rozdělení teploty v přípoji (viz otázka 9.3) a na únosnost svarů za zvýšené teploty. Únosnost plně provařeného tupého svaru při teplotách do 700 °C lze určit jako únosnost slabší části spoje s použitím redukčních součinitelů pro ocel. Pro teploty nad 700 °C lze pro tupé svary použít redukční součinitel pro koutové svary. Únosnost jednotkové délky svaru lze stanovit z výrazu

$$F_{w,t,Rd} = F_{w,Rd} k_{w,\theta} \frac{\gamma_m}{\gamma_{m,fi}} \quad (9.4)$$

Otázka 9.3 Rozdělení teploty v přípojích

Lze zjednodušené vztahy pro rozdělení teploty po průřezu v prEN 1993-1-2 použít pro stanovení teploty v přípojích?

Tepelná vodivost oceli je velká, přesto je teplota v přípojích díky koncentraci hmoty nižší v porovnání se spojovanými prvky. Podle prEN 1993-1-2 lze postupovat pomocí součinitele průřezu (A/V) pro prvky přípoje. Pro zjednodušení lze předpokládat rovnoměrné rozdělení teploty pro nejvyšší hodnotu poměru objemu k povrchu A/V připojovaných prvků. Pro přípoje nosníků na sloupy a nosníků na průvlaky pod betonovým stropem lze teplotu přípoje odvodit od teploty dolní pásnice připojovaného nosníku. Teplotu lze stanovit podle prEN 1993-1-2, viz obr. 9.2, pro

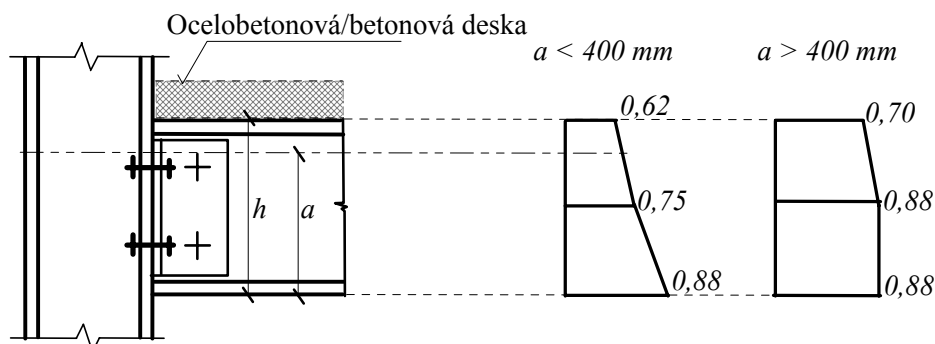
nosníky do výšky 400 mm včetně jako

$$\theta_h = 0,88 \theta_0 [1 - 0,3 (a/h)] \quad (9.5)$$

nosníky s výškou nad 400 mm jako

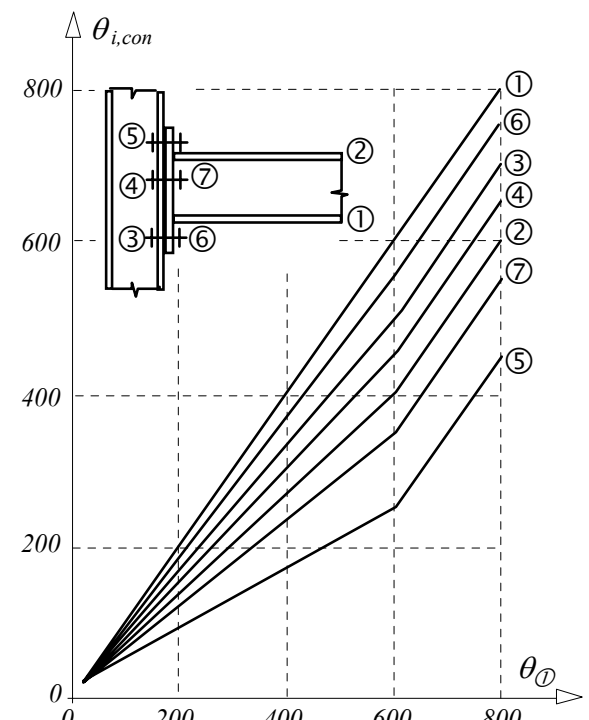
$$a \text{ je méně než } h/2 \quad \theta_h = 0,88 \theta_0 \quad (9.6)$$

$$a \text{ je více než } h/2 \quad \theta_h = 0,88 \theta_0 [1 + 0,2 (1 - 2a/h)] \quad (9.7)$$



Obr. 9.2 Rozložení teploty po výšce přípoje pod betonovou deskou

Tab. 9.1 Experimenty na stanovení rozdělení teploty ve styčnicku

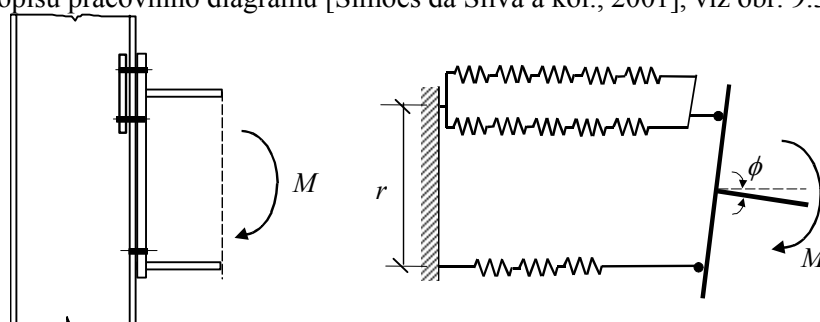
Autor	Výsledky																
[Kruppa, 1976]	<p><u>Šest typů přípojí</u> Hlavní cíl chování šroubů. Prokázalo se, že se šrouby neporuší dříve než další části přípojí</p>																
[Leston-Jones a kol., 1997]	<p><u>Přípoje spřažených ocelobetonových konstrukcí</u> Nosníky 254x102x22; sloupy 152x152x23; tři řady šroubů M16 - 8.8. Lineární nárůst teploty v peci na 900°C v 90 min. Teploty komponent:</p> <table border="0" data-bbox="448 456 1366 584"> <tr> <td>dolní pásnice nosníku</td> <td>$1,000 \theta_{i,fb}$;</td> <td>horní pásnice nosníku</td> <td>$0,677 \theta_{i,fb}$;</td> </tr> <tr> <td>střed stojiny nosníku</td> <td>$0,985 \theta_{i,fb}$;</td> <td>vrchní šroub</td> <td>$0,928 \theta_{i,fb}$;</td> </tr> <tr> <td>prostřední šroub</td> <td>$0,987 \theta_{i,fb}$;</td> <td>dolní šroub</td> <td>$0,966 \theta_{i,fb}$;</td> </tr> <tr> <td></td> <td>$1,036 \theta_{i,fb}$;</td> <td>čelní deska</td> <td>$0,982 \theta_{i,fb}$;</td> </tr> </table> <p>$\theta_{i,fb}$ teplota dolní pásnice nosníku .</p>	dolní pásnice nosníku	$1,000 \theta_{i,fb}$;	horní pásnice nosníku	$0,677 \theta_{i,fb}$;	střed stojiny nosníku	$0,985 \theta_{i,fb}$;	vrchní šroub	$0,928 \theta_{i,fb}$;	prostřední šroub	$0,987 \theta_{i,fb}$;	dolní šroub	$0,966 \theta_{i,fb}$;		$1,036 \theta_{i,fb}$;	čelní deska	$0,982 \theta_{i,fb}$;
dolní pásnice nosníku	$1,000 \theta_{i,fb}$;	horní pásnice nosníku	$0,677 \theta_{i,fb}$;														
střed stojiny nosníku	$0,985 \theta_{i,fb}$;	vrchní šroub	$0,928 \theta_{i,fb}$;														
prostřední šroub	$0,987 \theta_{i,fb}$;	dolní šroub	$0,966 \theta_{i,fb}$;														
	$1,036 \theta_{i,fb}$;	čelní deska	$0,982 \theta_{i,fb}$;														
[Al-Jabri a kol., 1998] and [Al-Jabri a kol., 1997]	<p><u>Přípoje nosníku na sloupy patrových skeletu</u> Lineární nárůst teploty v peci na 900°C v 90 min. Stěna sloupu byla nejteplejší, o 8%-26% teplejší než dolní pásnice nosníku. Vlivem stropní betonové desky byla teplota horní pásnice nosníku o 20%-30% nižší než dolní pásnice nosníku.</p>																
[Lawson, 1990]	<p><u>Osm zkoušek přípoje nosníku na sloup</u> Typické přípoje patrových skeletů spřažených ocelobetonových konstrukcí. Rozdělení teplot:</p> <p>dolní pásnice nosníku $\theta_{i,bf} = 650 \text{ } ^\circ\text{C}$ až $750 \text{ } ^\circ\text{C}$ horní šrouby $\theta_{upper bolts} = \text{o } 150 \text{ } ^\circ\text{C}$ až $200 \text{ } ^\circ\text{C}$ méně než $\theta_{i,bf}$ dolní šrouby $\theta_{lower bolts} = \text{o } 250 \text{ } ^\circ\text{C}$ až $350 \text{ } ^\circ\text{C}$ méně než $\theta_{i,bf}$.</p>																
[Liu, 1996]	<p><u>Styčnick nosníku a sloupu čelní deskou s přesahem pro ocelobetonový skelet</u> Výsledky numerické simulace pro 45 min:</p> <p>dolní šrouby $\theta_{lower bolts} \approx 650 \text{ } ^\circ\text{C}$; čelní deska $\theta_{end plate} \approx 550 \text{ } ^\circ\text{C}$; horní šrouby $\theta_{upper bolts} \approx 520 \text{ } ^\circ\text{C}$; stěna sloupu $\theta_{column web} \approx 450 \text{ } ^\circ\text{C}$; horní přímo neexponované šrouby $\theta_{unexposed bolt} \approx 350 \text{ } ^\circ\text{C}$.</p>																
[SCI Recommendation 1990]	<p><u>Styčnick čelní deskou s přesahem</u> Předpokládalo se, že horní řada šroubů není vystavena ohni, viz obr.</p> 																
[El-Rimawi a kol., 1997]	<p>Na základě testů lze předpokládat stejnou teplotu dolní pásnice $\theta_{i,bf}$ a stojiny nosníku θ_{bw}; horní pásnice nosníku $\theta_{u,bf} = 0,7 \theta_{i,bf} = 0,7 \theta_{bw}$</p>																

Na rozvoj teploty ve styčnicích byla provedena řada testů [Kruppa, 1976], [Leston-Jones a kol., 1997], [Al-Jabri a kol., 1998], [Al-Jabri a kol., 1997], [Lawson, 1990], [Liu, 1996], [SCI recommendation, 1990] a [El-Rimawi a kol., 1997]. Tab. 9.1 shrnuje výsledky experimentů. Prokázalo se, že s výškou nosníku a štíhlostí stojiny teplota v přípojích roste, viz [Franssen, 2002]. Hodnoty doporučené v prEN 1993-1-2 odpovídají publikovaným experimentům. Výsledky bohužel nezohledňují přímo podstatný parametr, jímž je rychlost zahřívání. Hodnoty v normě se vztahují ke křivce podle ISO834. Pro jiné scénáře zahřívání požárního úseku lze provést analýzu MKP.

Otázka 9.4 Metoda komponent pro styčníky za zvýšené teploty

Chování styčniců a únosnosti spojovacích prostředků za normální teploty jsou popsány v prEN 1993-1-8. Jak se analyzují styčníky za vysokých teplot?

Metodu komponent [Zoetemeijer, 1974], [prEN 1993-1-8, 2003], která modeluje styčníky pomocí pružin a tuhých ramen, lze upravit pro řešení za zvýšené teploty. Podle typu analýzy lze použít popis křivky počáteční tuhosti, únosnosti a deformační kapacitou nebo lze postupovat pomocí nelineárního popisu pracovního diagramu [Simões da Silva a kol., 2001], viz obr. 9.3.



Obr. 9.3 Metoda komponent pro přípoj nosníku na sloup čelní deskou, a) styčník, b) mechanický model pomocí pružin

Pro určení nelineárního chování styčníku za požáru je třeba znát popis degradace vlastností materiálu jednotlivých komponent. Redukce počáteční tuhosti komponenty k_j je úměrná redukci modulu pružnosti a redukce únosnosti mezi kluzu. Rovnice (9.8) až (9.10) popisují deformaci komponenty i při rostoucí teplotě θ .

$$F_{i,y,\theta} = k_{y,\theta} F_{i,y,20^\circ\text{C}} \quad (9.8)$$

$$K_{i,e,\theta} = k_{E,\theta} K_{i,e,20^\circ\text{C}} \quad (9.9)$$

$$K_{i,pl,\theta} = k_{E,\theta} K_{i,pl,20^\circ\text{C}} \quad (9.10)$$

Dosažením rovnice (9.8) do (9.10) pro odpovídající konstantní hodnoty $k_{y,\theta}$, $k_{E,\theta}$ lze stanovit závislost natočení na momentu a mez plastifikace prvku. Tímto postupem lze křivku rozdělit na dvě lineární části. Dále se vypočte únosnost při dané návrhové teplotě nebo kritická teplota pro dané účinky zatížení.

Podle obr. 9.4 lze pro danou vnitřní sílu F stanovit deformaci komponenty $\delta_{i,\theta}$ ze vztahů

$$\text{pro } F_1 < F_{i,y,\theta} \quad \delta_{i,\theta}(F_1) = \delta_{i,1,\theta} = \frac{F_1}{K_{i,e,\theta}} = \frac{F_1}{k_{E,\theta} K_{i,e,20^\circ\text{C}}} = \frac{I}{k_{E,\theta}} \delta_{i,20^\circ\text{C}}(F_1), \quad (9.11)$$

$$\text{pro } F = F_{i,y,\theta} \quad \delta_{i,y,\theta} = \frac{F_{i,y,\theta}}{K_{i,e,\theta}} = \frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \delta_{i,y,20^\circ\text{C}} \quad \text{a} \quad (9.12)$$

$$\text{pro } F_2 \geq F_{i,y,\theta} \quad \delta_{i,\theta}(F_2) = \delta_{i,2,\theta} = \delta_{i,y,\theta} + \frac{1}{k_{E,\theta}} \frac{\delta_{i,f,20^\circ\text{C}} - \delta_{i,y,20^\circ\text{C}}}{F_{i,f,20^\circ\text{C}} - F_{i,y,20^\circ\text{C}}} (F_2 - F_{i,y,\theta}). \quad (9.13)$$

Z momentové podmínky rovnováhy při zvýšené teplotě lze vyjádřit

$$M_\theta = F_{n,\theta} r = k_{y,\theta} M_{20^\circ\text{C}}. \quad (9.14)$$

($n=1,2$)

Obdobně lze postupovat pro ohybovou tuhost a natočení. Počáteční tuhost styčnicku při teplotě θ namáhaného ohybovým momentem lze stanovit z výrazu

$$S_{1,\theta} = \frac{E_\theta z^2}{\sum_i \frac{1}{k_{i,\theta}}} = k_{E,\theta} \times S_{1,20^\circ\text{C}}. \quad (9.15)$$

Natočení při zplastizování komponenty i je dáno vztahem

$$\phi_{i,y,\theta} = \frac{M_{i,y,\theta}}{S_{i,y,\theta}} = \frac{k_{y,\theta} M_{i,y,20^\circ\text{C}}}{k_{E,\theta} S_{i,20^\circ\text{C}}} = \frac{k_{y,\theta}}{k_{E,\theta}} \times \phi_{i,y,20^\circ\text{C}}. \quad (9.16)$$

Rovnice (9.11) až (9.16) popisují situaci za konstantní teploty θ při plastizování jednotlivých komponent. Při konstantním rozložení teploty ve styčnicku je kritická teplota definována jako teplota při kolapsu styčnicku

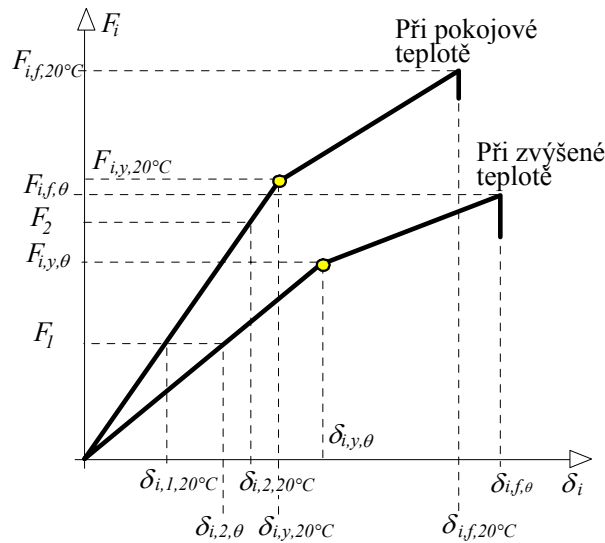
$$M_{j,Sd} = M_{j,max,\theta}. \quad (9.17)$$

Podle prEN 1993-1-2 se v případě kritické teploty počítá stupeň využití styčnicku v čase $t = 0$. Součinitel využití μ_0 se definuje jako poměr účinků zatížení za požární situace a únosnosti prvku při požární situaci v čase t . Obdobně lze vyjádřit součinitel využití styčnicku z výrazu

$$\mu_0 = \frac{M_{j,Sd}}{M_{j,max,20^\circ\text{C}}}. \quad (9.18)$$

Rovnice (9.18) umožňuje přímý výpočet kritické teploty ve styčnicku z rovnice 9.28 normy prEN 1993-1-2 ve tvaru

$$\theta_{cr} = 39,19 \ln \left[\frac{I}{0,967 \mu_0^{3,833}} - I \right] + 482. \quad (9.19)$$



Obr. 9.4 Pracovní diagram komponenty při konstantní teplotě

10 Styčníky uzavřených průřezů

Styčníky kruhových a čtyřhranných uzavřených průřezů se navrhují podle odlišných postupů, protože jejich chování v místě přípoje je jiné. Typickým příkladem je připojení nosníku ke sloupu patrové budovy, který je tvořen uzavřeným průřezem vyplněným betonem. Tento spoj lze provést jako šroubovaný nebo svařovaný, navíc pro čtyřhranné uzavřené průřezy sloupů a nosníky z I nebo H průřezů je možno použít i slepých šroubů. Tato kapitola popisuje základní principy pro konstrukce zatížené převážně statickým zatížením. Tyto principy mohou být použity i pro konstrukce v seismických oblastech, neboť posouzení na únavu se pro seismické zatížení nepožaduje.

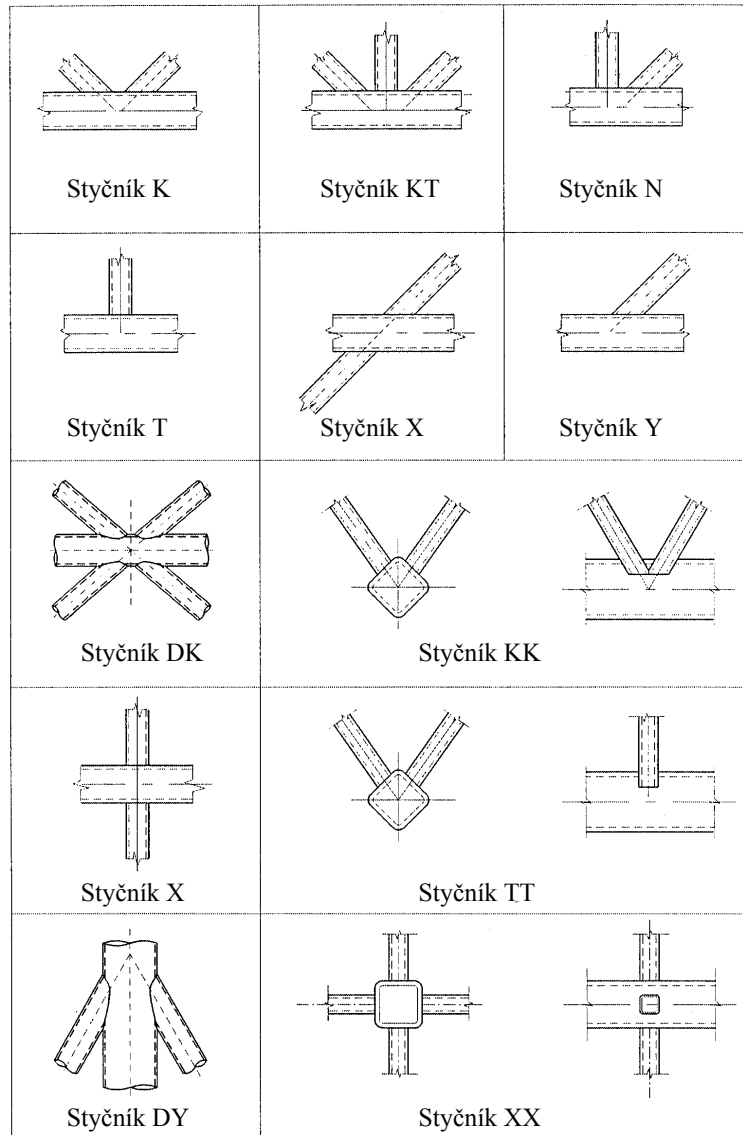
Norma prEN 1993-1-8 uvádí v kapitole 7 podrobná pravidla pro navrhování a výpočet únosnosti rovinných i prostorových příhradových konstrukcí z prvků kruhového, obdélníkového i čtvercového uzavřeného průřezu a pro rovinné konstrukce kombinované z prvků uzavřeného a otevřeného průřezu. Únosnosti styčnic jsou vyjádřeny jako maximální osová nebo momentová únosnost připojených diagonál. Pravidla platí pro uzavřené průřezy podle EN 10210 válcované za tepla a pro průřezy podle EN 10219 tvarované za studena, pokud jejich rozměry vyhovují okrajovým podmínkám těchto pravidel. Tloušťka stěny uzavřeného průřezu nesmí být menší než 2,5 mm nebo větší než 25 mm, pokud nebylo prokázáno jiným způsobem, že materiálové vlastnosti odpovídají požadavkům po celé tloušťce průřezu. Typy styčnic zahrnuté v normě prEN 1993-1-8 jsou zobrazeny na obr. 10.1.

U konstrukcí z uzavřených profilů je většina styčnic, včetně montážních, obvykle svařovaná. Typickým příkladem využití svařovaných styčnic jsou vazníky z trubek kruhového průřezu. V normě prEN 1993-1-8 je navrhovaná únosnost styčnic odvozena z následujících způsobů porušení:

- plastické porušení povrchu pásové trubky nebo průřezu pásu;
- únosnost stěn pásu nebo lokální boulení pod tlačným mezipásovým prutem;
- porušení pásu ve smyku;
- prolomení smykem (iniciace trhliny vedoucí k odtržení mezipásového prutu od pásu);
- trhliny ve svarech nebo v mezipásových prutech způsobené nerovnoměrným rozložením napětí (efektivní šířka).

Pokud styčník není umístěn blízko konce uzavřeného průřezu, je spojování dvou uzavřených průřezů, uzavřeného a otevřeného průřezu nebo připojení uzavřeného průřezu k plechu pomocí šroubů obtížné. V takových případech se navrhují úpravy, například montážní otvor v uzavřeném průřezu pro přístup ke šroubům, plechů a úhelníků vně uzavřeného průřezu nebo se používá slepých šroubů. Šroubované styčníky uzavřených průřezů lze navrhnout podle postupů v normě prEN 1993-1-8, kapitola 3 bez zvláštních opatření. Další podrobnosti a úpravy šroubovaných styčnic lze nalézt v publikaci J. Wardeniera [CIDECT, 1995] a N.F. Yeomans [Yeomans, 2002].

Konstrukce z uzavřených průřezů zatížená převážně statickým zatížením má být navržena tak, aby měla dostatečnou deformační kapacitu, to znamená, aby se rozhodující prvky a styčníky mohly plasticky deformovat. Za těchto podmínek je možno při návrhu zanedbat podružné excentricity a tuhost styčnic. Pokud tyto podmínky nejsou splněny, například v případě tenkostěnných průřezů, které nemají potřebnou deformační kapacitu v důsledku lokálního boulení, je třeba provést globální analýzu s uvažováním těchto vlivů. Pro navrhování lze použít prEN 1993-1-8, kapitola 7: Styčníky uzavřených průřezů a příručku CIDECT, kapitola 5 [CIDECT, 1995]. Konstrukční řešení svařovaných a šroubovaných styčnic je popsáno v kapitole 6 příručky CIDECT [CIDECT, 1995].



