Univerzita
Pardubice
Dopravní fakulta
Jana Pernera

MOSTY

část druhá

doc. Ing. Jiří Pokorný, CSc.

prof. Ing. Hynek Šertler, DrSc., Dr.h.c.

Katedra dopravní infrastruktury, Studentská 95, 532 10 Pardubice, telefon 466 036 183, fax: 466 036 094, e-mail kdi@upce.cz,
bankovní spojení KB Pardubice 37030561/0100, IČO 00216 275, DIČ CZ00216275

Členění kapitol dle autorů :

Doc Ing. Jiří Pokorný, CSc. je autorem kapitol

- 1. HISTORIE –VÝVOJ A VÝZNAM MOSTNÍHO STAVITELSTVÍ
- 3. PŘEDPISY PRO MOSTNÍ OBJEKTY
- 6. ARCHITEKTURA A ESTETIKA MOSTŮ
- 7. SPODNÍ STAVBA MOSTŮ
- 8. NOSNÉ KONSTRUKCE MOSTŮ BETONOVÝCH
- 11. KLENBOVÉ MOSTY
- 12. DŘEVĚNÉ MOSTY
- 13. PŘÍSLUŠENSTVÍ MOSTŮ
- 14. ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY MOSTŮ
- 15. ÚDRŽBA, OPRAVY A REKONSTRUKCE MOSTŮ

prof. Ing. Hynek Šertler, DrSc., Dr.h.c. je autorem kapitol

- 2. ZÁKLADNÍ POJMY
- 4. ROZDĚLENÍ MOSTŮ
- 5. PODKLADY PRO NÁVRH MOSTNÍHO OBJEKTU
- 9.. KOVOVÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE
- 10 SPŘAŽENÉ OCELOBETONOVÉ MOSTY

Vysvětlení značek a symbolů

	Poznámka ve žlutém rámečku obsahuje zpravidla komentář, výklad jak širších souvislostí, tak naopak důležitých detailů.
	Odkaz na literaturu
?	Otázky v červeném rámečku se vztahují k probrané kapitole, otázky mohou být součástí závěrečného zkouškového testu
	Zásadní informace z teorie, důležité vzorce

Symboly používané ve vztazích a vzorcích jsou vysvětleny přímo v textu, nebo je jejich význam evidentní. Podklady pro cvičení – řešení úloh z problematiky mostů jsou studentům zadány individuálně, případné otázky k řešení jsou náplní individuálních konzultací s přednášejícím.

Obsah:

9. KOVOVÉ MOSTNÍ KONSTRUKCE 131

9.1 Materiál ocelových mostních konstrukcí 131

9.1.1 Sortiment 131

9.1.2 Vlastnosti oceli 134

9.1.3 Struktura oceli a tepelné zpracování 139

9.1.4 Vliv způsobu výroby 143

9.1.5 Lomy ocelových konstrukcí 143

9.1.6 Druhy ocelí 143

9.2 Spolehlivost mostních konstrukcí a zásady navrhování 148

9.2.1 Mezní stav únosnosti 149

9.2.2 Mezní stav použitelnosti 156

9.3 Osově namáhané pruty 157

9.3.1 Tažené pruty namáhané centrickým tahem 157

9.3.2 Centricky tlačené pruty 157

9.4 Nosníky 169

9.4.1 Průřezy nosníků 169

9.4.2 Návrh rozměrů příčného řezu nosníků 170

9.4.3 Pevnostní posouzení nosníků 172

9.4.4 Připojení pásů ke stěně 176

9.4.5 Klopení nosníků s tuhým příčným řezem 178

9.4.6 Kombinace vnitřních sil u štíhlých prvků 182

9.5 Spoje 183

9.5.1 Všeobecné zásady návrhu spojů 183

9.5.2 Šroubové, nýtové a čepové spoje 183

9.5.3 Svařované spoje 192

9.6 Únava materiálu 197

9.6.1 Únavová pevnost 197

9.6.2 Účinky zatížení 200

9.6.3 Posudek na únavu 202

9.7 Mostní svršek a mostovky kovových mostů 204

9.7.1 Mostní svršek 204

9.7.2 Mostovka 206

9.7.3 Statický výpočet prvkové mostovky ... 210

9.8 Plnostěnné trámové mosty s prvkovými mostovkami ... 212

9.8.1 Prostorové uspořádání a konstrukční řešení ... 212

9.8.2 Výpočetní modely a statické posouzení plnostěnných mostů s prvkovou mostovkou ... 215

9.9 Plnostěnné trámové mosty s deskovými mostovkami ... 219

9.10 Příhradové mosty ... 223

9.10.1 Příhradové trámové mosty s prvkovými mostovkami ... 223

9.10.2 Příhradové trámové mosty s deskovými mostovkami ... 229

9.11 Technologie výroby a montáže kovových mostů ... 231

9.11.1 Rovnání vstupního materiálu ... 232

9.11.2 Dělení materiálu ... 232

9.11.3 Obrábění materiálu ... 232

9.11.4 Spojování ... 233

9.11.5 Montáž ocelových mostních konstrukcí ... 237

9.11.6 Ochrana ocelových konstrukcí proti korozi ... 238

10. SPŘAŽENÉ OCELOBETONOVÉ MOSTY ... 241

10.1 Princip a výhody spřažených konstrukcí ... 241

10.2 Dispoziční řešení spřažených mostních konstrukcí ... 242

10.3 Základy navrhování ... 243

10.4 Prvky spřažení ... 246

11. KLENBOVÉ MOSTY ... 252

12. DŘEVĚNÉ MOSTY ... 268

12.1 Spodní stavba dřevěných mostů ... 268

12.2 Nosné konstrukce dřevěných mostů ... 269

13. PŘÍSLUŠENSTVÍ MOSTŮ ... 272

13.1 Ložiska ... 272

13.2 Přechodové konstrukce (dilatační závěry) ... 279

13.3 Římsy a chodníky mostů. 284

13.4 Mostní zábradlí a svodidla 288

13.5 Odvodnění mostů. 291

13.6 Izolace na mostech 293

13.7 Vozovky na mostech pozemních komunikací. 295

13.8 Mostovka na mostech železničních 296

13.9 Protihlukové stěny 296

13.10 Přechody mostů 297

14. ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKA MOSTŮ 301

14.1 Účel zatěžovacích zkoušek 302

14.2 Druhy zatěžovacích zkoušek. 302

14.3 Příprava zkoušené mostní konstrukce. 302

14.4 Měřené veličiny 302

14.5 Velikost zkušebního zatížení a jeho účinky 303

14.6 Průběh statické zatěžovací zkoušky. 303

15. ÚDRŽBA MOSTŮ 304

16. ÚDRŽBA, OPRAVY A REKONSTRUKCE MOSTŮ 306

16.1 Správa mostů 306

16.1.1 Správa železničních mostů 307

16.1.2 Správa silničních mostů 308

16.1.3 Moderní systémy správcovství mostů 308

16.2 Závady mostních konstrukcí a jejich analýza,údržba a opravy 309

16.2.1 Ocelové mosty 309

16.2.2 Údržba a opravy ocelových mostů 312

PŘEDMLUVA

Předkládaná publikace má sloužit především jako podkladový materiál ke studiu předmětu Stavba a rekonstrukce mostů pro studenty bakalářského studia Dopravní fakulty Jana Pernera studijního odboru Dopravní infrastruktura Univerzity Pardubice. Má podat základní informace o historii mostního stavitelství, o materiálech, používaných pro mosty a jejich vlastnostech, o normách a předpisech, používaných pro návrh a provádění mostů, o výpočetních postupech, používaných pro návrh a posuzování prvků mostních konstrukcí. Znalosti získané v tomto předmětu budou dále rozvíjeny ve specializovaných předmětech magisterského studia. Situace autorů této učebnice byla ztížena tím, že v době její tvorby probíhal proces přechodu národních norem na evropské normy a že tento proces ještě zdaleka nebyl ukončen. Z toho důvodu je v předložené učebnici vysvětlena jen základní filosofie navrhování a provádění mostů podle norem EN s uvedením odchylek proti národním normám. Učebnice je společná pro všechny druhy mostů, jejich rozlišení podle materiálu je až v jednotlivých kapitolách.

V první kapitole je historie, vývoj a význam mostního stavitelství,ve druhé kapitole jsou uvedeny základní pojmy, ve třetí kapitole jsou předpisy pro mostní objekty, ve čtvrté kapitole je rozdělení mostů, v páté kapitole jsou podklady pro návrh mostního objektu, tj.prostorové uspořádání na mostech a zatížení mostů, v šesté kapitole je architektura a estetika mostů, v sedmé kapitole je spodní stavba mostů, osmá kapitola je věnovaná nosným konstrukcím mostů betonových a to monolitickým mostům železobetonovým trámovým vyztuženým výztuží předpínací a betonářskou a nosným konstrukcím mostů z tyčových prefabrikátů, devátá kapitola je věnovaná nosným konstrukcím kovových mostů, a to materiálovým vlastnostem, spolehlivosti a navrhování prvků kovových konstrukcí, mostnímu svršku a mostovkám kovových mostů, plnostěnným a příhradovým trámovým mostním konstrukcím, technologii výroby kovových mostů. Desátá kapitola je věnovaná spřaženým ocelobetonovým konstrukcím, jedenáctá kapitola je věnována klenbovým mostům, dvanáctá kapitola se zabývá ložisky mostních konstrukcí, třináctá kapitola je věnována dřevěným mostům, čtrnáctá kapitola se zabývá zatěžovacími zkouškami mostů, patnáctá kapitola je věnována údržbě, opravám a rekonstrukcím mostů.

Prof. Ing. Hynek Šertler, DrSc

Ing. Jiří Pokorný, CSC

9. Kovové mostní konstrukce

9.1 Materiál ocelových mostních konstrukcí

9.1.1 Sortiment

Každý z výrobců má svůj vlastní sortiment výrobků, který zveřejňuje ve svých výrobních programech. V nich jsou uvedeny příklady vyráběných profilů a jejich rozměry, dodávané jakosti, četnost válcování jednotlivých profilů a minimální válcovatelná množství jednotlivých profilů.

Výrobky válcované za tepla

a) Dlouhé výrobky (tyčová a tvarová ocel)

b) Ploché výrobky (široká ocel a plechy)

Tyčová ocel

Patří sem zejména tyče kruhové, včetně betonářské výztuže, tyče čtvercové a tyče ploché.

Tyče pro výztuž do betonu: hladké ø (10-32) mm

žebírkové ø (10-50) mm

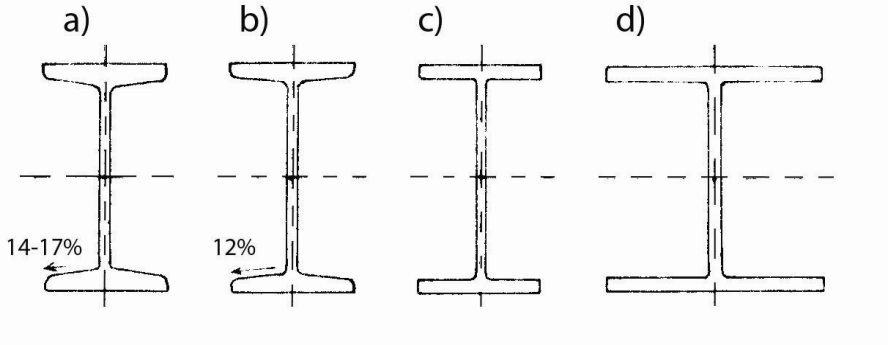
Tyče kruhové ø (35-70) mm a (130-160) mm délky (3-6) m

Tyče čtvercové (30-150) mm se používají např. na kolejnice jeřábových drah

Tyče ploché 18/5-130/60

Tvarová ocel

Patří sem L, I, U, H, T, korýtkového průřezu, štětovnice. Nosníky průřezu I se vyrábí jako nosníky I, IE a IPE (obr. 9.1.1).

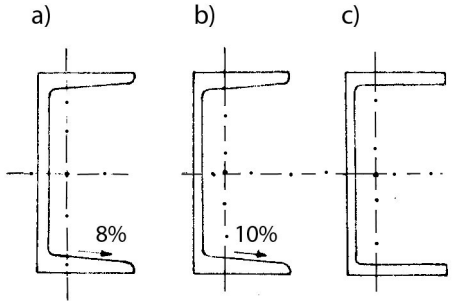


Obr. 9.1.1 Tvary nosníků (a-I, b-IE, c-IPE, d-HEB)

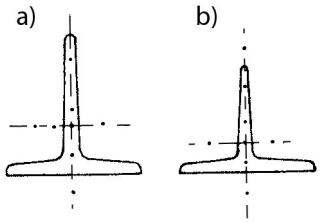
Nosníky I jsou vývojově nejstarší. Naše hutě je vyrábí s výškou stojiny 80-550 mm. Zešikmení vnitřní hrany pásnice bylo dáno technologickými možnostmi v době zavedení těchto profilů do výroby.

Nosníky IE byly zavedeny na základě nové řady hospodárných nosníků. Nosníky IE jsou hospodárnější než I nosníky, protože mají štíhlejší stěny a širší a štíhlejší pásnice. Vnitřní hrany přírub zůstávají ještě šikmé. V poslední době se u nás nevyrábí.

Nosníky IPE mají rovnoběžné obě hrany přírub. Jsou mimořádně výhodné z konstrukčního hlediska. Jsou výhodné hlavně pro prvky namáhané kombinací tlaku a ohybu. Vyrábějí se u nás zatím do výšky 600 mm. Firma Arbed je nabízí až do výšky 770 mm. Pro tlačené pruty (sloupy) jsou velmi výhodné širokopřírubové nosníky HEB s paralelními přírubami. Mají stejnou šířku přírub jako výšku. Vyrábějí se dnes až do výšky 1000 mm. Jsou velmi výhodným profilem hlavně pro tlačené pruty a počítá se s jejich rozšířením. Kromě těchto průřezů se vyrábějí další modifikace I profilů (HEA, HE, HEAA), lišící se tloušťkami a šířkami přírub. Nosníky průřezu U (obr. 9.1.2) se vyrábějí jako nosníky U a UPE. Od výroby staršího typu U se postupně upouští a nahrazuje se ekonomickým profilem UPE vyráběným až do výšky 400 mm. Normální délky I a U nosníků jsou 3-14 m. Statické tabulky obsahují především rozměry průřezů, plochu, hmotnost a průřezové charakteristiky potřebné pro výpočet.



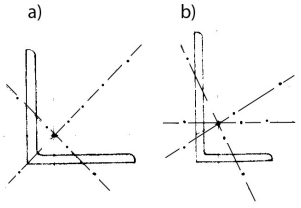
Obr. 9.1.2 Nosníky tvaru U (a-U, b-UE, C-UPE)



Obr. 9.1.3 Nosníky tvaru T

Ocel průřezu T se vyrábí jako úzká (9.1.3a) nebo jako široká (obr. 9.1.3.b).

Úhelníky rovnoramenné a nerovnoramenné. Normální délky jsou 3-12 m. Úhelníky rovnoramenné se válcují od 20.20.3 do 200.200.20, úhelníky nerovnoramenné od 30.20.3 do 200.100.14 (obr. 9.1.4).



Obr. 9.1.4 Úhelníky a) rovnoramenné b) nerovnoramenné

Široká ocel a plechy

Široká ocel se válcuje v jenom směru v šířkách od 150 do 900 mm tloušťky od 5-60 mm. Normální délky jsou od 6 do 14 m podle šířky a tloušťky. V současné době se od jejich výroby upouští, protože vzhledem k technologii výroby mají horší mechanické vlastnosti kolmo ke směru válcování a jejich použití je omezené na prvky, kde vznikne jen lineární napjatost.

Plechy se válcují ve dvou na sebe kolmých směrech. Jejich mechanické vlastnosti jsou ve všech směrech stejné. Plechy se dělí na hladké, žebrované a bradavkové. Hladké plechy se podle tloušťky dělí na tenké (do 3 mm) a tlusté až do tloušťky 120 mm. Šířka tlustých plechů je od 800 mm až 4 m, délka až 16 m v závislosti na šířce a tloušťce. Největší délky jsou omezeny výrobními možnostmi jednotlivých podniků. Žebrované plechy se používají pro podlahy. Členění tlouštěk je jemnější než u široké oceli.

Výrobní délky a tolerance

Konstrukční prvky se válcují v délkách

a) normálních (asi 14 m)
b) abnormálních (s cenovou přirážkou)
c) válcovních (maximálních) (asi 20)

Výrobní tolerance se připouští podle normou dovolených mezních odchylek a technických dodacích předpisů. Tolerance jsou rozměrové, hmotnostní a tvarové.

Konstrukční trubky

Ve stavebnictví se používají trubky bezešvé nebo svařované.

Bezešvé trubky se vyrábí válcováním (Mannesmanovy), tažením za tepla (menší profily tažené za studena) nebo protlačováním.

Svařované trubky se vyrábějí z ocelových pásků válcovaných za studena, které se sváří podélným svarem. V poslední době se vyrábí i trubky svařované spirálově až do ø 1420/12.

Bezešvé trubky se dodávají v délkách 4-14 m, svařované v délkách 2-7 m. Trubky se označují vnějším průměrem a tloušťkou stěny (Dxt).

Tenkostěnné profily tvarované za studena

Tenkostěnné profily se vyrábí tvarováním za studena. Vyrábí se jednak prvky tyčové, jednak plošné panely. Tloušťka profilu je 1-7 mm. Nejčastější způsob výroby je lisování, válcování a tažení za studena.

Dráty a lana

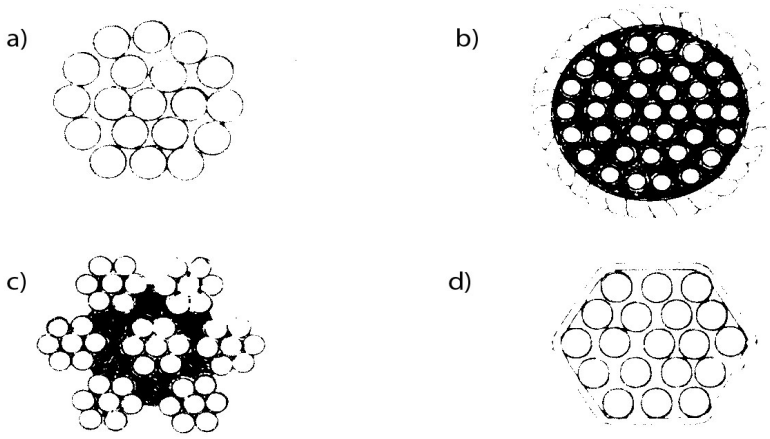
Dráty se od průměru 5,5 mm válcují za tepla, dráty menších průřezů se vyrábějí tažením. Podle tvaru průřezu se dráty dělí na kruhové, čtvercové, šestihranné, půlkruhové a profilové.

V ocelových konstrukcích se pro předpjaté konstrukce používají hlavně kruhové patentované dráty průměru 2,0 až 5,0 mm s pevností až 2000 MPa a se zaručenou mezí kluzu 1000 až 1800 MPa.

Patentované dráty se obvykle sdružují do svazků-kabelů.

Lana se rozdělují podle konstrukce na vinutá a skládaná.

Vinutá lana jsou splétaná z jednotlivých drátů. Jsou jednopramenná, šestipramenná a vícepramenná.



Obr. 9.1.5 Lana (a-vinuté jednopramenné otevřené, b-vinuté jednopramenné uzavřené, c-vinuté šestipramenné s drátěnou duší, d-skládané šestiúhelníkového průřezu)

Jednopramenná lana jsou otevřená a uzavřená. Rozdíl je v tom, že u uzavřených lan horní vrstva drátů těsně uzavírá vrstvy spodní.

Skládaná lana jsou souvisle bandážované svazky souběžných, těsně se dotýkajících drátů. Mají vlastnosti tuhých profilů a nedají se složit do svitků, proto se nejčastěji vyrábí na staveništi.

Objednávání, cena

Hutní materiál je možno objednat buď u výrobce (podmíněno nejmenším limitním množstvím jednoho výrobku) nebo u obchodní organizace. Doklady o plnění dodávky tvoří ložní, nákladní a dodací list a návěstí dodávky.

Ceny hutního materiálu jsou stanoveny ve velkoobchodních cenících. K tzv. základní ceně se připočítávají přirážky:

- rozměrové podle jednotlivých druhů výrobků
- za odchylky od ceníku (např. tepelné zpracování, moření, jakost, hutní atest, zúžené odchylky rozměrů atd.)
- za malé množství (méně než 30 t u tvarových tyčí, 20 t u široké oceli a plechů)

Cenové přirážky mohou podstatně zvednout cenu konstrukčního materiálu, proto musí projektant vždy pečlivě uvážit své požadavky.

9.1.2 Vlastnosti oceli

Tato část navazuje a je doplněním poznatků z předmětu Stavební hmoty.

Chemické složení

Mechanické vlastnosti jsou v prvé řadě ovlivněny chemickým složením. Proto se v normách jakosti předepisují horní limity jednotlivých prvků.

Ocel obsahuje prvky základní (FE, C), prospěšné (Mn, Si, Cu, As), slitinové (Cr, Ni, Mn., Si, Mo, W, Co, Ti Al, Nb, Zr, B) a znečišťující (S, P, O, N, H), které mechanické vlastnosti zhoršují. Větší pevnost a tvrdost se dociluje větším obsahem uhlíku, kterého bývá u konstrukčních ocelí 0,17 až 0,22 %. Větší množství však způsobuje křehkost a zhoršuje svařitelnost.

Z prospěšných prvků má především mangan (Mn) jako základní dezoxidační a odsiřovací přísada za úkol zvýšit mez průtažnosti při zachování houževnatosti oceli a svařitelnosti. Manganu bývá 0,25-1,6 %.

Ve větším množství způsobuje však křehnutí ocele:

Měď (Cu)	zvyšuje odolnost proti korozi
Hliník (Al)	působí jako dezoxidační přísada
Chrom (Cr)	zvyšuje pevnost a odolnost proti korozi
Molybden (Mo)	zvyšuje pevnost (hlavně při nízkých teplotách) a zlepšuje odolnost proti korozi
Nikl (Ni)	chrání od křehkosti při nízkých teplotách a zlepšuje odolnost vůči korozi.

Oceli pro stavební konstrukce jsou zpravidla uhlíkové oceli nelegované, protože legující prvky jsou obsaženy pouze v nepatrném množství.

Síra (S) a fosfor (P) jsou nežádoucí prvky, které se do oceli dostávají jednak z rud a paliva. Způsobují křehkost a lámavost oceli jednak za studena (P) a jednak červeného žáru v oblastech kovacích teplot (S) (žár 700-800°C). Fosfor působí nepříznivě na svařitelnost. Obsah těchto prvků charakterizuje čistotu oceli. Při výrobě se dbá, aby obsah P+S nebyl větší než 0,13 % u způsobu výroby Thomasova a 0,11 % u způsobu Martinova.

Dusík (N) se dostává do oceli při výrobě. Snižuje houževnatost a tvárnost, zvyšuje přechodovou teplotu a mez průtažnosti. Způsobuje náchylnost ke stárnutí. Vodík (H) se dostává do oceli z okolní atmosféry, shromažďuje se v pórech a dutinách pod velkým tlakem a může vést ke vzniku trhlinek.

Fyzikální vlastnosti

- modul pružnosti $E = 2{,}1.10^5$ MPa
- Poissonovo číslo $\nu = 0{,}3$
- teplotní součinitel délkové roztažnosti $\alpha = 12 \,.\, 10^{-6}\ (°C)^{-1}$
- měrná hmotnost $\rho = 7850\ kg.m^{-3}$

Mechanické vlastnosti

V normách jakosti jsou požadovány mez kluzu f_y, mez pevnosti f_u v závislosti na tloušťkách (pro větší tloušťky se snižují) a vrubová houževnatost (minimální nárazová práce).

Jmenovité hodnoty meze kluzu f_y a pevnosti v tahu f_u konstrukčních ocelí se mají stanovit:

buď přímo použitím hodnot $f_y = R_{eh}$ a $f_u = R_m$ z normy hutního výrobku nebo zjednodušeně podle tabulky 9.1.2

Požaduje se, aby konstrukční oceli měly potřebnou úroveň plastických vlastností, která se musí vyjádřit omezením hodnot:

- poměru f_u / f_y normovaných hodnot minimální pevnosti v tahu f_u a minimální meze kluzu f_y;
- tažnosti při porušení vzorku s měřenou délkou 5,65 $\sqrt{A_o}$ (kde A_0 je původní průřezová plocha vzorku),
- mezního poměrného protažení ε_u, kde ε_u odpovídá pevnosti f_u.

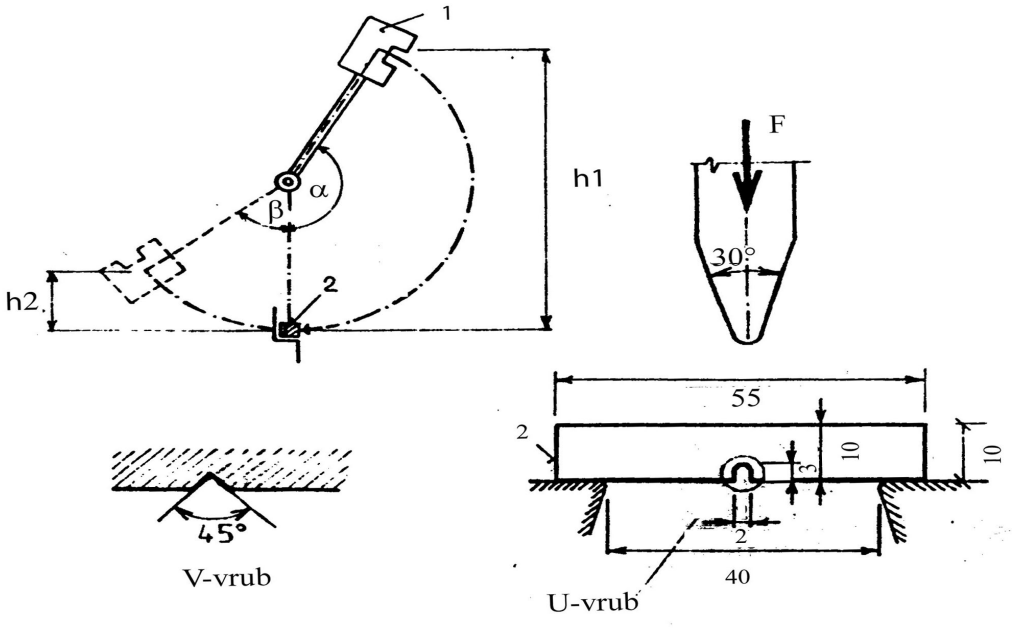
Hodnoty poměru f_u / f_y, tažnosti při porušení a mezního poměrného protažení ε_u lze určit v národní příloze. Doporučují se následující hodnoty:

- fu / fy $\geq 1{,}10$;
- tažnost při porušení nejméně 15 %;
- $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$, kde ε_y je poměrné protažení při mezi kluzu ($\varepsilon_y = f_y / E$).

U ocelových materiálů v pevnostních třídách uvedených v tabulce 9.1.2 je možné předpokládat, že tyto požadavky jsou splněny.

Vrubová a lomová houževnatost (ráz v ohybu)

Vyjadřuje odolnost vůči dynamickému namáhání zejména vůči rázovým účinkům. Je důležitou vlastností při stanovení odolnosti vůči křehkému lomu. Zkouší se na zkušebním zařízení přeražením zkušebního vzorku úderem kyvadlového kladiva, obr. 9.1.6 podle normy EN 10045-2.



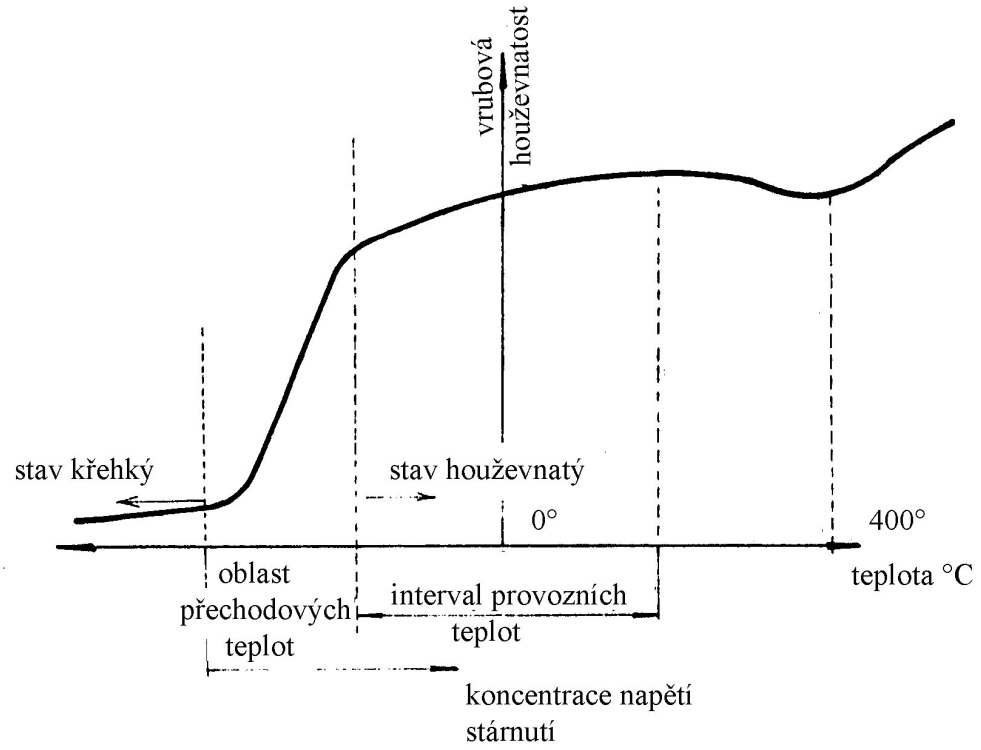
Obr. 9.1.6 Charpyho kladivo

Zkušební vzorky jsou normalizovaná tělíska ve tvaru hranolku o délce hrany 10 mm výšce 55 mm, opatřená normalizovaným vrubem ve tvaru U popř. V. Měří se spotřebovaná energie, nutná pro přeražení zkušebního vzorku.

Označení: KCXY kde KC - základní označení, X - tvar vrubu, (U nebo V), Y - hloubka vrubu (2 nebo 3 mm).

Jednotkou vrub. houževnatosti je podíl nárazové práce a plochy příčného řezu zkušebního tělíska (Jcm^{-2}). Minimální požadovaná hodnota je 34 Jcm^{-2} (Kv = 23 Jcm^{-2}). Obvykle se požaduje Kv 27 Jcm^{-2}. Hodnota vrubové houževnatosti klesá s tloušťkou průřezu.. Mostní norma [9.1] vyžaduje pro tlusté průřezy (t>30 mm) i vyšší hodnoty vrubové houževnatosti (až 100 Jcm^{-2}).

Vrubová houževnatost závisí na teplotě a tvaru vrubu. Měří se obvykle při teplotách + 20 °C, 0, - 20°C, - 40 °C. Při této, popř. nižší teplotě se zkouší za účelem zjištění odolnosti vůči křehkému lomu. Je přitom nutno použít tělíska s vrubem tvaru V. Obzvlášť významný je prudký pokles vrubové houževnatosti při záporných teplotách v oblasti tzv. přechodové teploty obr. 9.1.7. Pokud je venkovní teplota nižší než přechodová, může dojít k porušení křehkým lomem. Hodnota přechodové teploty závisí na tvaru vrubu. U konstrukčních prvků s ostrými vruby se zvyšuje a vzniká nebezpečí, že se dostane do oblasti provozních teplot. Relativní pokles je i v oblasti kovacích teplot (400°C), což může být nebezpečné při nýtování. Dále závisí na chemickém složení. Se zvyšováním procenta uhlíku a manganu klesá. Normy pro navrhování předepisují požadovanou hodnotu nárazové práce spolu s teplotou [9.1].



Obr. 9.1.7 Závislost vrubové houževnatosti na teplotě

Hodnota vrubové houževnatosti nám dává jen hrubou informaci o odolnosti materiálu vůči křehkému lomu. Přesnější odpověď na tuto otázku nám dává teorie lomové mechaniky.

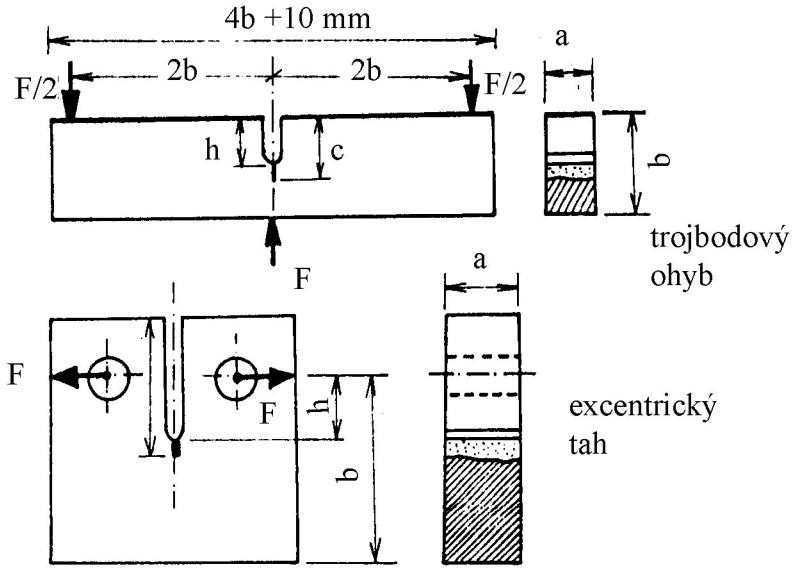
U tyče s vnitřní trhlinou délky 2a namáhané tahem vzniká na hrotu trhliny napětí σ. Vztah mezi délkou trhliny a napětím je dán vztahem:

$$K = F(a)\sigma\sqrt{\pi a} \qquad \left(Nmm^{-2}\sqrt{m}\right)$$

kde K je faktor intenzity napětí , F (a) je kalibrační funkce a závisí na tvaru trhliny

Jeho kritickou hodnotu v oblasti nestabilního šíření trhliny označujeme *lomovou houževnatost* K_C. Ta záleží na tloušťce tělesa. Její minimální hodnota se označuje *lomová houževnatost při rovinné deformaci* K_{IC}. Tato materiálová konstanta se zjistí zkouškami. Podle ČSN 42 0347 se zkouší na normalizovaných tělískách s vrubem, ukončeným únavovou trhlinkou vyvolanou cyklickým namáháním. Podle tvaru vzorku se potom volí buď zatížení trojbodovým ohybem nebo excentrickým tahem, majícím statický charakter. Materiál má mít dostatečnou lomovou houževnatost, aby se zabránilo křehkému lomu tažených prvků při nejnižší provozní teplotě během předpokládané návrhové doby života konstrukce.

Žádný další kontrolní rozbor odolnosti konstrukce proti křehkému lomu není nutný, jestliže jsou při nejnižší teplotě splněny podmínky, uvedené v EN 1993-1-10.



Obr. 9.1.8 Zkušební tělísko pro zkoušku lomové houževnatosti

Technologické vlastnosti

Z technologických vlastností je nejdůležitější *svařitelnost*. Jde o způsobilost materiálu, která umožňuje za daných materiálových, technologických a konstrukčních podmínek provést svařované spoje požadovaných vlastností. Svařitelnost závisí na chemickém složení, tloušťce materiálu, na technologii svařování a na užitkových vlastnostech.

Z materiálových vlastností je nejdůležitější chemické složení, především obsah uhlíku C (C<0,22%) a znečišťujících prvků (P+S<0,05%) a tloušťka. Důležitým ukazovatelem svařitelnosti je tzv. uhlíkový ekvivalent.

V nových evropských normách [9.3] je dán výrazem:

CEV=Mn/6+(Cr+Mo+V)/5+(Ni++Cu)/15>0,4

Kde obsah jednotlivých prvků je vyjádřen v %.

Z hlediska vzniku trhlin za studena se vzorec pro uhlíkový ekvivalent modifikuje ve tvaru:

$$CET = C + \frac{Mn + Mo}{10} + \frac{Cr + Cu}{20} + \frac{Ni}{40}$$

Se vzrůstem uhlíkového ekvivalentu svařitelnost klesá. Zastoupení jednotlivých prvků v uhlíkovém ekvivalentu nám dává jejich podíl na poklesu svařitelnosti. Svařitelnost klesá s tloušťkou.

Materiálové listy a ČSN 05 1312 dávají následující klasifikaci svařitelnosti:

1. Zaručená (do teploty 0°C je možno svařovat bez zvláštních opatření).
2. Zaručená podmíněná (svařitelnost je vázána na určité podmínky, zpravidla na předehřev).
3. Dobrá (výrobce nezaručuje svařitelnost, ve většině případů je však dobrá).
4. Obtížná (vyhovující jakost se zpravidla nedosáhne).

Zkoušky svařitelnosti jsou popsány v [9.4].

Jsou metalurgické, operativní a konstruktivní.

Svařitelnost se zjišťuje zkouškami. Z metalurgických zkoušek jsou do t < 25 mm zkoušky vrubové se vzorky, odebranými z místa svaru a okolí, pro t > 25 mm zkoušky návarové (provede se zkouška lámavosti na desce s návarem).

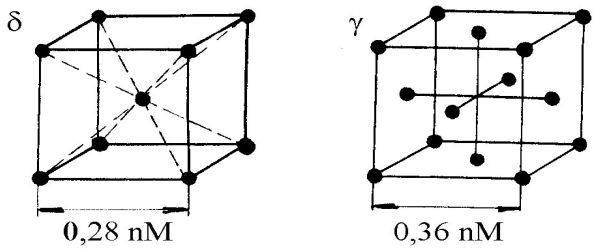
Lámavost za studena

Zkouškou lámavosti se zjišťuje deformační schopnost materiálu při tváření za studena. Je zvlášť důležitá pro materiály větších tlouštěk, jako jsou např. pásnice plnostěnných nosníků. Tyč obdélníkového průřezu se ohýbá trnem předepsaného průměru do zlomení nebo do objevení se větších trhlin na taženém povrchu, přičemž se měří úhel ohybu.

9.1.3 Struktura oceli a tepelné zpracování

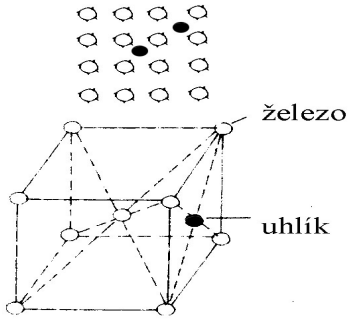
Struktura oceli

Vlastnosti oceli a jejich změny v procesu výroby a exploatace jsou podmíněny strukturou materiálu. Při chladnutí taveniny dochází ke krystalizaci. Krystalizace neprobíhá naráz. Šíří se od tzv. krystalizačních zárodků. Protože sousední krystaly si v nerušeném vývoji vzájemně překážejí, vznikají namísto geometricky pravidelných krystalů polyedrická zrna. Hranice mezi zrny jsou vyplněné amorfní hmotou. Pro krystaly je charakteristické pravidelné rozložení atomů v tzv. prostorové mřížce. Atomy železa se vyskytují umístěné v prostorově centrické (α) anebo plošně centrické (γ) mřížce.



Obr. 9.1.9 Stavba krystalů železa: a – stereocentrická krystalická mřížka α
b – planimetrická mřížka železa γ

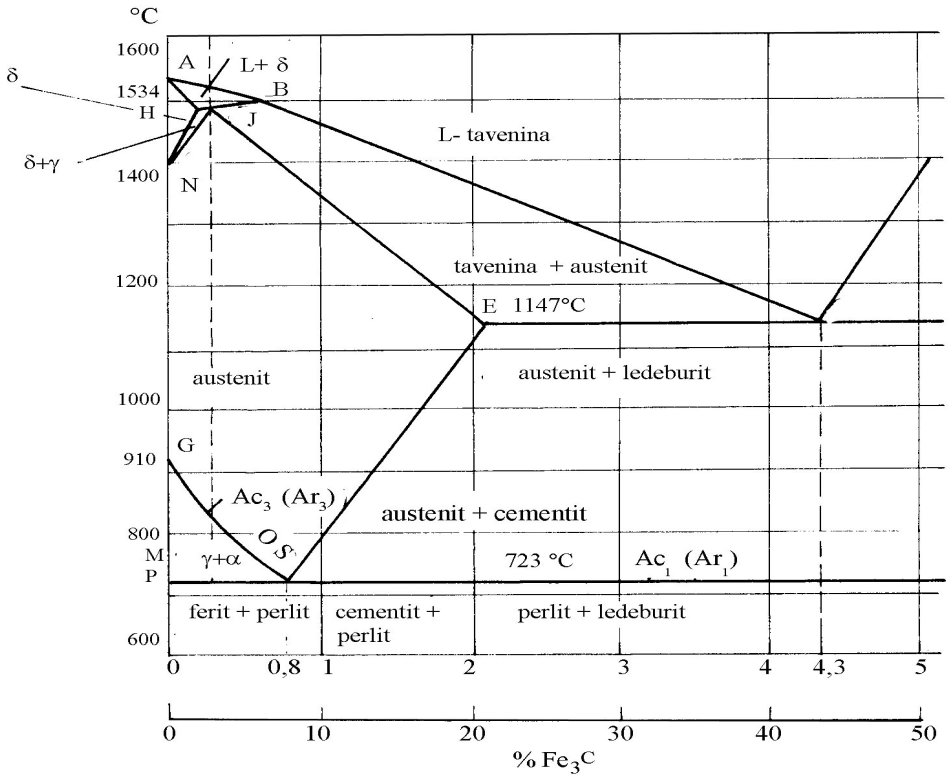
Vzdálenost atomů v krystalické mřížce podstatně ovlivňuje mez kluzu (čím je menší, tím větší je mez kluzu). Uhlík se rozpouští v obou modifikacích železa intersticiálně, tj. jeho atomy, které jsou mnohem menší než atomy železa, jsou v mimouzlových bodech základní mřížky (obr. 9.1.10).



Obr. 9.1.10 Tuhý roztok uhlíku v α železe (ferit)

Při určitých teplotách pod bodem tuhnutí (který leží u čistého železa asi na 1 538 °C) dochází ke strukturálním změnám (překrystalizaci). Teploty při kterých se tak děje jsou teploty překrystalizační. Označují se A_c při ohřevu, A_r při chladnutí.

Při pomalém ochlazování udává závislost teplot přeměny na poměru železa a uhlíku a druh struktury *rovnovážný diagram železo-uhlík*. Pro stavební ocel je důležitý rovnovážný diagram metastabilní (nerovnovážné) soustavy železo-karbid železa Fe_3C (cementit). Část tohoto diagramu důležitá pro stavební oceli je uvedena na obr. 9.1.11. Výklad tohoto diagramu ukážeme na příkladě tuhnutí nízkouhlíkaté oceli. V obrázku je naznačen svislou čárkovanou čárou. Na čáře AC (likvida) se z taveniny začnou vylučovat krystalky feritu δ. Na čáře AJE (čára solida) je proces krystalizace skončen, ferit δ se přemění na austenit.



Obr. 9.1.11 Rovnovážný diagram železo-uhlík

Austenit je tuhý roztok uhlíku v γ železe. Atomy uhlíku vyplňují volné středy krystalků železa. S poklesem teploty se stává austenit přesyceným roztokem a vylučuje se z něho ferit α (FEα), nebo cementit (FE_3C), je-li obsah uhlíku větší než 0,8%. Teplota, při které se to děje, se označuje teplota A_{r3} (čára GS). V porovnání s feritem je austenit tvárnější.

Vylučováním feritu se zvětšuje procento uhlíku v železe a teplota přeměny A_{r3} klesá. To se děje tak dlouho, až se dospěje k eutektoidní překrystalizační teplotě A_{r1}. V tom okamžiku se zbylý austenit rozpadne ve dvě samostatné fáze ferit + cementit, jejichž směs nazýváme *perlit*. Složky této směsi jsou značně jemnější než ty, které se vylučovaly před dosažením teploty A_{r1}. Název perlit je odvozen od perleťového lesku naleptaného výbrusu lamelárního perlitu. Po vychladnutí obsahuje slitina směs krystalků feritu a perlitu.

Překrystalizaci lze opakovat zahřátím a ovlivnit rychlostí ochlazování. Při rychlém ochlazování vznikají přechodové struktury *bainit* a *martensit.* Bainit, který vzniká při menších rychlostech, se vyznačuje značnou pevností. U martensitu, který má největší pevnost a tvrdost, však dochází k prudkému poklesu houževnatosti. Je to tedy struktura pro konstrukční oceli nežádoucí. Tyto pochody jsou podstatou kalení.

Ke změně modifikace může dojít jen po zahřátí na teplotu přeměn. Zahřeje-li se ocel, která má jakýmkoliv způsobem deformovanou mřížku ať již kalením, nebo válcováním za studena, na teplotu pod A_{c1}, dochází ke vzniku nových zrn a zániku starých zrn bez změny modifikace. Nová zrna mají pravidelnější rozměry. Tento jev se nazývá *rekrystalizace*. Rekrystalizace odstraňuje poruchy krystalů a napravuje deformovanou krystalografickou mřížku. Ovlivňuje se tím příznivě houževnatost. Při válcování profilů probíhá rekrystalizace současně s tvářením za tepla, při němž nastávají poruchy krystalů od skluzů podle krystalografických rovin a poruchy na hranicích zrn.

Tepelné zpracování oceli

Tepelné zpracování oceli je postup, při němž je předmět v tuhém stavu podroben určitým změnám teploty k dosažení požadovaných vlastností materiálu, aniž by se viditelně měnil tvar tepelně zpracovaného předmětu. Ovlivňuje-li se tento děj záměrně též chemickým účinkem prostředí, jedná se o zpracování chemicko-tepelné. Při tepelném zpracování jsou důležité: výška teploty zahřívání, čas udržování na této teplotě, rychlost zahřívání a ochlazování.

Podle volby uvedených faktorů je možno dosáhnout, že neproběhnou některé procesy z rovnovážného diagramu v celém rozsahu nebo neproběhnou vůbec. Potom vznikne struktura nové kvality tzv. struktura nerovnovážná. V řadě technologických operací k tomuto jevu dochází mimovolně. Typickým příkladem je svařování, kde dochází k tepelnému ovlivnění základního materiálu.

Základními druhy tepelného zpracování jsou *žíhání a kalení*.

Žíhání je proces, ve kterém ohřejeme předmět na určitou teplotu, poté následuje výdrž na této teplotě a pomalé ochlazování. Účelem žíhání je např. snížení tvrdosti, zlepšení obrobitelnosti, snížení vnitřního pnutí, dosažení žádoucí mikrostruktury apod.

Žíhání normalizační

Materiál se ohřeje na teplotu o 30-50 °C vyšší než A_{c3} po vyrovnání teploty v celém průřezu následuje ochlazování na klidném vzduchu popřípadě v peci u složitějších výrobků. Účelem tohoto zpracování je především odstranit nerovnoměrnosti struktury, vzniklé předchozím zpracováním, případně zjemnit zrno. Je tu nebezpečí „přehřátí“, je-li teplota výdrže v oblasti austenitu vyšší. To je způsobeno enormním zhrubnutím zrna.

Žíhání na odstranění pnutí

Provádí se v žíhacích pecích zahřátím na 600 - 650 °C (pod A_{c1} po delší dobu a potom pozvolným ochladnutím. Tím se nezmění struktura a při poklesu meze průtažnosti dojde k vyrovnání vlastního pnutí vzniklém při předchozím zpracování. Je předepsáno u odlitků. Předepisuje se rovněž u složitých svařovaných detailů.

Žíhání na měkko

Je většinou několikahodinový ohřev při teplotě těsně pod A_{c1} a pomalé vychladnutí v peci. Sleduje se tím zmenšení tvrdosti a tím i zlepšení tvárnosti a obrobitelnosti.

Rekrystalizační žíhání

Odstraňuje zpevnění materiálu, ke kterému došlo při tváření za studena. Ocel se zahřeje na 550 až 700 °C, kdy zanikají deformovaná zrna a vznikají nová, která jsou jemnější než původní.