Obr. 10.1 Typy styčnicků pro příhradové nosníky z uzavřených průřezů

Otázka 10.1 Styčnický trubek

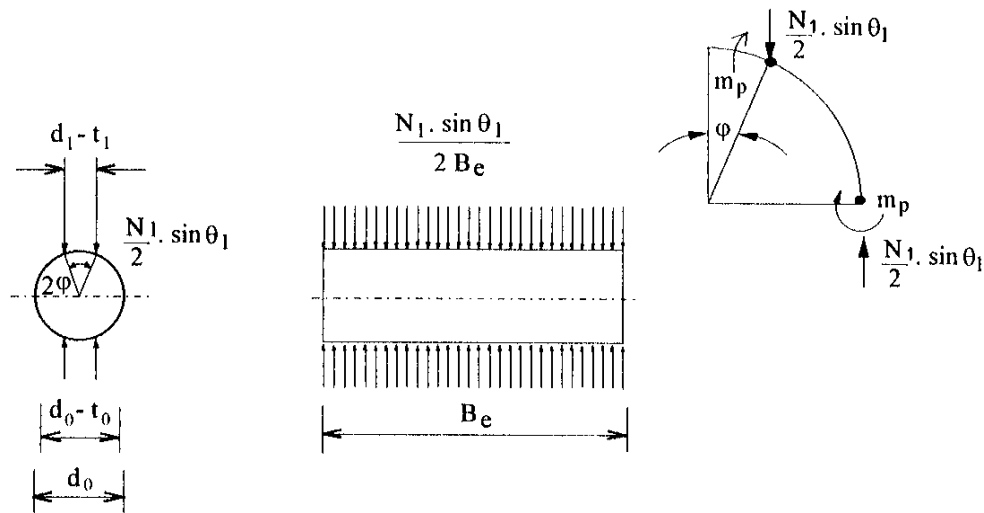
Jaké analytické modely jsou použity pro výpočet návrhové únosnosti styčnicků z trubek?

U trubek se rozlišuje porušení

- plastizováním stěny pásu,
- prolomením smykem,
- pásu ve smyku.

Porušení plastizováním stěny pásu

Styčnick je modelován trubkou o efektivní délce B_e , která má stejné rozměry a mechanické vlastnosti jako pás nosníku, viz obr. 10.2.



Obr. 10.2 Model pro plastizování pásu nosníku z kruhových trubek (styčník typu X)

Za předpokladu, že smyková a osová síla v pásu jsou zanedbány, se odvodí únosnost styčníku s pásem o efektivní délce B_e , která byla určena experimentálně. Síla v diagonále odpovídající plastizování pásu je rovna

$$N_{1y} = \frac{C_0}{1 - C_1 \beta} \cdot f_{yo} \cdot \frac{t_o^2}{\sin \theta_1}, \quad (10.1)$$

kde C_0 , C_1 jsou konstanty, θ_1 je úhel mezi diagonálou a pásem nosníku a $\beta = d_1/d_0$ je vzájemný poměr mezi průměrem diagonály a pásem.

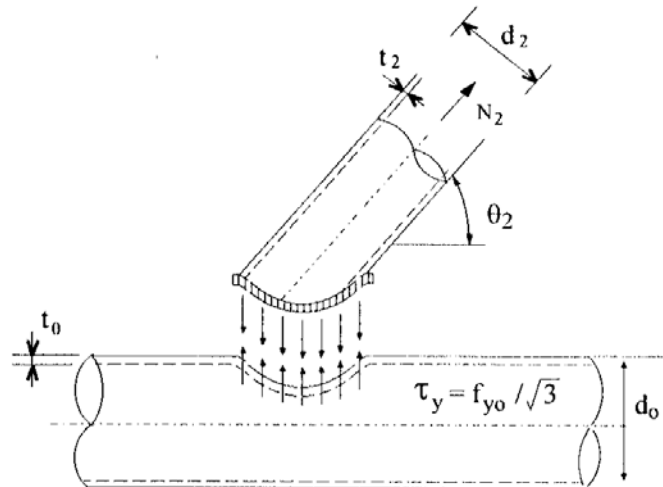
Tento model dává dobré výsledky pro styčníky typu T, Y a X. Pro složitější styčníky (styčníky typu K a N) se zavádějí další parametry, například mezera mezi diagonálami a působící osová síla.

Porušení prolomení smykem

Obr. 10.3. ukazuje způsob porušení pro styčník typu Y zatížený tahovou silou v diagonále. Maximální síla v diagonále se určí z následujícího vzorce

$$N_2 = \frac{f_{yo}}{\sqrt{3}} \pi d_2 t_o \frac{1 + \theta_2}{2 \sin^2 \theta_2}. \quad (10.2)$$

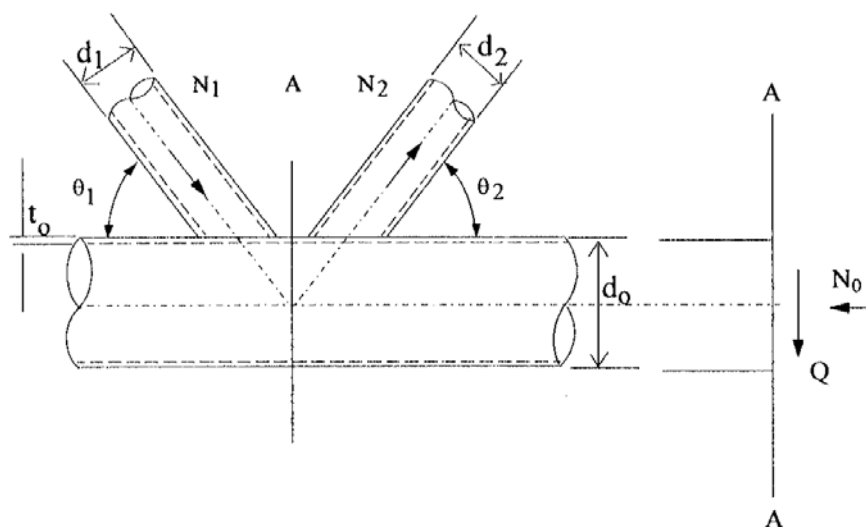
Výraz platí jen pro malé hodnoty součinitele β představujícího vzájemný poměr mezi průměrem diagonály a pásem $\beta = d_2/d_0$. Pro součinitel β blízký se k 1 (když má pás a diagonála podobný průměr) se zatížení z diagonály do pásu nepřenáší smykem a uvedený vzorec neplatí. Od tohoto způsobu porušení jsou odvozeny některé konstrukční zásady pro styčníky.



Obr. 10.3 Model pro prolomení smykem

Porušení pásu smykem

Porušení pásu smykem může nastat u styčnicků typu K a N s mezerou mezi diagonálami, viz obr. 10.4. ke kolapsu pásu dojde v mezeře kombinovaným namáháním smykem, od sil v diagonálách, a ohybem.



Obr. 10.4 Model pro porušení pásu nosníku z kruhových trubek smykem (styčnick typu K)

Pro pás kompaktního průřezu lze plastickou návrhovou únosnost odvodit ze vztahů:

$$N_i \sin \theta_i \leq 2 \frac{f_{yo}}{\sqrt{3}} (d_o - t_o) t_o, \quad (10.3)$$

$$N_{o,gap} \leq \pi (d_o - t_o) t_o f_{yo} \quad \text{a} \quad (10.4)$$

$$M_{o,gap} \leq (d_o - t_o)^2 t_o f_{yo}. \quad (10.5)$$

Ohybový moment lze zanedbat a vzít v úvahu pouze interakci osové a posouvající síly pásu

$$\left(\frac{N_{o,gap}}{\pi (d_o - t_o) t_o f_{yo}} \right)^2 + \left(\frac{N_i \sin \theta_i}{\frac{2 f_{yo}}{\sqrt{3}} (d_o - t_o) t_o} \right)^2 \leq 1,0. \quad (10.6)$$

Únosnost se zvyšuje, pokud je mezera ve styčnicku malá a pás je přivařením diagonál vyztužen.

Otázka 10.2 Styčnický čtvercových a obdélníkových průřezů

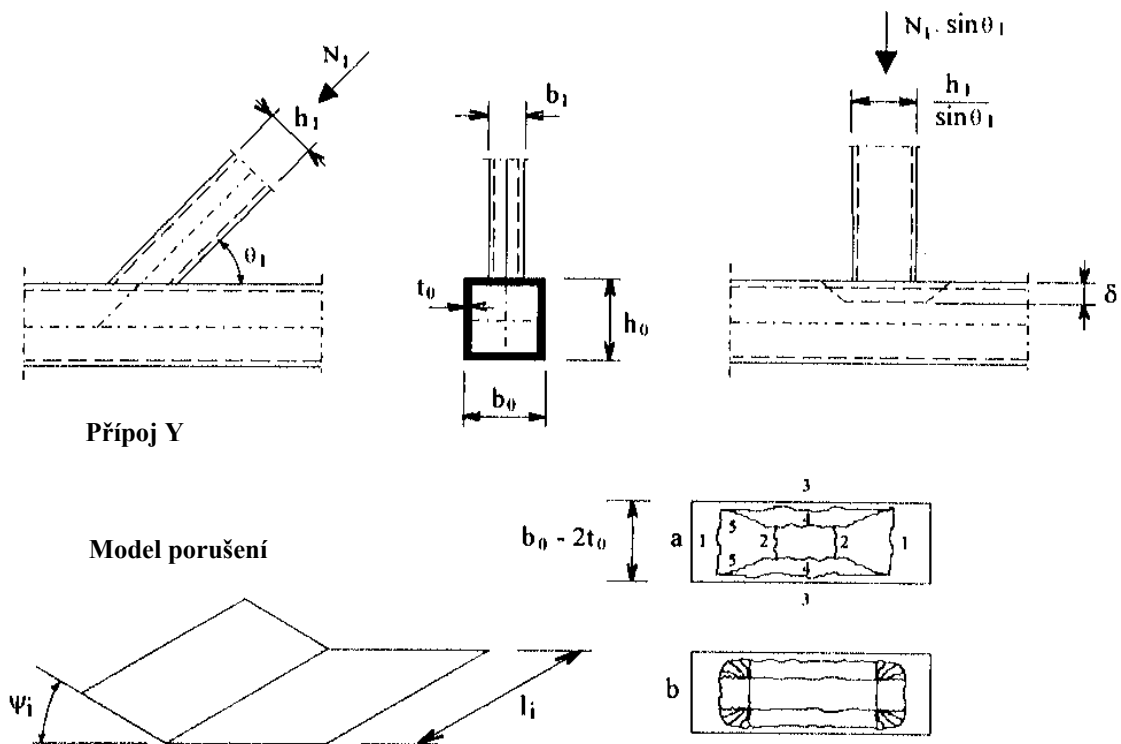
Jaké analytické modely jsou použity pro výpočet návrhové únosnosti styčnicků čtvercových a obdélníkových uzavřených průřezů?

Pro popis chování styčnicků a pro studium vlivu jednotlivých parametrů se používá analytických modelů ověřených experimenty. Zjednodušené modely odpovídající jednotlivým způsobům porušení zahrnují pro stanovení únosnosti hlavní parametry styčnicku.

Liniové plastické klouby

Výpočet porušení plastickými liniovými klouby na obr. 10.5 vychází z principu virtuálních prací. Práce vykonaná silou v diagonále N_i na dráze δ se rovná práci spotřebované deformací v plastických kloubech (o délce l_i a úhlu pootočení ψ_i). Maximální síla v diagonále odkloněné od pásu o úhel θ_i je, viz [APK, 1996],

$$N_i = \frac{f_{yo} t_o}{1 - \beta} \left(\frac{2h_i}{b_o \sin \theta_i} + 4 \sqrt{1 - \beta} \right) \frac{l_i}{\sin \theta_i}. \quad (10.7)$$

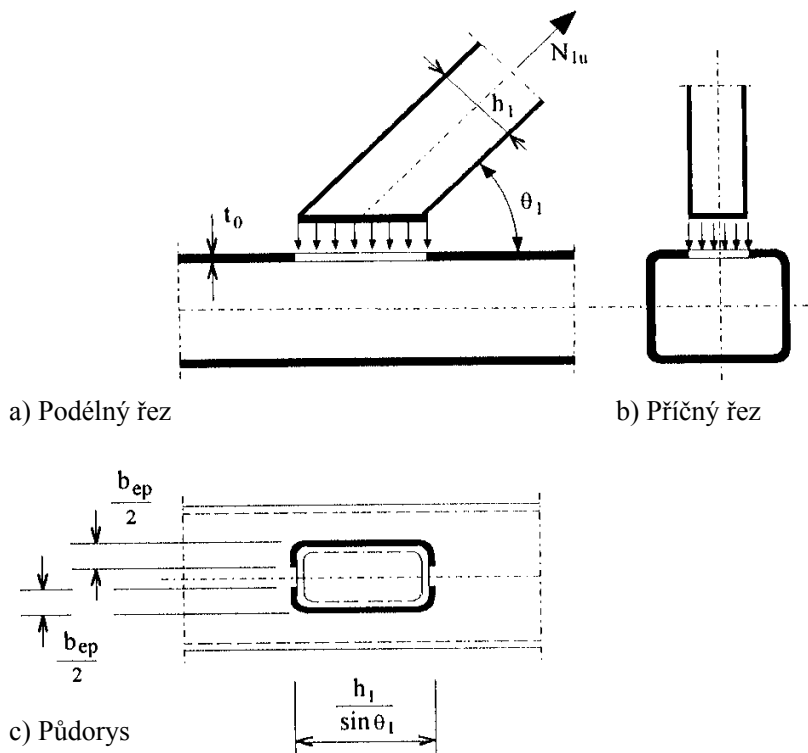


Obr. 10.5 Liniové plastické klouby, model pro styčníky typu T, Y a X (porušení pásového prutu)

Porušení prolomením smykem

Příklad prolomení smykem pro styčník typu Y s taženou diagonálou je na obr. 10.6. Návrhová únosnost styčníku typu T, Y a X se spočte ze vzorce

$$N_l = \frac{f_{yo}}{\sqrt{3}} t_o \left(\frac{2 h_l}{\sin \theta_l} + 2 b_{ep} \right) \frac{l}{\sin \theta_l} \quad (10.8)$$



Obr. 10.6 Model prolomení smykem pro styčníky typu T, Y a X

Porušení vlivem koncentrace napětí ve svarech

Únosnost styčnicku může být omezena vznikem trhlin ve svarech nebo v připojené diagonále od nerovnoměrného rozdělení napětí na konci diagonály. Při výpočtu únosnosti se nerovnoměrné rozdělení napětí nahrazuje efektivní šířkou diagonály. Únosnost styčnicku typu T, Y a X se určí jako

$$N_l = f_{yl} \cdot t_l \cdot (2 h_l - 4 t_l + 2 b_{eff}). \quad (10.9)$$

Porušení pásu ve smyku

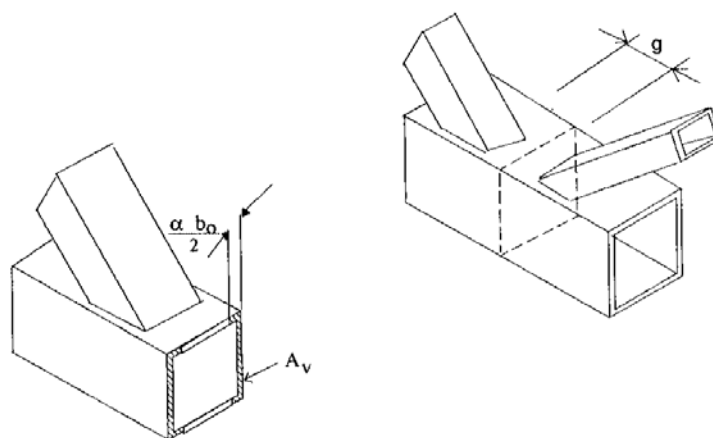
Smyková únosnost pásu se určí pro plastické rozdělení napětí na smykové ploše

$$V_{pl} = \frac{A_v f_{yo}}{\sqrt{3}}, \quad (10.10)$$

kde smyková plocha pásu je $A_v = (2 h_0 + \alpha b_0) t_0$ a α je funkcí poměru g/t_0 . Zbývající část průřezu se podílí na přenosu osové síly. S použitím von Mises podmínky plasticity se získá interakční vztah

$$N_{o,gap,Sd} \leq (A_o - A_v) f_{yo} + A_v f_{yo} \sqrt{1 - \left(\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \right)^2}, \quad (10.11)$$

kde V_{Sd} je působící smyková síla a $V_{pl,Rd}$ je plastická únosnost průřezu ve smyku určená podle vztahu (10.10), redukována součinitelem spolehlivosti materiálu γ_{M0} .

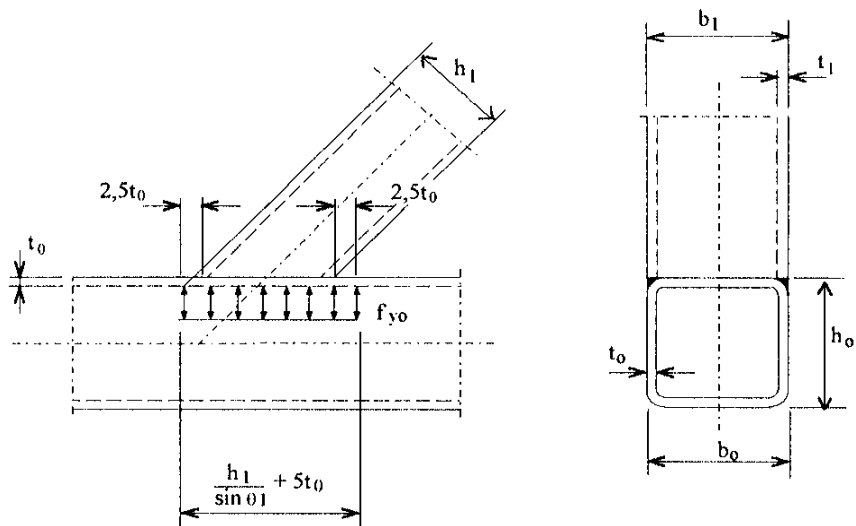


Obr. 10.7 Smyková únosnost pásu ve styčnicku typu K a N s mezerou

Porušení lokálním boulením bočních stěn pásu

Styčnický typu T, Y a X s hodnotou součinitele β blízkou 1 se mohou porušit zplastizováním nebo místním boulením bočních stěn pásu. Pro styčnický průřezů stejné šířky lze podle modelu na obr. 10.8 stanovit únosnost jako

$$N_l = 2 f_{yo} t_o \left(\frac{h_l}{\sin \theta_l} + 5 t_o \right) \frac{I}{\sin \theta_l}. \quad (10.12)$$



Obr. 10.8 Model únosnosti pro lokální boulení bočních stěn pásu

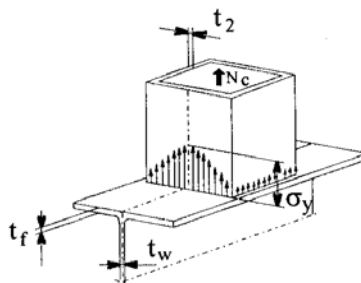
Otázka 10.3 Přípoje uzavřených průřezů k otevřeným

Jaké analytické modely jsou použity pro výpočet únosnosti styčnicků, když pásy jsou z otevřených I nebo H průřezů a diagonály z trubek?

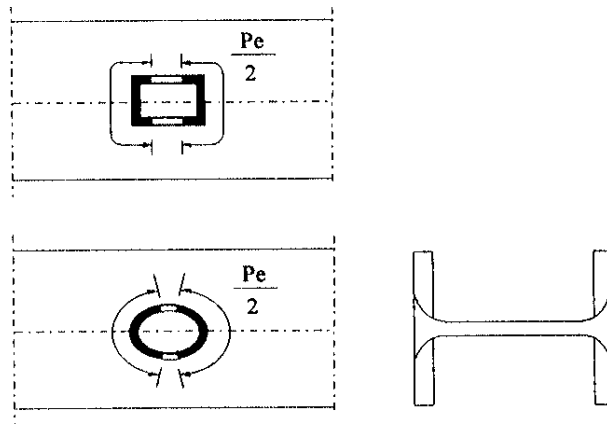
Pro odvození vztahů pro návrhovou únosnost kombinovaných styčnicků byly použity zjednodušené modely ověřené experimenty.

Porušení koncentrací napětí ve svarech

Osová síla přenášená z diagonály uzavřeného průřezu přivařené k pásu z I nebo H průřezu vyvoluje nerovnoměrné rozdělení normálového napětí na konci diagonály. To je způsobeno rozdílnou tuhostí pásnice u stěny a na okrajích I průřezu, viz obr. 10.9. To může vést k porušení styčnicku ve svaru nebo v připojené diagonále nad stěnou pásového prutu. Ve výpočtu únosnosti styčnicku se tento jev zohledňuje efektivní šířkou diagonály. Tato efektivní šířka vymezuje oblasti na obvodu připojené diagonály, na kterých se počítá s rovnoměrně rozloženým normálovým napětím, viz obr. 10.10 podle [APK, 1996].