Kalení

Spočívá v zahřátí přes teplotu A_{c3} a v potlačení fázových přeměn rychlým ochlazením. Tím vznikne křehká a tvrdá martensitická struktura. K nežádoucímu zakalení může dojít při svařování. Vznik martensitické struktury je spojen se zvětšením objemu, doprovázenému zvětšením vnitřního pnutí a možností vzniku trhlin. Toto nebezpečí se zvětšuje ještě přítomností vodíku, který se do svaru dostává z okolního vzduchu, popřípadě z vlhkých elektrod.

Popouštěním se dociluje zlepšení houževnatosti zakalení (úprava zrn). Ocel se zahřeje do A_{c3} (asi na 600-700 °C)ů pak se nechá pomalu chladnout. Popouštěním přechází martensit na stabilnější strukturu, sorbit a perlit.

Kalení spolu s popouštěním se nazývá *zušlechťování*. Účelem zušlechťování je dosažení vysoké pevnosti, meze průtažnosti a meze únavy při velké houževnatosti. Provádí se u tlustých průřezů, které nejsou přiválcovány dostatečnou mírou.

Izometrické žíhání spočívá v ohřátí nad horní hranici přeměn A_{c3} (austenizace) a následném rychlém ochlazení na jistou teplotu pod A_{r1}, kdy dochází k isotermickému rozpadu, pokud tuto teplotu udržujeme delší dobu. Při tzv. perlitické přeměně dostaneme velmi jemnou, stabilní perlitickou strukturu.

Izotermické kalení je obdobný proces s tím rozdílem, že teplota esotermické přeměny je nižší. Výsledkem je tzv. bainitická struktura materiálu vysoké pevnosti a houževnatosti. Tento proces spolu s úpravou chemického složení je podstatou tzv. vysokopevnostních ocelí. Zvláštním případem je patentování drátů, jímž se získá materiál velmi jemné perlitické struktury, smíšené s bainitem, která umožňuje i vícenásobné tažení drátů za účelem mechanického zpevnění.

Stárnutí oceli

Časem, je-li konstrukční prvek namáhán až po mez průtažnosti, ocel ztrácí svou houževnatost. Tento jev se přičítá působení dusíku a kyslíku.

Při zkoušce oceli na náchylnost ke stárnutí se provádí tzv. umělé stárnutí, tj. deformace vzorku o 10 % a pak zahřátí na 250 °C po dobu 1 hodiny. Pak se provádí rázová zkouška vrubové houževnatosti.

Vliv struktury na fyzikálně-mechanické vlastnosti

Na fyzikálně-mechanické vlastnosti mají značný vliv vady v krystalických mřížkách. Pevnost kovu s pravidelnou krystalickou mřížkou (monokrystalů) by byla několikanásobně vyšší než pevnost reálných kovů. Jednou z těchto vad je vznik míst v krystalické mřížce, která nejsou obsazena atomy (tzv. vakancí). Jsou způsobovány přemísťováním atomů, které se jinak nacházejí ve vzájemné rovnováze do nových poloh.

To je doprovázeno spotřebou množství energie a prudkým zvýšením teploty až na 1 500 °C. Následující rychlé ochlazení může způsobovat pnutí v mřížce nebo defekty materiálu. Dalšími důležitými poruchami jsou tzv. dislokace, tj. částečné posunutí jedné části krystalků vůči druhé.

9.1.4 Vliv způsobu výroby

Podle způsobu dezoxidace rozdělujeme ocel na neuklidněnou a uklidněnou.

Neuklidněná ocel vzniká při běžném odlévání, kdy CO_2 vznikající chemickou reakcí mezi volným kyslíkem a uhlíkem uniká z taveniny, přičemž způsobuje její pohyb, ocel „vaří“ a nečistoty se rozptýlí po celém obsahu jádra ingotu. Takto vyrobená ocel je značně heterogenní.

Uklidněná ocel přidáním dezoxidačních prostředků (ferrosilicium, hliník), které vážou kyslík, se při lití do kokil chová klidně, nečistoty lehčí než kov se usadí na povrchu kokily, takže ingot po odstranění horní části má čistou rovnoměrnou strukturu.

Válcování způsobuje změny v mikrostruktuře oceli a tím mění její vlastnosti. Při válcování za tepla dochází k posunu atomů v krystalické mřížce austenit a k její deformaci. Velké deformace a nízká teplota zjemňuje zrno. Pokud válcování proběhlo těsně nad teplotou A_{c3} a chladnutí proběhlo pomalu, dochází k normalizačnímu vyžíhání.

Při válcování za studena dochází ke zpevnění materiálu.

9.1.5 Lomy ocelových konstrukcí

Lomem se porušuje soudržnost materiálu – na rozdíl od trhliny – v celém průřezu. Rozeznáváme lom houževnatý, křehký nebo únavový.

K houževnatému lomu dochází při klidném zatížení u nízkouhlíkatých ocelí při hromadných skluzových procesech na mezi pevnosti při normálních teplotách. Předchází mu vždy velká plastická deformace.Lomová plocha je sametová, matná.

Křehký lom nastává porušením atomových vazeb podél štěpných krystalografických zrn; zrna oceli se štěpí. Lomová plocha má lesklý krystalický vzhled a je v podstatě rovinná. Vzniká z trhliny, jež dosáhla kritické délky. Vlastní lom pak probíhá velkou rychlostí a má katastrofické následky. Křehkému lomu předchází jen velmi malá plastická deformace (lom bez deformací). Je proto velmi záludný, neboť hrozící nebezpečí není signalizováno zjevnou deformací konstrukce.

Důležitou roli hraje teplota, protože k němu dochází za nižších teplot než je přechodová.

Náchylnost ke křehkému lomu závisí dále na chemickém složení (vliv % uhlíku, křemík, síra), na stavu napjatosti (nastává při prostorové napjatosti s tahovou složkou), na vnitřním pnutí (mající zpravidla prostorový charakter), na tloušťce materiálu (zvyšuje se s tloušťkou), na tvaru tělesa a na konstrukčních a technologických vrubech.

Únavový lom nastává při vícenásobném opakovaném zatížení. Lom vychází obvykle z místa, kde je porušena souvislost povrchu a nebo z jiné vady materiálu. Únavový proces probíhá ve třech stádiích a to:

- Vznik trhliny
- Šíření trhliny
- Únavový lom

9.1.6 Druhy ocelí

Starší značení oceli je vyjádřeno pětimístným číslem. První dvojčíslí ocelí uhlíkových a nízkolegovaných je 11 nebo 12, dvojčíslí 13 až 19 označuje oceli legované. Oceli třídy 11 (což je většina ocelí pro stavební konstrukce) mají dalším dvojčíslím udánu mez pevnosti v desítkách MPa. Poslední číslice je pořadová. U ocelí třídy 12-19 vyjadřují další číslice chemické složení oceli. Číselná značka oceli může pokračovat za tečkou doplňkovými číslicemi, vyjadřujícími stav tepelného zpracování materiálu.

Stejně jako v jiných oblastech i ve výrobě oceli dochází k sjednocování kvality v celoevropském měřítku. České hutě převzaly všechny evropské normy pro kvalitu i označování oceli a původní značení podle ČSN začíná ztrácet význam. Podle evropského standardu zavedeného v ČSN EN 10 025+A1 se oceli pro stavební konstrukce označují písmenem S a číslicí udávající mez kluzu oceli v MPa. V označení oceli "S" znamená ocel (steel).

Pro stavební konstrukce se nejběžněji používají oceli S235, S275 a S355, které se ještě mohou lišit jakostním stupněm J nebo K. Při stupni J má ocel vykazovat houževnatost 27 J/mm^2, při stupni K 40 J/mm^2 na vzorku s vrubem V (KCV, KV). Číslice nebo písmeno za touto značkou udává teplotu při zkoušce podle následujícího:

R – pokojová teplota 20°C

0 – značí 0°C

2 – značí teplotu -20°C

Poslední značka má následující význam:

G1 – ocel neuklidněná

G2 – ocel uklidněná

G3 – ocel uklidněná obsahující prvky vázající dusík (např. aspoň 0,020% Al), normalizačně žíhaná

G4 – ocel uklidněná obsahující prvky vázající dusík (např. aspoň 0,020 % Al), normalizačně žíhaná, požadované vlastnosti nemusí být zajištěny žíháním, ale záleží na volbě výrobce.

Základní pravidla pro volbu ocelí stavebních konstrukcí předepisuje evropská norma EN 1993-1-1 [9.2]. Nejdůležitější z nich jsou dále uvedeny. Jmenovité hodnoty materiálových vlastností se mají ve výpočtech při navrhování považovat za charakteristické hodnoty.

Zjednodušenou převodní tabulku mezi evropským a českým značením obsahuje norma pro navrhování ocelových konstrukcí ČSN 73 1401. Tab. 9.1.1 lze současně považovat za tabulku ocelí doporučených pro stavební konstrukce.

Při výběru oceli se projektant řídí prostředím, v němž bude konstrukce umístěna a typem přenášeného zatížení (statické, dynamické). Pro staticky zatížené konstrukce budov s obvodovým pláštěm postačí levnější oceli typu S235JR, pro mosty je nutná dražší ocel S235J2G3, příp. i pevnější ocel S355K2G3. Svoji roli hraje také tloušťka materiálu. Základní pevnostní charakteristiky konstrukčních ocelí jsou v tab. 9.1.2. Kvůli nebezpečí křehkého lomu jsou v normách (např. pro mosty ČSN 73 6205) udány pro určitou ocel a provozní teplotu největší přípustné tloušťky materiálu, při nichž ještě nebezpečí lomu nevznikne. Kvalitnější ocel má tuto tloušťku větší než ocel méně kvalitní. Přibližným vodítkem může být tab. 9.1.3.

Tab. 9.1.1 Doporučené základní materiály pro svařované ocelové konstrukce

Pevnostní třída oceli podle ČSN EN 1025+A1	**Jakostní stupeň podle ČSN EN 100025+A1**			
	JR	**J0**	**J2**	**K2**
S235	11 373 11375	11 378	11 378	
S275	11 443	11 448	11 448 11 449	
S355		11 523	11 523 11 503	11 503

Kromě uvedených ocelí S235, S275 a S355 se stále více uplatňují oceli vyšší pevnosti označované S420, S460, S690 atd. (viz tab. 9.1.2) Za značku těchto ocelí se vkládají písmena popisující způsob výroby těchto ocelí. Bývá tam:

N – ocel normalizačně žíhaná nebo normalizačně válcovaná

M – ocel termomechanicky válcovaná

L – ocel do nízkých teplot

Q nebo QST – tepelně zušlechtěná ocel tzn. ocel při válcování kalená a popouštěná

W – patinující ocel odolná atmosférické korozi

Tab. 9.1.2 Jmenovité hodnoty meze kluzu f_y a pevnosti v tahu f_u pro za tepla válcované konstrukční oceli

Norma	Třída oceli[1)]	Tloušťka t [mm]			
		$t \leq 40$		$40 < t \leq 100$	
		f_y [MPa]	f_u[MPa]	f_y[MPa]	f_u[MPa]
ČSN EN 10025+A1	S235	235	360	215	340
	S275	275	430	255	410
	S355	355	510	335	490
ČSN EN 10113	S275N/NL	275	390	255	370
	S355N/NL	355	490	335	470
	S420N/NL	420	540	390	520
	S460N/NL	460	570	430	550
	S275M/ML	275	380	255[2)]	360[2)]
	S355M/ML	355	470	335[2)]	450[2)]
	S420M/ML	420	520	390[2)]	500[2)]
	S460M/ML	460	550	430[2)]	530[2)]
ČSN EN 10137	S460Q/QL/QL1	460	570	440	550
ČSN EN 10155	S235W	235	360	215	340
	S355W	355	510	335	490

Podle ČSN ECISS IC 10 značí:

N normalizačně žíhaná nebo normalizačně válcovaná ocel

M termomechanicky válcovaná ocel

L ocel pro nízké teploty

Q zušlechtěná ocel

W ocel odolná atmosférické korozi

[2)] Pro plechy a širokou ocel: pouze $40 < t \leq 63$ [mm]

Tab. 9.1.3 Maximální tloušťky konstrukčních prvků z hlediska křehkého lomu

	Ekvivalent českých ocelí podle materiálových listů	Maximální tloušťka pro předpokládané provozní teploty [1]			
		-10°C		-20°C	
		Provozní podmínky[2]			
		S1	S2	S1	S2
S235JR					
S235JRG1	11373[3]	108	30	74	22
S235JRG2	11375	108	30	74	22
S235J0	11378[4]	250	75	187	53
S235J2G3		250	212	250	150
S235J2G4					
S275JR	11443	63	19	45	14
S275J0		150	45	123	33
S275J2G3	11448,11449[5]	250	127	250	84
S275J2G4					
S355JR		29	9	21	6
S355J0	11523[6]	73	21	52	16
S355J2G3	11503[7]	177	52	150	38
S355J2G4					
S355K2G3		250	85	250	59
S355K2G4					

[1] Předpokládané nejnižší provozní teploty v ČR:

vnitřní konstrukce: - 10°C

venkovní konstrukce: - 20 °C

[2] Provozní podmínky:

S1: nesvařovaná konstrukce nebo svařovaná konstrukce při namáhání v tlaku.

S2: svařovaná konstrukce při namáhání v tahu.

V obou případech se předpokládá statické nebo dynamické zatížení s malými pracovními rychlostmi (např. zatížení vlastní tíhou, užitným zatížením, sněhem, větrem, silničními vozidly, lisy, zdvihacím zařízením, jeřáby třídy J1, J2, J3, J4). Dynamické zatížení s velkými pracovními rychlostmi nebo zatížení rázy vyžaduje přesnější posudek.

[3] Pouze pro tvarovou ocel u nesvařovaných konstrukcí.

[4] Pro tvarové tyče a pro plechy do tloušťky 63 mm ze žíhané oceli 11 378.l lze uvažovat jakostní stupeň J2.

[5] Zařazení oceli není v ČSN EN 10025+A1 provedeno. Pro plechy do tloušťky 40 mm, široké pásy ze žíhané oceli 11 449.1 a tvarové tyče z tepelně nezpracované oceli 11 449.0 do tloušťky 16 mm platí jakostní stupeň J5 (nejnižší) hodnota nárazové práce KV je 27 při teplotě -50°C.

[6] Pro plechy a širokou ocel do tlouštěk 25 mm lze uvažovat jakostní stupeň J2.

[7] Pro plechy a výkovky lze uvažovat jakostní stupeň J5.

Snahou výrobců je zaručit svařitelnost těchto vysokopevnostních ocelí i při velkých tloušťkách, čehož se dosahuje snižováním CEV a dosáhnout jemnozrnné struktury kvůli zajištění houževnatosti. Zpravidla se z vysokopevnostních ocelí vyrábějí jen ploché výrobky (pro svařované konstrukce), ale např. lucemburské hutě Arbed vyrábějí z ocelí S420 a S460 Histar veškerý válcovaný materiál včetně válcovaných tyčí I s pásnicemi až 125 mm tlustými. Oceli Histar jsou dobře svařitelné, protože mají uhlíkový ekvivalent CEV<0,39. Vysoké pevnosti je u nich dosaženo postupem zahrnujícím počáteční povrchové zakalení vodou (z 850°C na 600°C) a následujícím propuštěním, které obstará ohřáté jádro průřezů. Cena oceli S460 je v současnosti jen o 15 % vyšší než je cena oceli S355, což je výhodné ve srovnání s poměrem mezí kluzu (460/355=1,30).

Novinkou je výroba pásů s proměnnou tloušťkou (LP, Longitudinally profiled), které se hodí do oblasti podpor spojitých nosníků. Tyto pásy dodávají i naše Vítkovice.

Zemí s nejrozvinutějším ocelářským průmyslem je Švédsko, kde se vyrábějí zcela běžně termomechanicky válcované oceli S420 a S460 a kalení a popouštěné oceli S960 a S1100.

Pro lanové prvky se vyrábějí patentované (kalené a popouštěné) dráty s pevností až 1770 MPa. Oceli drátů mají obsah Si až 1%.

Tzv. patinující oceli (weather resist) jsou legované mědí a při střídavém navlhčení a uschnutí se na jejich povrchu vytvoří kompaktní vrstva rzi zabraňující dalšímu korodování.

Používání vysokopevnostních ocelí v ČR není příliš rozšířeno i když existují české oceli, které lze charakterizovat následovně:

13 220 – legovaná jemnozrnná ocel	(S420)
15 222 – legovaná bainitická ocel	(S490)
16 224 – legovaná kalená a popouštěná ocel	(S690)
15 127 – patinující ocel Atmofix	(S355 W)

Volba druhu oceli pro určitou konstrukci je současně otázkou technickou i ekonomickou. Z technického hlediska musí vybraná ocel splňovat požadavky na pevnost, houževnatost a obvykle i svařitelnost. Z ekonomického hlediska jde o to, vyváží-li úspory na dimenzích konstrukce zvýšenou cenu kvalitnějších ocelí.

1. Uveďte příklady dlouhých a plochých výrobků.
2. Vysvětlete rozdíl mezi drátem a lanem.
3. Jaké přísady (legury) jsou součástí chemického složení oceli ?
4. Fyzikální vlastnosti oceli.
5. Co to je vrubová houževnatost a jakým způsobem se zjišťuje, vysvětlete pojem oblast přechodových teplot.
6. Vysvětlete pojem uhlíkový ekvivalent.
7. Uveďte typy krystalů železa a popište rovnovážný diagram.
8. Tepelné zpracování oceli – druhy.
9. Druhy a značení oceli.

Slovník

ocel	steel
vysokopevnostní (měkká) ocel	high strength (mild) steel
ocelová konstrukce	steel structure
železo	iron
uhlík	carbon
uhlíková ocel	carbon steel
legovaná ocel	mild steel
houževnatost	toughness
lomová houževnatost	fracture toughness
vrubová houževnatost	impact strength
válcování (za tepla, za studena)	rolling (hot r., cold r.)
tepelné zpracování	heating treatment
rovnovážný diagram	constitutional diagram
mez kluzu	yield strength
zpevnění	strength hardness
tvrdost	hardness
vrub	notch
nosník	beam
U profil	chanel
průřez (uzavřený, otevřený)	section (hollow, open)

9.2 Spolehlivost mostních konstrukcí a zásady navrhování

Mostní konstrukce se navrhují tak, aby spolehlivě vykonávaly svou funkci po celou dobu jejich předpokládané životnosti. EN 1993-2 doporučuje, aby tato doba byla 100 roků. Mostní konstrukce a její části musí být navrženy s dostatečnou trvanlivostí, aby v důsledku předpokládaných zatížení nedocházelo k jejich poškozením, které by vyvolaly zvětšené náklady na údržbu a rekonstrukce. Z toho důvodu veškeré konstrukční prvky, které přijdou do bezprostředního styku se zatížením, jako jsou pojistné úhelníky, svodidla, atd., musí zajistit dostatečný útlum, chránící nosné části konstrukce. Spolehlivost mostní konstrukce se prokazuje statickým výpočtem, který obsahuje zejména předběžný návrh dimenzí prvků mostu, stanovení odezvy zatížení (metodami mechaniky se určí vnitřní síly) a posouzení spolehlivosti dílčích prvků mostu. Posuzování spolehlivosti mostní konstrukce se realizuje polopravděpodobnostní metodou mezních stavů. V případě kovových mostů rozlišuje dvě skupiny mezních stavů a to

- mezní stavy únosnosti
- mezní stavy použitelnosti

Mezní stavy únosnosti souvisí s bezpečností , životnosti a bezporuchovostí mostní konstrukce a jsou odvozeny od základních typů poruch kovových prvků, zejména lomů (houževnatý, křehký, únavový). Mezní stavy použitelnosti zahrnují tuhostní posouzení konstrukce, z hlediska velikosti pružných přetvoření, vlastních frekvencích, štíhlosti stěn, konstrukčního řešení s ohledem na údržbu a opravy, trvanlivost (koroze a opotřebení).

9.2.1 Mezní stav únosnosti

Klasifikace průřezů ocelových konstrukcí

Míra odolnosti průřezů závisí na jejich kompaktnosti, tj. schopnosti rozvinout plastické deformace. Podle této schopnosti dělíme průřezy na kompaktní a štíhlé.

- Kompaktní průřezy se skládají z dílčích částí, které nevybočují.
- Štíhlé průřezy obsahují dílčí část, které vybočují a jejich napjatostně-deformační vztahy jsou nelineární. Výrazně tím ovlivňují únosnost průřezů.

Rozdělení na kompaktní a štíhlé průřezy je velmi komplikované, protože závisí i na úrovni zatížení, zjednodušeně je hlavním parametrem po jejich rozlišení štíhlost dílčích stěn $\beta_w = d/t$ u stěn

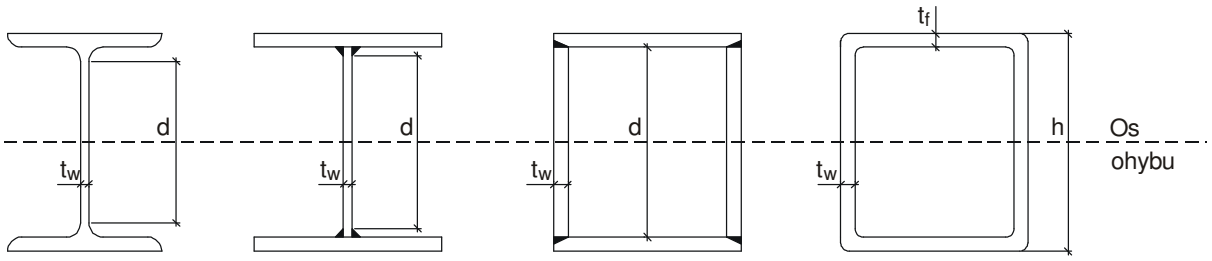
V závislosti na štíhlosti zavedla EN 1993-1-1 rozdělení průřezů do čtyř tříd:

- *třída 1* - kompaktní průřezy, jejichž mezní stav je dosažen při plném zplastizování průřezu (plastický kloub) s neomezenou rotační kapacitou;
- *třída 2* - kompaktní průřezy, jejichž mezní stav je dosažen zplastizováním průřezu s omezenou rotační kapacitou
- *třída 3* - polokompaktní průřezy, jejichž mezní stav se definuje dosažením návrhové pevnosti v nejvíce namáhaných vláknech ;
- *třída 4* - štíhlé průřezy, jejichž mezní stav je definován stejně jako u průřezů
- *třídy 3* při respektování snížené únosnosti vybočujících částí jednotlivých částí zavedením efektivního průřezu.

Zatřídění jednotlivých průřezů podle štíhlostí dílčích stěn je v normách pro navrhování tabelizované a jsou uvedeny v následujících tabulkách.