Obr. 10.9 Rozdělení normálového napětí na konci diagonály z uzavřeného čtvercového průřezu



Obr.10.10 Efektivní šířka na obvodu připojené diagonály

Výpočtová únosnost styčnicku typu T, Y, X, K a N s mezerou se určí z následujícího vztorce

$$N_{i,Rd} = 2 f_{yi} t_i b_{eff}, \quad (10.13)$$

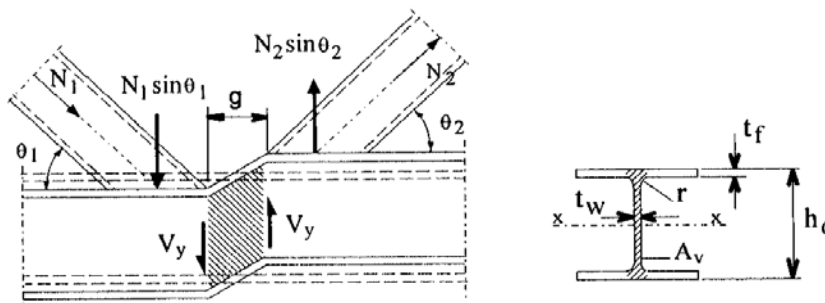
kde b_{eff} je polovina efektivní šířky na obvodu uzavřeného průřezu. Efektivní šířka b_{eff} se stanoví podle vztahu

$$b_{eff} = t_w + 2r + 7 \frac{f_{yo}}{f_{yi}} t_f. \quad (10.14)$$

Porušení pásu ve smyku

Nebezpečí porušení pásu ve smyku se posuzuje u styčnicků typu K a N s mezerou, viz obr. 10.11. Smykovou únosnost pásu lze určit podle následujícího vztorce, kde A_v je jeho smyková plocha

$$V_{pl} = \frac{A_v f_{yo}}{\sqrt{3}}. \quad (10.15)$$

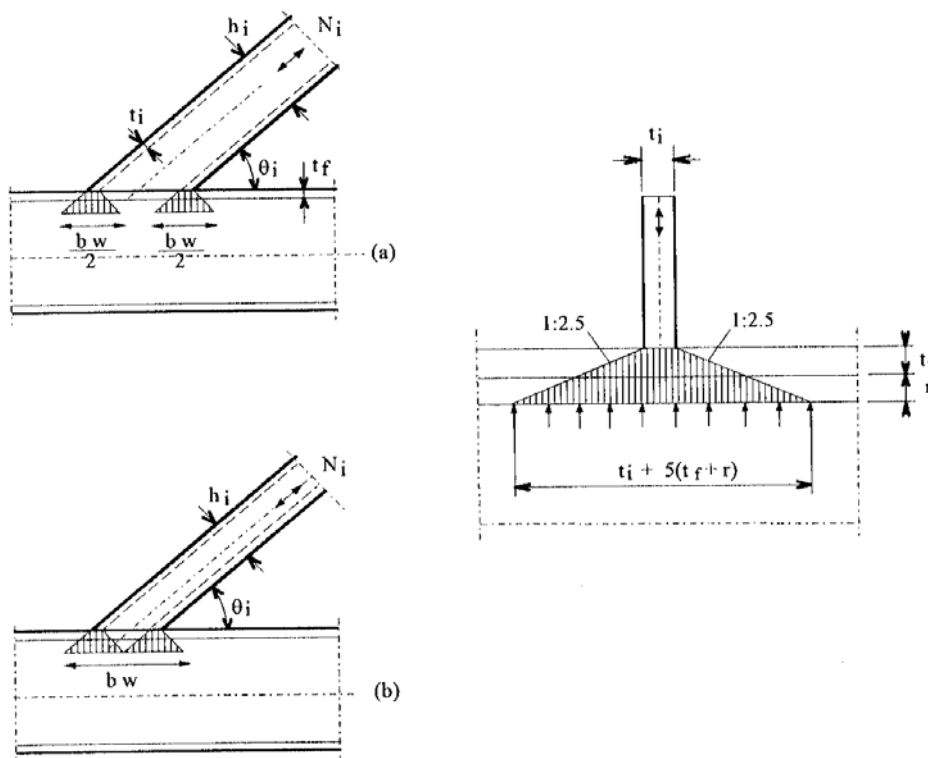


Obr. 10.11 Porušení pásu ve smyku (styčnick typu K s mezerou)

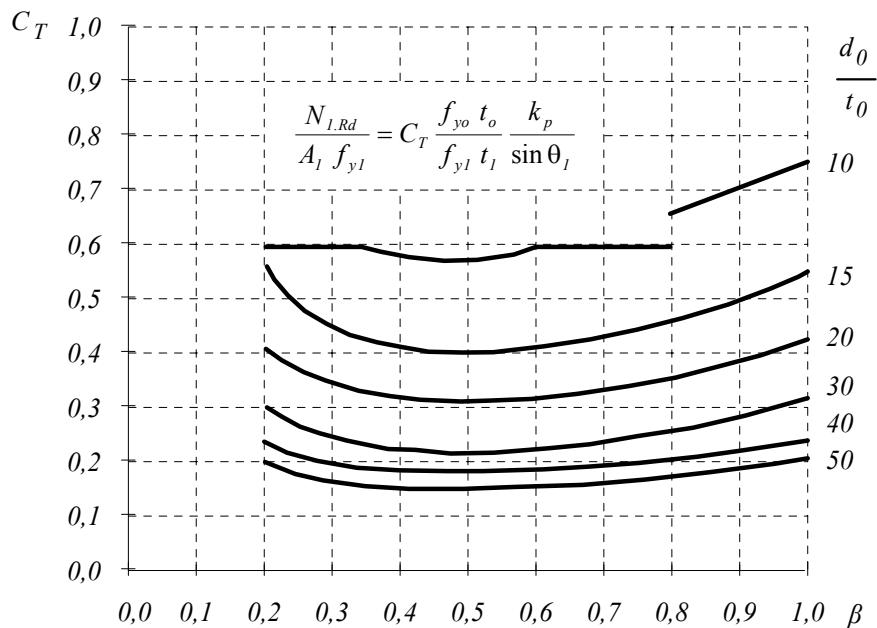
Porušení místním zplastizováním stěny pásu

Posudek zplastizování stěny pásu od místního namáhání tahem nebo tlakem, viz obr. 10.12, je shodný s posudkem tláčené stěny sloupu v přípoji nosníku ke sloupu z I nebo H průřezů. Únosnost diagonály je dána vztahem

$$N_{iRd} = \frac{f_{yo} t_w b_w}{\sin \theta_i}. \quad (10.16)$$



Obr. 10.12 Místní plastické porušení stěny pásu



Obr. 10.13 Nomogram pro návrh styčnicků kruhových trubek typu T a Y

Otázka 10.4 Návrhové pomůcky

Jaký význam mají jednoduché návrhové pomůcky v době, kdy se k návrhu používá počítačů?

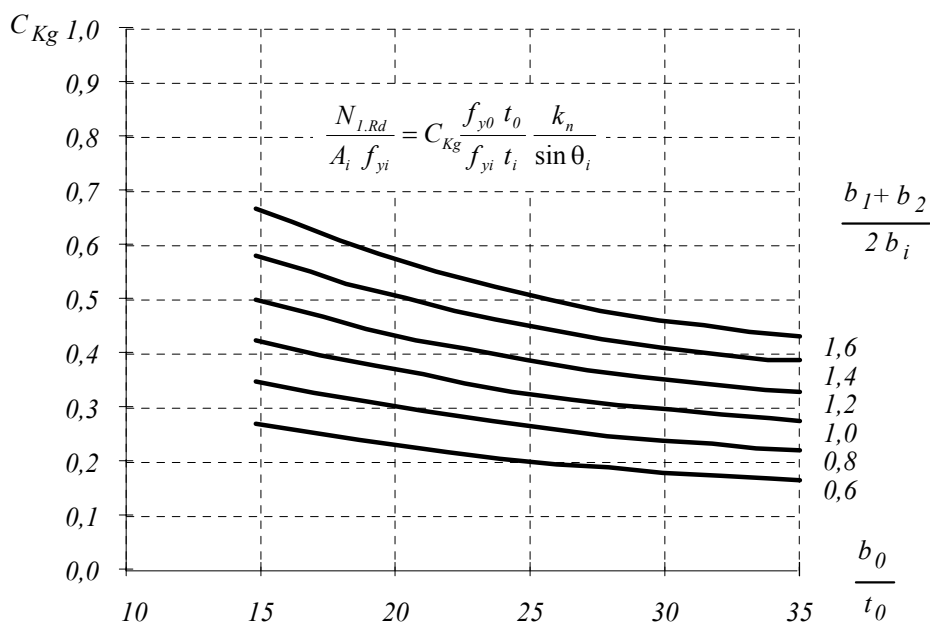
Pro rychlý návrh styčnicků kruhových trubek je možno použít nomogramů, viz obr. 10.13. Návrhová únosnost je zde vyjádřena součinitelem únosnosti C_e připojené diagonály, viz [APK, 1996]. Součinitel se spočte podle vzorce

$$\frac{N_{i,Rd}}{A_i f_{y1}} = C_e \frac{f_{y0} t_o}{f_{y1} t_i} \frac{k_p}{\sin \theta_i} \quad (10.17)$$

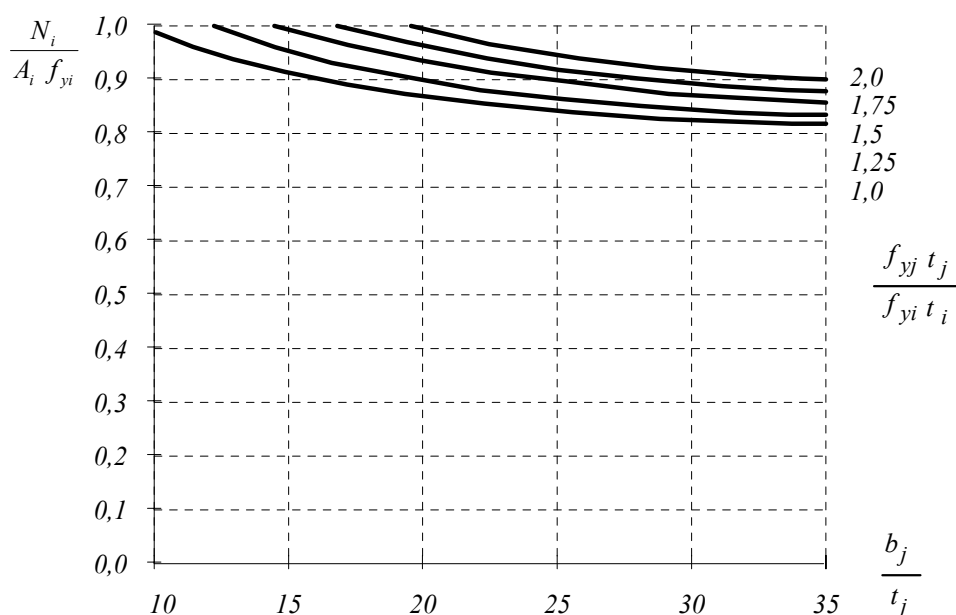
Obecně se součinitel únosnosti vyjadřuje výrazem

$$\frac{N_{i,Rd}}{A_i f_{yi}} = C_e \frac{f_{y0} t_o}{f_{yi} t_i} \frac{k_n}{\sin \theta_i}, \quad (10.18)$$

kde součinitel únosnosti C_e (C_T pro styčníky typu T a Y, C_X pro styčníky typu X a C_K pro styčníky typu K a N) vyjadřuje únosnost styčníku v porovnání se styčníkem s $k_p = 1,0$, úhlem $\theta_i = 90^\circ$ a se shodnými průřezovými a materiálovými vlastnostmi pásu i diagonál. Na obr. 10.14 je příklad nomogramu pro styčník kruhových trubek typu K s mezerou. Pro styčníky bez mezery platí nomogram na obr. 10.15. V příručce CIDECT [CIDECT, 1995] jsou návrhové nomogramy pro všechny typy styčníků kruhových trubek s překrytím nebo s mezerou.



Obr. 10.14 Nomogram pro návrh styčníků kruhových trubek typu K a N s mezerou



Obr. 10.15 Nomogram pro návrh styčníků kruhových trubek typu K a N

Otázka 10.5 Slepé šroubování

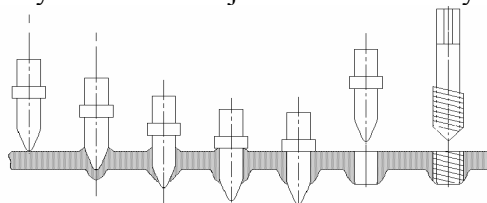
Jaké systémy slepého šroubování jsou k dispozici?

V Evropě se nejvíce využívá tavného vrtání, hmoždinek a závitových trnů, ve Spojených státech šroubů pro slepé vrtání s deformovatelnou podložkou a závitových trnů a v Japonsku matic přivařených do otvoru ve stěně sloupu.

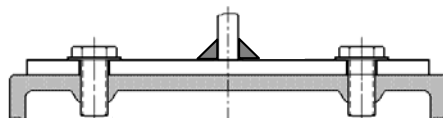
Tavné vrtání

Při tavném vrtání není při vytváření díry materiál odebírán, ale vytlačován na opačnou stranu prvku, kde vytváří lem zvětšující tloušťku materiálu. Tento lem umožňuje vyříznutí dostatečně únosného závitu [Yeomans, 2002]. Postup je schematicky zobrazen na obr. 10.16. Typický šroubovaný přípoj nosníku ke sloupu pomocí čelní desky s využitím tavného vrtání je na obr. 10.17.

Výsledky série experimentů s jednotlivými šrouby i s celými styčníky ukázaly, že tavné vrtání je vhodné pro aplikaci ve stavebních ocelových konstrukcích [Yeomans, 2002]. Výsledky potvrdily, že: tavné vrtání je možno použít pro prvky s tloušťkou od 5,0 do 12,5 mm; závity M16, M20 a M24 mají být provedeny ISO profilem závitu. Pokud je proveden běžný závit, únosnost šroubu v tahu je menší než únosnost v tab. 10.1; lze dosáhnout plnou tahovou únosnost šroubů kvality 8.8, pokud je tloušťka stěny větší než nejmenší tloušťka z tab. 10.1 a mez kluzu materiálu je v rozmezí od 275 do 355 MPa; únosnost šroubů ve smyku a v otlacení je možno určit běžným způsobem.



Obr. 10.16 Schéma tavného vrtání, systém Flowdrill



Obr. 10.17 Přípoj nosníku ke sloupu s čelní deskou, pro tavné vrtání se použijí běžné šrouby

Tab. 10.1 Nejmenší tloušťka materiálu pro plnou únosnost šroubů v tahu

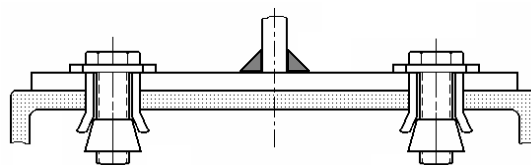
Šroub	Nejmenší tloušťka materiálu, mm
M16 - 8.8	6,4
M20 - 8.8	8,0
M24 - 8.8	9,6

Hmoždinky

Hmoždinky se dodávají jako sestava, která se skládá z těla hmoždinky, kónické matice a šroubu obvykle kvality 8.8, viz obr. 10.18a. Existují i systémy skládající se z pěti částí [Yeomans, 2002].



a) sestavená hmoždinka

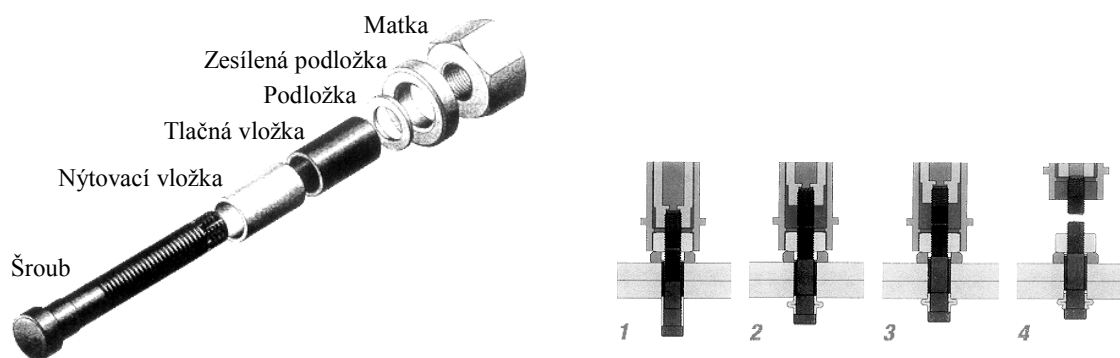


b) hmoždinky v přípoji nosníku ke sloupu

Obr. 10.18 Hmoždinka Holo-Bolt firmy Lindapter

Šrouby pro slepé šroubování

Šrouby pro slepé šroubování se skládají ze šesti částí [Yeomans, 2002], rozložený šroub je na obr. 10.19a. Pro utahování šroubů se používají pneumatické nebo elektrické nástroje, viz obr. 10.19b. Při utahování se šroub přetrhne v oslabeném místě nad maticí při požadovaném předpětí ve šroubu. Šrouby se instalují do otvorů o 2 mm větších než je průměr šroubu, takže spoj umožňuje využití normálních výrobních tolerancí.



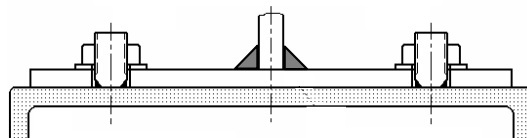
a) rozložený šroub

b) postup utahování

Obr. 10.19 Šroub pro slepé šroubování Huck Ultra-Twist

Závitové trny

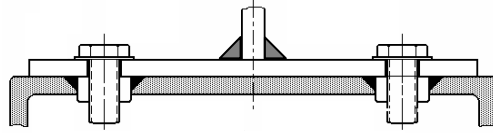
Pro šroubované přípoje mohou být použity také závitové trny přivařené ke sloupu. Příklad přípoje s čelní deskou je na obr. 10.20.



Obr. 10.20 Přivařené závitové trny v přípoji nosníku ke sloupu

Přivařené matice

Existují ještě další metody pro šroubované přípoje přístupné pouze z jedné strany, dvě jsou popsány v následujícím textu. První spočívá ve vyvrtání otvoru a vytvoření závitu. Tato metoda vyžaduje pro dosažení dostatečné únosnosti šroubu v tahu velkou tloušťku prvku, zpravidla větší než 16 mm. Druhá metoda [Kato, 1988] využívá standartních matic, které jsou přivařeny do dostatečně velkých otvorů tak, aby z vnější strany lícovaly s povrchem prvku, viz obr. 10.21.



Obr. 10.21 Matice přivařené do otvorů ve stěně sloupu

Otázka 10.6 Styčníky uzavřených průřezů z vysokopevnostních ocelí

Lze použít pravidla normy prEN 1993-1-8 pro vysokopevnostní ocelí?

Pro styčníky uzavřených průřezů z vysokopevnostních ocelí lze použít pravidla shrnutá v normě prEN 1993-1-8. Článek 7.1.1(4) normy omezuje použití pro styčníky uzavřených průřezů prvků z oceli s mezí kluzu do 460 MPa pro průřezy válcované za tepla nebo pro materiál, z kterého jsou vyrobeny za studena tvarované průřezy. Pro oceli třídy S420 a S460 je třeba redukovat návrhovou únosnost součinitelem $0,9$. Příručka CIDECT [CIDECT, 1995] zmiňuje používání speciálních ocelí pro uzavřené profily, mezi nimi také ocelí velmi vysokých pevností s mezí kluzu 640 MPa a vyšší, patinující oceli nebo oceli se speciálním chemickým složením.

Otázka 10.7 Styčníky vrtných plošin

Mohou být pravidla obsažená v prEN 1993-1-8 použita pro velké průřezy používané pro návrh vrtných plošin?

Oblast použití uzavřených průřezů v inženýrství je velmi široká. Obory běžně využívající uzavřené průřezy jsou vyjmenovány v příručce CIDECT [CIDECT, 1995] a zahrnují také vrtné plošiny. Pro jejich návrh lze použít pravidla popsaná v kapitole 7 normy prEN 1993-1-8, pokud jsou splněny hranice použití jejich aplikace. Tyto hranice jsou dány experimentálním ověřením návrhových modelů pro únosnost styčnicků. Mimo ověřený rozsah nelze vzorce extrapolovat. V případě vrtných plošin hranice použití zpravidla nejsou splněny a je třeba použít jiné vhodné návrhové postupy. Vrtané plošiny jsou konstrukce namáhané na únavu a je třeba je na únavu posoudit podle pravidel v normě prEN 1993-1-8.

11 Styčníky za studena tvarovaných konstrukcí

Přípoje

Přípoje tenkostěnných konstrukcí lze rozdělit na:

- přípoje trapézových plechů/sendvičových panelů k nosné konstrukci, např. vaznicím,
- podélné přípoje trapézových plechů/sendvičových panelů a
- přípoje dílčích částí složených průřezů, např. v konstrukcích skladových regálů.

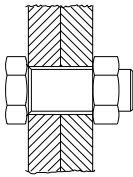
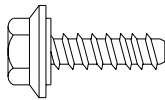
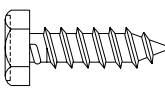
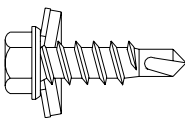


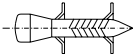
V porovnání s přípoji válcovaných profilů (s tloušťkou stěny $t > 3 \text{ mm}$) je výrazná nízká tuhost plechů z jejich roviny. Ta způsobuje jiné tvary porušení, protržení a vytržení, nižší úroveň spolehlivosti při mezním stavu použitelnosti i únosnosti a zvýšené nároky na výrobní kontrolu. Jiné tvary porušení vedly k vývoji odlišných návrhových modelů v porovnání s běžnými konstrukcemi.

Spojovací prostředky

Spojování tenkostěnných konstrukcí lze rozdělit, viz [Toma a kol., 1993] a [Yu, 2000] na

- spojování mechanickými spojovacími prostředky,
- svařování a
- lepení.

Tab. 11.1 Mechanické spojovací prostředky pro přípoje tenkostěnných konstrukcí

K válcovaným profilům	Ke dřevu	K tenkostěnným profilům	Prostředek	Popis
X		X		šroub M5-M16
X				závitotvorný šroub bez matice do $\varnothing 6,3 \text{ mm}$ s podložkou $\geq 16 \text{ mm}$ tl. 1 mm s těsnicí vložkou
	X	X		závitotvorný šroub bez matice $\varnothing 6,3 \text{ mm}$ nebo $\varnothing 6,5 \text{ mm}$ s šestihranou hlavou, s podložkou $\geq 16 \text{ mm}$ tl. 1 mm s těsnicí vložkou
X		X		samovrtný šroub bez matice $\varnothing 4,22 \text{ mm}$, $\varnothing 4,8 \text{ mm}$, $\varnothing 5,5 \text{ mm}$ nebo $\varnothing 6,3 \text{ mm}$
X				závitořezný šroub bez matice $\varnothing 8 \text{ mm}$ s podložkou $\geq 16 \text{ mm}$ tl. 1 mm s těsnicí vložkou nebo bez ní
				slepé nýty průměru $\varnothing 4,0 \text{ mm}$; $\varnothing 4,8 \text{ mm}$ a $\varnothing 6,4 \text{ mm}$
X				nastřelené hřeby

Mechanické spojovací prostředky

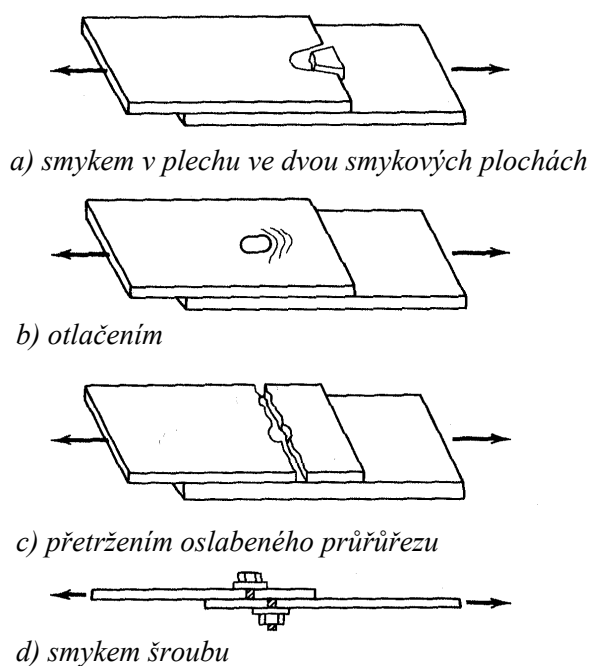
Tab. 11.1 ukazuje použití mechanických spojovacích prostředků podle Tomy [Toma a kol., 1993]. Dále jsou shrnuty hlavní typy mechanických prostředků. Šrouby s maticemi se navrhují se závitem na celé délce dřívku v předem vrtaných dírách. Dřív s částí bez závitu je méně obvyklý. Volí se průměry šroubu od M5 do M16 z materiálu 8.8 nebo 10.9. Lze rozlišit čtyři hlavní způsoby porušení:

- usmyknutím plechu ve dvou smykových plochách, viz obr. 11.1a,
- otláčením a protržením plechu, viz obr. 11.1b,
- přetržením oslabeného průřezu, viz obr. 11.1c,
- smykem ve šroubu, viz obr. 11.1d.

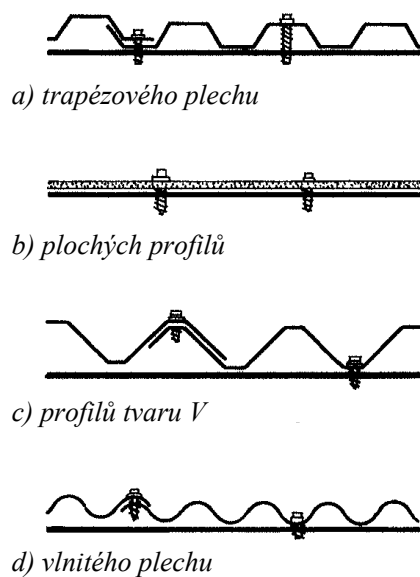
Porušení nastává obvykle kombinací porušení. Šrouby bez matice se osvědčily na přípoje stěnových a střešních trapézových plechů/sendvičových panelů k nosné konstrukci a mezi sebou, viz obr. 11.2. Lze je navrhnout pro spoje tyčových tenkostěnných rámových prvků a příhradových konstrukcí. Rozlišují se šrouby bez matice:

- závitotvorné, s řezáním nebo formováním závitu,
- samovrtné.

Pro zvýšení únosnosti v otláčení a pro těsnění spoje se šrouby bez matic vybavují podložkami. Plastové povlaky nebo krytky hlavy šroubů zvyšují odolnost proti korozi a zajišťují požadovanou barevnost.

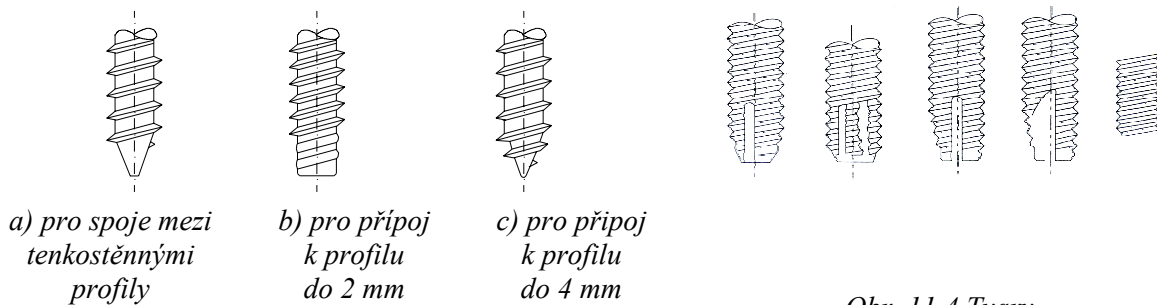


Obr. 11.1 Způsoby porušení šroubovaných přípojí



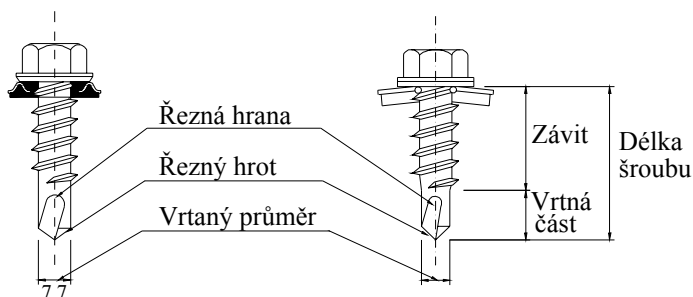
Obr. 11.2 Přípoje širokých tenkostěnných průřezů šrouby bez matice

Obr. 11.3 ukazuje základní tvary závitotvorných šroubů, které při šroubování vytvářejí závit. Závit podle obr. 11.3a je určen pro spoje mezi tenkostěnnými profily. Řešení podle obr. 11.3b je vhodné pro přípoje k profilu tlustšímu než 2 mm. Šroub na obr. 11.3c byl vyvinut pro přípoje k plechům do tloušťky 4 mm. Závitotvorné šrouby se obvykle vyrábějí z uhlíkové oceli a jsou žárově zinkovány a opatřeny kluzným lakem. Obr. 11.4 zobrazuje tvary závitu pro závitotvorné šrouby. Tyto šrouby se používají pro připojování do tlustších plechů. Samovrtné šrouby při montáži během jediné operace vrtají díru a řezou závit. Na obr. 11.5 jsou zachyceny dva typy samovrtných šroubů.



Obr. 11.3 Tvary závitořezných šroubů

Obr. 11.4 Tvary závitotvorných šroubu

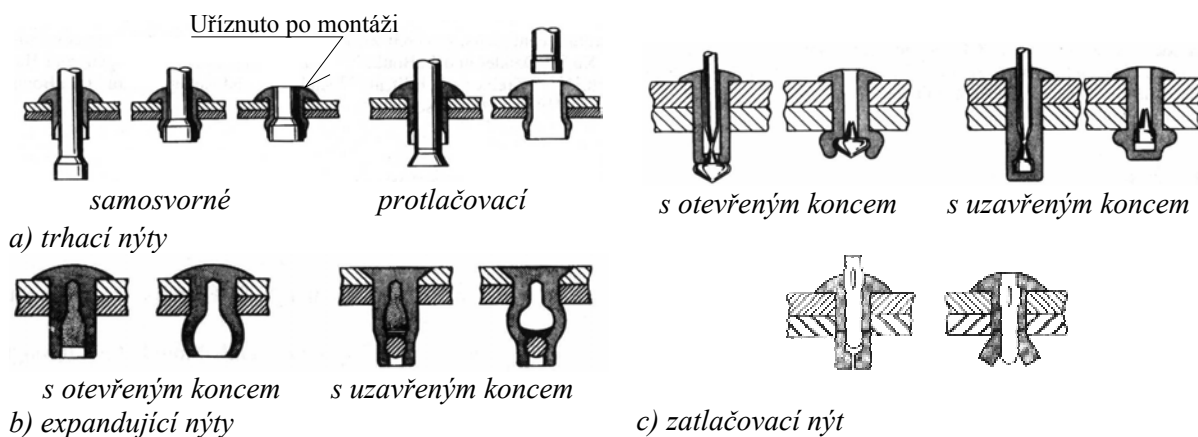


Obr. 11.5 Příklady samovrtných šroubů

Slepé a trubkové nýty se v tenkostěnných konstrukcích využívají pro zjednodušení montáže, zlepšení chování spoje a snížení výrobních nákladů. Slepé nýty lze montovat pouze z jedné strany. Podle montáže se dělí na:

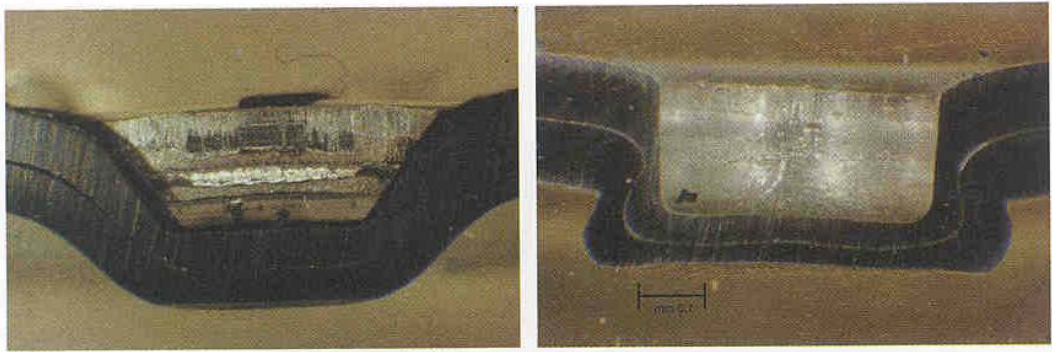
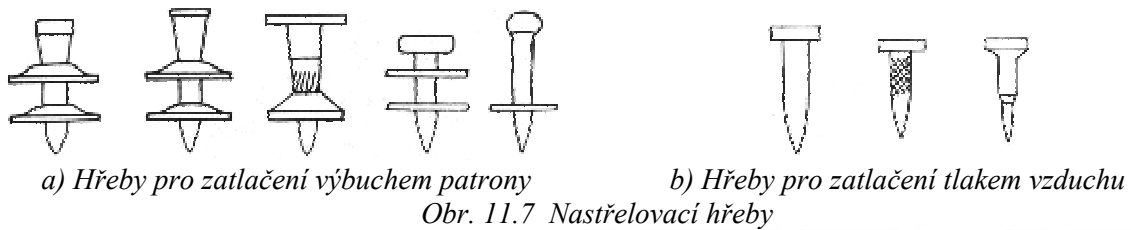
- trhací nýty, viz obr. 11.6,
- expandující nýty (jsou opatřeny zakončením s expandující chemikálií citlivou na zahřátí přístupné hlavy nýtu, která vytvaruje hlavu na nepřístupném konci),
- zatlačovací nýty (sestavují z těla a z trnu, jehož zatlačením se roztáhne nepřístupná část nýtu).

Trubkové nýty se používají na spojování plechů. Únosnost je obdobná nýtům s plným dřikem. Nejčastěji se setkáme s průměry 0,8 do 7,9 mm o tloušťce spoje 0,8 do 6,4 mm.

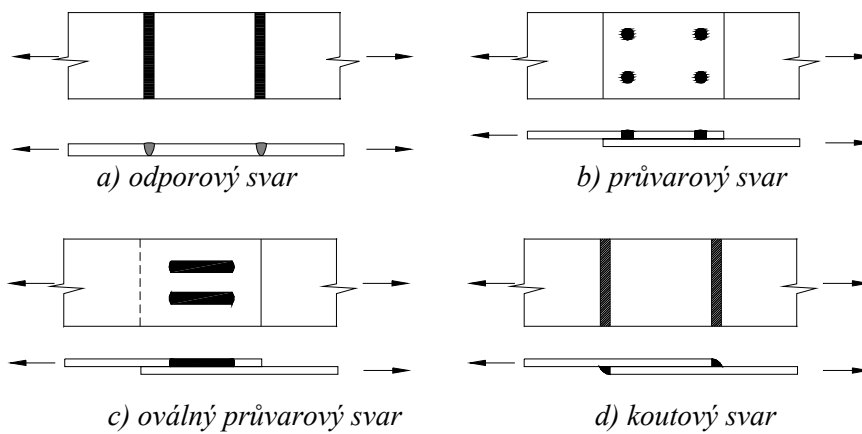
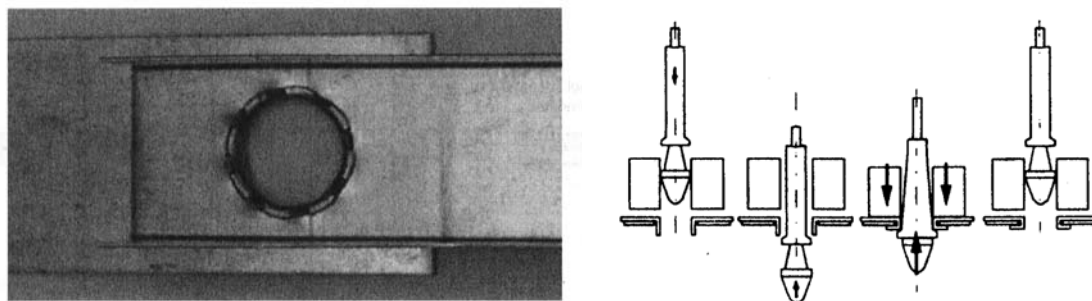


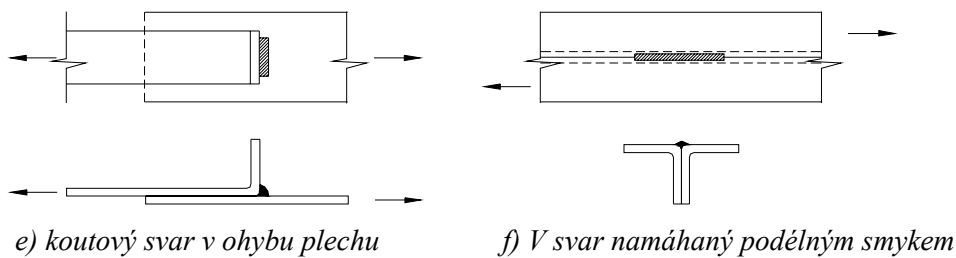
Obr. 11.6 Slepé nýtování

Nastřelované hřeby, viz obr. 11.7, jsou vtlačeny do materiálu tlakem vyvozeným výbuchem patrony nebo stlačeným vzduchem.



Spoj roznýtováním je tvořen místní deformací základního materiálu spojovaných plechů. Je vytvořen protlačení trnu proti hlavě, která místně deformuje kraje spoje, viz obr. 11.8. Rosetový spoj, viz obr. 11.9, se používá ke spojování tenkostěnných příhradových nosníků a stěnových panelů. Do otvoru je vložen a roztažen trn, který okraje otvoru roznýtuje.



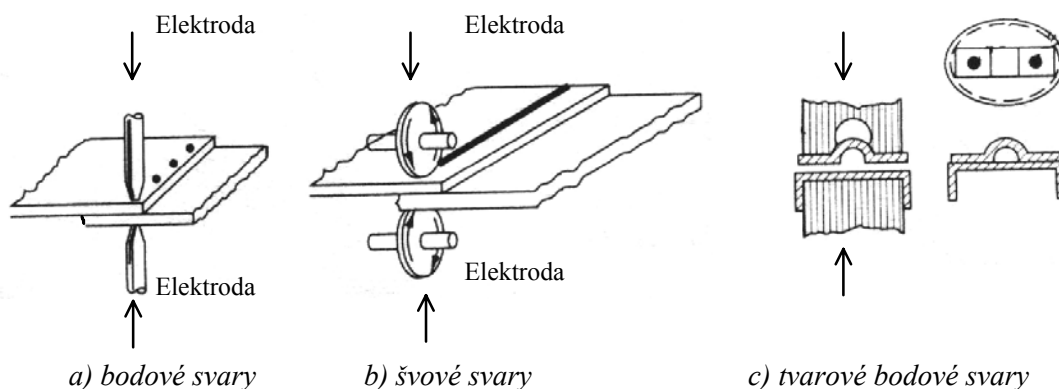


Pokračování obr. 11.10 Tvary svarů elektrickým obloukem

Svařování

Za studena tvarované profily se svařují obloukovým a odporovým svařováním. Používá se svařování pod ochrannou atmosférou (GMA, gas metal arc welding), s obalovanou elektrodou, v ochranné atmosféře s wolframovou elektrodou (TIG, tungsten-inert gas welding) a plasmou [Toma a kol., 1993]. Na obr. 11.10 jsou zobrazeny nejčastěji používaná uspořádání svarů tenkostěnných konstrukcí: odporový svar, průvarový svar, koutový svar a oválný průvarový svar [Yu, 2000].

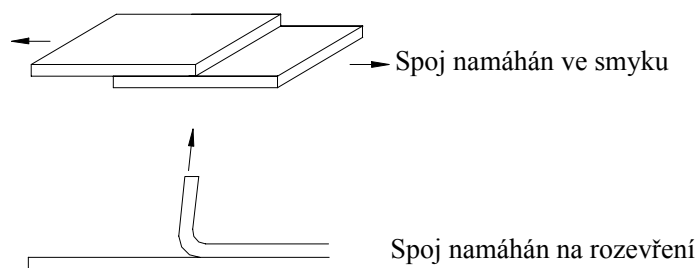
Při odporovém svařování není třeba chránit roztavený kov ochrannou atmosférou. Postup svařování je na obr. obr. 11.11.



Obr 11.11 Odporové svařování

Lepené spoje

Lepené spoje vykazují dobrou únosnost ve smyku a malou v rozevírání, viz obr. 11.12. Vynikají rovnoměrným přenosem sil v přípoji a proto jsou vhodné pro opakované namáhání. Proto se kombinují s mechanickými spojovacími prostředky. Pro tenkostěnné konstrukce se osvědčily epoxidová a akrylátová lepidla.



Obr. 11.12 Smyk a roztržení lepeného spoje

Navrhování

Navrhování přípojů tenkostěnných za studena tvarovaných konstrukcí je shrnuto v kapitole 8 normy prEN 1993-1-3. Spojovací prostředky v otláčení, smyku, tahu a oslabený průřez se posuzují podle stejné metodiky jako válcované průřezy. Liší se mezi sebou použitými součiniteli, součiniteli spolehlivosti a okrajovými podmínkami experimentálně ověřených řešení. Pro tenkostěnné prvky jsou

popsána další možná porušení, protlačení a vytržení, viz norma prEN 1993-1-3. Mechanické spojovací prostředky jsou shrnuty v kap. 8.4 normy, např. slepé nýty v tab. 8.1, samovrtné šrouby v tab. 8.2, expandující nýty v tab. 8.3 a šrouby s maticemi v tab. 8.4. Pro tenkostěnné prvky jsou specifické bodové svary, kap. 8.5, tab. 8.5, přeplátované svary v kap. 8.6, koutové svary v čl. 8.6.2 a průvanové bodové svary v čl. 8.6.3 normy prEN 1993-1-3. Lepené spoje jsou uvedeny v čl. 6.8.2 normy ENV 1999-1.

Zvláštní mechanické spoje jako rosetové spoje nejsou v normách uvedeny, únosnost se stanoví experimentálně s pomocí kap. 9 normy prEN 1993-1-3 a statisticky se vyhodnotí.

Otázka 11.1 Zvýšení meze kluzu tvářením za studena

Lze zvýšení meze kluzu tvářením za studena využít při návrhu přípoje svařovaného po tvářením?

Při tvářením za studena se zvýší mez kluzu v ohybech. Při návrhu svarů se uvažuje s pevností materiálu f_u a vliv se tedy neprojeví. Ohřevem při svařování (nebo zahřátím nad 520°C po dobu jedné hodiny) se zvýšení meze kluzu tvářením za studena ztratí a nelze je proto uvažovat ani do návrhu průřezu profilu připojovaného svarem.

Otázka 11.2 Deformační kapacita přípojů ve smyku

Proč je v normě prEN 1993-1-3, tab. 8.2 omezení $F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd}$?

Návrhová únosnost samořezných šroubů bez matic je v normě prEN 1993-1-3 omezena podmínkou

$$F_{v,Rd} \geq 1,2 F_{n,Rd} \quad (11.1)$$

kde $F_{v,Rd}$ je únosnost ve smyku stanovená experimentem a

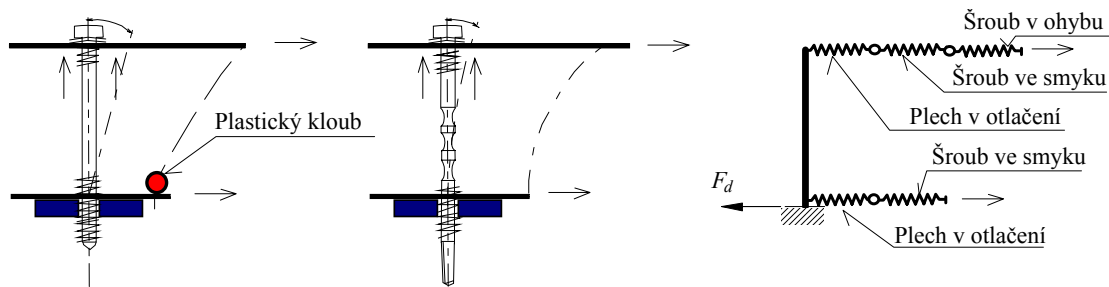
$$F_{n,Rd} = \frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (11.2)$$

je únosnost oslabeného průřezu. Podmínka brání křehkému porušení přípoje smykem. Konstanta 1,2 ve výrazu (11.1) zahrnuje zpevnění materiálu plechu. Podmínka se použije v těch případech, kdy se požaduje deformační kapacita přípoje. Jestliže není splněna, musí se deformační kapacita zajistit jinou částí konstrukce.

Otázka 11.3 Přípoje sendvičových panelů

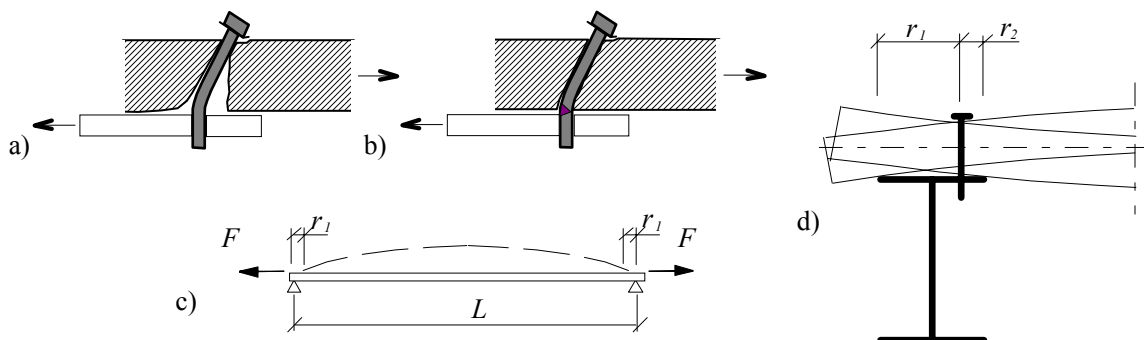
Jak se stanovuje únosnost šroubů v sendvičových panelech?

Pro přípoje sendvičových panelů se používají samovrtné a samořezné šrouby, viz [prEN 14509, 2002]. Panely jsou namáhány opakovanými účinky od zatížení teplotou, větrem a statickými účinky od zatížení vlastní vahou. Pro zajištění dostatečné odolnosti proti korozi a při opakovaném namáhání se navrhuje šrouby z nerezových ocelí. Tvar šroubu umožňuje jeho deformaci, viz obr. 11.13a. K porušení dochází buď otláčením vnitřního plechu panelu nebo smykem a ohybem šroubu, viz obr. 11.14a a 11.14b. Pro rozhodující namáhání od teploty, viz obr. 11.14c, lze uvažovat s tuhostí připojované konstrukce a síly lze na vnitřní a vnější plášť rozdělit metodou komponent, viz obr. 11.13b podle [Mareš a kol., 2000]. Při vodorovné deformaci sendvičových panelů je třeba uvažovat s membránovým působením panelu, [ECCS 66, 2000], viz obr. 11.14c, a se zvýšením síly v tahu páčením šroubů, viz obr. 11.14d, na rameni r_l .



a) deformace šroubu bez úpravy dřívku a šroubu s dřívkem proměnného průřezu b) metoda komponent pro rozdělení sil na vnější a vnitřní plášť panelu [Mareš a kol., 2000]

Obr. 11.13 Přípoj sendvičového panelu



Obr. 11.14 Přípoj sendvičového panelu, a) porušení otláčením plechu vnitřního pláště panelu; b) porušení šroubu kombinací smyku a ohybu; c) membránové síly při velkých deformacích panelů [ECCS 66, 2000]; d) páčení šroubu při deformaci panelu

Otázka 11.4 Otláčení tenkého plechu

Jak se liší únosnost v otláčení tenkých a tlustých plechů?

Předpovědní modely únosnosti v otláčení jsou založeny na experimentech. Vzorce pro tlusté plechy (pro tloušťky nad 3 mm) jsou uvedeny v tab. 3.4 normy prEN1993-1-8 a pro tenké plechy v tab. 8.1 normy prEN 1993-1-3, kde lze nalézt též výrazy pro nýty, šrouby bez matic a nastřelovací hřeby.

Při stanovení únosnosti tlustých plechů se zohledňuje i geometrie přípoje kolmo na směr působící síly součinitelem k_l ve výrazu

$$F_{b,Rd} = \frac{k_l \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}}, \quad (11.3)$$

kde α_b je nejmenší z α_d ; f_{ub}/f_u nebo 1,0. Ve směru působící síly se počítá $\alpha_d = e_1/(3d_0)$ a pro vnitřní šroub $\alpha_d = p_1/(3d_0) - 0,25$. Součinitel vzdálenosti kolmo na směr působící síly k_l je pro krajní šrouby menší z hodnot 2,8 (e_2/d_0) - 1,7 a 2,5 a pro vnitřní šrouby menší z hodnot 1,4 (p_2/d_0) - 1,7 a 2,5. Symbolem e_1 se značí koncová vzdálenost; e_2 vzdálenost hrany přípoje; p_1 a p_2 rozteče; d_0 průměr díry a d průměr šroubu. Tloušťka t se bere jako součet tloušťek připojovaných plechů v posuzovaném směru.

Při výpočtu únosnosti v otláčení tenkých plechů se uvažuje tloušťka plechů součinitelem k_t

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha_b k_t f_u d t}{\gamma_{M2}}, \quad (11.4)$$

kde $\alpha_b = e_1/(3d)$. Součinitel k_t se uvažuje pro $0,75 \text{ mm} \leq t \leq 1,25 \text{ mm}$ jako $k_t = (0,8 t + 1,5)/2,5$ a pro $t > 1,25 \text{ mm}$ hodnotou $k_t = 1,0$. Pro šrouby mimo rozsah platnosti výrazu se únosnost stanoví zkouškou podle prEN 1993-1-3.

12 Přípoje hliníkových konstrukcí

Poznatky o navrhování hliníkových konstrukcí v oblasti stability, únavy a svařovaných, šroubovaných a lepených přípojů se v posledních desetiletích podstatně rozšířily. Výsledky výzkumu a zkušeností z praxe se promítly do návrhu evropské normy [ENV 1999-1-1, 1999]. Při návrhu přípojů se musí uvažovat s malou tažností hliníkových slitin. Pro šroubované přípoje se pro zabránění korozi používají šrouby z nerezových ocelí a omezeně šrouby žárově zinkované. U předepnutých šroubů návrh bere v úvahu pokles předpětí v čase.

Svařování se v posledním desetiletí, díky rozvoji svařovacích aparátů a poznatků, stalo běžnou výrobní technologií. Návrh svarů vychází z návrhu svarů referenčního materiálu – oceli a zohledňuje redukci materiálových vlastností vlivem svařování. Řešení se opírá o stanovení tepelně ovlivněné oblasti (HAZ, Heat Affected Zone). V normě [ENV 1999-1-1, 1999] se pro konstrukční svary požaduje dodržení předpokladů:

- konstrukce má být zatížena především staticky,
- technologii MIG lze použít pro všechny tloušťky materiálu, technologii TIG lze použít do tloušťky $t = 6 \text{ mm}$ a pro opravy,
- přídavný materiál má velký vliv na tažnost a pevnost svaru a musí odpovídat základnímu. Volí se většinou o větší tažnosti a o nižší pevnosti, viz tab. 12.1.