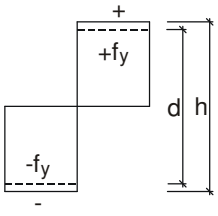
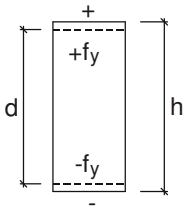
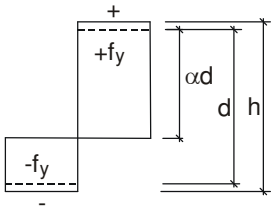
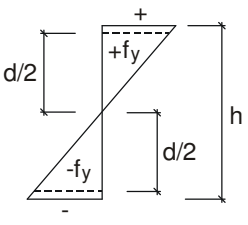
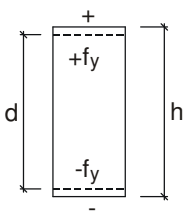
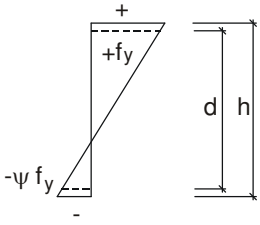
Tab. 9.4.1 Minimální štíhlosti ohýbaných a tlačených částí průřezu

a) Stěny: (vnitřní části kolmé na osu ohybu)



$d = h - 3t \quad (t = t_f = t_w)$

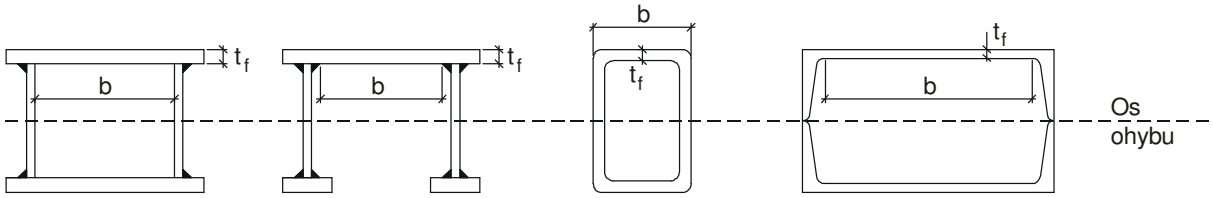
Třída	Stěna namáhaná ohybem	Stěna namáhaná tlakem	Stěna namáhaná ohybem a tlakem

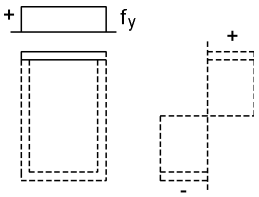
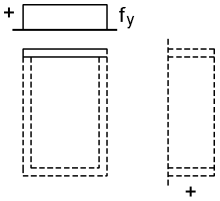
Rozdělení napětí po stěně (tlak je označený kladně) pro plastické působení průřezu			
1	$d / t_w \leq 72\varepsilon$	$d / t_w \leq 33\varepsilon$	ak je $\alpha \geq 0{,}5$: $d / t_w \leq 396\varepsilon / (13\alpha - 1)$ když je $\alpha < 0{,}5$: $d / t_w \leq 36\varepsilon / \alpha$
2	$d / t_w \leq 83\varepsilon$	$d / t_w \leq 38\varepsilon$	ak je $\alpha \geq 0{,}5$: $d / t_w \leq 456\varepsilon / (13\alpha - 1)$ když je $\alpha < 0{,}5$: $d / t_w \leq 41{,}5\varepsilon / \alpha$
Rozdělení napětí po stěně (tlak je označený kladně) pro pružné působení průřezu			

Tab. 9.4.1 (pokračování) Minimální štíhlosti ohýbaných a tlačených částí průřezu

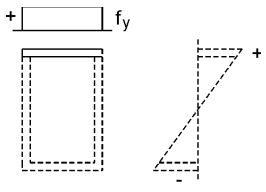
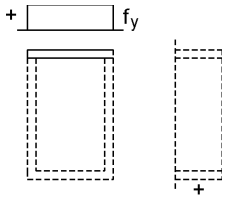
3	$d / t_w \le 124\varepsilon$	$d / t_w \le 42\varepsilon$	ak je $\psi \ge -1$: $d / t_w \le 42\varepsilon / (0{,}67+0{,}33\psi)$ ak je $\psi \le -1$: $d / t_w \le 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$
f_y	235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	1	0,92	0,81

b) Vnitřní části pásnic: (vnitřní části rovnoběžné s osou ohybu)



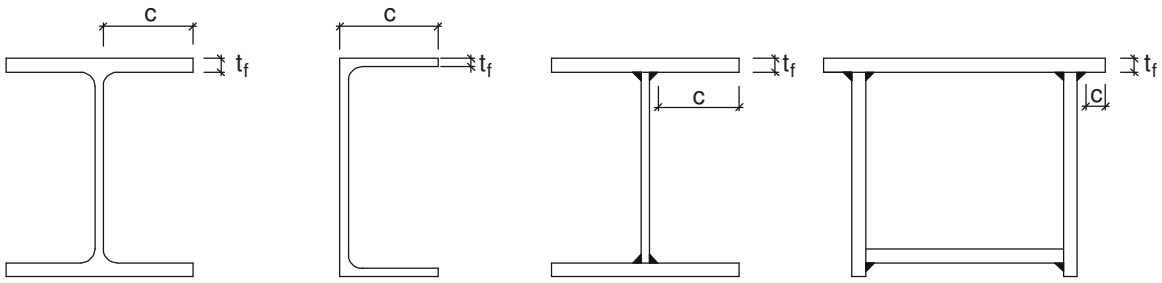
Třída	Typ průřezu	Průřez v ohybu	Průřez v tlaku
Průběh napětí v pásnici a v průřezu (tlak je označený kladně)			
1	Válcované uzavřené průřezy Jiné	$(b - 3t_f) / t_f \le 33\varepsilon$ $b / t_f \le 33\varepsilon$	$(b - 3t_f) / t_f \le 33\varepsilon$ $b / t_f \le 33\varepsilon$
2	Válcované uzavřené průřezy Jiné	$(b - 3t_f) / t_f \le 38\varepsilon$ $b / t_f \le 38\varepsilon$	$(b - 3t_f) / t_f \le 42\varepsilon$ $b / t_f \le 42\varepsilon$

Tab. 9.4.1 (pokračování) Minimální štíhlosti ohýbaných a tlačených částí průřezu

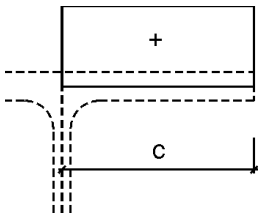
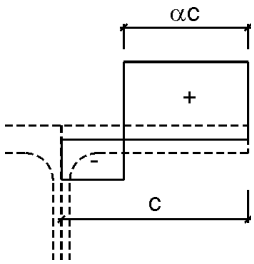
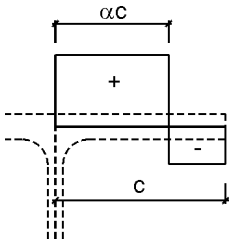
Průběh napětí v pásnici a v průřezu (tlak je označený kladně)			
3	Válcované uzavřené průřezy Jiné	$(b - 3t_f) / t_f \le 42\varepsilon$ $b / t_f \le 42\varepsilon$	$(b - 3t_f) / t_f \le 42\varepsilon$ $b / t_f \le 42\varepsilon$

f_y	235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	1	0,92	0,81

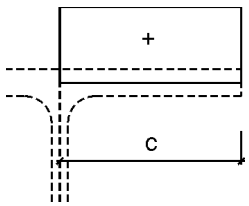
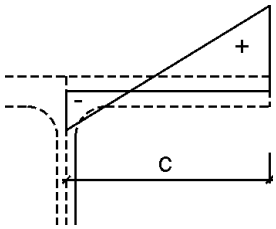
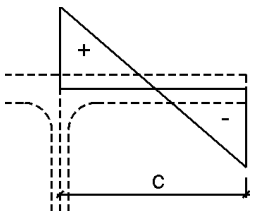
c) Přečnívající časti pásnic



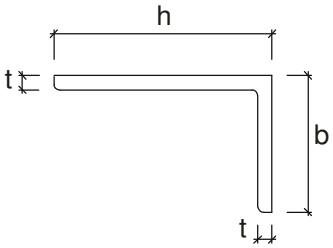
Válcované průřezy Svařované průřezy

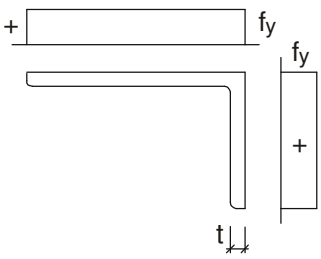
Třída	Typ průřezu	Pásnice v tlaku	Pásnice v tlaku a ohybu	
			Volný konec v tlaku	Volný konec v tahu
Průběh napětí v pásnici (tlak je označený kladně))				
1	Válcované Svařované	$c / t_f \le 10\varepsilon$ $c / t_f \le 9\varepsilon$	$c / t_f \le 10\varepsilon / \alpha$ $c / t_f \le 9\varepsilon / \alpha$	$c / t_f \le 10\varepsilon / (\alpha\sqrt{\alpha})$ $c / t_f \le 9\varepsilon / (\alpha\sqrt{\alpha})$

Tab. 9.4.1 (pokračování) Minimální štíhlosti ohýbaných a tlačených částí průřezu

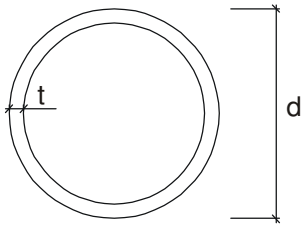
2	Válcované Svařované	$c / t_f \le 11\varepsilon$ $c / t_f \le 10\varepsilon$	$c / t_f \le 11\varepsilon / \alpha$ $c / t_f \le 10\varepsilon / \alpha$	$c / t_f \le 11\varepsilon / (\alpha\sqrt{\alpha})$ $c / t_f \le 10\varepsilon / (\alpha\sqrt{\alpha})$
Průběh napětí v pásnici (tlak je označený kladně)				
3	Válcované Svařované	$c / t_f \le 15\varepsilon$ $c / t_f \le 14\varepsilon$	$c / t_f \le 23\varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ $c / t_f \le 21\varepsilon \sqrt{k_\sigma}$ k_σ viz tabulku	
f_y		235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		1	0,92	0,81

d) úhelníky



Průběh napětí v průřezu (tlak je označený kladně)	
Třída	Průřez v tlaku
1	$h / t \le 10\varepsilon$

Tab. 9.4.1 (dokončení) Minimální štíhlosti ohýbaných a tlačených částí průřezu

2	$h / t \leq 11\varepsilon$		
3	$h / t \leq 15\varepsilon$ a současně $(b + h) / 2t \leq 11{,}5\varepsilon$		
Poznámka – Pro úhelník namáhaný ohybem nebo kombinací tlaku a ohybu se zatřídění provede podle časti (c) této tabulky			
e) trubky 			
Třída	Průřez v ohybu, v tlaku, v tlaku a ohybu		
1	$d / t \leq 50\varepsilon^2$		
2	$d / t \leq 70\varepsilon^2$		
3	$d / t \leq 90\varepsilon^2$		
f_y	235	275	355
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	1	0,92	0,81
ε^2	1	0,85	0,66

Ocelový prvek může vyčerpat svoji únosnost lomem (tvárným, křehkým, únavovým), ztrátou stability tvaru nebo polohy, přírůstkovým zhroucením nebo porušením spojů.

Pevnostní posouzení

Při výpočtu vnitřních sil staticky neurčitých konstrukcí je nutno vyjít z pružné globální analýzy s výjimkou mimořádných kombinací zatížení a zvláštních mostů, kdy v případě dostatečné rotační kapacity (průřez tř. 1), je možno použít pružně-plastickou analýzu s možností redistribuce momentů. Při pevnostním posouzení se použije pružná, popřípadě plastická analýza podle zatřídění průřezů.

Mostní konstrukce se považuje za spolehlivou, vyhovuje-li její každý dílčí prvek relaci

$$E_d \leq R_d \qquad (9.2.1)$$

kde E_d je návrhová odezva prvku mostní konstrukce na zatížení

R_d je návrhová odolnost materiálu téhož prvku

Návrhové hodnoty účinků zatížení E_d resp. návrhové odolnosti R_d se stanoví z jejich tzv. normových hodnot (udávají je normy pro zatížení a navrhování) přenásobením součiniteli spolehlivosti zatížení γ_F (udávají normy pro zatížení [2]), respekt. dělením součinitele spolehlivosti materiálu γ_M (udávají normy pro navrhování [4]) Mezní stavy únosnosti

Dílčí součinitele γ_M , se berou pro různé charakteristické hodnoty únosnosti Některé z nich jsou dále uvedeny:

- únosnost průřezů kterékoliv třídy: γ_{M0}
- únosnost průřezů při posuzování stability prutů: γ_{M1}
- únosnost průřezů při porušení v tahu: γ_{M2}
- únosnost spojů: γ_{M2} , γ_{M2} (třecí spoje)

podrobněji viz EN 1993-1-8

POZNÁMKA Dílčí součinitele γ_{Mi} pro pozemní stavby je možné stanovit v národní příloze. EN 1993-1-1 se doporučují následující číselné hodnoty:

γ_{M0} = 1,00, γ_{M1} = 1,00, γ_{M2} = 1,25
Norma pro mosty EN 1993-2 pro doporučuje pro γ_{M1} = 1,10.
Dosud platná mostní norma ČSN 736205 uvádí tyto hodnoty
γ_{M0} = γ_{M1} = 1,15, γ_{M2} = 1,30. Tyto hodnoty jsou vyšší, než v EN, protože se u našich ocelí statisticky neprokázala oprávněnost hodnot v EN.
Podrobnější informace jsou v příslušných normách.

Tyto hodnoty podle dosavadních materiálových průzkumů nabyly v české republice potvrzeny. Proto se navrhují pro Národní přílohu ČSN hodnoty vyšší, tj. γ_{M0} = γ_{M1} = 1,10

Při výpočtu mezního stavu únosnosti je v EN 1993-2 [9.1] věnována mimořádná pozornost stabilitním problémům, včetně montážních stádií, přičemž se doporučuje používat teorii 2. řádu se zavedením vlivu imperfekcí a dynamických účinků větru.

Málocyklová a mnohocyklová únava

Ocelové mostní konstrukce jsou v průběhu svého života vystaveny účinkům namáhání, proměnném v čase. Tyto účinky způsobují dílčí poškození, které při naakumulování na určitou hodnotu mohou způsobit únavový lom a omezují tak životnost mostu. Podrobněji bude o únavě pojednáno v kap. 9.6.

Přírůstkové zhroucení

Při opakovaném namáhání nad mez kluzu dochází postupnému nárůstu plastických deformací. Pokud se tento nárůst nezastaví, může dojít k přírůstkovému zhroucení. Častěji dochází po několika cyklech ke zpomalování nárůstu plastických deformací až k jeho úplnému zastavení. Potom mluvíme o přizpůsobení konstrukce.

Křehký lom

Jedná se o velmi zákeřný druh lomu, nevarující předem nárůstem deformací. Může k němu dojít při kumulaci nepříznivých podmínek (nízká teplota, nevhodné křehkolomové vlastnosti materiálu, jako je

nevhodné chemické složení,nízká hodnota vrubové a lomové houževnatosti, výskyt geometrických a strukturálních vrubů). Složitý výpočet odolnosti vůči křehkému lomu zpravidla dovolují normy pro navrhování obejít tím, že předepisují pro určité materiály maximální tloušťku. Podrobněji bude o křehkém lomu pojednáno v kap. 9.1.

Stabilita polohy

Jde o bezpečnost proti nadzvednutí z ložisek, převržení atd. Porovnávají se extrémní účinky zatížení s minimálními stabilizujícími účinky od permanentního zatížení.

9.2.2 Mezní stav použitelnosti

Souvisí se spolehlivostí konstrukcí při běžném provozu. Omezují se účinky zatížení, které by provozu bránily, jako jsou pružné průhyby, posun natočení nad podporami, enormní kmitání atd. Důvody, omezující deformace jsou stavební, provozně technické, psychologické a estetické. Tyto účinky se počítají od provozního zatížení (γ_f =1). Mostní konstrukce musí být navrženy tak, aby minimalizovaly poškození všech jejích částí od nadměrných deformací, provozního a mimořádného zatížení, očekávaného v průběhu života konstrukce, musí být navržena s ohledem na korozi.

Pro mezní stav použitelnosti, jsou uvedeny v [9.1] specifické požadavky (zamezení praskání krycích vrstev vozovky, limitování štíhlosti plošných prvků konstrukcí s ohledem na možné „dýchání“ stěn a desek, navrhování detailů s ohledem na korozi, možnost údržby, atd). Pozornost je věnována výpočetním modelům, které by měly být založeny na lineárně elastické analýze. Při posuzování tlačených plošných prvků se vychází z koncepce kritických napětí. Nerespektuje se zvýšení kritického napětí o 20%, jak tomu bylo v naší dřívější normě. Na druhé straně se dovoluje překročit v interakční závislosti jedničku až o 10%. Velká pozornost je věnována estetickému a psychologickému působení mostu. Při výpočtu nadvýšení je třeba počítat s vlivem smykových deformací a prokluzu spojů (nýtů, těsných šroubů). Předepisuje se přitom počítat s prokluzem 0,2 mm ve spoji.

1. Druhy mezních stavů, mezní stavy definujte a popište.
2. Klasifikace průřezů - vysvětlete.

Slovník

základy navrhování	basis of design
spolehlivost	reliability
bezpečnost	safety
životnost	durability
použitelnost	serviceability
hospodárnost	ekonomy
mezní stav	limit state
mezní stav únosnosti (použitelnosti)	ultimate (serviceability) limit state

zatížení (stálé, nahodilé, mimořádné)	(permanent, variable, accidental) action
součinitel spolehlivosti zatížení	partial safety factor for loading
součinitel spolehlivosti materiálu	partial safety factor for material properte
návrhová pevnost	design resistence
teorie I.(II) řádu	first(second) erder theory

9.3 Osově namáhané pruty

9.3.1 Tažené pruty namáhané centrickým tahem

Pruty namáhané centrickým tahem se nejčastěji vyskytují jako části příhradových nosníků (tažený pás, diagonály a svislice) nebo jako táhla nosníků rámových a obloukových a závěsy obloukových mostů.

Při pevnostním výpočtu centricky tažených prutů obyčejně předpokládáme rovnoměrně rozdělené napětí po celém průřezu. Za tohoto předpokladu může mezní stav únosnosti nastat dosažením meze kluzu, popř. meze pevnosti anebo u prutů namáhaných proměnným zatížením, dosažením meze únavy. Bezpečnost prutu proti překročení mezního stavu únosnosti podle ENV je zabezpečená když:

$$N_{sd} \le N_{t,Rd} \tag{9.3.1}$$

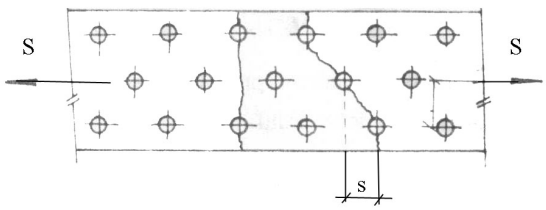
kde N_{sd} je návrhová hodnota tahové síly, $N_{t,Rd}$ je návrhová únosnost v tahu, která je menší z hodnot

- $N_{pl,\,Rd} = Af_y/\gamma_{MO}$ – plastická únosnost plného průřezu o ploše A (9.3.2)
- $N_{U,Rd} = 0{,}9\, A_{net} f_u/\,\gamma_{M2}$ – únosnost průřez oslabeného otvory A_{net}

Aby nebyl druhý výraz pro posouzení rozhodující, musí platit:

$$A_{net} / A \ge f_y / 0{,}9 f_u \cdot \gamma_{M2} / \gamma_{M0} \tag{9.3.3}$$

Při prutech oslabených otvory pro nýty a šrouby je Anet nejmenší plocha řezu přímého anebo lomeného podle obr. 9.3.1. Při prutech složeného průřezu se uvažuje nejúčinnější oslabení v každém průřezu zvlášť. V případě zalomeného příčného řezu se zmenšuje oslabená plocha o hodnotu s2t/(4p) pro každé vystřídání.



Obr. 9.3.1 Oslabení průřezu

9.3.2 Centricky tlačené pruty

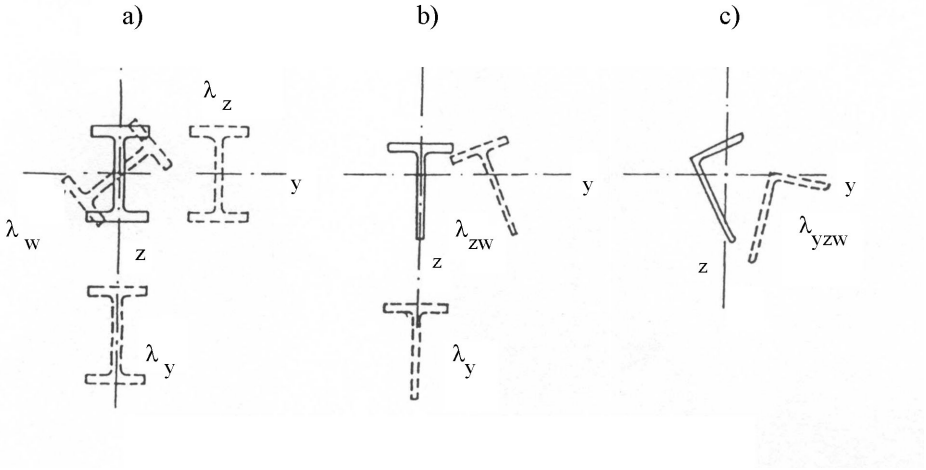
Vyskytují se u příhradových konstrukcí, sloupů atd.

U krátkých prutů s malými štíhlostmi ($\lambda<20$) dochází k prostému tlaku. Pro jejich navrhování platí zásady uvedené v předchozí kapitole. Při výpočtu oslabené plochy Anet se odčítají jen nevyplněné otvory. Otvory pro nýty a těsné šrouby se považují za vyplněné. Podle EN je možno oslabení otvory zanedbat, s výjimkou otvorů překročujících průměr a otvorů oválných.

Daleko častější je případ tzv. vzpěrného tlaku, ke kterému dochází v případě prutů větší štíhlosti. V důsledku vybočení prutů vzniká kromě tlakového napětí sekundární ohybové napětí, což zapříčiňuje snížení únosnosti. Základy teorie vzpěru byly osvětleny v předmětu Pružnost a pevnost. Znalost základních pojmů se tedy v dalším výkladu předpokládá.

9.3.2.1 Stabilitní problém vzpěru

Ideální prut, popřípadě prutová soustava, nezatížený výrobními nedokonalostmi ztratí únosnost náhlým vybočením při dosažení kritického zatížení. Toto vybočení může být v rovině (rovinný vzpěr) menší tuhosti, nebo v prostoru (prostorový vzpěr). K rovinnému vzpěru dochází u prutů symetrických, k prostorovému vzpěru převážně u nesymetrických prutů. Možné způsoby vybočení některých charakteristických průřezů jsou patrný z obr. 9.3.3.



Obr. 9.3.2 Způsob vybočení příslušné štíhlosti

Rovinný vzpěr

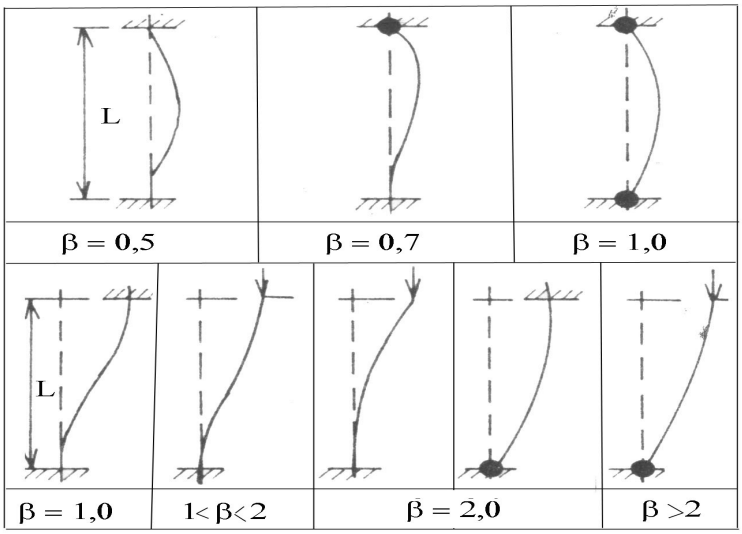
Možné tvary vybočení v závislosti na okrajových podmínkách jsou na obr. 9.3.2. Tvar vybočení při ztrátě stability (vlastní tvar) závisí na průběhu normálných sil a tuhostí po délce prutů, resp. prutové soustavy a na úložných podmínkách. Velikost kritického zatížení a vlastní tvary ztráty stability lze získat z podmínky rovnováhy na přetvořené prutové soustavě při vybočení (teorie II. řádu) vyjádřených zpravidla soustavou homogenních simultánních diferenciálních rovnic. Základní případ stability prutu, konstantního případu s konstantní osovou sílou kloubově vloženého na obou koncích v pružné oblasti řešil Euler. První vlastní tvar ztráty stability je v tomto případě sinusoida a kritická normálové síla pro směr vybočení kolmo k ose i kritické napětí je dána vztahem

$$N_{cr,i} = N_E = \frac{\pi^2 EI_i}{L_{cr,i}^2}, \sigma_{cr,i} = \sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda_i^2} \tag{9.3.4}$$

Kde I_i je moment setrvačnosti k ose i (i=y,z), E je modul pružnosti, L_{cr} je vzpěrná délka, která je rovna délce půlvlny sinusoidy na tvaru vybočení prutu. V případě základního Eulerova případu vzpěru je rovna délka prutu; $\lambda_i = \frac{L_{cr,i}}{i_i}$, i_i je poloměr setrvačnosti k ose i.