Tab. 12.1 Doporučené slitiny na přídavný materiál a pevnost svarového materiálu f_w [MPa]

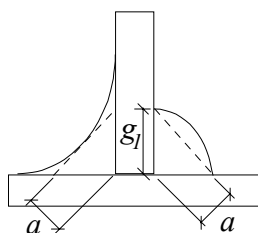
Přídavný materiál	Slitina							
	3103	5052	5083	5454	6060	6061	6082	7020
5356	-	170	240	220	160	190	210	260
4043A	95	-	-	-	150	170	190	210

Podle kap. 6.6.1 normy ENV 1999-1-1 se doporučuje nižší součinitel spolehlivosti, $\gamma_M = 1,65$ místo $\gamma_M = 1,25$, pro méně kvalitní svary přípustné u vedlejších nosných konstrukcí. Zvláštní pozornost je třeba věnovat svarům opakovaně namáhaných konstrukcí, viz ENV 1999-2.

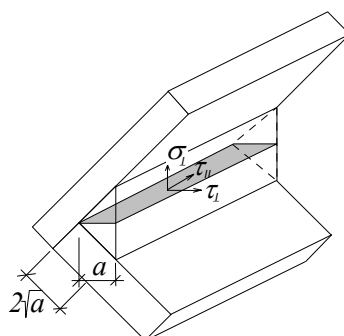
Otázka 12.1 Únosnost koutového svaru

Jak se podle prEN 1999-1 posuzují koutové svary hliníkových konstrukcí?

Napětí ve svaru se rozkládá do složek jako u ocelových konstrukcí, viz kap. 3. Posuzuje se účinný průřez svaru na obr. 12.1 v kritické rovině, viz obr. 12.2, kde σ_{\perp} je normálové napětí kolmo na kritickou rovinu svaru, $\sigma_{//}$ normálové napětí ve směru svaru, které se ve výpočtu zanedbává, τ_{\perp} smykové napětí kolmo na svar (v kritické rovině svaru) a $\tau_{//}$ smykové napětí ve směru svaru (v kritické rovině svaru).



Obr. 12.1 Účinný rozměr koutového svaru



Obr. 12.2 Napjatost v kritické rovině koutového svaru

Únosnost svaru vyhovuje, je-li splněna podmínka pro rovinnou napjatost

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp} + \tau_{\parallel})^2} \leq \frac{f_w}{\gamma_{Mw}} \quad (12.1)$$

a pro osovou napjatost

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_w}{\gamma_{Mw}} \quad (12.2)$$

Otázka 12.2 Délka a tloušťka koutového svaru

Jsou nějaká omezení pro délku a tloušťku koutových svarů hliníkových konstrukcí?

Účinná délka koutového svaru musí být nejméně osminásobek účinného rozměru a v kritickém řezu svaru. Délka svaru zatíženého ve směru svaru je omezena na $100a$. Pro delší svary se počítá s účinnou délkou svaru $L_{w,eff}$, která zohledňuje nerovnoměrné rozdělení napětí a možné přetěžování konců svaru. Účinnou délku lze stanovit z výrazu

$$L_{w,eff} = \left(1,2 - 0,2 \frac{L_w}{100a} \right) L_w \quad (12.3)$$

Účinnou délka svaru se uvažuje pouze v případech, u nichž vzniká nerovnoměrné rozložení napětí ve svaru, viz obr. 12.3a. Nerovnoměrnosti lze zabránit vhodnou volbou tvaru přípoje, který je naznačen na obr. 12.3b.



a) nerovnoměrné rozložení napětí

b) tvar přípoje pro rovnoměrné rozdělení napětí

Obr. 12.3 Napětí v přeplátovaném svařovaném přípoji koutovými svary

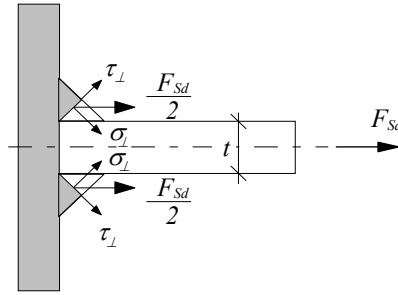
Pro dosažení dostatečné tažnosti svarů se u hliníkových konstrukcí svary navrhuje na únosnost připojovaných plechů. Pro oboustranný svar namáhaný silou kolmo na svar, viz obr. 12.4, se požaduje minimální účinný rozměr svaru větší než

$$a > 0,7 \frac{t \sigma \gamma_{Mw}}{f_w} \quad (12.4)$$

kde

$$\sigma = \frac{F_{Sd}}{tL} \quad (12.5)$$

a F_{Sd} je působící návrhová síla, t tloušťka připojovaného plechu a L_w délka svaru.



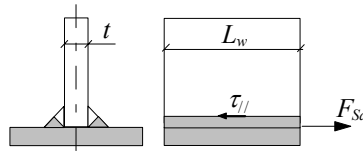
Obr. 12.4 Oboustranný koutový svar namáhaný kolmo k ose svaru

Tloušťka svaru namáhaného ve směru svaru, viz obr. 12.5, má být větší než

$$a > 0,85 \frac{t \tau \gamma_{Mw}}{f_w}, \quad (12.6)$$

kde

$$\tau = \frac{F_{Sd}}{t L_w}. \quad (12.7)$$



Obr. 12.5 Oboustranný koutový svar namáhaný ve směru svaru

Otázka 12.3 Tupé svary s částečně provařeným kořenem

Jak lze navrhnout tupý svar hliníkových konstrukcí s částečně provařeným kořenem svaru?

Pro tupé svary hliníkových konstrukcí se doporučují svary s plně provařeným kořenem. S plnou únosností částečně provařených tupých svarů lze počítat pouze v případě experimentálního posouzení kvality svaru. V ostatních případech částečného provaření je třeba počítat s větším rizikem defektů a doporučuje se použít zvýšený dílčí součinitel spolehlivosti svaru, $\gamma_M = 1,65$.

Svar s plně provařeným kořenem se posuzuje pro plnou tloušťku spojovaných plechů. Pro různě tlusté plechy se počítá s tenčím z nich. Pro částečně provařený kořen se uvažuje tloušťka podle obr. 12.6. Délku je možno počítat celou v případě, že se na náběhu/výběhu svaru použijí přídavné plechy. Jinak se do návrhové délky svaru konce o délce dvojnásobku účinného rozměru svaru a nezapočtou.



Obr. 12.6 Tloušťka částečně provařeného tupého svaru

Napětí tupých svarů nesmí překročit:
normálové napětí kolmo na svar

$$\sigma_{\perp} \leq \frac{f_w}{\gamma_{Mw}}, \quad (12.8)$$

smykové napětí se směru svaru

$$\tau_{//} \leq 0,6 \frac{f_w}{\gamma_{Mw}}, \quad (12.9)$$

a napětí při kombinaci napjatosti v rovině

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \tau_{//}^2} \leq \frac{f_w}{\gamma_{Mw}}. \quad (12.10)$$

Otázka 12.4 Tepelně ovlivněné oblasti

Jak se projeví zvýšení teploty při svařování na návrhu hliníkových konstrukcí?

Materiál hliníkových slitin v tepelně ovlivněných oblastech (HAZ, Heat Affected Zone) při svařování ztrácí své mechanické vlastnosti. V čl. 6.6.2 normy ENV 1999-1 jsou definovány tepelně ovlivněné oblasti pro skupiny slitin:

- tepelně upravené slitiny s úpravou T4 a vyšší (tříd slitin 6xxx a 7xxx),
- tepelně neupravené slitiny (tříd slitin 3xxx a 5xxx).

U slitin v úpravě O, T4, nebo stavu F s návrhovými hodnotami pro podmínky O není nutná redukce materiálových vlastností v oblasti svaru [Dwight, 1999]. Svařováním wolframovou elektrodou v ochranné atmosféře (TIG, Tungsten Inert Gas) se dosahují jiné materiálové vlastnosti než svařováním v ochranné atmosféře (MIG, Metal Inert Gas). Pro svařování TIG lze obecně předpokládat větší tepelně ovlivněnou oblast a větší degradaci materiálu [Mazzolani, 1985].

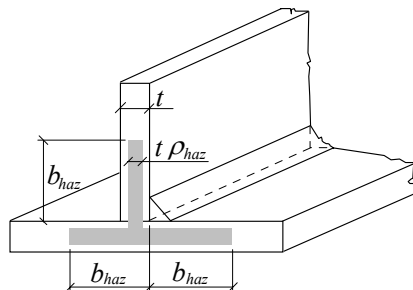
Pro návrh konstrukce je k dispozici velikost ovlivněné oblasti (popsaná pomocí b_{HAZ} a intenzita ovlivnění pevnosti, která se popisuje součinitelem redukce materiálu ρ_{haz}). Redukce se použije přímo nebo se počítá s účinným průřezem, viz obr. 12.7, např. pro obdélníkový průřez ve tvaru

$$F_{Rd} = \frac{A (f_a \rho_{haz})}{\gamma_{Mw}} = \frac{A f_{a,haz}}{\gamma_{Mw}}, \quad (12.11)$$

nebo

$$F_{Rd} = \frac{(\rho_{haz} A) f_a}{\gamma_{Mw}}. \quad (12.12)$$

Hodnoty redukčního součinitele ρ_{haz} , podle ENV 1999-1, jsou shrnuty v tab. 12.2.



Obr. 12.7 Tepelně ovlivněné oblasti kolem koutového svaru

Hodnoty redukčního součinitele ρ_{haz} platí pro materiál uložený při teplotě nad 10°C pro slitiny 6xxx po třech dnech a slitiny 7xxx po 30 dnech. Materiál vystavený po svařování teplotě pod 10°C se bude zotavovat déle a hodnoty je třeba prověřit experimentem. Při návrhu se předpokládá, že se

tepelně ovlivněná oblast rozšíří na šířku b_{haz} ve všech směrech od svaru, viz obr. 12.8 a tab.12.3. Pro menší vzdálenost do hrany profilu než $3 b_{haz}$ se tepelně ovlivněná oblast rozšíří (HAZ) na celý prvek. Šířka b_{haz} se uvažuje:

- kolmo na osu koutové svaru,
- kolmo na průřezík svařovaných povrchů koutového svaru,
- kolmo na průřezík svařovaných povrchů u tupých svarů,
- ve všech směrech od konce koutového nebo tupého svaru.

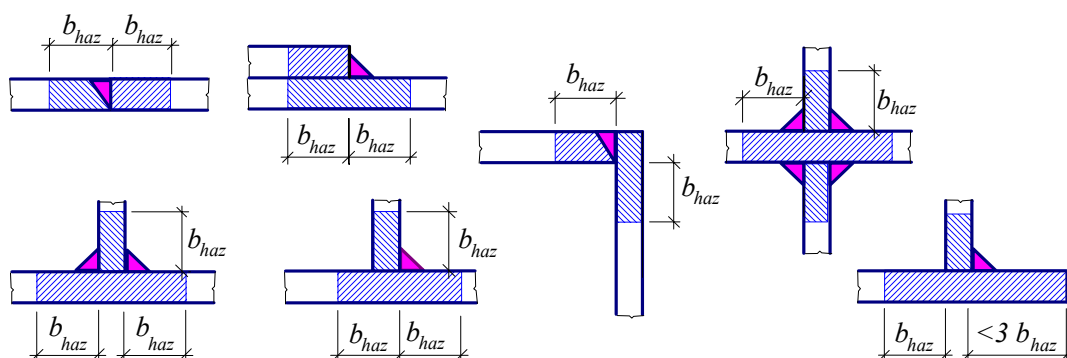
Tepelně ovlivněná oblast se omezí kolmicemi k povrchu tenkých plechů. U tlustých plechů lze uvažovat se zaoblením oblasti o poloměru b_{haz} .

Tab. 12.2 Hodnoty redukčního součinitele ρ_{haz} pro tepelně ovlivněnou oblast (HAZ) svaru podle ENV 1999-1

Slitina	Tepelná úprava	ρ_{haz} (svary MIG)	ρ_{haz} (svary TIG)	Poznámka
Protlačované profily, plechy, tažené trubky a výkovky				
Všechny	O F	1,00	1,00	
6xxx	T4	1,00	-	
	T5	0,65	0,60	
	T6	0,65	0,50	
7xxx	T6	0,80	0,60	pro tah kolmo na svar
		1,00	0,80	v ostatních případech
Tenké plechy, plechy a výkovky				
5xxx	H22	0,86	0,86	
	H24	0,80	0,80	
3xxx	H14			
	H16	0,60	0,60	
	H18			
1xxx	H14	0,60	0,60	

Tab. 12.3 Šířka b_{haz} tepelně ovlivněné oblasti (HAZ) pro svařování technologie MIG a TIG

Tloušťka t	b_{haz} (svařování MIG)	b_{haz} (svařování TIG)
$0 < t \leq 6 \text{ mm}$	20 mm	30 mm
$6 < t \leq 12 \text{ mm}$	30 mm	∞
$12 < t \leq 25 \text{ mm}$	35 mm	∞
$t > 25 \text{ mm}$	40 mm	∞



Obr. 12.8 Tepelně ovlivněná oblast v rozích profilu

Charakteristická pevnost tepelně ovlivněné oblasti se redukuje na

$$f_{a,haz} = f_a \rho_{haz} . \quad (12.13)$$

Pro tupé svary musí být splněna podmínka rovinné napjatosti v tepelně ovlivněné oblasti svaru

$$\sqrt{\sigma_{haz}^2 + 3 \tau_{haz}^2} \leq \frac{f_{a,haz}}{\gamma_{Mw}} . \quad (12.14)$$

V případě částečného provaření kořene svaru, viz obr. 12.8b, lze podmínku vyjádřit ve tvaru

$$\sqrt{\sigma_{haz}^2 + 3 \tau_{haz}^2} \leq \frac{t_e}{t} \frac{f_{a,haz}}{\gamma_{Mw}} . \quad (12.15)$$

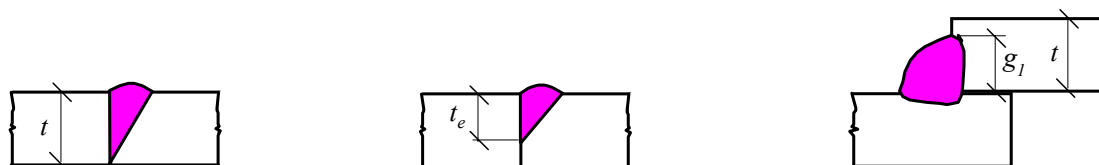
Pro koutové svary se rovinná napjatost v rovině kritického průřezu omezuje na

$$\sqrt{\sigma_{haz}^2 + 3 \tau_{haz}^2} \leq \frac{f_{a,haz}}{\gamma_{Mw}} \quad (12.16)$$

a pro koutový svar na částečnou výšku připojovaného plechu, viz obr. 12.8c, na

$$\sqrt{\sigma_{haz}^2 + 3 \tau_{haz}^2} \leq \frac{g_l}{t} \frac{f_{a,haz}}{\gamma_{Mw}} . \quad (12.17)$$

Závěrem lze připomenout, že se svary hliníkových konstrukcí navrhují s dostatečnou deformační kapacitou tak, aby jejich pevnost byla větší než je pevnost tepelně ovlivněného základního materiálu.



a) s plně provařeným kořenem

b) s částečně provařeným kořenem

c) koutový svar na částečnou výšku připojovaného plechu

Obr. 12.9 Provaření kořene tupého svaru

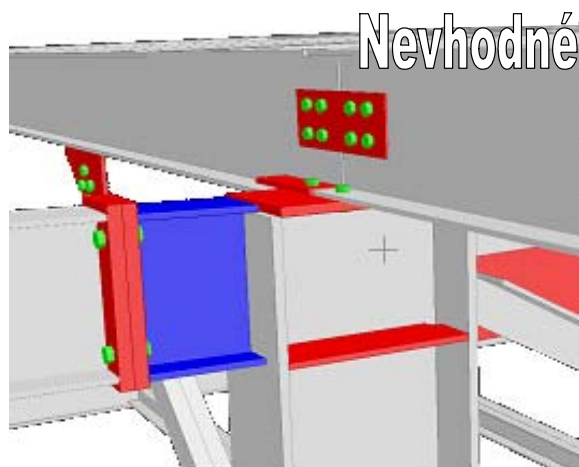
13 KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

V ocelových stavebních konstrukcích se lze často setkat jak s typovými, tak zcela unikátními přípoji. Každé řešení má své výhody i nevýhody a optimum se hledá případ od případu. Kriteria nejsou v jednotlivých evropských zemích stejná (cena práce, tradice, výroba, montážní vybavení a podmínky). Jednotliví výrobci mohou ten samý přípoj vyrábět zcela odlišně, podrobnosti se řídí technologií.

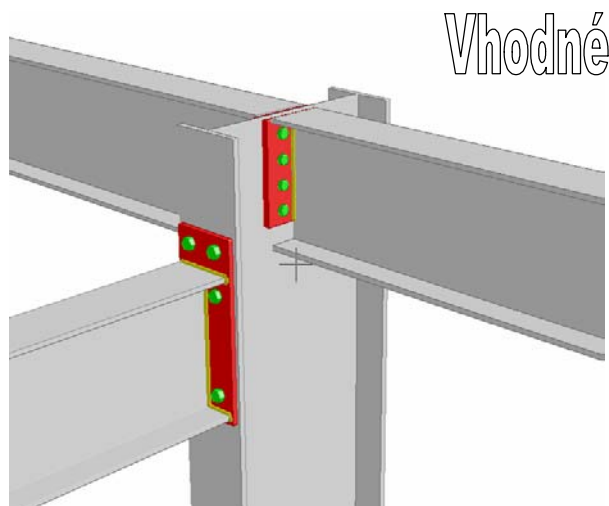
Bohužel se lze setkat i s nevhodně navrženými styčníky. U nich nejsou splněny funkční předpoklady, přípoje vyvozují podružné účinky (např. excentricity, ohybová tuhost), výroba a montáž jsou složité, řešení je drahé a nekonkurenceschopné. Hlavní zásady, které je třeba při návrhu respektovat, jsou shrnuty v tabulce tab. 13.1. Na obr. 13.1 až 13.12 jsou ukázány špatné příklady řešení, které jsou převzaty ze skutečných realizovaných objektů v Evropě, se kterými se autoři publikace setkali. Styčníky jsou dále upraveny tak, aby odpovídaly uvedeným zásadám pro vhodný návrh. Tab. 13.2 shrnuje důvody nutných úprav.

Tab. 13.1 Zásady pro návrh styčnicků stavebních konstrukcí

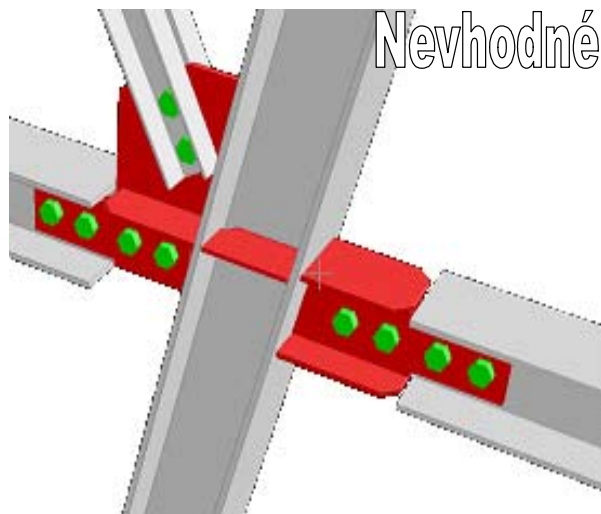
Výpočet	Přenos sil ve styčníku Excentricita v připojení Normy Návrh konstrukce [EN 1993-1-1] Návrh styčnicků [EN 1993-1-8] Montáž [EN 1090-1]
Vzhled	Architektonické požadavky Korosivní agresivita prostředí
Kresba	Možnost standardizace Omezení množství prvků Sjednocení typů prvků/spojovacích prostředků
Výroba	Montážní možnosti, zkušenosti a zvyky Omezení výrobních operací řezání vrtání upalování svařování rovnání Ochrana nátěry galvanizací Transport (nebezpečí poškození) Zaměnitelnost dílů
Montáž	Jednoduchost montáže Tolerance rozměrů průřezů výroby a úprav Montážní lícování (nezbytné) Počet šroubů typy šroubů kvalita materiálu délka dřívku délka závitu podložky Způsob utahování šroubů a jeho kontrola



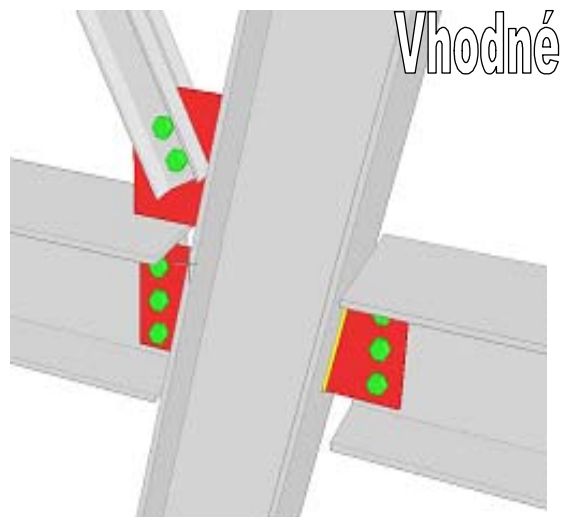
Obr. 13.1 Přípoj nosníku na sloup, ohybově tuhý přípoj k tuhé ose sloupu, kloub k měkké ose sloupu, nevhodné řešení (nestabilní během montáže, nákladné, obtížné při výrobě i montáži), nosník IPE 330; šrouby 4 x M20; únosnost šroubované čelní desky $M_{j,Rd} = 98,4 \text{ kNm}$; svařovaného přípoje $M_{j,Rd} = 297,3 \text{ kNm}$



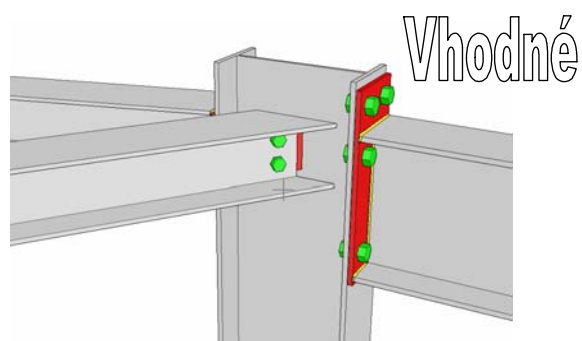
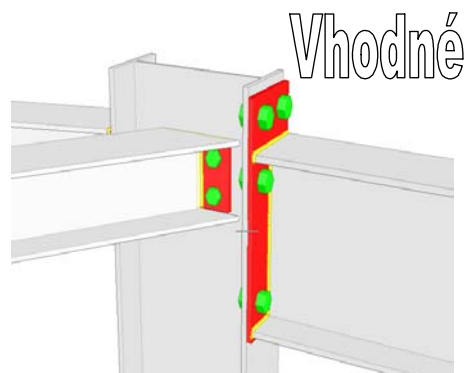
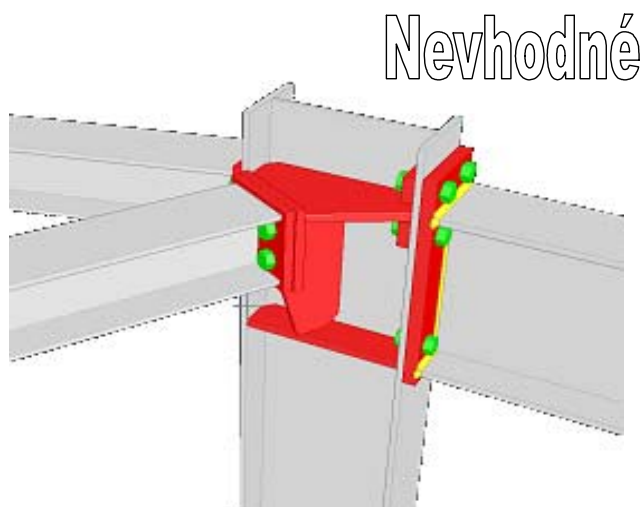
Obr. 13.2 Přípoj nosníku na sloup, ohybově tuhý přípoj k tuhé ose sloupu, kloub k měkké ose sloupu, vhodné řešení pomocí čelní desky s přesahem a krátké čelní desky na stojině nosníku IPE 330; šrouby 6 x M20 únosnost ohybově tuhého přípoje $M_{j,Rd} = 139,9 \text{ kNm}$



Obr. 13.3 Kloubový přípoj nosníků ke sloupu a přípoj diagonál ztužidla, nevhodné řešení (drahé, komplikované pro výrobu i montáž), sloup HE180B; nosník HE180B; šrouby 4 x M20

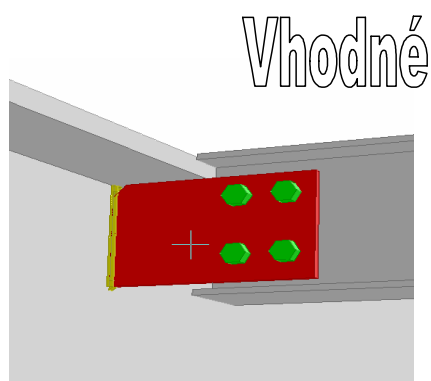
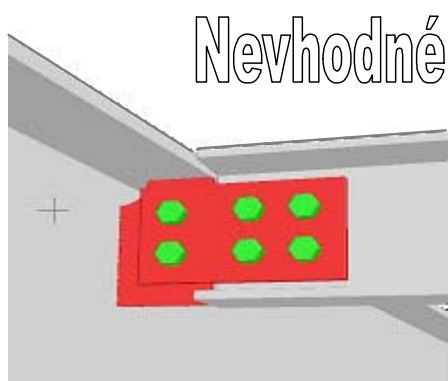


Obr. 13.4 Kloubový přípoj nosníků ke sloupu a přípoj diagonál ztužidla, vhodné řešení deskou na stojině nosníku, sloup HE180B; nosník HE180B; šrouby 3 x M20



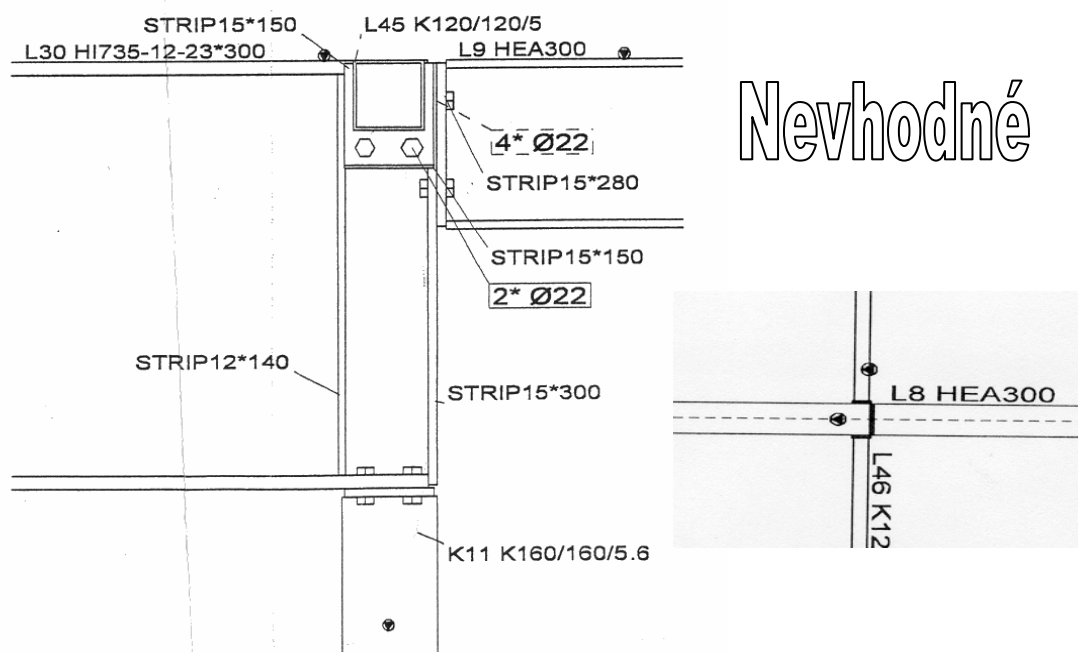
Obr. 13.5 Přípoj nosníku ke sloupu, ohybově tuhé přípoje k tuhé ose sloupu, kloubový přípoj pod úhlem k měkké ose, nevhodné řešení (drahé, nejasné působení styčnicku), k měkké ose nosník HE120A; šrouby 4 x M16; k tuhé ose nosník IPE270; šrouby 6 x M16

Obr. 13.6 Přípoj nosníku ke sloupu, ohybově tuhé přípoje k tuhé ose sloupu, kloubový přípoj pod úhlem k měkké ose, vhodné řešení, dvě varianty kloubových přípojů nosníků k měkké ose HE120A; šrouby 4 (resp. 2) x M16; k tuhé ose nosník IPE270; 6 x M16

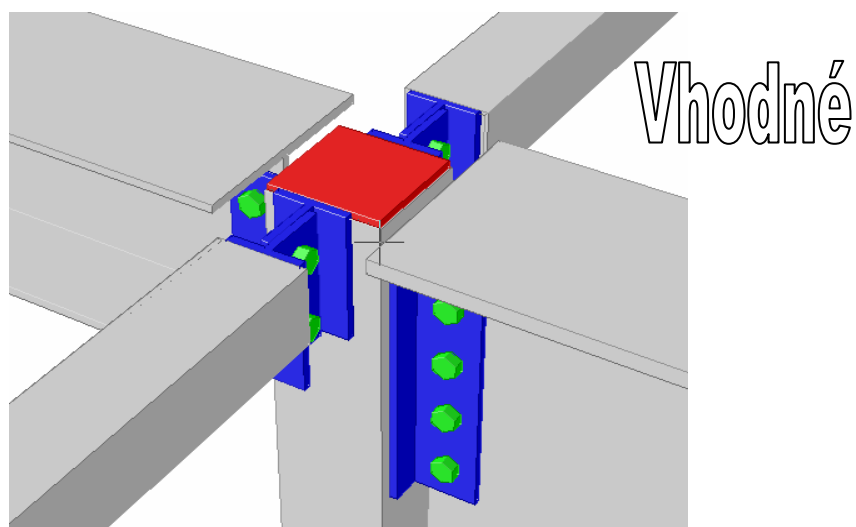


Obr. 13.9 Kloubový přípoj stropního nosníku k průvlaku, nevhodné řešení (excentricita v přípoji, obtížná montáž, nebezpečí ztráty stability při montáži), průvlak HE 1000A, nosník IPE 240; šrouby 6xM16

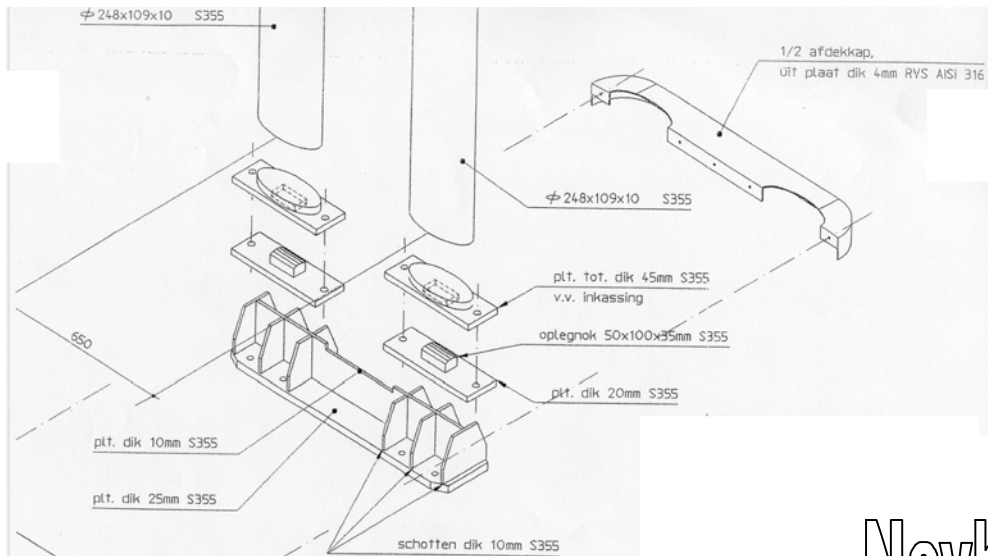
Obr. 13.10 Kloubový přípoj stropního nosníku k průvlaku, vhodné řešení dlouhou deskou na stěně nosníku, průvlak HE 1000A, nosník IPE 240; šrouby 4xM16



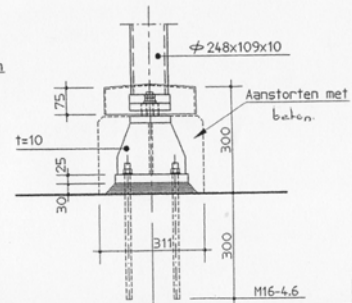
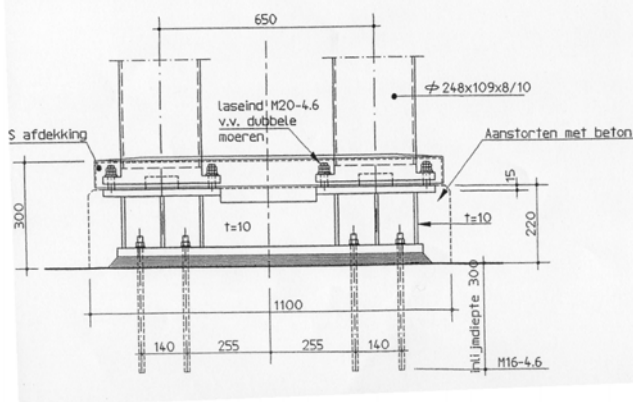
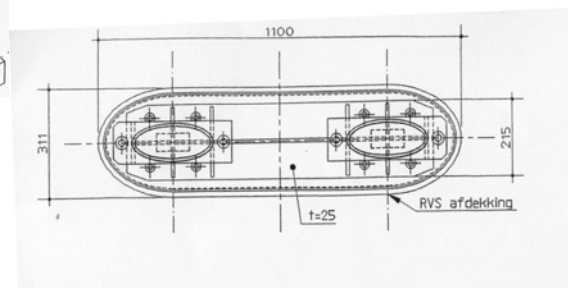
Obr. 13.7 Kloubové přípoje nosníků z I profilů ke sloupu čtvercového uzavřeného průřezu, nevhodné řešení, nebezpečí ztráty stability při montáži, drahé řešení



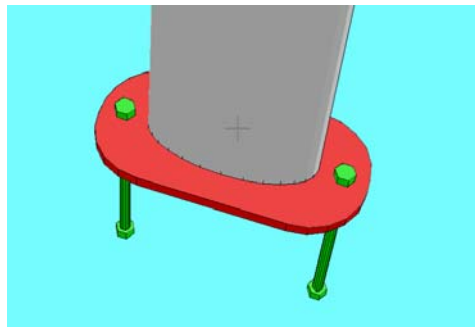
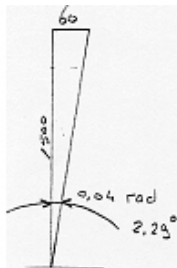
Obr. 13.8 Kloubové přípoje nosníků z I profilů ke sloupu čtvercového uzavřeného průřezu, vhodné řešení úhelníkem na stojině nosníku



Nevhodné



Obr. 13.11 Kotvení sloupu patní deskou, navrženo jako vetknutí pro ohyb kolem tuhé osy sloupu a kloub pro ohyb kolem měkké osy, nevhodné řešení (složitě / nákladné)



Vhodné

Obr. 13.12 Kotvení sloupu patní deskou, vhodné kloubové uložení, alternativně lze využít částečné tuhosti kotvení patní deskou

Tab. 13.2 Hodnocení konstrukčních řešení na obr. 13.1 až 13.12

Příklad	Obr.	13.1-2	13.3-4	13.5-6	13.7-8	13.9-10	13.11-12
		Sloup + 2 spojité nosníky	Sloup + 2 nosníky	Sloup + 2 nosníky + 1 nosník šikmo	Nosník + 1 nosník šikmo	Sloup + 4 nosníky	Kotvení s možností natočení
Sledováno		ohybově tuhý	kloub	ohybově tuhý	kloub	kloub	kloub
Návrh	N	00	000	0	0	000	00
	V	++	+++	++	++	+++	++
Kreslení	N	00	000	00	0	00	000
	V	++	++	++	++	++	+++
Plech	N	8	7	9	3	8	20
	V	3	3	3	1		1
Profily	N		2				2
	V		0			8	0
Měření	N	00	000	00	+	00	00
	V	+	+++	++	+	+++	++
Díry	N	0	00	+	0		00
	V	++	++	+	+	00	+++
Svary	N	0	00	00	+	+	000
	V	++	++	+	+	12	++
Šrouby	N	16	10	14	6	12	12
	V	14	8	12	4	00	2
Vzhled	N	0	00	00	0	++	0
	V	+	++	+	+	000	++
Koroze	N	00	0	00	0	++	000
	V	++	+	++	+	0	++
Transport	N	0	0	0	++	+	00
	V	+	+	+	0	+	++
Výrobní tolerance	N	0	++	00	++	00	000
	V	+	+0	+	+	++	++
Montáž	N	+	0	0	0	0	000
	V	+	+	+	+	++	++

Legenda:

Nevhodné		N	Vhodné		V
Číslo		počet kusů	Číslo		počet kusů
000		velmi nevhodný	+		lepší
00		nevhodný	++		vhodný
0		méně vhodný/problematický	+++		výborný

Text videofilmu

Videofilm je součástí výukového programu projektu CeStruCo evropského programu Leonardo da Vinci. Je k dispozici na CD projektu nebo jej získat na adrese <http://www.fsv.cvut.cz/cestruco/>.

K návrhu styčnicků za požáru, test požární spolehlivosti na osmipodlažním objektu v Cardingtonu

- [1] Požární spolehlivost konstrukcí za mimořádné situace zatížení požárem lze zvýšit návrhem pomocí výpočtu. Experimenty na osmipodlažní budově potvrdily dobrou přesnost návrhu.
- [2] V tomto výukovém materiálu jsou popsány hlavní části návrhu styčnicků za požární situace. Dále je probrána příprava, provedení a hlavní poznatky ze zkoušky na osmipodlažním ocelobetonovém skeletu. Na závěr jsou shrnuty zásady návrhu styčnicků za požární situace.
- [3] Návrh konstrukce za požární situace se skládá ze tří částí: stanoví se teplota plynů v objektu; určí se teplota konstrukce a vyšetřuje se chování konstrukce za vysoké teploty. Splnění mezního stavu únosnosti konstrukce se označuje v minutách.
- [4] Návrh konstrukce za vysoké teploty uvažuje se změnou materiálových charakteristik a protažením prutů při ohřívání a zkrácením při chladnutí. Za požární situace jsou styčnický vystaveny jiným silám než při běžném zatížení. Ve styčnicích je koncentrována větší hmota a jsou v chladnější části konstrukce.
- [5] Rozdělení teploty po styčnicku je základem jeho návrhu. Při návrhu styčnicků lze rozdělení teploty stanovit obdobně jako při návrhu prutů.
- [6] Materiálové charakteristiky svarů a šroubů se s teplotou mění výrazněji než základního materiálu. Změny jsou popsány v evropské normě pro navrhování ocelových konstrukcí za požáru.
- [7] Metodou komponent lze popsat chování styčnicku jak za běžné teploty, tak za zvýšených teplot. V metodě komponent se nejprve se styčnick rozdělí na jednotlivé komponenty.
- [8] Únosnost komponenty je ovlivněna redukcí meze kluzu za zvýšené teploty. Tuhost komponenty závisí na redukcí modulu pružnosti.
- [9] Pracovní diagramy jednotlivých komponent se složí v pracovní diagram styčnicku s uvažováním rozdělení teploty ve styčnicku. Při představě konstantního rozdělení teploty se únosnost a tuhost určí jednoduchou redukcí výpočtu při běžné teplotě.
- [10] Příklad předpovědi pracovního diagramu styčnicku čelní deskou za zvýšené teploty.
- [11] Evropská laboratoř na zkoušky velkého rozsahu byla vybudována v hangáru na vzducholodě v Cardingtonu. Na obrázku je pohlednice z roku 1925 se zaparkovanými vzducholoděmi.
- [12] Prostor laboratoře o rozměrech 48 m x 65 m x 250 m umožňuje zkoušet chování skutečných objektů.
- [13] V hangáru byly postaveny tři objekty. V popředí hangáru je postavena šestipodlažní budova s dřevěnou nosnou kosterou. V budově se kromě požárních zkoušek, na obrázku je zkouška schodiště, zkoušela i konstrukční celistvost objektu při nárazu vozidla.
- [14] Ve středu hangáru je umístěna sedmipodlažní železobetonová konstrukce. Na obrázku je požární úsek s požárním zatížením, železobetonový sloup po experimentu a strop s obnaženou výztuží po oprýskání betonu.
- [15] Osmipodlažní budova s běžnou spráženou ocelobetonovou konstrukcí byla postavena v roce 1994. Nosníky jsou navrženy v podélném směru na rozpětí devět metrů. Průvlaky v podélném směru mají rozpětí šest, devět a šest metrů. Prostorová tuhost objektu je v obou směrech zajištěna příhradovými tzužidly. Na konstrukci byla kromě zkoušek celistvosti při výbuchu a nárazu provedena řada požárních experimentů.
- [16] Konstrukce je tvořena sloupy a nosníky z válcovaných otevřených profilů a ocelobetonovými stropy betonovanými do trapézových plechů. Přípoje jsou kloubové. Přípoj nosníku na sloup je navržen krátkou čelní deskou. Přípoj nosníku na průvlak je proveden deskou na stojině.

- [17] Pro ověření požární spolehlivosti bylo na objektu uskutečněno sedm experimentů velkého rozsahu.
- [18] Experimenty č. 1 a 2 prověřovaly požární spolehlivost prvků v konstrukci. Zahřívalo se plynovými hořáky. Zkoušky č. 3 až 6 byly zaměřeny na chování ocelobetonové stropní desky. V objektu byly vytvořeny požární úseky. Požární zatížení bylo vyvozeno hořením dřevěných hranolů. Požární a mechanické zatížení odpovídalo nárokům kancelářského provozu.
- [19] Moderní ocelobetonové konstrukce dosahují vysoké požární spolehlivosti tepelnou izolací tlačných prvků (sloupů) a velkou odolností ocelobetonových stropů. Teplota plynu dosahuje při skutečném požáru až jednoho tisíce stupňů. Konstrukce se bez porušení únosnosti výrazně deformovaly.
- [20] Část sloupu, která nebyla tepelně izolována se zkrátila, bez kolapsu konstrukce.
- [21] Sedmá zkouška využila poznatků ze zřícení budov světového obchodního centra v New Yorku 11. září 2001 a zaměřila se, kromě problematiky ocelobetonové desky, na konstrukční celistvost objektů. Zkouška proběhla v rámci prací na projektu CV 5535 pátého rámcového programu Evropské unie. Hlavními cíli experimentu byly: teploty na prvcích a styčnicích, vnitřní síly ve styčnicích a chování ocelobetonové desky.
- [22] Na třetím podlaží byl vybudován požární úsek o rozměrech 11 x 7 metrů ohraničený stěnami ze sádkartonových desek s nosnou konstrukcí z ocelových tenkostěnných profilů. Pro přívod kyslíku byl ponechán okenní otvor 9 x 1,27 m.
- [23] Sloupy byly požárně izolovány vermiculitovým nástřikem Cafco300 tloušťky 15 mm. U vnějších sloupů byl nástřik protažen na jeden metr připojovaných nosníků. Teplota byla měřena 148 termočlánky. Poměrné deformace se zjišťovaly 57 tenzometry pro běžné a 10 pro vysoké teploty.
- [25] Měřilo se 27 svislých průhybů a 10 vodorovných deformací.
- [26] Celkové deformace byly zaznamenány deseti videokamerami a teploty konstrukce dvěma termo-kamerami.
- [27] Mechanické zatížení, odpovídající 100% stálého zatížení, 100% dlouhodobého nahodilého a 56% krátkodobého nahodilého zatížení, vyvozovaly pytle s pískem.
- [28] Dřevěné borové hranoly 50 x 50 mm představovaly požární zatížení 40 kg/m².
- [29] Zkouška se uskutečnila odpoledne 16. ledna 2003 po čtyřech měsících přípravných prací za dozoru hasičů z Bedfordské požární jednotky. Po zapálení ve 14:08 hořelo palivo rovnoměrně. Díky přívodu vzduchu okenním otvorem nedošlo v požárním úseku k výraznému prostorovému vzplanutí. Čas od začátku experimentu je zobrazen na grafu teploty plynu v zadní části požárního úseku. Okenním otvorem je vidět průhyb nosníku v požárním úseku.
- [30] Kamera v podlaží nad požárním úsekem dokumentuje deformaci stropu a porušení celistvosti stropní ocelobetonové desky v 56 minutách. Čas je zobrazen na grafu teploty plynu v zadní části požárního úseku. Deformace je vykreslena z měření průhybu nosníku ve středu požárního úseku. Podle závěrů videokamer byl průhyb stropu požárního úseku během požáru asi 1200 mm. Po zchladnutí konstrukce byla po 24 hodinách naměřena zbytková deformace 925 mm. I přes velké deformace, trhliny a místní porušení výztuže neztratila ocelobetonová deska nosnou funkci.
- [31] Tvar trhlín potvrzuje návrhový model ocelobetonové desky za požáru, ve kterém se předpokládá s podporami na průvlacích, krajním nosníku a u vnitřní stěny požárního úseku.
- [32] Termo-kamera s objektivem 6° měřila teplotu konstrukce v bodech o velikosti přibližně 24 na 24 milimetrů. Měření je zviditelněno barevnou paletou. Čas je zobrazen na grafu teploty plynu v zadní části požárního úseku. Na záznamu je patrné zahřívání a chladnutí nosníků a stěn. Styčnick se zahřívá a chladne se zpožděním.
- [33] Experiment potvrdil, že rozvoj teploty v požárním úseku lze předpovědět parametrickou křivkou podle evropské normy s dobrou přesností. Nejvyšší teploty bylo dosaženo vzadu v požárním úseku. Předpokládalo se 1078 °C v 53 minutě naměřilo se 1108°C v 55 minutě.
- [34] Nejvyšší teplota byla naměřena na dolní pásnici nosníku vzadu v požárním úseku 1088 °C v 57 minutě. Výpočtem se předpokládalo 1067 °C v 54 minutě.