V pružně plastické resp. v plastické oblasti se kritická síla snižuje v důsledku plastifikace při vybočení, čímž se snižuje tuhost. To se zohledňuje redukcí modulu pružnosti. Podrobněji je o tom pojednáno např. v [9.4]. Při složitějších případech uložení a u prutových systémů je tvar vybočení daleko složitější. Přesto je možno základní tvar (9.4) použít, podaří-li se nám na tvaru vybočení najít inflexní body.Jejich vzdálenost je potom Lcr. Může se lišit od nominální délky prutu. Poměr kritické a nominální délky prutu nazýváme součinitel kritické délky β. Kritickou délku je pak možno vyjádřit vztahem:

$$L_{cr} = \beta L \tag{9.3.5}$$



Obr. 9.3.3 Tvary vybočení

Vzpěrné délky prutů prutových soustav:

Tlačený prut se zpravidla nikdy nevyskytuje izolovaný. Důsledkem je změna okrajových podmínek jednotlivých prutů proti základnímu případu a tím i změna vzpěrných délek proti základnímu případu prutu, kloubově uloženého na obou koncích.U soustav s neposuvnými styčníky je β vždy menší než 1. U soustav s posuvnými styčníky je β>1. Případy kloubového uložení konců, popř. vetknutí se vyskytuje v praxi málo. Ve většině případů jsou konce prutu v důsledku poddajnosti spojů a sousedních prutů pružně vetknuty. U příhradových konstrukcí předpoklad kloubového uložení prutů ve styčnících platí jen v omezené míře. Ve skutečnosti je zpravidla konstrukčním řešením styčníků zajištěno rámové spojení prutů.V normách pro navrhování bývají součinitele vzpěrných délek pro nejběžnější prutové soustavy uvedeny buď vzorci např. (ČSN) nebo grafy (EN). Některé z nich dále uvádíme.

Příhradové nosníky [9.5]:

Vzpěrná délka pásu příhradového nosníku se uvažuje:

a) pro vybočení v rovině nosníku – teoretická vzdálenost styčníků;

b) pro vybočení z roviny nosníku – vzdálenost bodů pásu zajištěných proti vybočení z roviny nosníku.

Vzpěrná délka výplňových prutů příhradových nosníků se v běžných případech uvažuje

- pro vybočení v rovině nosníku rovná vzdálenost těžišť připojení výplňového prutu ($L_{cr,y} \cong 0{,}85L$)
- pro vybočení z roviny nosníku rovná teoretické vzdálenosti styčníků.

Při určování vzpěrných délek lze využít přebytku únosnosti sousedních prutů a to:

- v ohybu k redukci vzpěrné délky pro vybočení v rovině nosníku,
- v kroucení k redukci vzpěrné délky pro vybočení z roviny nosníku.

Vzpěrná délka tak může být snížená až na polovinu délky, mají-li sousední pruty oproti posuzovanému prutu velkou tuhost v ohybu resp. kroucení, nebo jde-li o jistý stupeň vetknutí. Například pro výplňový prut tvořící současně svislici příčného rámu (u příhradových mostů), lze uvažovat vzpěrnou délku pro vybočení z roviny hlavního nosníku

L_{cr}=0,8L

jsou-li horní styčníky rámu kloubové nebo

L_{cr}=0,7l

jsou-li horní styčníky rámu tuhé, kde L je teoretická délka svislice.

Norma dále předepisuje vztahy pro vzpěrné délky zkřížených prutů, nárožníků příhradových stožáru a věží, rámových stojek a sloupů s náhlou změnou průřezu.

Prostorový vzpěr

Při prostorovém vzpěru dochází ke ztrátě stability nakroucením průřezu. K tomu může dojít u symetrického průřezu tehdy, je-li bráněno vybočení. Volné příruby proto vybočí každá na opačnou stranu (obr. 9.3.2a).

Kritická síla pro tento tvar vybočení, odvozená z podmínky rovnováhy podle teorie II. řádu při kroucení má tvar pro prut kloubově v kroucení vloženy

$$N_{cr,w} = \frac{1}{i_p^2}\left[\frac{\pi^2 E I_w}{L_{cr,w}^2} + G I_t\right] \tag{9.3.6}$$

kde i_p je polární poloměr setrvačnosti, I_w, I_t jsou výsečový moment setrvačnosti a moment setrvačnosti v prostoru kroucení, $L_{cr,w}$ je vzpěrná délka při nakroucení.

Daleko častější je kombinovaný vzpěr, kdy dochází ke ztrátě stability vybočením a nakroucení podle obr. 9.32 b, c .K tomu dochází u nesymetrických průřezů.

Vztahy pro kritickou sílu jsou v tomto případě složitější a dostaneme je řešením simultánní soustavy diferenciálních rovnic rovnováhy pro ohyb a kroucení [9.6] a jsou funkcí kritických sil při rovinném i prostorovém vzpěru.

Štíhlost při ztrátě stability nakroucením je dána vztahem:

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{I_p}{I_w / L_{cr,w}^2 + I_t / 25}} \tag{9.3.7}$$

kde I_p je polární moment setrvačnosti

štíhlost při kombinovaném vzpěru je funkcí λ_Z, λ_w

$$\lambda_{wz} = f(\lambda_w, \lambda_z)$$

Podrobnosti jsou v ČSN 73 1401.

9.3.2.2 Pevnostní problém vzpěru

Eulerova koncepce kritických napětí (sil), zakládající se na předpokladu ideálního prutu, nevystihuje skutečné chování konstrukčního prvku. Ukázalo se, že únosnost prutů je podstatně (negativně) ovlivněna strukturálními a geometrickými imperfekcemi.

Mezi strukturální imperfekce patří především nestejná velikost meze kluzu po ploše příčného řezu a vnitřní pnutí, vznikající v průřezu při válcování a svařování. Odchylky geometrické zapříčiňuje křivost prutů a excentricity v uložení vznikající při zabudování do konstrukce.

Těžkosti a z toho vyplývající nejednotnost při stanovení jejich vlivu vyplývají z toho, že jde o veličiny náhodně proměnné.

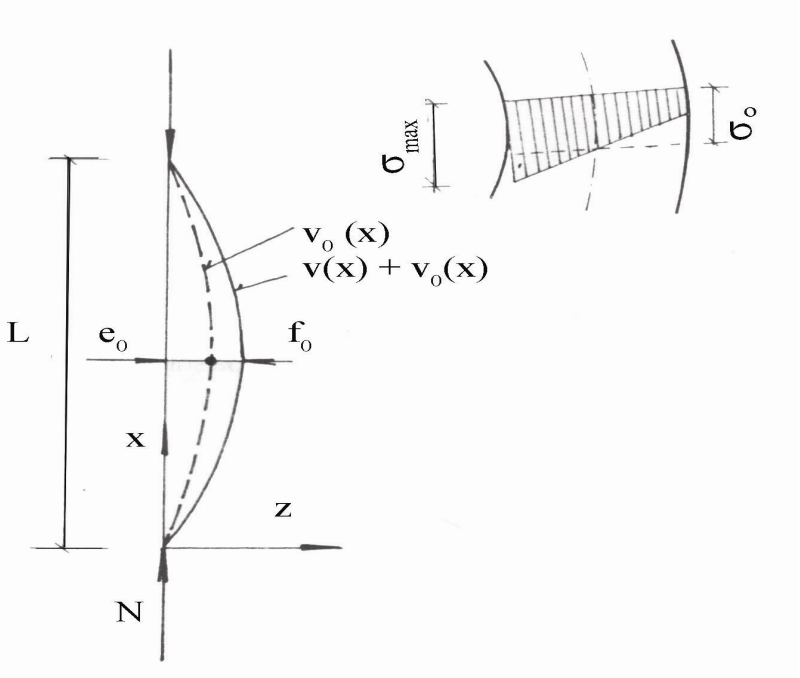
V současné době se tedy vychází při stanovení únosnosti z jednoduchých matematických modelů, kalibrovaných na základě experimentů.

Vliv počátečního zakřivení

Teoretické modely vycházejí většinou z prutu s počátečním zakřivením.

Teorie byla poprvé odvozena Ayrtonem a Perrym (1886). Tato teorie se později stala základem normativních postupů.

Vyšetřujeme prut kloubově uložený na obou koncích s počátečním zakřivením v_0 (obr. 9.3.4).



Obr. 9.3.4 Vzpěr počátečně zakřiveného prutu

Podmínka rovnováhy na přetvořeném prutu při normálné síle N a průhybu v, je vyjádřená diferenciální rovnicí.

$EIv^{IV}+N.v^{II}=-N.v_0^{II}$ (9.3.8)

Pro homogenní okrajové podmínky a zakřivení v prvním vlastním tvaru

$$v_0 = e_0 \sin\frac{\pi_x}{L}$$

Dosazením do (9.3.8) dostaneme

$$f_0 = e_0 \frac{N}{N_E - N}$$

kde N_E je Eulerova kritická síla podle (9.3.4).

Ve smyslu teorie II. řádu vzniká sekundární moment s maximální hodnotou

$$M_{\max} = N(e_0 + f_0) = N_{e0}\frac{N_E}{N_E - N} = N_{e0}\frac{1}{1-\frac{\sigma_0}{\sigma_E}}$$

kde $\sigma_0 = N / A, \sigma_E$ je Eulerovo kritické napětí

Mezní stav je definován dosažením meze kluzu v krajních vláknech tj.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M_{\max}}{W} = \overline{\sigma_0}\left(1 + \eta\frac{1}{1-\frac{\overline{\sigma_0}}{\sigma_E}}\right) = f_y \qquad (9.3.9)$$

kde $\eta = e_0\frac{A}{W} = \frac{e_0}{j}$ (Perryho faktor) (9.3.10)

Vzpěrná pevnost $\overline{\sigma_0}$ se pak definuje jako osové napětí σ_0 počátečně zakřiveného prutu, při kterém v místě nejvíce namáhaném je dosaženo fy.

Definujme součinitel vzpěrnosti χ vztahem

$$\chi = \frac{\overline{\sigma_0}}{f_y} \qquad (9.3.11)$$

a poměrnou štíhlost

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_E}} = \frac{\lambda}{\lambda_1}$$

Zde λ_1 je štíhlostní poměr, při kterém je $\sigma_E = f_y$

$$\lambda_1 = \pi\left(E / f_y\right)^{1/2} = 93{,}9(235/f_y)^{1/2} = 93{,}9\varepsilon$$

Dosazením těchto vztahů do (9.8.9) dostaneme po úpravách kvadratickou rovnici pro χ.

Jejím řešením dostaneme:

$$\chi = 1/\left[\phi + \left(\phi^2 - \overline{\lambda}^2\right)^{1/2}\right]$$

$$kde \phi = 1/2\left(1 + \eta + \overline{\lambda}^2\right) \qquad (9.3.12)$$

Smíšené imperfekce

Skutečné pruty mají jak geometrické tak i strukturální imperfekce, které mají náhodně proměnný charakter. Skutečné chování prutu můžeme proto jen stěží vystihnout výpočtem. S dostatečnou přesností můžeme výpočtem vystihnout chování prutů již vyrobených, u kterých si můžeme výrobní nedokonalosti odměřit. I to však naráží na značné potíže, hlavně při experimentálním zjišťování vnitřního pnutí. Pro návrh průřezu, kdy ještě imperfekce nejsou známy, se musíme uchýlit ke značné míře zevšeobecnění. Pokud zjišťujeme křivky únosnosti experimentem, je třeba užít soubory značných četností a použít matematické statistiky a pravděpodobnosti.

Vzpěrná únosnost se potom určí s jistou předem stanovenou pravděpodobnostní zárukou příznivějších výsledků. V BS 5 400 a BS 5 950 jakož i v ENV je to 97,7 %.

Grandiosní experimentální výzkum byl zorganizován 8. komisí (Případy stability) Evropské konvence CECM, doplněný simulací na číslicových počítačích. Cílem výzkumu bylo odstranit nejednotnost v evropských normách. Jeho výsledky se potom staly základem EC3 (EN). Vzorky byly vybrány tak, aby reprezentovaly skutečný sortiment s těmi imperfekcemi, které se ve standardní výrobě vyskytují. Velká pozornost byla věnována simulaci okrajových podmínek při experimentech.

Při analýze experimentálních výsledků bylo zjištěno, že křivky vzpěrné pevnosti, získané experimentem je možno s dostatečnou přesností vyjádřit vzorci (9.12), vyplývajícími z výpočtového modelu počátečně zakřiveného prutu se zobecněným tvarem Perryho faktoru (9.3.10), který je možno vyjádřit polynomickou závislostí na štíhlosti $\overline{\lambda}$. Pro EN byl z tohoto polynomu vybrán lineární člen. S uvážením příznivého vlivu zpevnění materiálu v oblasti malých štíhlostí je v EN pro vztah

$$\eta = \alpha\left(\overline{\lambda} - 0{,}2\right) \qquad (9.3.13)$$

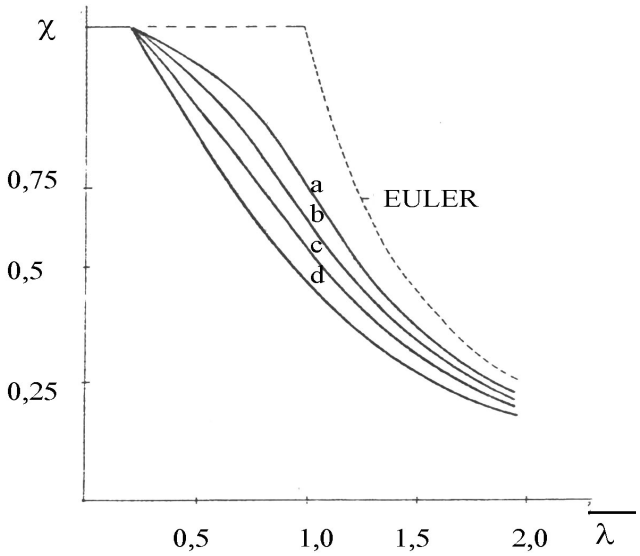
kde α je součinitel imperfekce (imperfection factor).

Protože nebylo dosaženo testu shody u souborů vytvořených náhodným výběrem prvků bez ohledu na tvar průřezu, bylo nutno přikročit k zavedení diferencovaných křivek vzpěrné únosnosti podle typu příčných řezů a směrů vybočení, křivky jsou převzaty z [3].

Tab. 9.3.1 Součinitel imperfekce

Křivka vzpěrné pevnosti	a_0	a	b	c	d
Součinitel imperfekce	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Křivky vzpěrné pevnosti v závislosti na poměrné štíhlosti jsou na obr. (9.3.5).

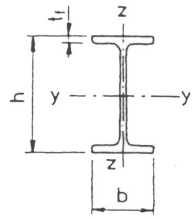
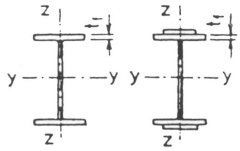
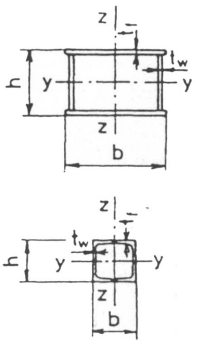


Obr. 9.3.5 Křivky vzpěrné pevnosti podle EN

V normách pro navrhování jsou součinitele vzpěru tabelizovány. Z obr. je patrné, že vliv imperfekcí se nejvíce projeví v okolí $\overline{\lambda} = 1$, kdy $\sigma_E = f_y$.

Přiřazení konkrétních průřezů k jednotlivým křivkám vzpěrné únosnosti je v ČSN ve zvláštní tabulce (tab. 9.3.2). U válcovaných nosníků I závisí únosnost na poměru výšky k šířce h/b a na směru vybočení. Pro nosníky s užšími pásnicemi (h/b >12) je tlakové vnitřní pnutí na volném okraji relativně nižší, než u nosníku se širokými pásnicemi. Pro vybočení ve směru větší tuhosti průřezu patří do skupiny a zatím co široké nosníky patří do skupiny b. Pro směr vybočení kolmý na stojinu se nosníky s úzkými pásnicemi řídí podle křivky b, se širokými pásnicemi podle křivky c. Menší únosnost pro směr vybočení ve směru menší ohybové tuhosti nosníku je způsobeno úbytkem ohybové tuhosti po zplastizování okrajů. Podobná situace je i u svařovaných I nosníků, kde ovšem v důsledku většího vnitřního pnutí od svařování je únosnost nižší (nižší zařazení). Projevuje se i tloušťka pásnice. Pro větší tloušťky ($bf<40t_f$) je únosnost nižší.

Tab. 9.3.2 Přiřazení křivek vzpěrné pevnosti k průřezům

Průřez	Meze		Vybočení kolmo k ose	Křivka vzpěrné pevnosti
Válcované I průřezy 	$h / b > 1{,}2$	$t_f \leq 40$ mm	y - y z - z	a b
		$t_f > 40$ mm < 100 mm	y - y z - z	b c
	$h / b \leq 1{,}2$	$t_f \leq 100$ mm	y - y z - z	b c
		$t_f > 100$ mm	y - y z - z	d d
Svařované I průřezy 	$t_f \leq 40$ mm		y - y z - z	b c
	$t_f > 40$ mm		y - y z - z	c d
Svařované truhlíkové průřezy 	všechny, kromě následujících výjimek		libovolné	b
	jsou-li svary velké ($a \geq t$) a platí-li: $b / t_f < 30$		y - y	c
	jsou-li svary velké ($a \geq t$) a platí-li: $h / t_w < 30$		z - z	c
Duté průřezy	válcované za tepla:		libovolné	a
	tvarované za studena: - s použitím f_{yb} - s použitím f_{ya}		libovolné libovolné	b c
U, L, T profily a plné průřezy			libovolné	c

Vzhledem k tomu, že jsou dnes vyvinuty programy pro výpočet konstrukcí podle teorie II. řádu (se zahrnutím geometrických imperfekcí), je v EN ještě dána možnost použít ekvivalentní počáteční amplitudy počátečního zakřivení $e_{0,d}$.

Jeho hodnota plyne porovnáním vztahů (9.3.10) a (9.3.13).

$$\eta = e_{0,k} \cdot A / W_{ef} = \alpha\left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) \tag{9.3.14}$$

Z toho

$$e_{o,k} = \alpha\left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) \cdot W_{ef} / A = \alpha\left(\bar{\lambda} - 0{,}2\right) \frac{M_{Rk}}{N_{pl,k}}$$

Zde M_{Rk} a $N_{pl,k}$ jsou charakteristické hodnoty momentu únosnosti a plastické normálové síly při $\overline{\lambda} \geq 0{,}2$

Pro návrhovou hodnotu imperfekce pro výpočet podle teorie II. řádu platí:

$$e_{0,d} = e_{0,k} \cdot \frac{1 - \chi \cdot \chi^{\overline{\lambda}^2} \frac{1}{\gamma_{M1}}}{1 - \chi^{\overline{\lambda}^2}} \qquad (9.3.14\text{ a})$$

Pokud se použije programů založených na pružně plastickém výpočtu, je nutno jako vstupní hodnoty dosazovat jak geometrické tak i strukturální imperfekce. Na základě Schulzových a Beerových prací je doporučeno uvažovat hodnotu $e_{0,e}$=L/1000 a doporučené strukturální imperfekce, uvedené v EN v příloze.

V EN 1993-1-1 kap.5 se připouští použít ekvivalentní geometrické imperfekce pole tabulky

Tab.9.3.3 Návrhové hodnoty imperfekcí ve tvaru počátečního zakřivení e_0 / L

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

Vzpěrná únosnost

Výpočtová vzpěrná únosnost tlačeného prutu je

$$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_M \qquad (9.3.15)$$

kde χ je součinitel vzpěrnosti (redukční součinitel)

β_A =1 pro průřezy třídy 1,2,3

=A_{elf}/A pro průřezy třídy 4

γ_M = součinitel spolehlivosti materiálu

Součinitel β_A vyjadřuje vliv lokálního boulení stěn tvořících příčný řez.

Konstrukční řešení prutových konstrukcí

Konstrukční řešení musí být pokud možno ve shodě s výpočtovým modelem. Pokud to nelze docílit, musí tato skutečnost být zohledněna ve výpočtu.

Z toho vyplývá:

- Těžištní osy jednotlivých prutů prutové soustavy se mají protínat ve styčnících.

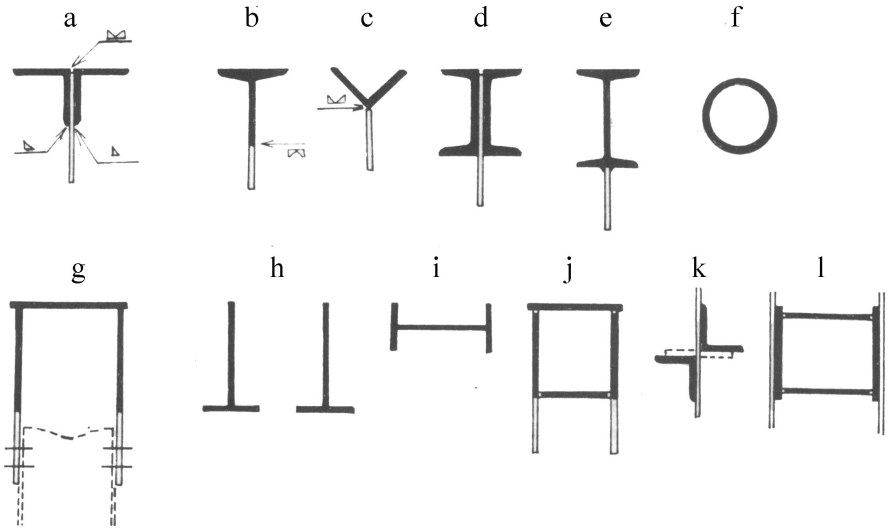
- Těžištní osy jednotlivých prutů se mají ztotožnit s těžištními osami soustavy. Současně to platí i o těžištích jejich styků a přípojů. V některých případech se připouští zanedbání vlivu excentricity jako např. u prutů proměnného průřezu, působí-li síla ve zprůměrované střednici prutu, v pásech ztužidla, jehož rovina neprochází osou pásu apod.
- Styčníky příhradových nosníků se zpravidla považují za kloubové. U novějších konstrukcí s tuhými pruty a velkými styčníkovými plechy vznikají značná přídatná napětí od ohybu v důsledku rámového působení konstrukce. Prokazují-li se tato přídatná napětí ve statickém výpočtu, připouští naše norma [9.5] zvýšení návrhové pevnosti až o 20% vzhledem k přeskupení napětí, ke kterému vždy dochází v místech lokálních špiček napětí.

Tvar průřezu prutu je závislý na funkci prutu v nosníku, velikosti a způsobu namáhání, účelu a podmínkách působení konstrukce. Zásadně se všechny pruty navrhují z tuhých průřezů. Používání plochých ocelí se v nových konstrukcích nepřipouští.

Při navrhování pásových prutů je nutno pamatovat na to, že jsou to pruty průběžné. Při lehkých nosnících je prut obyčejně na celou délku pásu konstantní. V případě zesílení musí tvar průřezu umožnit, aby se mohla co nejlépe shodovat ve všech polích pásu těžišťová a geometrická osa pásu.

Průřezy horního a dolního pásu mají zpravidla kvůli jednotnosti připojení podobný tvar.

Některé tvary příčných řezů obvykle používaných jsou na obr. 9.3.4



Obr. 9.3.6 Průřezy prutů příhradových konstrukcí

U mostních konstrukcí se často navrhují též otevřené dvoustěnné průřezy podle obr. 9.3.6 g,h. Umožňují navrhnout pásové, ale hlavně mezipásové pruty dostatečně tuhé ve směru kolmém na rovinu nosníku, snadnější připojení mezipásových prutů na pásy a u svařovaných nosníků umožňují vyhnout se použití příliš tlustých průřezů. Tuhost těchto otevřených průřezů v kroucení je možno zvýšit spojením volných okrajů svislých stěn spojovacími plechy nebo příhradovinou. Použijí-li se stejné průřezy v obrácené poloze i pro spodní pás, je potřebné vytvořit v nich dostatečně velké otvory pro odvod vody. Stálost průřezu je potřebné zajistit diafragmaty a to jak v tlačeném, tak i v tahaném páse.