- [35] Průběh teploty ve styčnicku deskou na stojině nosníku je na grafu porovnán s teplotou dolní pásnice připojovaného nosníku a s předpokladem teploty výpočtem podle evropské normy.
- [36] Teplota přípoje nosníku na sloup byla o 250°C nižší než teplota připojovaného nosníku.
- [37] Po požáru zbyla na zemi slabá vrstva popela.
- [38] Velkou míru vetknutí teplé ohybově poddajné části nosníku do tuhé chladnější části dokumentuje vybočení tlačných pásnic na konci tepelné izolace průvlastku. Při tepelném roztažení nosníků a uzavření mezer došlo k vybočení dolní pásnice nosníků.
- [39] Vhodně navržený přípoj čelní deskou na stojině vykázal dostatečnou deformační kapacitu. Otvory se spoji se ovalizovaly bez ztráty únosnosti přípoje.
- [40] Přípoj nosníku na sloup čelní deskou je schopen přenést tlakové síly od zahřívání stropní konstrukce. Při chladnutí je namáhán tahem od zkrácení nosníku. Spoje na jedné straně se porušily v kořeni svaru v oblasti tepelně ovlivněného materiálu. Porušený přípoj je schopen dále přenášet smykové síly.
- [41] Tenzometry pro vysoké teploty měří poměrné deformace konstrukce. Při vyhodnocení napětí ve styčnicku se uvažovalo s vlivem teploty na protažení tenzometru a na změnu modulu pružnosti oceli. Je vidět, že styčnick je při zahřívání namáhán tlakem a při chladnutí tahem. Na grafu je patrný pokles napjatosti vlivem ztráty stability tlačné pásnice.
- [42] Tlačná pásnice sloupu se místně vybočila bez ztráty únosnosti sloupu.
- [43] Experimentem konstrukce prokázala dobrou odolnost při požárním zatížení, odpovídajícím 40 kg/m² a mechanickém zatížení překračujícím požadavky při mimořádné situaci. Ocelobetonová konstrukce byla při mimořádné situaci celistvá. Koncepce požárně izolovaných tlačných prvků a stropů bez požární izolace byla experimentem potvrzena.
- [44] Při požárním návrhu konstrukce se vychází z výpočtu za pokojové teploty a používá se buď grafů a tabulek, nebo přesněji komplexních inženýrských modelů. Nejpřesnější je řešení metodou konečných prvků. Na rámu z experimentu v Cardingtonu je ukázána změna namáhání ve sloupu při experimentálním požáru v požárním úseku.
- [45] U styčnicků je nejvýraznější změnou chování za požáru oproti za běžné teploty místní ztráta stability dolních pásnic. Přípoje čelní deskou se porušily na jedné straně ve svarem tepelně ovlivněné části při chladnutí konstrukce. Přípoje deskou na stojině prokázaly dobrou deformační kapacitu správně navrženého přípoje.
- [46] Styčnický konstrukce jsou za požáru vystaveny vodorovným (vazebným) silám a o spolehlivosti styčnicků rozhoduje jejich odolnost těmto silám a deformační kapacita, což se shrnuje pod pojem robustnost styčnicků. Styčnický skeletů se umísťují v oblastech při požáru chladnějších. Protože je v nich koncentrována větší hmota než v připojovaných prvcích, není je třeba za běžných podmínek zvláště posuzovat ani tepelně chránit. V případě umístění styčnicku v poli nosníku, při přímém vystavení působení požáru, lze styčnický spolehlivě posoudit metodou komponent.
- [47]
- [48] Experiment se uskutečnil v rámci projektu pátého rámcového programu Evropské unie CV 5535
- [49] Autoři výukového materiálu by chtěli poděkovat všem kolegům pracujícím na experimentu.
- [50] Tento materiál byl vyroben na Českém vysokém učení technickém v Praze s podporou projektu „Další vzdělávání v oblasti konstrukčních styčnicků“ programu Leonardo da Vinci Evropské Unie.

Použité symboly

V textu je použito symbolů podle evropské normy prEN 1993-1-8.

a	délka, délka patní desky, účinný rozměr koutového svaru
a_1	účinný rozměr betonového bloku
a_h	velikost hlavy zabetonovaného kotevního šroubu
b	rameno úhelníku, šířka patní desky
b_0, b_1, b_w	šířka
b_1	účinný rozměr betonového bloku
b_b	šířka pásnice nosníku
b_c	šířka pásnice sloupu
b_{eff}	efektivní šířka
b_{haz}	šířka tepelně ovlivněné oblasti
b_p	šířka čelní desky
c	náhradní šířka patní desky
c_{\emptyset}	doporučené krytí betonu
d	jmenovitý průměr šroubu, spojovacího prostředku
d_0	jmenovitý průměr díry
d_1, d_2	průměr
d_h	průměr hlavy šroubu
e	excentricita, vzdálenost od osy šroubu k hraně plechu
e, e_x, e_a, e_b	vzdálenosti šroubu
e_0	excentricita přípoje
e_1, e_2	koncové vzdálenosti šroubu ve směru působící síly a kolmo na směr působící síly
e_x	vzdálenost osy sloupu ke konci čelní desky
f_a	charakteristická pevnost v místním namáhání
$f_{a,haz}$	charakteristická pevnost v tepelně ovlivněné oblasti
f_{cd}	návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
$f_{cd,g}$	návrhová hodnota pevnosti malty v tlaku
f_{ck}	charakteristická hodnota pevnosti betonu v tlaku
f_j	únosnost betonu v koncentrovaném tlaku
f_o	charakteristická pevnost pro ohyb, tah a tlak
f_u	mez pevnosti oceli
f_{ub}	mez pevnosti šroubu
f_v	charakteristická pevnost ve smyku
$f_{v,haz}$	charakteristická pevnost ve smyku v tepelně ovlivněné oblasti
$f_{vw,d}$	mez pevnosti svaru ve smyku na jednotkovou délku
f_w	charakteristická pevnost svaru
f_y	mez kluzu oceli
f_{ya}	průměrná mez kluzu
f_{yb}	mez kluzu oceli šroubu, nosníku
f_{yc}	mez kluzu oceli sloupu
g	mezera ve styčnicku
g_1	šířka ramene svaru
h	výška, výška betonového bloku
h_0, h_1	výška
h_c	výška průřezu sloupu
h_{ef}	délka zabetonování kotevního šroubu
k	tuhosti komponenty
k_1	redukční součinitel geometrie kolmo na směr působící síly při otláčení
k_c	celková tuhost komponenty tlačené části styčnicku
k_{eff}	celková tuhost komponenty pro jednu řadu šroubů v tahu
k_{eq}	celková tuhost komponenty tažené části styčnicku
k_i	tuhost i-té komponenty

k_j	součinitel koncentrace napětí
k_θ	redukční součinitel materiálu vlivem teploty
k_t	redukční součinitel tloušťky plechů při otláčení
m, m_x	vzdálenost osy šroubu ke svaru
m_1, m_2	vzdálenost osy šroubu od stěny T profilu
$m_{pl,Rd}$	momentová únosnost patní desky jednotkové délky
m_x	vzdálenost osy šroubu od pásnice nosníku
n	vzdálenost osy sloupu ke kontaktu desky se základem
p	rozteč šroubů
p_1, p_2	rozteč šroubů ve směru působící síly, kolmo na směr působící síly
r	rameno vnitřních sil
r_c	poloměr zaoblení válcovaného profilu sloupu
r_e	únosnost stanovená návrhovým modelem
r_t	únosnost stanovená experimentem
t, t_0, t_1, t_2	tloušťka
t_e	náhradní tloušťka svaru s částečně provařeným kořenem
t_f	tloušťka pásnice
t_{fb}	tloušťka pásnice nosníku
t_{fc}	tloušťka pásnice sloupu
t_g	tloušťka malty
t_h	tloušťka hlavy kotevního šroubu
t_p	tloušťka plechu, tloušťka patní desky
t_{ic}	tloušťka pásnice sloupu
t_w	tloušťka stěny
t_{wa}	tloušťka podložky
t_{wc}	tloušťka stěny sloupu
w_1, w_2	rozteč šroubů
x, y, z	osy
z	rameno vnitřních sil
z_c	rameno sil tlačené části
$z_{c,b}$	rameno sil dolní tlačené části
$z_{c,t}$	rameno sil horní tlačené části
z_{eq}	náhradní rameno sil
z_t	rameno sil tažené části

A, A_0	plocha, plocha povrchu prvku
A_b	plocha dřívku šroubu
A_c	plocha sloupu
A_{eff}	účinná plocha
A_h	plocha hlavy šroubu v kontaktu s betonem
A_{net}	plocha průřezu oslabeného otvory
A_s	plocha výpočtového průřezu šroubu (dříve plocha jádra šroubu)
A_v	smyková plocha
B_e	efektivní délka
$B_{t,Rd}$	návrhová únosnost šroubu v tahu
C_0, C_1	konstanty
C_e, C_T, C_X, C_K	součinitel únosnosti
$C_{f,d}$	součinitel tření
D	výška komponenty
E	modul pružnosti oceli
F	síla
$F_{b,Rd}$	únosnost v otláčení

$F_{c,b,Rd}$	únosnost v tlaku dolní části styčnicku
$F_{c,fb,Rd}$	únosnost pásnice nosníku v tahu
$F_{c,Rd}$	únosnost tlačené části
$F_{c,Rd}$	únosnost v tlaku
$F_{c,t,Rd}$	únosnost v tlaku horní části styčnicku
$F_{c,wc,Rd}$	únosnost stěny sloupu v tlaku
F_{el}	pružná mezní síla
$F_{exp,fy/fum}$	únosnost stanovená ze zkoušky do porušení
$F_{o,Rd}$	únosnost ve vytržení
$F_{p,Cd}$	návrhová předpínací síla
$F_{p,Rd}$	únosnost v protržení
F_{Rd}	únosnost
F_{Sd}	působící návrhová síla
$F_{t,Rd}$	únosnost v tahu
$F_{t,Sd}$	působící tahová síla
$F_{t,ep,Rd}$	únosnost čelní desky v ohybu
$F_{t,fc,Rd}$	únosnost pásnice sloupu v ohybu
$F_{t,Rd}$	únosnost v tahu
$F_{t,wb,Rd}$	únosnost pásnice sloupu v tahu
$F_{t,wc,Rd}$	únosnost stěny sloupu v tahu
$F_{ti,Rd}$	únosnost i té řady šroubů v tahu
$F_{u,Rd}$	návrhová únosnost na mezi pevnosti
$F_{v,max}$	největší smyková síla z experimentu
$F_{v,Rd}$	únosnost ve smyku
$F_{v,Sd}$	působící smyková síla
$F_{w,Rd}$	únosnost jednotkové délky svaru
HAZ	tepelně ovlivněná oblast (Heat Affected Zone)
I	moment setrvačnosti
I_b	moment setrvačnosti nosníku
I_c	moment setrvačnosti sloupu
$K_{i,e,20^{\circ}C}, K_{i,pl,20^{\circ}C}$	pružná a plastická tuhost komponenty při 20°C
L, L_l	délka, rozpětí nosníku, délka svaru
L_b	délka nosníku, délka šroubu
$L_{b,lim}$	největší délka šroubu, při níž by došlo k páčení
L_{be}	délka zabetonované části kotevního šroubu
L_{bf}	volná délka kotevního šroubu
L_c	délka sloupu
L_{eff}	účinná délka T profilu
L_{eq}	účinná délka kotevního šroubu
L_w	délka svaru
$L_{w,eff}$	účinná délka svaru
M	ohybový moment
M'	ohybový moment na jednotku délky
$M_{j,Rd}$	momentová únosnost styčnicku
$M_{j,Sd}$	návrhová hodnota momentu ve styčnicku
$M_{j,ult,d}$	největší návrhový moment působící ve styčnicku
$M_{j,ult,exp}$	momentová únosnost styčnicku z experimentu
$M_{pl,Rd}$	plastická momentová únosnost prvku
M_{Sd}	působící návrhový ohybový moment
N, N_0, N_1, N_2	osová síla
N_{1y}	osová síla v pásu na mezi pružnosti
$N_{pl,Rd}$	únosnost průřezu
N_{Sd}	působící návrhová osová síla
$N_{u,Rd}$	únosnost průřezu
Q	páčící síla

R_d	únosnost styčnicku
R_{fy}	únosnost připojovaného prvku disipujícího energii
S	ohybová tuhost
$\bar{S}_{j,ini}$	poměrná tuhost styčnicku
S_j	tuhost styčnicku
$S_{j,ini}$	počáteční tuhost styčnicku
$S_{j,sec}$	sečná tuhost styčnicku
V	objem jednotkové délky prvku
$V_{G,Ed}$	smyková síla od účinků neseismických zatížení
$V_{M,Ed}$	smyková síla od ohybových momentů na konci připojovaného nosníku
$V_{pl,Rd}$	plastická návrhová únosnost prvku ve smyku
V_{Sd}	návrhová smyková síla
$V_{wp,Rd}$	únosnost stěny sloupu ve smyku
W_e	práce vnějších sil
W_i	práce vnitřních sil
α	redukční součinitel pro otláčení, součinitel náhradní délky T profilu
α_b	redukční součinitel pro otláčení
α_d	redukční součinitel koncové vzdálenosti a rozteče pro otláčení
α_{YUSR}	poměr meze kluzu ku mezi pevnosti (YUSR, Yield-to-Ultimate Stress Ratio)
β	součinitel rozdělení smykové síly, poměr mezi průměry trubek
β_j	součinitel styčnicku
β_{Lw}	redukční součinitel pro dlouhé svary
β_w	součinitel korelace
β_2, β_3	redukční součinitel
δ	deformace
δ_c	deformace v tlačené oblasti
$\delta_{c,b}$	deformace dolních komponent v tlačené oblasti
$\delta_{c,t}$	deformace horních komponent v tlačené oblasti
δ_{Cd}	deformační kapacita
δ_i	deformace komponent v tažené oblasti
ε	poměrná deformace
ϕ	natočení, natočení ve styčnicku
ϕ_{pl}	plastická rotační kapacita
γ	* dílčí součinitel spolehlivosti
γ_{Mb}	* dílčí součinitel spolehlivosti materiálu
γ_{Mb}	* dílčí součinitel spolehlivosti mechanického spojovacího prostředku, šroubů
γ_{Ms}	* dílčí součinitel spolehlivosti pro prokluz v mezním stavu únosnosti
γ_{Mw}	* dílčí součinitel spolehlivosti svarů
γ_{M0}	* dílčí součinitel spolehlivosti oceli
η	součinitel redukce tuhosti
$\bar{\lambda}$	poměrná štíhlost
λ_1, λ_2	poměrné rozměry náhradního T profilu
μ	poměr tuhostí
μ_0	stupeň využití
θ	teplota
θ_0	teplota dolní pásnice uprostřed nosníku
θ_p	parametr tažnosti konstrukce
$\theta_1, \theta_2, \theta_i$	úhel mezi pásem a diagonálou
σ	normálové napětí

$\sigma_{//}$	normálové napětí rovnoběžné s kritickým průřezem svaru
σ_{\perp}	normálové napětí kolmé na kritický průřez svaru
ρ_{haz}	součinitel redukce materiálu tepelně ovlivněné oblasti
τ	smykové napětí
$\tau_{//}$	smykové napětí v kritickém průřezu svaru ve směru svaru
τ_{\perp}	smykové napětí v kritickém průřezu svaru kolmo na svar
ψ	tvarový součinitel
$\Delta\theta$	přírůstek teploty
Δt	přírůstek času

* v prEN 1993-1-8 je navrženo zjednodušení značení dílčích součinitelů spolehlivosti ve tvaru:

γ_{M0}	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu
γ_{M1}	dílčí součinitel spolehlivosti při porušení ztrátou stability
γ_{M2}	dílčí součinitel spolehlivosti spojovacích prostředků
γ_{M3}	dílčí součinitel spolehlivosti pro styčníky smíšených konstrukcí a únavu
γ_{M4}	dílčí součinitel spolehlivosti injektovaných šroubů
γ_{M5}	dílčí součinitel spolehlivosti příhradových nosníků z uzavřených průřezů
$\gamma_{M6,ser}$	dílčí součinitel spolehlivosti pro čepy na mezi použitelnosti
γ_{M7}	dílčí součinitel spolehlivosti třecích spojů

Indexy

20°C	pokožová teplota
a	ocel
b	otlačení; šroub
cr	kritická
d	návrhová
e	pružná
E	modul pružnosti
f	kolaps, v peci
f_i, θ, t	za požární situace v čase t
haz	tepelně ovlivněná oblast
i	komponenta i
j	styčník
m	prvek
max	největší
min	nejmenší
pl	plastický
Rd	návrhová únosnost
Sd	při návrhové hodnotě zatížení
t	v čase t
ten, t	tah
v	smyk
w	svar

Literatura

- [Aalberg, Larsen, 2000] Aalberg A., Larsen P.K.: Strength and Ductility of Bolted Connections v Normal and High Strength Steels, v Structural failure and Plasticity, ed.: Zhao, Grzebieta, Pergamon, v 7th International Symposium on Structural Failure and Plasticity (IMPLAST), Melbourne, 2000.
- [Al-Jabri a kol., 1997] Al-Jabri K.S., Burgess I.W., Plank R.J.: Behaviour of steel and composite beam-to-column connections in fire, Vol. 1. Research Report DCSE/97/F/7, Department of Civil and Structural Engineering, University of Sheffield, 1997.
- [Al-Jabri a kol., 1998] Al-Jabri K.S., Lennon T., Burgess I.W., Plank R.J.: Behaviour of steel and composite beam-column connections in fire. Journal Constructional Steel Research, Vol. 46, s. 1-3, 1998.
- [Anderson, 1998] Anderson D.: Composite steel - concrete joints in braced frames for buildings, COST C1, EU, Brussels 1998, ISBN 92-827-9573-x.
- [APK, 1996] Bourrier P., Brozzetti J.: Construction metallique et mixte acier-beton, Tome 2, Conception et mise en oeuvre, Editions Eyrolles, APK et ACIER, Paris, 1996.
- [Balio, Mazzolani, 1999] Balio G., Mazzolani F.M.: Design of Steel Structures, E&FN Spon, London, 1999, ISBN 0-412-23660-5.
- [Ballerini a kol., 1996] Ballerini M. a kol.: Shear capacity of blind bolted connections for RHS steel structural elements. Tubular Structures VII, edited by Farkas, Jarmai, s. 99-106, Balkema, Rotterdam, 1996.
- [Ballio, Mazzolani, 1983] Ballio G., Mazzolani F.M.: Theory and Design of Steel Structures, Chapman and Hall, London, 1983.
- [Barnett a kol., 2001] Barnett T.C., Tizani W., Nethercot D.A.: The practice of blind bolting connections to structural hollow sections: A review, Steel and Composite Structures, Vol. 1, No. 1, s. 1-16, 2001.
- [BCSA 1996] BCSA, Joints in Simple Construction, SCSi, 2nd edition, London, 1993, ISBN 1-870004-58-2.
- [Bickford, 1995] Bickford J.H.: An introduction to the design and behaviour of bolted joints, Third edition, Marcel Decker inc., New York 1995, ISBN 0-8247 9297-1.
- [Bijlaard a kol., 1989a] Bijlaard F.S.K., Sedlacek G., Stark J.W.B.: Statistical evaluations of the results of bolted connections, Background documentation, D.02, Delft, 1989.
- [Bijlaard a kol., 1989b] Bijlaard F.S.K., Sedlacek G., Stark J.W.B.: Procedure for the determination of design resistance from tests, Background report to Eurocode 3, BI-87-112, Delft, 1988.
- [Bijlaard, 1982] Bijlaard F.S.K.: Rekenregels voor het ontwerpen van kolomvoetplaten en experimentele verificatie, Rapport No. BI-81-51/63.4.3410, IBBC-TNO, Delft 1982.
- [Bouwman a kol., 1989] Bouwman, L.P., Gresnigt A.M., Romeijn, A.: Onderzoek naar de bevestiging van stalen voetplaten aan funderingen van beton. (Research into the connection of steel base plates to concrete foundations), holandsky, Stevin Laboratory report 25.6.89.05/c6, Delft, 1989.
- [BS 5950] BS 5950: Structural use of steelwork in buildings, BSI, London 1985.
- [Bulson, 1992] Bulson P.S.: Aluminium structural analysis: recent European advances, Elsevier, London, 1992, ISBN 1-85166-660-5.
- [Carril a kol., 1994] Carril J.L., LaBoube R.A., Yu W.W.: Tensile and Bearing Capacities of Bolted Connections, Research Project, Department of Civil Engineering, Center for Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, 2000.
- [CEB, 1994] Fastenings to Concrete and Masonry Structures, State of the Art Report, s. 248, CEB, Thomas Telford Services Ltd., London, 1994, ISBN 0-7277-1937-8.
- [CEB, 1997] Design of Fastenings in Concrete, Design guide, s. 83, CEB, Thomas Telford Services Ltd., London, 1997, ISBN 0 7277 2558 0.
- [CIDECT, 1991] Wardenier J., Kurobane Y., Parker J.A. Dutta D., Yeomans N.: Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading, CIDECT, Construction with hollow steel sections, Verlag TUV Rheinland GmbH, Köln, 1991.
- [CIDECT, 1995] Wardenier J., Dutta D., Yeomans N. Parker J.A., Bucak O.: Design Guide for Structural Hollow Sections in Mechanical Applications, CIDECT, Construction with hollow steel sections, Verlag TUV Rheinland GmbH, Köln, 1995.
- [Davies, 1986] Davies J.M.: The Analysis of Sandwich Panels with Profiled Faces, v Eight International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, St. Louis, Missouri, November 11-12, 1986.
- [Davies, 1991] Davies J.M.: Connections for Cold Formed Steelwork, v Design of Cold Formed Steel Members, ed. Rhodes J., s. 265-291, Elsevier Applied Science, 1991.

- [De Matteis, Landolfo, 1999] De Matteis G., Landolfo R.: Mechanical fasteners for cladding sandwich panels: Interpretative models for shear behaviour, *Thin-Walled Structures* Vol. 35, s. 61-79, Elsevier Science Publishers Ltd., 1999.
- [DeWolf, 1978] DeWolf J.T.: Axially Loaded Column Base Plates, *Journal of the Structural Division ASCE*, Vol. 104, No. ST4, s. 781-794, 1978.
- [DeWolf, Ricker, 1990] DeWolf J.T., Ricker D.T.: Column Base Plates, *Steel Design Guide*, Series 1, AISC, Chicago, 1990.
- [DeWolf, Sarisley, 1980] DeWolf J.T., Sarisley E.F.: Column Base Plates with Axial Loads and Moments, *Journal of the Structural Division ASCE*, s. 2167-2185, Vol. 106, No. ST11, 1980.
- [Dubina a kol., 2000] Dubina D., Ciutina A.L., Stratan A.: Cyclic Tests on Bolted Steel and Composite Double-Sided Beam-to-Column Joints, The Paramount Role of Joints into the Reliable Response of Structures, s. 129-139, *NATO Science Series*, ed. Baniotopoulos C.C., Wald, F., Series II, Vol. 4, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 2000, ISBN 0-7923-6700-6.
- [Dubina, Stratan, 2002] Dubina D., Stratan A.: Behaviour of Welded Connections of Moment Resisting Beam - to - Column Joints, *Engineering Structures - The Journal of earthquake, wind and ocean engineering*, Elsevier Science book and journals, 2002.
- [Dwight, 1999] Dwight J.: *Aluminium Design and Construction*, E & FN SPON, London, 1999.
- [ECCS 66, 2000] European Recommendations for Sandwich Panels, Design, ECCS-TC7/CIB report N 257, Brussels, 2000.
- [Eligehausen, 1990] Eligehausen R.: Design of fastenings in concrete using partial safety factors, *German, Bauingenier*, No. 65, s. 295-305, 1990.
- [Elremaily, Azizinamini, 2001a] Elremaily A., Azizinamini A.: Design provisions for connections between steel beams and concrete filled tube columns, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57, No. 9, s. 971-995, 2001.
- [Elremaily, Azizinamini, 2001b] Elremaily A., Azizinamini A.: Experimental behaviour of steel beam to CFT column connections, *Journal of Constructional Steel Research* Vol. 57, No. 10, s. 1099-1119, 2001.
- [El-Rimawi a kol., 1997] El-Rimawi J.A., Burgess I.W., Plank R.J.: The Influence of Connections Stiffness and Behaviour of Steel Beams in Fire, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 43 (1-3), s. 1-15, 1997.
- [El-Tawil a kol., 2000] El-Tawil S., Mikesell T., Kunnath S.K.: Effect of Local Details and Yield Ratio on Behaviour of FR Steel Connections, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No.1, s. 79-87, 2000.
- [EN 10210, 1994] ČSN EN 10210, Duté profily tvářené za tepla z nelegovaných a jemnozrnných konstrukčních ocelí. Část 1: Technické dodací předpisy, ČSNI, Praha 1995, část 2, Rozměry, úchytky a statické hodnoty, ČSNI, Praha 2002.
- [EN 10219, 2000] ČSN EN 10210, Svařované duté profily z konstrukčních nelegovaných a jemnozrnných ocelí, tvářené za studena - Část 1: Technické dodací podmínky, ČSNI, Praha 2002. Část 2: Rozměry, úchytky a statické hodnoty, ČSNI, Praha 2002.
- [ENV 1090-1, 1996] ENV 1090-1: Výroba ocelových konstrukcí, ČSNI, Praha 1996.
- [ENV 1993-1-1, 1992] ČSN P ENV 1993-1-1: Navrhování ocelových konstrukcí, ČNI, Praha 1994, s. 370.
- [ENV 1999-1-1, 1999] ENV 1999-01-01: Design of Aluminium Structures, General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, 1999.
- [ENV 1999-2, 1999] ENV 1999-2: Design of Aluminium Structures, Fatigue, CEN, Brussels, 1999.
- [Fan, 1995] Fan L.: Contribution to Steel Sheet Connections of Screws, Blind Rivets and Cartridge Fired Pins, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, These de doctorat, Liège, 1995.
- [Fisher, Struik, 1987] Fisher J. W., Struik J. H. A.: *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*, Wiley, Chichester, 1987.
- [Franssen, 2002] Franssen J.M.: Numerical determination of 3D temperature fields in steel joints, Second International Workshop Structures in Fire, Christchurch, 2002.
- [Fukumoto, Sawamoto, 1997] Fukumoto T., Sawamoto Y.: CFT Beam-Column Connection with Strength Materials, Composite Construction – Conventional and Innovative, International Conference, Innsbruck, Austria, 16-18 September 1997, edited by Composite Construction c/o IABSE, Zurich, Switzerland, 1997.
- [Gomes a kol., 1994] Gomes F.C.T., Jaspert J.P., Maquoi R.: Behaviour of minor-axis joints and 3-D joints, Cost C1 document, 26-28 October 1994.