Tvar mezipásových prutů je do značné míry ovlivněn pásovými pruty. Na středně těžké a těžké nosníky se používají tvary podle obr. 9.3.6 f, i, l.

Konstrukce styčníků

U styčníků se spojují pruty příhradové konstrukce obyčejně tak, že jeden z prutů je průběžný a ostatní jsou k němu připojené zpravidla pomocí styčníkového plechu. Ve styčníku dochází k vyrovnání dost velikých soustředěných sil působících z různých směrů, takže tu vzniká složený stav napjatosti s velmi nerovnoměrně rozděleným napětím. To vyžaduje, aby rozměry styčníkových plechů byly přiměřeně velké.

Obrysové rozměry styčníkových plechů se obyčejně stanoví tak, že se v dostatečném měřítku vynesou obrysy všech prutů, vycházejících ze styčníku. Připojované pruty se ukončí kolmým, popř. jiným lehce zhotovitelným řezem tak, aby byla mezi nimi mezera aspoň 5 mm s ohledem na možné odchylky délek. Ve směru osy každého prutu se nanese délka potřebná na umístění spojovacích prostředků. Potom se určí obrys styčníkového plechu tak, aby se jeho tvar dal zhotovit s co nejmenším počtem řezů s minimálním odpadem. Tomu vyhovuje obdélník nebo lichoběžník. U mostních konstrukcí jsou styčníkové plechy konstruované tak, aby minimalizovaly vruby s ohledem na únavu.

Tloušťka styčníkového plechu vychází z požadavků pevnostních i konstrukčních. Orientační hodnoty, vycházející z pevnostních hledisek jsou v následující tabulce.

Tab. 9.3.4 Tloušťka styčníkových plechů

Max.síla v prutech v kN	do 200	200-300	nad 350
Tloušťka plechu v mm	6-8	8-10	12

Takto určené rozměry se posoudí na pevnost. V běžných případech se uspokojíme s přibližným výpočtem, který spočívá v tom, že kritický řez přímý anebo lomený posoudíme na napětí normálné, případně smykové, jakoby šlo o prut, namáhaný excentrickou silou. Protože únosnost plechů je vyčerpána jejich vlastní napjatostí, nesmí se počítat s tím, že by styčníkový plech nahradil přerušený pásový prut.

Připojení styčníkového plechu na průběžný prut se dimenzuje na výslednici sil v připojovaných prutech. Když se připojují mezipásové pruty na pás, jejich výslednice se rovná rozdílu osových sil v přilehlých částech pásu.

Detaily příhradových konstrukcí mostních konstrukcí jsou v kap. 9.10.

?

1. Kdy je zabezpečena bezpečnost prutu proti překročení mezního stavu únosnosti podle ENV ?
2. Vysvětlete stabilitní problém vzpěru centricky tlačeného prutu, na příkladu rovinného vzpěru popište pojem kritické síly, součinitele vzpěrné délky, součinitele vzpěru.
3. V případě pevnostního posouzení vzpěru vysvětlete význam počátečního zakřivení prutu.
4. Co to jsou křivky vzpěrné pevnosti ?
5. Uveďte vztah pro výpočte vzpěrné únosnosti prutu a vztah popište.

Slovník

tažený prut	tension member
tlačený prut	compression member
osový tlak	axial compression
vzpěrný tlak	buckling resistance of members
pruty s konstantním průřezem a konstantní osovou silou	uniform members
pruty s nekonstantní osovou silou a nekonstantním průřezem	non-uniform members
vzpěrná délka	buckling length
vzpěrnostní součinitele	reduction factor for buckling
rovinný (prostorový) [kombinovaný]	flexural (torsional) [flexural-torsional] buckling
štíhlostní poměr	slenderness ratio
křivka vzpěrné pevnosti	buckling curve
imperfekce	imperfection
počáteční průhyb	initial bow (initial out-of-straightness)
tvar vybočení	buckled shape (buckling mode)
kritická síla (napětí)	critical load (strength)

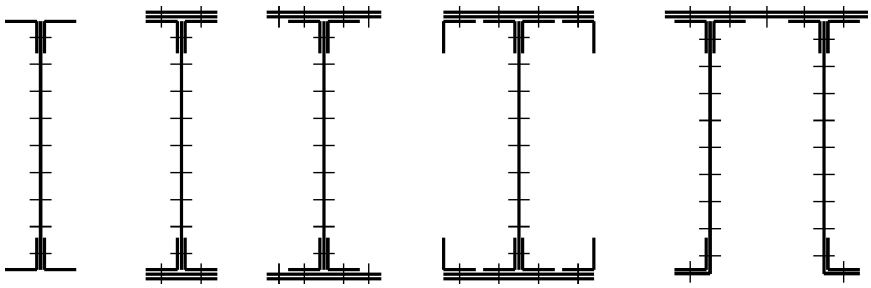
9.4 Nosníky

Nosníkem obecně nazýváme prut s dominantním vlivem příčného zatížení vyvozujícím ohybové namáhání. Nosníky zabudované do stavebních konstrukcí však bývají namáhány zpravidla kombinací různých zatížení vyvolávajících poměrně složitou odezvu, například v podobě ohybu a kroucení nebo ohybu a tlaku apod. Z ekonomického hlediska je nejvýhodnějším profilem nosníku takový profil, který má hmotu soustředěnou co nejdéle od těžištní osy. Toto kritérium splňují plnostěnné nosníky tvaru I a to jak válcované, tak zejména svařované, příp. u starých konstrukcí nýtované.

9.4.1 Průřezy nosníků

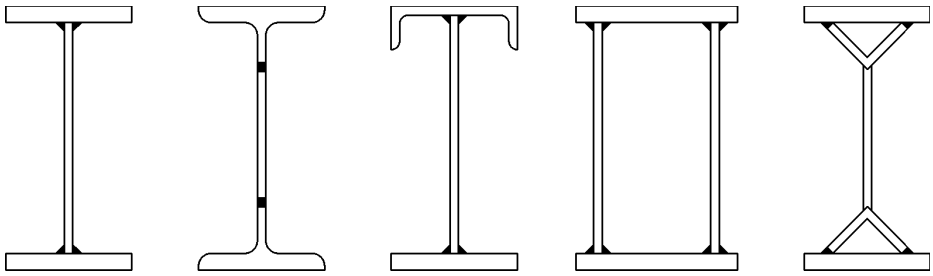
Pro nosník menších rozpětí se uplatňují válcované nosníky.

Nýtované nosníky představují starší typ nosníků, které se již nevyrábí. S nýtovanými nosníky se setkáme při rekonstrukcích starých objektů, zejména starých nýtovaných mostů. Jak uvádí obr. 9.4.1 pásy jsou tvořeny i několika pásnicemi vzájemně sepnutými pásovými nýty. Tím se snadno může průřez nýtovaného nosníku přizpůsobit průběhu ohybových momentů.



Obr. 9.4.1 Příčné řezy nýtovaných nosníků

Svařované nosníky doplňují sortiment válcovaných nosníků zejména pro větší výskyt, což souvisí s rozpětím prvku. Některé typy příčných řezů svařovaných nosníků jsou na obr. 9.4.2



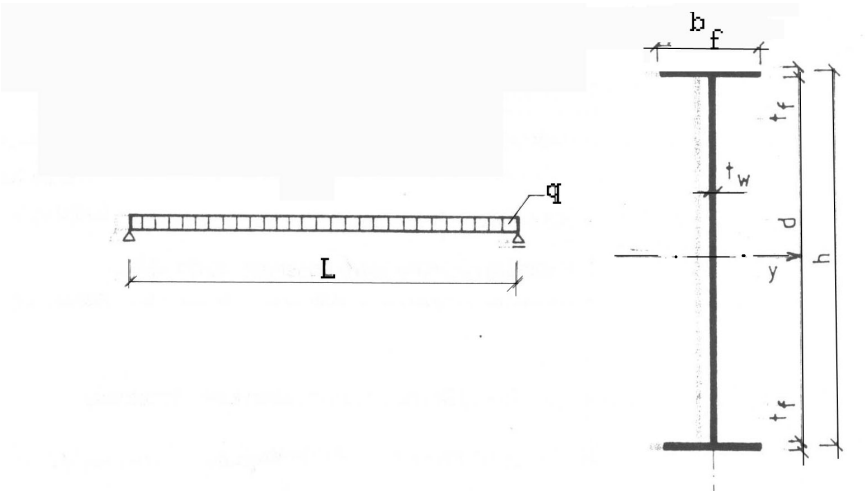
Obr. 9.4.2 Příčné řezy svařovaných nosníků

Základní typ svařovaného nosníku je tvořený stěnou a dvěma pásnicemi. Vzájemné spojení těchto tří prvků zajišťují tzv. krční svary v podobě koutových nebo tupých svarů.

V závislosti na způsobu namáhání se volí buď dvojose symetrický profil nebo je-li jeden z pásů více namáhaný, volí se průřez nesouměrný. Komorový průřez nosníku se užívá v případech vyžadujících velkou prostorovou tuhost a uplatňuje se zejména u mostních konstrukcí.

9.4.2 Návrh rozměrů příčného řezu nosníků

Charakteristické rozměry svařovaných I nosníků se volí tak, aby splňovaly podmínky I. i II. mezního stavu a aby přitom minimalizovaly hmotnost.



Obr. 9.4.3 Označení charakteristických rozměrů plnostěnného svařovaného nosníku

Zpravidla pro předběžný návrh volíme výšku nosníku jako jistý zlomek rozpětí. Ten závisí v mostních konstrukcí na statickém systému (u prostých nosníků vycházejí vyšší než u spojitých) a na zatížení (u drážních mostů vyšší než u pozemních komunikací) Podrobnosti jsou v kap. 9.8.

Z hlediska hospodárnosti je vhodné, pokud je to možné, navrhnout optimální výšku nosníků.

Je-li rozhodující pro návrh I. mezní stav, je optimální výšku zjednodušeně možno navrhnout z podmínky, aby plocha průřezu, tedy i hmotnost, byla minimální. Protože průřezová plocha A i modul průřezu W jsou funkcí výšky h, vychází z podmínku minima plochy optimální výška ve tvaru

$$h_{opt,\sigma} = 1{,}15\left(W_y \lambda_w\right)^{1/3} \qquad (9.4.1a)$$

kde $\lambda_w = h / t_w = d / t_w$

Potřebný průřezový modul W_y získáme z předpokladu, že je dosaženo mezního stavu únosnosti vyjádřeného vztahem (9.4.4) $W_y = M_{Cd}/f_{yd}$. Přitom platí přibližně $h \cdot t_w = A/2$ tj. plocha stěny má tvořit přibližně polovinu plochy celého průřezu.

Je-li pro návrh rozhodující II. mezní stav, je možno odvodit podobný vztah pro optimální výšku

$$h_{opt,\delta} = \left(6 I_y \lambda_w\right)^{1/4} \qquad (9.4.1b)$$

Uvedené vztahy jsou jen orientační, protože skutečná optimalizace průřezu závisí i na celé řadě parametrů, které při odvození těchto vztahů byly zanedbány. Dnes existují daleko přesnější způsoby optimalizace, využívající výpočetní techniky.

Pro tloušťku stěny platí přibližně:

$$t_w = 7 + 0{,}003h \ \text{(mm)}$$

Optimální rozměry pásnic musí respektovat kritérium jejich optimální štíhlosti dané v rozsahu

$b_f / t_f \in (10-20)$

Zejména horní hranici štíhlosti pásnic je třeba dodržet s ohledem na nebezpečí vzniku stříškovitosti pásnic.

Potřebné průřezové plochy pásnic získáme z požadavku bezpečnosti a použitelnosti.

9.4.3 Pevnostní posouzení nosníků

V nosníku namáhaném příčným zatížením vznikají momenty a posouvající síly, popřípadě normálové síly. Nosník musí vyhovět pro extrémní hodnoty těchto vnitřních sil a pro jejich kombinace. Posouzení ohýbaného prutu zabezpečeného proti ztrátě stability tvaru se realizuje porovnáním napětí od extrémních účinků zatížení s návrhovou únosností, popřípadě porovnáním návrhových vnitřních sil od zatížení s jejich mezními hodnotami.

Pokud působí jen normálové napětí, musí pro pružnostní analýzu platit

$$\sigma_{Ed} \leq (f_y / \gamma_{M0} = f_{yd}) \tag{9.4.2}$$

V pojetí evropské normy EN 1993-1-1 se uvádí posouzení v podobě vnitřních sil.

Posouzení v případě malé smykové síly $(V_{sd} \leq 0{,}5V_{pl,Rd})$ má tvar

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \tag{9.4.3}$$

kde M_{Ed} je návrhová hodnota ohybového momentu

$M_{c,Rd}$ je návrhový moment v nosnosti pro který platí

$$M_{c,Rd} = W_i f_{yd} \tag{9.4.4}$$

kde W_i je průřezový modul nosníku

Za index i se dosazuje el v případě pružnostní analýzy pro průřezy tř. 3, eff u průřezu třídy 4, kde dochází ke snížení průřezového modulu vlivem lokálního boulení stěny, pl u průřezů 1 a 2, jejichž únosnost se stanoví podle plasticitní analýzy.

Díry pro spojovací prostředky v tažené pásnici je možné zanedbat, jestliže pro taženou pásnici je splněna podmínka:

$$\frac{A_{f,net}\, 0{,}9\, f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f\ f_y}{\gamma_{M0}} \tag{9.4.5}$$

kde A_f je plocha tažené pásnice

Posudek s vnitřními silami je zvlášť vhodný pro plasticitní analýzu.

Účinky smykového ochabnutí a účinky lokálního boulení se musí vyjádřit pomocí účinné šířky podle EN 1993-1-5. Účinky smykového boulení se rovněž musí uvažovat podle EN 1993-1-5.

Ve většině případů jsou nosníky namáhány kromě ohybových momentů dalšími vnitřními silami, tj. posouvající silou a normálovými silami. Jejich vliv neúnosnost zohledníme následovně:

Pro všechny třídy průřezu je možné použít konzervativní lineární sumaci všech složek výslednice napětí. Pro průřezy třídy 1, 2 nebo 3, namáhané kombinací N_{Ed}, $M_{y,Ed}$ a $M_{z,Ed}$ je možné v tomto případě použít následující vztah:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \qquad (9.4.6)$$

kde N_{Rd}, $M_{y,Rd}$ a $M_{z,Rd}$ jsou návrhové hodnoty únosnosti, určené v závislosti na klasifikaci průřezu, včetně jejich redukce v důsledku účinků smyku.

Vliv smykové síly zohledníme tak, že v případě, že je menší než polovina plastické smykové únosnosti, je možné její účinek na únosnost v ohybu zanedbat, kromě případů, kdy smykové boulení snižuje únosnost průřezu, viz EN 1993-1-5.

Jinak se redukovaná únosnost v ohybu musí stanovit jako návrhová únosnost průřezu, vypočtená s použitím redukované meze kluzu

$(1 - \rho) f_y$

pro smykovou plochu

kde $\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$ (9.4.7)

Ve vztazích (9.4.6) a (9.4.7) značí:

V_{Ed} je navrhovaná hodnota smykové (příčné) síly

$V_{pl,Rd}$ je výpočtová plastická smyková únosnost průřezu

Stěna plnostěnného nosníku musí být posouzena v místě extrémní posouvací síly i na smyk podle vztahu:

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} \leq 1 \qquad (9.4.8)$$

kde V_{Ed} je posouvající síla od návrhového zatížení

$V_{c,Rd}$ je návrhová únosnost ve smyku daná vztahem

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(f_y / \sqrt{3} \right)}{\gamma_{M1}} \tag{9.4.9}$$

Při pružnostní analýze často vykazujeme bezpečnost pomocí napětí. Potom musí platit

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \left(\sqrt{3} \gamma_{M1} \right)} \leq 1{,}0 \tag{9.4.10}$$

kde $\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{It}$

kde

S je statický moment části průřezu nad posuzovaným místem¨

I je moment setrvačnosti k těžištní ose

t je tloušťka stěny ve vyšetřovaném bodě.

Je-li v tomto místě i normálové napětí σ, posouzení se provede s využitím HMH kritéria.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right) + 3 \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y / \gamma_{M0}} \right)^2 \leq 1 \tag{9.4.11}$$

kde $\sigma_{x,Ed}$ je návrhová hodnota místního podélného napětí v uvažovaném bodu

$\sigma_{x,Ed}$ návrhová hodnota místního příčného napětí v uvažovaném bodu

τ_{Ed} návrhová hodnota místního smykového napětí v uvažovaném bodu

Je-li nosník namáhán bi-axiálními momenty $M_{y,Ed}$, $M_{Z,Ed}$ a **normálovou silou N_{Ed}** musí platit u kompaktních průřezů počítaných elastickou analýzou třídy 3 nebo 4 při absenci smykové síly již dříve uvedený vztah (9.4.2) kde σ_{Ed} je maximální normálové napětí od ohybu a normálové síly, počítaná na efektivním průřezu.

V případě, že smyková síla není zanedbatelná, použije se HMH kritéria.

Pro třídu 1 a 2 je možno vliv normálové síly zanedbat pokud platí

$$N_{Ed} \leq 0{,}25 N_{pl,Rd} \text{ a } N_{Ed} \geq \frac{0{,}5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \tag{9.4.12}$$

Pro dvojose symetrické I a H průřezy není nutné počítat s účinkem osové síly na plastický moment únosnosti při ohybu okolo osy z-z, je splněna podmínka:

$$N_{Ed} \le \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

V případě , že shora uvedené vztahy neplatí, redukuje se moment únosnosti pro I nebo H průřezy podle vztahu

$$M_{N,y,Ra} = M_{pl,Rd}\left(1-n\right)/\left(1-0{,}5a\right) \text{ ale } M_{N,y,Rd} \le M_{pl,y,Rd} \qquad (9.4.13)$$

pro

$$n < a : N_{N,Z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$$

$$n > a : M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}\left[1-\left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right]$$

kde

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = \left(A - 2bt_f\right)/ A \qquad \text{ale} \qquad a \le 0{,}5$$

Posouzení se provede podle vztahu

$$M_{Ed} \le M_{N,Rd} \qquad (9.4.14)$$

kde $M_{N,Rd}$ je návrhový plastický moment únosnosti, redukovaný v důsledku osové síly N_{Ed}.

Pro bi-axiální moment musí platit

$$\left[\frac{M_{y,Rd}}{M_{N,y,Rd}}\right]^{\alpha} + \left[\frac{M_{z,Rd}}{M_{N,z,Rd}}\right]^{\beta} \le 1 \qquad (9.4.15)$$

kde pro α, β pro průřezy platí

α=2, β=5n ale $\beta \le 1$

Pro pravoúhlé duté průřezy platí

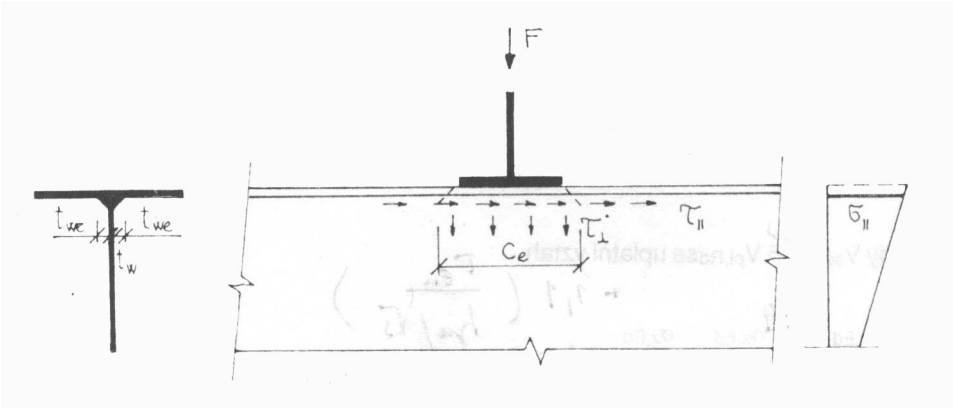
$$\alpha = \beta = \frac{1{,}66}{1-1{,}13n^2} \qquad \text{ale } \alpha = \beta \le 6$$

Pro ostatní typy průřezů jsou potřebné vztahy v normě EN 1993-1-1.

Při existenci **smyku a osové síly** se musí uvažovat jejich účinek při stanovení únosnosti průřezu v ohybu. Postupuje se přitom podle stejných zásad, jako při kombinaci smyku s ohybem, tj., jestliže návrhová hodnota smykové síly V_{Ed} není větší než 50 % návrhové plastické smykové únosnosti $V_{pl.Rd}$, je možné zanedbat její účinek na únosnost průřezu při působení ohybu a osové síly , jestliže V_{Ed} je větší než 50 % $V_{pl.Rd}$, musí se návrhová únosnost průřezu při její kombinaci s ohybem a osovou sílou vypočítat s použitím redukované meze kluzu podle vztahu (9.4.6).

9.4.4 Připojení pásů ke stěně

Spojení pásů a stěn zabezpečují u svařovaných nosníků krční svary, u nýtovaných nosníků krční nýty. Namáhání krčních svarů je na následujícím obrázku:



Obr. 9.4.4 Namáhání krčních svarů

Svar musí přenést podélnou smykovou sílu, působící mezi pásnicí a stojinou, popřípadě svislou smykovou sílu od lokálního zatížení např. mostnicemi. Podélné smykové napětí od posouvající síly ve svaru se stanoví ze vztahu.

$$\tau_{,,} = \frac{V_{z,Ed} \cdot S_{yf}}{I_y . 2a} \tag{9.4.16}$$

kde $V_{z,Ed}$ je návrhová hodnota posouvající síly v posuzovaném místě, S_{yf} je statický moment pásnice k neutrálné ose, I_y je moment setrvačnosti průřezu, a je účinná výška svaru. Smykové napětí od lokálního břemene F_{Ed} , působící kolmo na osu svaru se určí ze vztahu

$$\tau_k = \frac{F_{Ed}}{c_e . t'_w} \tag{9.4.17}$$

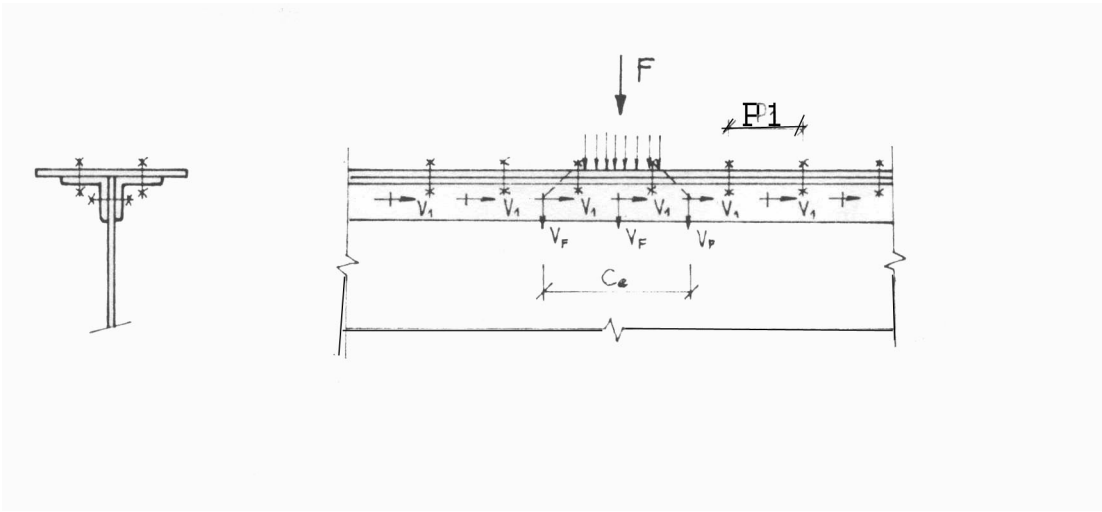
kde $t'_w = 2a + t_w$ pokud je místní napětí tlakem a pásnice těsně dosedá na stěnu

$= 2a$ v ostatních případech

c_e je roznášecí délka břemene, vztažená k ose svaru.

Je-li v místě působení břemene svislá výztuha, předpokládáme, že celé břemeno převezme příčná výztuha. U dynamicky namáhaných konstrukcí zohledňujeme i to, že krční svar je součástí průřezu a musí tudíž převzít i normálové napětí v krajních vláknech stěny. Výsledné posouzení potom zohledňuje kombinaci všech napětí a provede se potom podle kap. 9.5.

Namáhání krčních nýtů je na následujícím obrázku:



Obr. 9.4.5 Namáhání krčních nýtů

U nýtovaných nosníků podélnou smykovou sílu mezi stěnou a pásnicí přenáší krční nýty a pásové nýty. Oba typy nýtů se posuzují obdobně jako krční svary. Pokud nepůsobí místní břemeno, nýt přenáší pouze smykovou sílu velikosti

$$V_1 = \frac{V_{z,Ed} \cdot S_{yf}}{I_y} p_1 \le F_{i,Rd} \qquad (9.4.18)$$

kde p_1 je rozteč nýtů, $F_{i,Rd}$ je rozhodující návrhová únosnost nýtu(smyková nebo v otlačení).

Působí-li v místě posuzovaného nýtu ještě i lokální břemeno, musí krční nýt vyhovět podmínce

$$p_1 \left[\left(\frac{V_{Z,Ed} \cdot S_{yf}}{I_y} \right)^2 + \left(\frac{\alpha F_{Ed}}{c_e} \right)^2 \right]^{1/2} \le F_{i,Rd} \qquad (9.4.19)$$

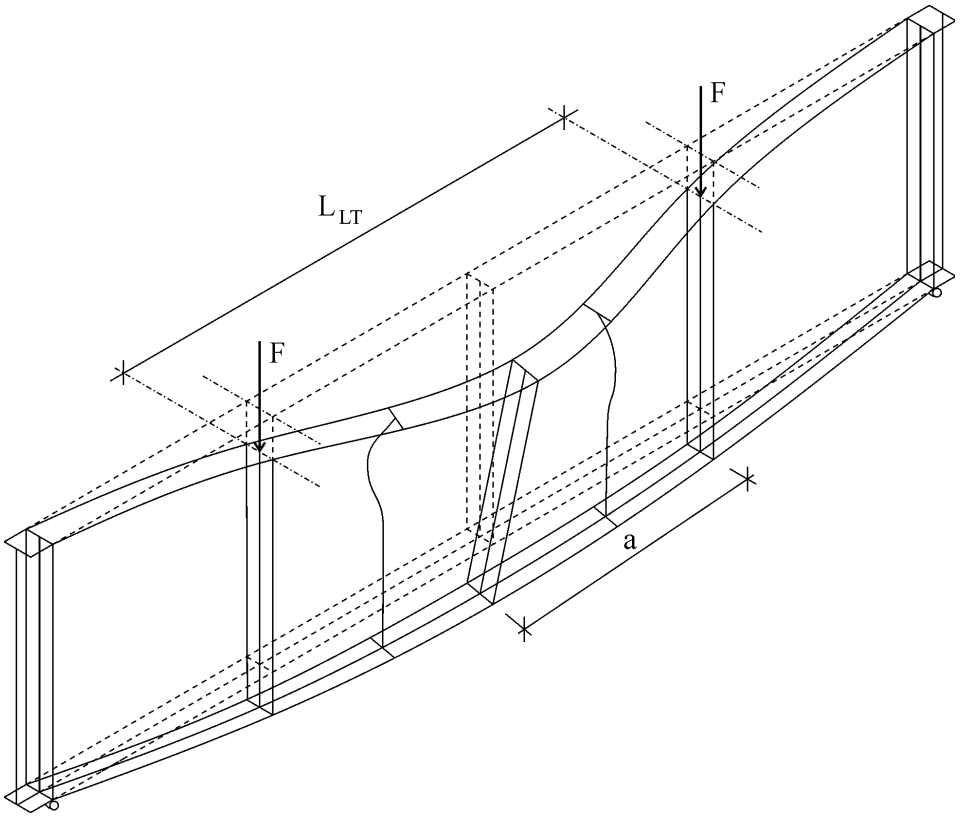
kde c_e je roznášecí délka účinku místního břemene

α = 0,4 je-li místní břemeno tlakem a pásnice těsně dosedá na stěnu

α =1,0 v jiných případech

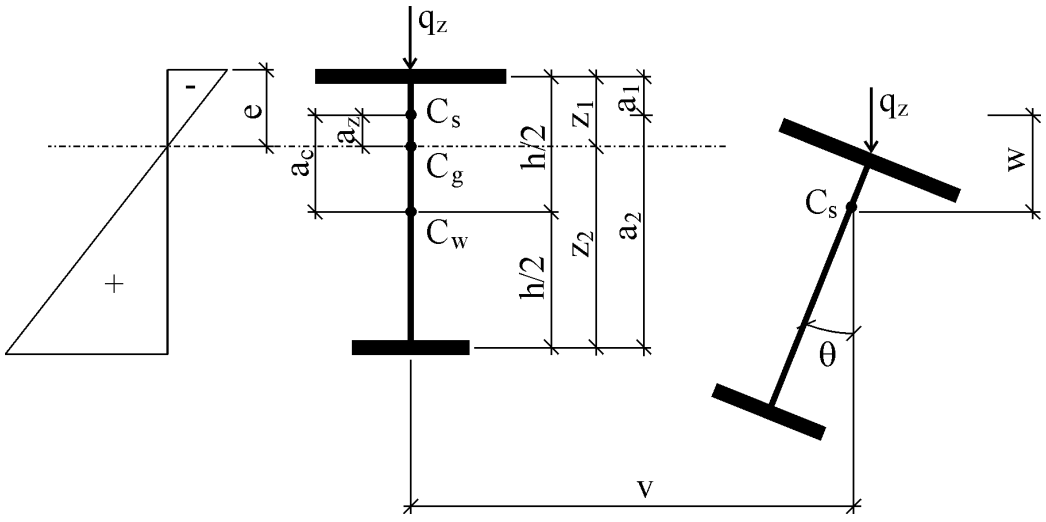
9.4.5 Klopení nosníků s tuhým příčným řezem

U nosníků je tlačená část příčného řezu namáhaná tlakem. Chová se tedy podobně jako tlačený prut, má tendenci vybočit do strany. Protože tažená část průřezu volnému vybočení brání, dochází u nosníků s vyztuženou stěnou k vybočení pásu a současnému nakroucení. Tomuto jevu říkáme klopení.



Obr. 9.4.6 Klopení nosníku

Přemístění příčného řezu při ztrátě stability klopením je na obr.(9.4.6).



Obr. 9.4.6 Přemístění příčného řezu při ztrátě stability klopením

V důsledku naklopení vznikají v nosníku podobně jako u tlačeného prutu sekundární napětí od vodorovného ohybu a vázaného kroucení.Ta snižují únosnost, která je podobně jako u tlačených prutů vyjádřena součinitelem klopení, který je obdobou redukčního součinitele vzpěrnosti. Jeho odvození je v literatuře [9.7] a bude probráno v magisterském studiu.

Prostorově nevyztužený nosník, namáhaný na ohyb vůči hlavní ose větší tuhosti, se má na klopení posoudit následovně:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \le 1{,}0 \qquad (9.4.20)$$

kde M_{Ed} je návrhová hodnota ohybového momentu

$M_{b,Rd}$ je návrhový moment únosnosti nosníku na klopení

Nosníky s dostatečným vyztužením tlačené pásnice nejsou citlivé na klopení. Rovněž nosníky s určitými typy průřezů, jako jsou čtvercové nebo kruhové duté průřezy, vyrobené kruhové roury nebo čtvercové skříňové průřezy nejsou citlivé na klopení.

Návrhový moment únosnosti na klopení prostorově nevyztuženého nosníku se musí stanovit z výrazu:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \qquad (9.4.21)$$

kde W_y je příslušný průřezový modul , χ_{LT} je součinitel klopení.

Součinitel klopení se vypočítá podle stejných vztahů jako součinitel vzpěrnosti (viz kap.9.3, vztah (9.3.12)) v závislosti na poměrné štíhlosti, dané vztahem

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} \qquad (9.4.22)$$

M_{cr} pružný kritický moment při klopení

Součinitel imperfekce α při klopení se stanoví jako při vzpěru podle tab. 9.3.1.

Přiřazení křivek klopení k nejužívanějším průřezům je v tab. 9.4.1

Tabulka 9.4.1: Přiřazení křivek klopení k průřezům

Průřez	Meze	Křivka klopení
Válcované I průřezy	$h/b \le 2$	**a**
	$h/b > 2$	**b**
Svařované I průřezy	$h/b \le 2$	**c**
	$h/b > 2$	**d**

Jiné průřezy	-	**d**

EN 1993-1-1 připouští možnost jistých úlev pro válcované a svařované nosníky v čl. 6.3.2.3, které dávají větší únosnost.

Součinitel klopení je možné redukovat v závislosti na rozdělení momentu mezi prostorovým vyztužením prutu následovně:

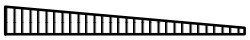
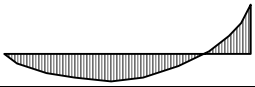
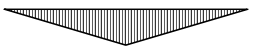
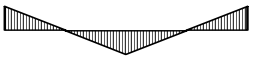
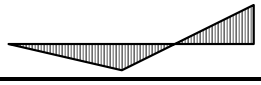
$$\chi_{LT,\mathrm{mod}} = \frac{\chi_{LT}}{f} \qquad \text{ale} \qquad \chi_{LT,\mathrm{mod}} \le 1$$

POZNÁMKA Hodnoty *f* se mají stanovit v Národní příloze. Jsou doporučeny následující minimální hodnoty:

$$f = 1 - 0{,}5(1 - k_c)[1 - 2{,}0(\bar{\lambda}_{LT} - 0{,}8)^2] \qquad \text{ale} \qquad f \le 1{,}0$$

k_d je opravný součinitel, který se stanoví podle tabulky 6.6.

Tabulka 9.4.2: Opravný součinitel k_c

Rozdělení momentů	k_c
$\psi = 1$	1,00
 $-1 \le \psi \le 1$	$\frac{1}{1{,}33 - 0{,}33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

Kritický moment M_{cr} podle (9.4.22) není v EN specifikován, předpokládá se zřejmě použití výpočetní techniky.

Pro praktické normové aplikace je vhodný vztah, vycházející z prací Djalaliho, uvedený v [9.7] upravený do tvaru:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_z . a_i}{\left(\kappa_M \gamma L_{z1}\right)^2} \tag{9.4.23}$$

kde:

a_i = max (a_1, a_2) podle obr. 9.4.6

γ je součinitel vlivu uložení, zatížení a ohybové a torzní tuhosti (součinitel štíhlosti při klopení)

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{\kappa \frac{a_c + e}{a_i} + \sqrt{\left(\kappa \frac{a_c + e}{a_i}\right)^2 + \left(\frac{h}{2a_i}\right)^2 \left[\frac{I_w}{I_z}\left(\frac{2}{h}\right)^2 \left(\frac{L_{z1}}{L_w}\right)^2 + \left(\frac{2\alpha_t}{\pi}\right)^2\right]}}} \tag{9.4.24}$$

Ve shora uvedených výrazech I_w, I_t jsou výsečový moment setrvačnosti a moment setrvačnosti v prostém kroucení, L_{z1} $L_w$jsou vzpěrné délky pro vzpěr k ose z a v kroucení (je možno brát vzdálenost bodů, zabezpečených proti klopení,u mostů je to vzdálenost příčných ztužidel) ostatní parametry jsou zřejmé z obrázku 9.4.6-

Pro parametr kroucení v závislosti na výšce h platí

$$\alpha_t = \frac{L_{z1}}{h}\left(\frac{GI_t}{EI_z}\right)^{0,5} \cong 0,62\frac{L_{z1}}{h}\left(\frac{I_t}{I_z}\right)^{0,5} \tag{9.4.25}$$

Součinitel κ_M^2 v vyjadřuje poměr kritického momentu pro konstantní ohybový moment a jiný průběh momentu dvojose symetrického průřezu po délce L_{z1}.Pro parabolický průběh momentu je κ_M = 0,9.

Součinitel κ zohledňuje průběh ohybového momentu.

κ = 1,0 pro konstantní (přibližně i lineární) průběh ohybového momentu, pro lineární průběh,

κ = 0,5 pro sinusový (přibližně i jiné) průběhy ohybového momentu.

Vzdálenost působiště příčného zatížení od středu smyku C_s průřezu se uvažuje kladná, když zatížení průřez stabilizuje, (jeho působiště je pod středem smyku průřezu). Výpočetní postup je uveden v ČSN 731401, přílohy G včetně potřebných tabulek.

EN 1993-1-1 dále připouští zjednodušený výpočet klopení náhradou klopení vzpěrem ekvivalentního tlačeného pásu nosníku sestávajícím z tlačené pásnice s 1/3 tlačené části stojiny.V případě, že je tento pás vyztužen proti klopení ve vzdálenosti L_c, je možno vliv klopení v případě malých štíhlostí ekvivalentního tlačeného prutu a při nízké hladině návrhového momentu zanedbat, což je vyjádřeno vztahem

$$\bar{\lambda}_f = \frac{k_c L_c}{i_{f,z}\lambda_1} \le \bar{\lambda}_{c0}\frac{M_{c,Rd}}{M_{y,Ed}} \tag{9.4.26}$$

kde $M_{y,Ed}$ je maximální návrhová hodnota ohybového momentu v úseku mezi vyztužením, $M_{c,Rd}$ je návrhová únosnost bez vlivu klopení podle vztahu (9.4.4)

k_c opravný součinitel štíhlosti pro rozdělení momentů mezi vyztužením, který je možno pro konstantní moment mezi vyztužením brát hodnotou 1

$i_{f,z}$ poloměr setrvačnosti průřezu tlačené pásnice s 1/3 tlačené části stojiny k ose minimální tuhosti

$\bar{\lambda}_{c0}$ parametr štíhlosti tlačeného prvku Hodnota parametru štíhlosti $\bar{\lambda}_{c0}$ se má stanovit v národní příloze. Doporučuje se hodnota $\bar{\lambda}_{c0} = \bar{\lambda}_{LT,0} + 0,1$ kde $\bar{\lambda}_{LT,0}$ =0,4

$$\lambda_1 = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93{,}9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (f_y \text{ v N/mm}^2)$$

Jestliže ekvivalentního tlačeného prutu $\bar{\lambda}_f$ je větší než mezní hodnota podle (9.4.26), má se návrhový moment únosnosti při klopení stanovit z výrazu:

$$M_{b,Rd} = k_{f\ell}\chi\, M_{c,Rd} \quad \text{nebo} \quad M_{b.Rd} \le M_{c.Rd} \tag{9.4.27}$$

kde χ je součinitel klopení ekvivalentního tlačeného prutu, stanovený pro štíhlost $\bar{\lambda}_f$.

9.4.6 Kombinace vnitřních sil u štíhlých prvků

Pro posouzení prutů, namáhaných kombinací vnitřních sil při klopení a vzpěru se používá interakčních vzorců

Pruty namáhané kombinací ohybu a osového tlaku musí splňovat podmínky:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1 \tag{9.4.28}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1 \tag{9.4.29}$$

kde N_{Ed}, $M_{y,Ed}$ a $M_{z,Ed}$ jsou návrhové hodnoty tlakové síly a maximální momenty k ose y a z,

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ jsou momenty v důsledku posunu těžištní osy efektivního pro průřezy třídy 4,

χ_y a χ_z jsou součinitele vzpěru při rovinném vzpěru podle kap.9.3,

χ_{LT} jsou součinitel klopení podle 9.4.5,

k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz} jsou součinitele interakce . Závisí na metodě jejich určení a v EN 1993-1-1 jsou dány alternativně v příloze A a B.

1. Průřezy nosníků, návrh výšky nosníků dle 1. a 2. mezního stavu.
2. Které fyzikální veličiny jsou rozhodující při pevnostním posouzení nosníků ?
3. Jakým způsobem se provádí posouzení nosníků na klopení, jaký význam má tvar momentové plochy při posouzení ?

Slovník

nosník(svařovaný, válcovaný, nýtovaný) beam(welded,hot rolled, riveted)

příčný řez	cross section
stěna	web
pásnice	flange
krční svar	tee-butt joint
ohyb	bending
napětí (normálové, smykové)	stress (normal, shear)
klopení	lateral-torsional buckling
součinitel klopení	reduction factor for lateral- torsional buckling
analýza(elastická, plastická)	analysis (elastic, plastic)

9.5 Spoje

9.5.1 Všeobecné zásady návrhu spojů.

Spoje zprostředkovávají přenos vnitřních sil mezi jednotlivými částmi konstrukčních prvků, *přípoje* pak mezi jednotlivými konstrukčními prvky. Způsob přenosu těchto sil závisí na typu spoje, v každém případě spoj představuje překážku plynulému toku napětí a způsobuje jejich koncentraci a nerovnoměrnost. Tento fakt je ještě umocněn přítomností vnitřního pnutí, které vzniká při technologických procesech provádění spojů. Je tomu tak především u svařovaných spojů. V mezním stavu únosnosti se tyto špičky napětí vyrovnávají v důsledku částečné plastifikace spojovacích prostředků . Z toho důvodu je mezní stav únosnosti odvozen z meze pevnosti materiálu spojovacích prostředků.

> Návrhové vnitřní síly působící na spoj se určí buď pružnostní, nebo plasticitní analýzou zpravidla z podmínek rovnováhy ve spoji.

Parciální součinitele materiálu spojovacích prostředků jsou z výše uvedených důvodů odlišné od parciálních součinitelů základního materiálu a stanoví v národních přílohách.V prEN1993-8 [9.9] jsou pro nýtové, šroubové a svarové spoje navrženy hodnoty $\gamma_{M2} = 1{,}25$

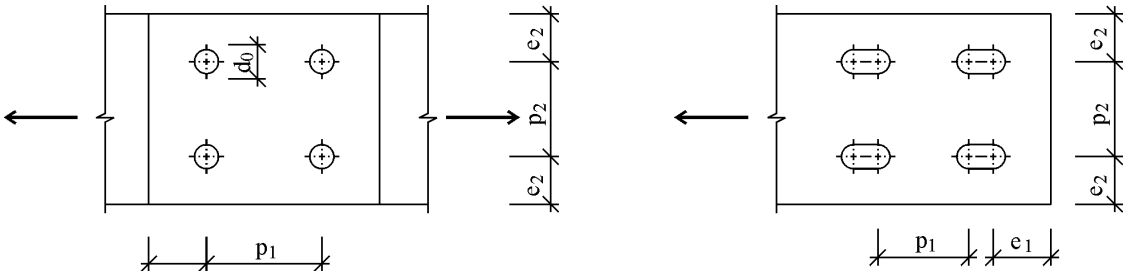
Podle druhu spojovacích prostředků dělíme spoje na diskrétní (šroubové a nýtové spoje), svarové a lepené. Šroubové spoje, přenášející smykové síly třením (vysoko pevnostní šrouby) označujeme jako třecí. V některých případech se používá kombinace lepených a třecích spojů.

9.5.2 Šroubové, nýtové a čepové spoje

9.5.2.1 Uspořádání spoje

Šroubový, popřípadě nýtový spoj je tvořen skupinou spojovacích prostředků, jejichž uspořádání má být voleno tak, aby minimalizovalo velikost spoje a aby současně zajišťovalo jeho bezpečnost, proveditelnost a přístupnost pro údržbu. Nejčastěji se provádí uspořádání vstřícné (obr. 9.5.1) na rozdíl od vystřídaného uspořádání, kdy jsou jednotlivé spojovací prostředky v sousedních řadách posunuty o poloviční

rozteč. Jsou předepsány jejich minimální , doporučené a maximální vzdálenosti ve směru a kolmo na směr působící síly. Jejich minimální hodnoty jsou limitovány jednak technologickými důvody, jednak únosností. Při velmi malých vzdálenostech je zvýšené nebezpečí otlačení základního materiálu a vytvoření trhlinek mezi jednotlivými otvory. Doporučené uspořádání s označením podle obr. 9.5.1 je v Tab. 9.5.1.



Obr. 9.5.1 Rozteče otvorů

Tab. 9.5.1 Rozteče otvorů a vzdálenosti od okrajů

Vzdálenosti od okrajů		**Rozteče otvorů**	
Minimální	Ve směru síly $e_1 = 1{,}2\ d_0$ Kolmo na směr síly $e_2 = 1{,}2\ d_0$ [1)]	Minimální	Ve směru síly $p_1 = 2{,}2\ d_0$ Kolmo na směr síly $p_2 = 2{,}4\ d_0$ [1)]
Doporučené	Ve směru síly $e_1 = 2{,}0\ d_0$ Kolmo na směr síly $e_2 = 1{,}5\ d_0$	Doporučené	Ve směru síly $p_1 = 3{,}5\ d_0$ Kolmo na směr síly $p_2 = 3{,}5\ d_0$
Maximální	Ve směru síly a kolmo na směr síly - v bezkorozním prostředí menší z hodnot $e_1 = e_2 = 12t$ nebo 150 mm - v korozním prostředí nejvíce $e_1 = e_2 = 4t + 40$ mm	Maximální	Tlačené prvky a tahané prvky vnějších řad v korozívním prostředí nejmenší z hodnot $14t_{min}$ nebo 200(175[*]) mm [*] pro korozivzdornou ocel v nekorozívním prostředí 21t nebo 300mm Tahané prvky vnitřních řad Nejmenší z hodnot Korozívní prostředí

			28*t* nebo 400 mm Nekorozívní prostředí 42t nebo 600 mm
[1.] Při rozestupech kolmo na směr sil e_2, p_2 menší než doporučené hodnoty se redukuje návrhová únosnost materiálu v otlačení			

9.5.2.2 Šroubové spoje

Podle přesnosti rozměrů rozdělujeme šrouby na *hrubé a přesné.* Hrubé šrouby mají menší průměr dříků než je průměr otvoru, přesné vyplňují podobně jako nýty otvor a jsou tedy dražší. Jejich mechanické vlastnosti jsou uvedeny v tab. 9.5.2.

Dvojčíslí vyjadřuje pevnostní charakteristiky materiálu šroubů.. Obvyklé průměry jsou 12, 16, 20, 24, 27, 30 mm. Pod maticí mají podložku a dotahují se běžnými klíči.

Tab. 9.5.2 Nominální hodnoty meze kluzu f_{yb} a pevnosti v tahu f_{ub} materiálu šroubů

Pevnostní třída šroubů	f_{yb} **[MPa]**	f_{ub} **[MPa]**
4.6	240	400
5.6	300	500
8.8	640	800
10.9	900	1000

Podle způsobu přenosu sil rozdělujeme šroubové spojení do tří skupin a to:

Smykové spoje:

Spojem přenášené osové síly působí kolmo na dřík. Rozdělují se do následujících kategorií:

Kategorie A:

Šroub je namáhán na smyk ve střižných plochách a základní materiál v kontaktních plochách mezi dříkem šroubu a pláštěm otvoru na otlačení.. Namáhání je podobné jako u nýtových spojů(viz obr. 9.5.4).

Kategorie B:

Síly se přenášejí v mezním stavu použitelnosti třením ve styčných plochách. Při vyšším zatížení dojde k prokluzu a spoj potom působí jako u kategorie A. K tomu, aby bylo možno vyvodit potřebnou třecí sílu, je nutno požít předpjatý šroub s kontrolovaným utahováním pevnostní třídy 8.8 nebo 10.9.

Kategorie C:

Třecí vysokopevnostní šroub s kontrolovaným utahováním přenáší síly třením i v mezním stavu únosnosti.

Tahové spoje:

Dřík šroubu je j tomto případě namáhán tahem. Rozděluje se do kategorie D a E.

Kategorie D:

Jedná se o nepředpjaté spoje. Nemají se používat pro dynamicky namáhané konstrukce s výjimkou zatížení větrem.

Kategorie E:

Jedná se o spoje s kontrolovaným předpětím pevnostních tříd 8.8 a 10.9. Preferují se pro spoje namáhané na únavu.