- [Grecea, 2001] Grecea D.: Caractérisation du comportement sismique des ossatures métalliques, Colloque franco-roumain d'Ingénierie, Normalisation et Recherche en Construction Mixte Acier-Béton, Timișoara, 14-15 September 2001.
- [Gresnigt, Steenhuis, 2000] Gresnigt A.M., Steenhuis C.M.: Stiffness of lap joints with preloaded bolts, The Paramount Role of Joints into the Reliable Response of Structures, s. 435-448, NATO Science Series, edited by Baniotopoulos C.C., Wald, F., Series II, Vol. 4, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 2000, ISBN 0-7923-6700-6.
- [Hancock G.J., 1998] Hancock G.J.: Design of Cold-Formed Steel Structures, Third edition, Australian Institute of Steel Construction, 1998
- [Hawkins, 1968a] Hawkins N.M.: The bearing strength of concrete loaded through rigid plates, Magazine of Concrete Research, Vol. 20, No. 63, s. 31-40, March 1968.
- [Hawkins, 1968b] Hawkins N.M.: The bearing strength of concrete loaded through flexible plates, Magazine of Concrete Research, Vol. 20, No. 63, s. 95-102, June 1968.
- [Huber, 1999] Huber G.: Non-linear calculations of composite sections and semi-continuous joint, Ernst & Sohn, Innsbruck 1999, s. 346, ISBN 3-433-01250-4.
- [Huber, 2001] Huber G.: Semi-continuous beam-to-column joints at the Millennium Tower in Vienna, Austria, Steel and Composite Structures, Vol. 1, No. 2, s. 159-170, 2001.
- [Chen, Kishi, 1990] Chen W.F., Kishi N.: Moment-Rotation Relations of Semi-Rigid Connections with Angles, Journal of Structural Engineering, Vol. 116, No. 7, 1990.
- [Chi a kol., 2000] Chi W.M., Deierlein G.G., Ingrassia A.: Fracture Toughness Demands v Welded Beam-Column Moment Connections, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, No.1, s. 88-97, 2000.
- [ISO 834], ISO-834 (1992) Part 1, Fire resistance tests – elements of building construction, International Organisation for Standardisation, Switzerland, 1992.
- [Jaspart, 1991] Jaspart J.P.: Etude de la semi-rigidité des neuds poutre-colonne et son influence sur la résistance des ossatures en acier. PhD Thesis, (in French), Department MSM, University of Liège, 1991.
- [Jaspart, 1997] Jaspart J.P.: Recent advances in the field of steel joints – Column bases and further configurations for Beam-to Column Joints and Beam Splices, Thesis Université de Liège, Liège 1997.
- [Jaspart a kol., 1999] Jaspart J.P., Braham M., Cerfontaine F.: Strength of joints subject to combined action of bending moments and axial forces, v Proceedings of the Conference Eurosteel '99, Vol. 2, CTU Prague, Prague 1999, s. 465 – 468, ISBN 972-98376-3-5.
- [Kaitila a kol., 2001] Kaitila O., Kesti J., Makelainen P.: The behaviour of a new type of connection system for light-weight steel structures applied to roof trusses, Steel & Composite Structures Vol. 1, No. 1, s. 17-32, Techno-Press, March 2001.
- [Kato, 1988] Kato B.: Bolted beam to column moment connections, CIDECT report No. 6C-88/6, 1988.
- [Kirby, 1995] Kirby B. R.: The behaviour of high-strength grade 8.8 bolts in fire, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 33 (1-2), s. 3-37, 2001.
- [Kitipornchai a kol., 1994] Kitipornchai S., Al-Bermani F.G.A., Peyrot A.H.: Effect of Bolt Slippage on Ultimate Behaviour of Lattice Structures, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 8, s. 2281-2287, ASCE, August 1994.
- [Kolari K., 1999] Kolari K.: Load-Sharing of Press-Joints v Thin-Walled Steel Structures, Light-Weight Steel and Aluminium Structures, s. 577-583, Elsevier Science Publishers Ltd., 1999.
- [Korol a kol., 1993] Korol R.M., Ghobarah A. and Mourad S.: Blind bolting W-shape beams to HSS columns, Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, Vol. 119, No 12, s. 3463-3481, 1993.
- [Kouhi, Korteesmaa, 1990]. Kouhi J., Korteesmaa M.: Strength tests on bolted connection using high-strength steels (HSS steels) as a base material, VTT Research Notes 1185, Espoo, 1990.
- [Krishnamurthy, 1980] Krishnamurthy N.: Modelling and Prediction of Steel Bolted Connection Behaviour, s. 75-82, Computer & Structures, Vol. 11, No. 2, 1980.
- [Kruppa, 1976] Kruppa J.: Résistance au feu des assemblages par boulons haute résistance. C.T.I.C.M., Puteaux, 1976.
- [Kulak a kol., 1974] Kulak G.L., Fisher J.W., Struik J.H.A.: Guide to design criteria for bolted and riveted joints, second edition, J. Wiley & Sons, New York, 1974.
- [Kuzmanovic, Willems, 1983] Kuzmanovic B., Willems N.: Steel Design for Structural Engineers, Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 1983.

- [LaBoube, Yu, 1999] LaBoube R.A., Yu W.W.: New Design for Cold-Formed Steel Bolted Connections, Light-Weight Steel and Aluminium Structures, s. 569-576, Elsevier Science Publishers Ltd., 1999.
- [Lawson, 1990] Lawson R.M.: Behaviour of steel beam-to-column connections in fire, The Structural Engineer, 68 (14), s. 263-271, London, 1990.
- [Leston-Jones a kol., 1997] Leston-Jones L.C., Burgess I.W., Lennon T., Plank R.J.: Elevated temperature moment-rotation test on steelwork connections, Proceedings of Institution of Civil Engineers, Structures & Buildings, 122 (4), s. 410-419, 1997.
- [Liu, 1996] Liu T.C.H.: Finite element modeling of behaviour of steel beam and connections in fire, Journal of Constructional Steel Research, 36 (2), s. 181-199, 1996.
- [Makelainen a kol., 1999] Makelainen P., Kesti J., Lu W., Pasternak H., Komann S.: Static and Cyclic Shear Behaviour of the Rosette-Joint, Light-Weight Steel and Aluminium Structures, s. 584-592, Elsevier Science Publishers Ltd., 1999.
- [Mao a kol., 2001] Mao C., Ricles J., Lu L.W., Fisher J.: Effect of Local Details on Ductility of Welded Moment Connections, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No.9, s. 1036-1045, 2001.
- [Maquoi a kol., 1984] Maquoi R., Naveau X., Rondal J.: Beam-column welded stud connections, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 4, No. 1, 1984.
- [Mareš a kol., 2000] Mareš J., Wald F., Sokol Z.: Modelling of Joints of sandwich panels, The Paramount Role of Joints into the Reliable Response of Structures, s. 387-394, NATO Science Series, edited by Baniotopoulos C.C., Wald, F., Series II, Vol. 4, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 2000, ISBN 0-7923-6700-6.
- [Mazzolani, 1995] Mazzolani F.M.: Aluminium Alloy Structures, E & FN SPON, London, 1995.
- [Mazzolani, 2000] Mazzolani F.M.: Moment Resistant Connections of Steel Frames v Seismic Areas, E & FN Spoon, London 2000. ISBN 0-415-23577-4.
- [McGuire, 1968] McGuire W.: Steel Structures, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 1968.
- [Moore, 1997] Moore D.B.: Full-scale fire tests on complete buildings, v Fire, static and dynamics tests of building structures, Proceedings of the second Cardington Conference Cardington, ed.: Armer G.S.M., O'Dell T., E&FN SPON, 1997.
- [Murray, 1983] Murray T.M.: Design of Lightly Loaded Steel Column Base Plates, Engineering Journal AISC, Vol. 20, s. 143-152, 1983.
- [Nair a kol., 1974] Nair R.S., Birkemoe P.C., Munse W.H.: High Strength Bolts Subject to Tension and Prying, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST2, s. 351-372, February 1974.
- [Nakashima a kol., 1998] Nakashima M., Tateyama E. Morisako K., Suita K.: Full-Scale Test of Beam-Column Sub-assemblages Having Connection Details of Shop-Welding Type, Structural Engineering World Wide, Elsevier Science Ltd., PR T158-7, 1998.
- [Nakashima a kol., 2000] Nakashima M., Roeder C.R., Maruoka Y.: Steel Moment Frames for Earthquakes in United States and Japan, Journal of Structural Engineering, ASCE, s. 861-868, August 2000.
- [Nakashima, 1998] Nakashima S.: Effects of floors on mechanical behaviours of steel column bases, Proceedings of Nordic Steel Construction Conference 98, Vol. 2., s. 467-474, Oslo, 1998.
- [Owens a kol., 1999] Owens G.W., Nethercot D.A., Tizani W., Brown D.G., King C.M., Malik A.S., Taylor J.C.: The bearing capacity of Slotted Holes, Document RT755/02, CSI Ascot, 1999.
- [Owens, 1988] Owens G. W., Cheal B. D.: Structural Steelwork Connections, Butterworths, London 1988, ISBN 0-408-01214-5.
- [Owens, 1988] Owens G. W., Cheal B. D.: Structural Steelwork Connections, Butterworths, London 1988, ISBN 0-408-01214-5.
- [Owens, Cheal, 1989] Owens G.W., Cheal D.B.: Structural Steelwork Connections, Butterworths, 1989.
- [Oyj, Vainio, 2000] Oyj R., Vainio H.: Design Handbook for Rautaruukki Structural Hollow Sections, Hämeenlinna, 2000, ISBN 952-5010-47-3.
- [Piraprez, 2000] Piraprez E.: Behavior of plates with slotted holes, CRIF Belgium, v Proceeding of International Conference on Steel Structures of the 2000's, IABCE, Istanbul, 2000.
- [prEN 14509, 2002] prEN 14509, 2002: Self-supporting double skin metal façade insulating sandwich panels, Factory made products, Specification, draft, CEN, Brussels 2002.
- [prEN 1990, 2001] prEN 1990: Eurocode - Basis of structural design, CEN, Brussels, 2001.
- [prNV 1992-1-1, 2003] prNV 1992-1-1: Design of concrete structures, Eurocode 2, European Standard, CEN, Brussels, 2003.
- [prEN 1993-1-2, 2003] prEN 1993-1-2: Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.2: General rules, Structural fire design, European Standard, CEN, Brussels 2003.

- [prEN 1993-1-3, 2003] prEN 1993-1-3: Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.3: General rules, Supplementary rules for cold-formed thin gauge members and sheeting, European Standard, CEN, Brussels, 2003.
- [prEN 1993-1-8, 2003] prEN 1993-1-8: , Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.8: Design of joints, European Standard, CEN, Brussels, 2003.
- [prEN1993-1-9, 2003] prEN 1993-1-9: , Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.9: Fatigue strength of steel structures, European Standard, CEN, Brussels, 2003.
- [prEN 1998-1, 2001] prEN 1998-1: Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Standard, CEN, Brussels, 2001.
- [Ramirez, 1987] Ramirez J.L.: Aluminium structural connections, conventional slip factors in friction grip joints, *Aluminium Structures*, s. 115-125, Elsevier Applied Science, London, 1987.
- [Rogers, Hancock, 1997a] Rogers C.A., Hancock G.J.: Bolted Connection Tests of Thin G550 and G300 Sheet Steels, The University of Sydney, Department of Civil Engineering, Centre for Advanced Structural Engineering, Research Report No. R749, Sydney, August 1997.
- [Rogers, Hancock, 1998a] Rogers C.A., Hancock G.J.: New Bolted Connection Design Formulae for G550 and G300 Sheet Steels less than 1.0 mm thick, The University of Sydney, Department of Civil Engineering, Centre for Advanced Structural Engineering, Research Report No. R769, Sydney, June 1998.
- [Rogers, Hancock, 1998b] Rogers C.A., Hancock G.J.: Failure Modes of Bolted Sheet Steel Connections Loaded in Shear, The University of Sydney, Department of Civil Engineering, Centre for Advanced Structural Engineering, Research Report No. R772, Sydney, June 1998.
- [Rogers, Hancock, 1999a] Rogers C.A., Hancock G.J.: Bearing Design of Cold Formed Steel Bolted Connections, *Light-Weight Steel and Aluminium Structures*, s. 601-608, Elsevier Science Publishers Ltd., 1999.
- [Rogers, Hancock, 1999b] Rogers C.A., Hancock G.J.: Bolted connection design for sheet steels less than 1,0 mm thick, *Thin-Walled Structures Vol. 51*, s. 123-146, Elsevier Science Publishers Ltd., 1999.
- [Sadri, 1994] Sadri S.: Blind bolting. *Modern Steel Construction*, American Institute of Steel Construction, s. 44-46, February 1994.
- [Sakumoto a kol., 1992] Sakumoto Y., Keira K., Furumura F., Ave T.: Tests of fire-resistance bolts and joints, *Journal of Structural Engineering*, 119 (11), s. 3131-3150, 1993,.
- [Saunders, 1998] Saunders C.M.: Design Criteria for Steel Moment Frame Buildings, *Structural Engineering World Wide*, Elsevier Science Ltd., PR T166-3, 1998.
- [SCI Recommendation, 1990] The Steel Construction Institute: Enhancement of fire resistance of beams by beam-to-column connections, Technical report, SCI Publication 086, 1990.
- [SCI Recommendation, 1991], Steel Construction Industry Forum: Investigation of Broadgate phase 8 fire, The Steel Construction Institute, 1991.
- [Seleim, LaBoube, 1996] Seleim S., LaBoube R.: Behaviour of Low Ductility Steels in Cold-Formed Steel Connections, *Thin-Walled Structures Vol. 25*, No. 2, s. 135-151, Elsevier Science Publishers Ltd., 1996.
- [Shelson, 1957] Shelson W.: Bearing Capacity of Concrete, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 29, No. 5, s. 405-414, November 1957.
- [Schneider, 1997] Schneider S.P.: Detailing Requirements for Concrete-Filled Steel Tubes Connections, *Composite Construction – Conventional and Innovative*, International Conference, Innsbruck, Austria, 16-18 September 1997, edited by Composite Construction c/o IABSE, Zurich, Switzerland, 1997.
- [Schneider, Amidi, 1998] Schneider S.P., Amidi A.: Seismic Behaviour of Steel Frames with Deformable Panel Zones, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No.1, s. 35-42, 1998.
- [Simões da Silva a kol., 2001] Simões da Silva L., Santiago A., Vila Real P: A component model for the behaviour of steel joints at elevated temperatures, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 57 (11), s. 1169-1195, 2001.
- [Snijder 6.01, 1988] Snijder H.H., Ungemann D., Stark J.W.B., Sedlacek G., Bijlaard F.S.K., Herment-Halswick A.: Evaluation of test results on welded connections in order to obtain strength functions and suitable model factor, BI-88-139, TNO 1988, Background document to Eurocode 3 doc. 601, 602, 605, p. 37, p. 25, p. 18.
- [Snijder 6.04, 1988] Snijder H.H., Bijlaard F.S.K., Stark J.W.B.: Comparison of bolt strength according to Eurocode 3 with bolt strength according to national codes, Part A Results, Background documentation, , BI-89-152, Delft, 1988.

- [Snijder 6.05, 1988] Snijder H.H., Bijlaard F.S.K., Stark J.W.B.: Comparison of weld strength according to Eurocode No.3 with weld strength according to national codes, BI-89-011, TNO 1989, Background document to Eurocode 3 doc. 6.05, s. 13, s. 28.
- [Snijder, 1988] Snijder H.H., Ungemann D., Stark J.W.B., Sedlacek G., Bijlaard F.S.K., Herment-Halswick A.: Evaluation of test results on welded connections in order to obtain strength functions and suitable model factor, Background document to Eurocode 3, doc. 601, 602, 605, s. 37, s. 25, s. 18, BI-88-139, TNO, Delft, 1988.
- [Snijder, 1989] Snijder H.H., Bijlaard F.S.K., Stark J.W.B.: Comparison of weld strength according to Eurocode No.3 with weld strength according to national codes, Background document to Eurocode 3 doc. 605, s. 13, s. 28, BI-89-011, TNO, Delft, 1989.
- [Sokol a kol., 2002] Sokol Z., Wald F., Delabre V., Muzeau J.P., Švarc M.: Design of End Plate Joints Subject to Moment and Normal Force, In: Proceedings of Eurosteel 2002 Conference, Coimbra, 2002.
- [Sokol, 2000] Sokol Z.: Modelování tažené části patky sloupu, ČVUT v Praze, Praha, 2000.
- [Spyrou a kol., 2002] Spyrou S., Davison B., Burgess I., Plank R.: Component-based studies on the behaviour of steel joints at elevated temperatures, v Proceedings of Eurosteel 2002 – 3rd European Conference on Steel Structures, edited by Lamas A., Simões da Silva L., s. 1469-1478, Coimbra, 2002.
- [Stark, 1979] Stark J.W.B.: De berenkening van voetplaten van stalen kolommen, holandsky, Bouwen met staal, No. 49, s. 21-28, September 1979.
- [Stark, 2000] Stark J.W.B.: Performance Requirements for Preloaded Bolts in Structural Connections, 65th Anniversary Prof. Gunther Valtinat, ECCS TC10 Meeting, Timișoara, September 2001.
- [Stark, Bijlaard, 1988] Stark J.W.B., Bijlaard F.S.K.: Eurocode 3 - Appendix 6C - Column Bases, TNO Rapport BI-88-094, Delft, 1988.
- [Steenhuis, 1998a] Steenhuis C.M.: Normaalkrachtverbindingen, dwarskrachtverbindingen, SG/TC10a, Stalbouwkundig Genootschap, Rotterdam, 1998, ISBN 90-72830-24-5.
- [Steenhuis, 1998b] Steenhuis C. M.: Assembly Procedure for Base Plates, TNO Building and Construction Research Report 98-R-0477, Delft, 1998.
- [Steenhuis, 1999] Steenhuis C.M.: Momentverbindingen, SG/TC10a, Stalbouwkundig Genootschap, Rotterdam 1999, ISBN 90-72830-29-6.
- [Stockwell, 1975] Stockwell F.W. Jr.: Preliminary Base Plate Selection, Engineering Journal AISC, Vol. 21, No. 3, s. 92-99, 1975.
- [Stockwell, 1987] Stockwell F.W. Jr.: Base Plate Design, AISC, National Engineering Conference Proceedings, Paper 49, April/May 1987.
- [Tizani, 1999] Tizani W.: The bearing capacity of plates made with long-slotted bolt holes, report, s. 58, University of Nottingham, SCI No. SCR 99002, London, 1999.
- [Toma a kol., 1993] Toma A., Sedlacek G., Weynand K.: Connections in Cold-Formed Steel, Thin-Walled Structures, Vol. 22, No. 16, s. 219-237, Elsevier Science Publishers Ltd., 1993.
- [Trahair a kol., 2001] Trahair N.S., Bradford M.A., Nethercot D.A.: The Behaviour and Design of Steel Structures to BS5950, Spon Press, London, 2001.
- [Wald, 1993] Wald F.: Column-Base Connections, A Comprehensive State of the Art Review, CTU, Prague, 1993.
- [Wald, 1995] Wald F.: Patky sloupů, Column Base, ČVUT v Praze, Praha, 1995, ISBN 80-01-01337-5.
- [Wald, 1999] Wald F.: Column and Anchor Bolts, Festschrift Commerative Publikation to Ferdinand Tschemmerneegg, Institut für Stahlbau, Holzbau und Michbautechnologie, ed. Huber G., Michl T., s. 317-330, Innsbruck, 1999, ISBN 3-9501069-0-1.
- [Wald a kol., 2000] Wald F., Bouguin V., Sokol Z., Muzeau J.P.: Component Method for Base Plate of RHS, v Proceedings of the Conference Connections in Steel Structures IV: Steel Connections in the New Millennium, Roanoke, 2000.
- [Wald a kol., 2002a] Wald F., Mazura V., Moal V., Sokol Z.: Experiments of bolted cover plate connections with slotted holes, CTU reports, Vol. 2, 2/2002, s. 79-97, ČVUT, Praha, 2002, ISBN 80-01-02536-8.
- [Wald a kol., 2002b] Wald F., Sokol Z., Moal M., Mazura V., Muzeau J. P.: Stiffness of cover plate connections with slotted holes, Eurosteel 2002, s. 1007-1016, Coimbra, 2002, ISBN 972-98376-3-5.
- [Wald a kol., 1998] Wald F., Gresnigt A.M., Weynand K., Jaspert J.P.: Application of the Component Method to Column Bases, v Proceedings of COST C1 Conference Liège 1998, ed. Maquoi R., s. 155-166, Brussels, 1999, ISBN 92-828-6337-9.

- [Wald, Baniotopoulos, 1998] Wald F., Baniotopoulos C.C.: Numerical modelling of column base connection, v COST C1 Conference Liège 1998, ed. Maquoi R., s. 497-507, Brussels 1999, ISBN 92-828-6337-9.
- [Wald, Jaspart, 1999] Wald F., Jaspart J.P.: Column Bases in Steel Building Frames, v Cost C1, Semi-rigid behaviour of structural steel connections, ed. Weynand K., Brussels, 1999.
- [Wong, Chung, 2002] Wong M.F., Chung K.F.: Structural behaviour of bolted moment connections in cold-formed steel beam-column sub-frames, Journal of Constructional Steel Research No.58, s. 253-274, Elsevier Science Publishers Ltd., 2002.
- [Yeomans, 1998] Yeomans N.F.: Rectangular hollow section column connections using the Lindapter HolloBolt. Tubular Structures VIII, edited by Choo, van der Vegte, s. 559-566, Balkema, Rotterdam, 1998.
- [Yeomans, 2002] Yeomans N.F.: Guide on the use of bolts: Single sided (blind) bolting systems, ECCS-TC10-01-WG3/188 (revised), 2002.
- [Yu, 2000] Yu W.W.: Cold-Formed Steel Design, John Wiley & Sons, 2000
- [Zoetemeijer, 1974] Zoetemeijer P.: A Design Method for the Tension Side of Statically Loaded Bolted Beam-to-Column Connections, Heron, No. 20 (1), Delft, 1974.
- [Zoetemeijer, 1983a] Zoetemeijer P.: Proposal for Standardisation of Extended End Plate Connection based on Test results - Test and Analysis, Rep. No. 6-83-23, Steven Laboratory, Delft, 1983.
- [Zoetemeijer, 1983b] Zoetemeijer P.: Summary of the Research on Bolted Beam-to-Column Connections (period 1978 - 1983), Rep. No. 6-85-M, Steven Laboratory, Delft, 1983.
- [Zoetemeijer, 1990] Zoetemeijer P.: Summary of the research on bolted beam-to-column connections, TU-Delft report 26-6-90-2, Delft, 1990.



Education and Culture

Leonardo da Vinci

Odpovědi na otázky k navrhování styčníků ocelových konstrukcí podle evropských norem

Ed.: Wald F.

<http://www.fsv.cvut.cz/cestruco/>

ISBN 80-01-02753-8

Vytisklo Vydavatelství ČVUT v Praze, výroba

Červen 2003

250 výtisků, 126 stran, 154 obrázků

Česká verze učebních textů projektu Evropské unie programu Leonardo da Vinci

Další vzdělávání v oblasti konstrukčních styčníků

Continuing Education in Structural Connections

CESTRUCO č. CZ/00/B/F/PP-134049.

Tento projekt byl řešen s podporou Evropské unie. Obsah publikace nemusí vyjadřovat postoj Evropské unie ani Národní agentury Leonardo da Vinci a nemohou za něj nést odpovědnost.