Šroubové spoje patří mezi diskrétní spoje. Nejdříve je nutno rozdělit celkovou sílu, namáhající spoj na jednotlivé šrouby. Můžeme přitom postupovat podle pružnostní nebo podle plasticitní analýzy. Působí-li síla v těžišti spoje, předpokládá se, že se v mezním stavu únosnosti rovnoměrně rozdělí na jednotlivé spojovací prostředky. Působí- li mimo těžiště spoje, je spoj namáhán navíc ohybovým momentem. Při pružnostní analýze se pro výpočet sil od tohoto momentu na jednotlivé šrouby využívá podmínky rovnováhy vnějších a vnitřních sil a podmínky spojitosti přetvoření, přičemž se vychází z předpokladu rovinnosti průřezu po přetvoření. Z toho vyplývá, že velikost sil v jednotlivých spojovacích prostředcích je úměrná jejich vzdálenosti od osy otáčení, kterým je v případě , kdy moment působí v rovině spoje (obr. 9.5.2) těžiště spoje, v případě, když moment působí kolmo na rovinu přípoje je to bod, okolo kterého by se připojovaný prvek otáčel v případě uvolnění spojovacích prostředků. Při plasticitní analýze musí být splněny v mezním stavu podmínky rovnováhy. Příklad rozdělení sil na jednotlivé spojovací prostředky od posouvající síly a momentu, působícího v rovině spoje je na obr. 9.5.2. V levé části obrázku je rozdělení podle pružnostní, v pravé části podle plasticitní analýzy.

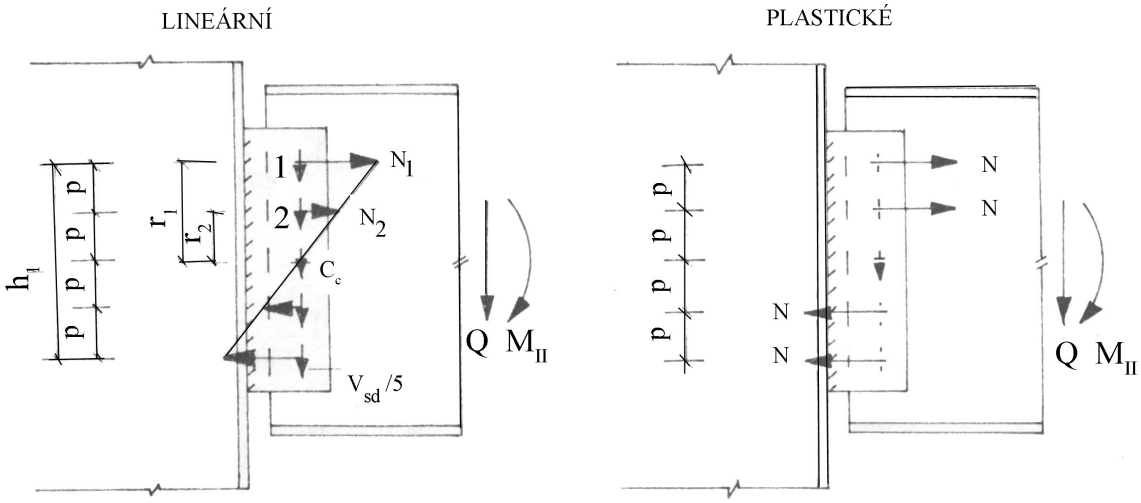
Z podmínky rovnováhy a spojitosti přetvoření plyne pro N1 vztah:

$$N_1 = \frac{M_{"} r_1}{\sum r_i^{\,2}} \qquad (9.5.1)$$

Posouvající síla se v obou případech rozdělí na jednotlivé spojovací prostředky rovnoměrně.

Návrhové únosnosti šroubů kategorie A,B,D jsou v Tab.9.5.3. Pro smykovou únosnost se rozlišuje případ, kdy závit do otvoru zasahuje (únosnost se snižuje) a kdy nezasahuje.

Návrhové únosnosti šroubových spojů jsou v tab. 9.5.3. Vztahy ,odvozené z elementární pružnosti jsou kalibrované na základě experimentálních výsledků.



Obr. 9.5.2 Rozdělení vnitřních sil, namáhajících spoj na jednotlivé spojovací prostředky

Tab. 9.5.3 Návrhové únosnosti šroubových spojů

Únosnost ve smyku jedné střihové plochy:

- střihová plocha prochází závitem:

  a) pro pevnostní třídy 4.6 a 5.6

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}6 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}};$$

  b) pro pevnostní třídy 8.8 a 10.9

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}5 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}};$$

- střihová plocha prochází plným průřezem šroubu:

$$F_{v,Rd} = \frac{0{,}6 f_{ub} A}{\gamma_{M2}}.$$

Únosnost v otlačení $F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b . f_u dt}{\gamma_{M2}};$

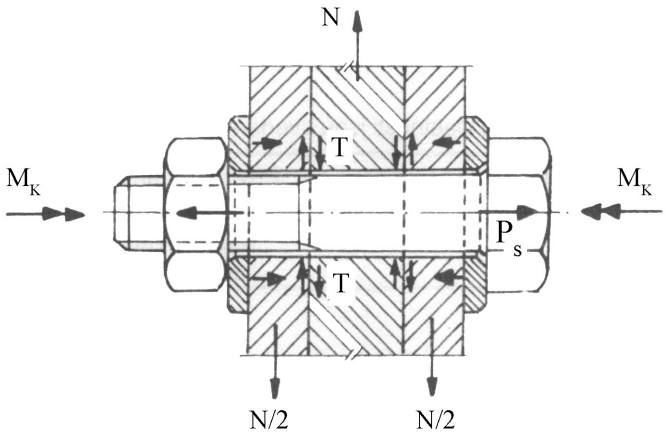
kde α_b je nejmenší z hodnot: $\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1{,}0.$

k_1 je menší z hodnot $2{,}8\frac{e_2}{d_0} - 1{,}7; 1{,}4\frac{p_2}{d_0} / 1{,}7;$ nebo 2,5

Únosnost v tahu $F_{t,Rd} = \dfrac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}}$ k_2 = 0,63 pro šroub se zapuštěnou hlavou , jinak 0,9
V uvedených rovnicích je: A - plná průřezová plocha dříku šroubu A_s - plocha jádra šroubu, d - průměr šroubu d_0 - průměr díry t - součet tlouštěk spojovacích materiálů namáhaných na otlačení v jednom směru; f_{ub} - mez pevnosti šroubu.

Poznámka: γ_{M2} zavádí EN hodnotou 1,25. ČSN 731401 spolu s ČSN 736205 předepisují pro součinitel spolehlivosti γ_{M2} s označením γ_{Mb} = 1,45.

Třecí spoje na rozdíl od hrubých šroubů přenášejí smykovou sílu třením mezi svěrnými plochami, které je vyvozeno svěrnou silou, vznikající předpjetím šroubu (viz obr. 9.5.3). Tvarem se příliš neliší od hrubých šroubů, musí však na nich být vyražena pevnostní třída. Důležité jsou podložky, které se na rozdíl od hrubých šroubů dávají pod hlavu i matici a mají funkci roznášet soustředěné zatížení z matice, resp. hlavy do spojovaných komponentů.



Obr. 9.5.3 Princip třecího spoje

Návrhová únosnost vysokopevnostních šroubů kategorie C a E ve smyku se určí z výrazu:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s . n . \mu}{\gamma_{M3}} . F_{p,Cd} \qquad (9.5.2)$$

kde $F_{p,Cd} = 0{,}7 . f_{ub} . A_b$ je návrhová předpínací síla,

μ - součinitel tření

n – počet třecích ploch,

$k_s = 1,0$ pro díry se standardní vůlí,

$k_s = 0,85$ pro oválné a nadměrné díry,

$k_s = 0,70$ pro dlouhé a prodloužené díry

γ_{M3} - parciální součinitel spolehlivosti. EN je hodnotou 1,25 (1,30) pro mezní stav únosnosti, 1,1(1,3) pro mezní stav použitelnosti. V závorce jsou uvedeny hodnoty podle ČSN 731401.

Únosnost v tahu $F_{t,Rd}$ dává výraz v tab. 9.5.3.. Přehled základních vztahů pro posouzení šroubových spojů je v následující tabulce

Tab. 9.5.4 Kategorie šroubových spojů a jejich posouzení

Kategorie	**Kritérium**	**Poznámky**
Namáhání smykem		
A běžné	$F_{v,Sd} \le F_{v,Rd}$ $F_{v,Sd} \le F_{b,Rd}$	Nepožaduje se předpětí. Třídy 4.6 až 10.9
B bez prokluzu na mezi použitelnosti	$F_{v,Sd,ser} \le F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Sd} \le F_{v,Rd}$ $F_{v,Sd} \le F_{b,Rd}$	Předpjaté šrouby vysoké pevnosti s kontrolou utažení Bez prokluzu na mezi použitelnosti
C bez prokluzu na mezi únosnosti	$F_{v,Sd} \le F_{v,Rd}$ $F_{v,Sd} \le F_{b,Rd}$	Předpjaté šrouby vysoké pevnosti s kontrolou utažení Při určování návrhové únosnosti prutu se použije oslabená plocha
Namáhání spoje tahem		
D nepředpjaté	$F_{t,Sd} \le F_{t,Rd}$	Třída 4.6 až 10.9 bez předpětí
E předpjaté	$F_{t,Sd} \le F_{t,Rd}$	Předpjaté šrouby vysoké pevnosti s kontrolou utažení
$F_{v,Sd,ser}$ návrhová smyková síla na skrutku v mezním stave použitelnosti, $F_{v,Sd}$ návrhová smyková síla na skrutku v mezním stave únosnosti.		

Pokud jsou šrouby namáhané kombinací smykové a tahové síly, musí splňovat následující podmínky:

Hrubé šrouby kategorie A a D:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1{,}4F_{t,Rd}} \le 1{,}0 \tag{9.5.3}$$

Třecí spoje s vysokopevnostními šrouby kategorie B v mezním stavu použitelnosti:

$$F_{s,Rd,ser} = \frac{k_s.n.\mu.\left(F_{p,Cd} - 0{,}8F_{t,Sd}\right)}{\gamma_{Ms,ser}} \ge F_{v,Sd,ser} \tag{9.5.4}$$

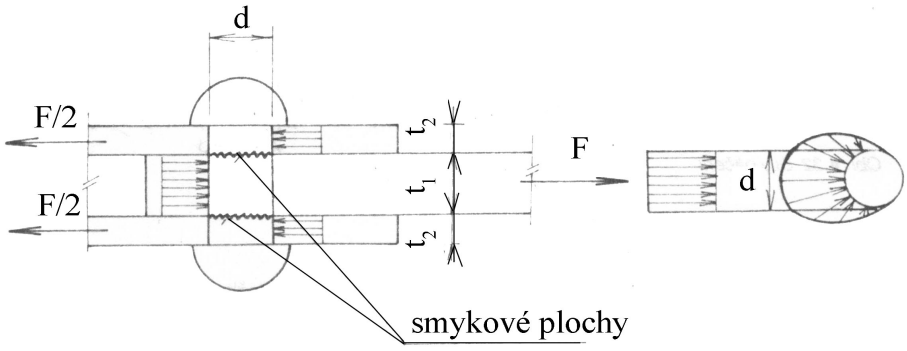
Třecí spoje s vysokopevnostními šrouby kategorie C v mezním stavu únosnosti:

$$F_{s,Rd,ult} = \frac{k_s.n.\mu.\left(F_{p,Cd} - 0{,}8F_{t,Sd}\right)}{\gamma_{Ms,ult}} \ge F_{v,Sd} \tag{9.5.5}$$

9.5.2.3 Nýtové spoje

Na spojení prvků z oceli S 235 se většinou používají nýty z ocele 11 343 s nominální mezí kluzu f_{yr} = 200 MPa a pevností v tahu f_{ur} = 310 MPa. Na spojení prvků z oceli S 275 a S 355 se doporučují nýty z oceli 10 451 s mezí kluzu f_{yr} = 245 MPa a pevností f_{ur} = 440 MPa.

Návrhové únosnosti ve střihu, v otlačení a při současném namáhání tahem a střihem jsou stejné jako pro plný dřík šroubu. Součinitel spolehlivosti materiálu se uvažuje hodnota součinitele materiálu nýtů (γ_{Mr}).



Obr. 9.5.4 Namáhání na smyk a otlačení

Únosnost v tahu udává vzorec:

$$F_{t,Rd} = \frac{0{,}6.f_{ur}.A_0}{\gamma_{Mr}} \tag{9.5.6}$$

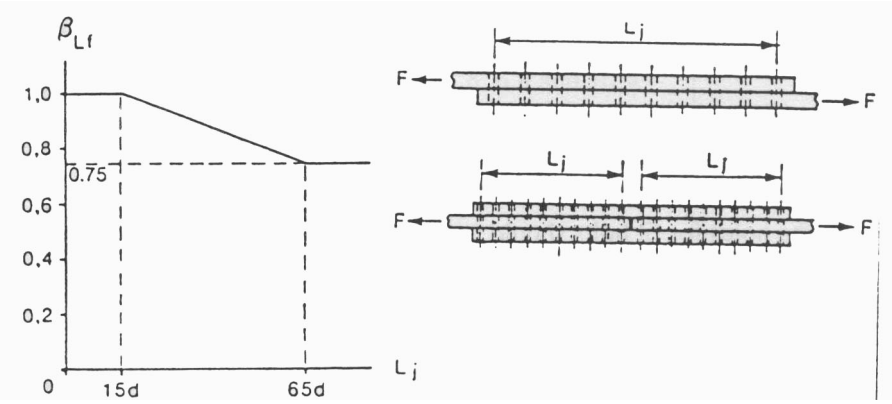
Součinitel spolehlivosti materiálu pro nýty zavádí ČSN hodnotou γ_{Mr} =1,45

9.5.2.4 Dlouhé a nepřímé spoje

Pokud je vzdálenost krajních spojovacích prostředků L_j větší než 15 d (viz obr. 9.5.5), projevuje se nerovnoměrnost rozdělení síly na jednotlivé spojovací prostředky, což se v posudku projeví redukcí únosnosti spoje násobením redukčním součinitelem β_{Lf}

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \tag{9.5.7}$$

ale $\beta_{Lf} \le 1{,}0$ a $\beta_{Lf} \ge 0{,}75$



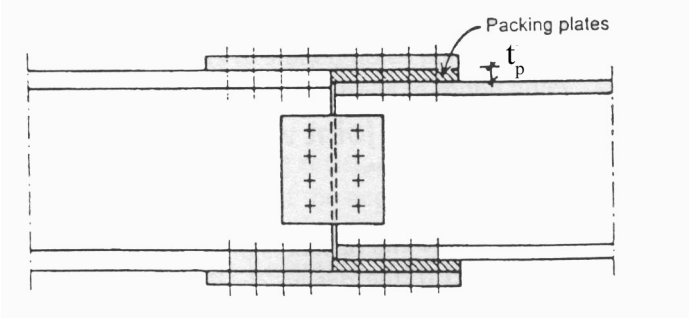
Obr. 9.5.5 Dlouhé spoje

Podobně je nutno redukovat únosnost i u nepřímých spojů, je-li vložena mezi spojované prvky vložka o tloušťce

$t_p \ge \frac{1}{3} d$ (viz obr. 9.5.6)

Redukční součinitel je v tom případě

$$\beta_p = \frac{9d}{8d - 3t_p} \quad \text{ale} \quad \beta_p \le 1$$



Obr. 9.5.6 Nepřímý styk

9.5.2.5 Injektované šrouby

Pokud je nutno zamezit prokluzu šroubových spojů, je možno použít jako alternativy k vysokopevnostním šroubům injektovaných šroubů. Spoj se utěsní pomocí epoxidové pryskyřice. Je možno použít jen šroubů pevnostní třídy 8.8 nebo 10.9. Spoj může být navržen kategorie A,B nebo C. Od předchozích výpočtů únosnosti se tento typ odlišuje jen v únosnosti na otlačení, kdy před případným otlačením základního materiálu dochází k otlačení pryskyřice. Potřebné vztahy pro únosnost v otlačení jsou v EN 1993-1-8.

9.5.3 Svařované spoje

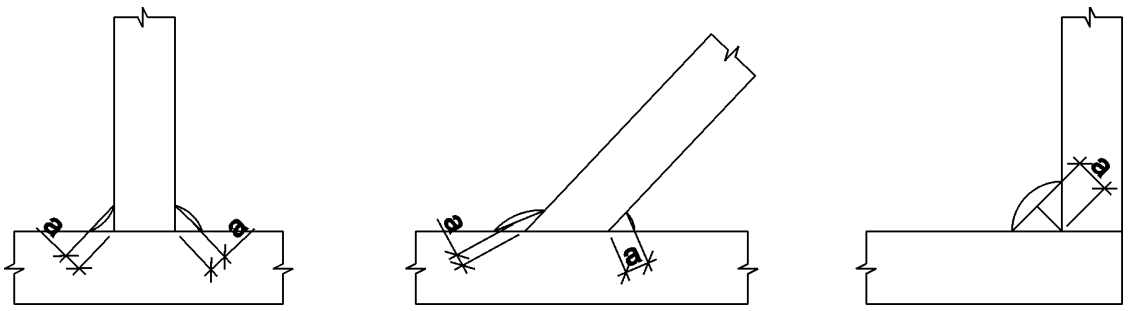
9.5.3.1 Všeobecně

Tento preferovaný typ spojů se navrhuje pro konstrukce ze svařitelných ocelí. Minimální tloušťka svařovaných částí je 4 mm.U dutých průřezů je to 2,5 mm. Přídavné materiály musí korespondovat s kvalitou základního materiálu stykovaných prvků. Je přitom nutno zajistit přístup ke svarům a zajistit tak možnost kontroly a údržby. Svary namáhané na únavu musí vyhovovat požadavkům pr EN 1993-1-9.

V mostních konstrukcích se navrhují především tupé a koutové svary.

9.5.3.2 Koutové svary

Tento typ svarů se používá pro spojení jednotlivých prvků na sebe kolmých nebo svírajících úhel nepříliš odlišný od 90^o (60^o-120^o). Vytvoří se tak kout, který se vyplní svarovou housenkou. Svary mohou být průběžné nebo přerušované. Ty se ale nehodí do korozívního prostředí. Účinný průřez koutového svaru se idealizuje jako do svaru vepsaný trojúhelník.(viz obr. 9.5.7). Účinná výška(v anglické terminologii nebezpečná tloušťka) svaru *a* je nejkratší možná délka řezu účinným průřezem svaru . Definuje jako kolmice z kořeně svaru na přeponu svarového trojúhelníka..

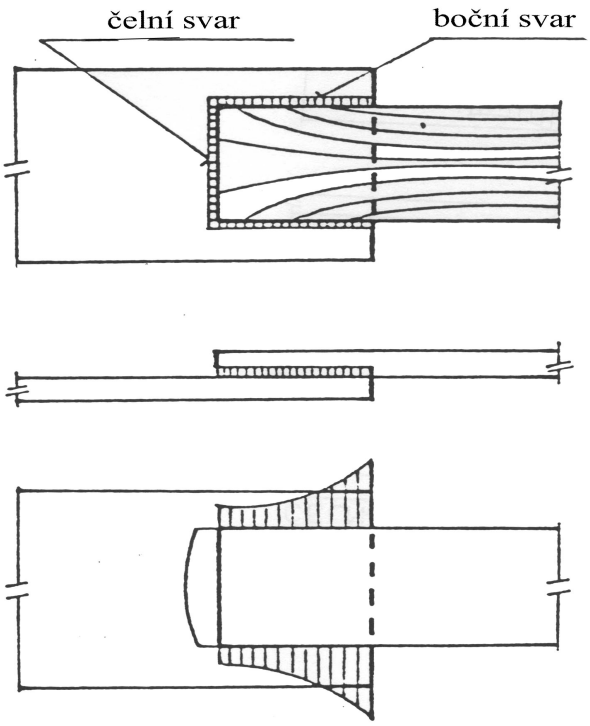


Obr. 9.5.7 Účinná výška koutových svarů

V důsledku provaření kořene svaru bývá zpravidla účinná výška svaru větší. Tento rozdíl je výraznější hlavně u tenčích svarů.Toto zvětšení je možno při výpočtu využít jen v případě, kdy je výrobcem dokumentována výborná kvalita svaru. Při svařování automatem pod tavidlem se může uvažovat i bez uvedených podmínek s účinnou výškou svaru zvětšenou až o 20 %, avšak nejvíce o 2 mm.

Efektivní délka svare je délka plně provařeného svaru. Pokud jsou plně provařeny konce svaru, je rovna celkové délce svaru. Pokud tomu tak není, je nutno délku redukovat. Tato redukce je 2a.

Svar, který je orientován kolmo na směr působící síly se označuje jako svar čelní narozdíl od bočního svaru, který je orientován rovnoběžně s působící silou.



Obr. 9.5.8 Průběh napětí po délce svaru

Při čelním svaru je extrémně namáhán kořen svaru, zatím co průběh po délce je přibližně vyrovnaný. Boční svar naopak má v pružném stavu značně nerovnoměrně rozložené napětí po délce svaru se špičkami na začátku a konci svaru, tedy právě v místech, kde se zapaluje oblouk a kde je proto snížená kvalita svaru. V mezním stavu únosnosti dochází k postupné plastifikaci a k vyrovnávání špiček napětí. Proto výpočetní model zavádí předpoklad vyrovnaného napětí po délce .Tyto odchylky výpočetního modelu od experimentálně zjištěných hodnot únosnosti svaru zohledňuje norma zavedením korelačního součinitele pevnosti svarů β_w z tab. 9.5.5, a parciálním součinitelem spolehlivosti svaru $\gamma_{Mw} = 1{,}50$.

Tab. 9.5.5 Korelační součinitele v závislosti od třídy oceli

Pevnostní třída oceli	β_w
S 235	0,8
S 275	0,85
S 355	0,9

Návrhová pevnost svaru $f_{w,d}$ vychází z pevnosti základného materiálu a je dána vztahem

$$f_{w,d} = \frac{f_u}{\beta_w . \gamma_{Mw}} \tag{9.5.8}$$

Návrhová pevnost svaru ve smyku potom bude

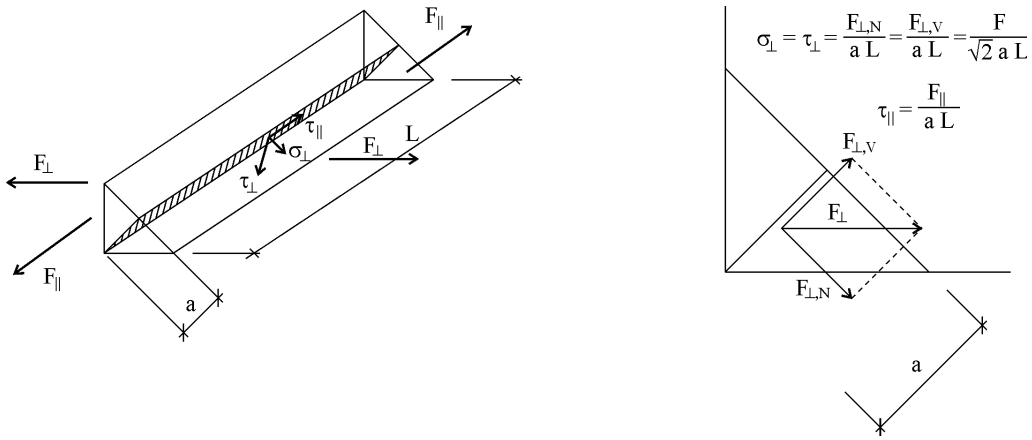
$$f_{vw,d} = f_{w,d} / \sqrt{3} = \frac{f_u}{\beta_w . \gamma_{M2} . \sqrt{3}} \tag{9.5.9}$$

Návrhová pevnost jednotkové délky svaru ve smyku je dána vztahem

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \, . \, a \tag{9.5.10}$$

Posouzení svaru je možno provést ve dvou alternativách.

První alternativa je přesnější a vychází z posouzení napjatosti v ploše porušení.. Výpočetní model této metody je na obr.9.5.9.



Obr. 9.5.9 Model koutového svaru s vyznačením plochy porušení a odpovídající napjatosti

Podstata této metody posouzení svaru je následující:

Předpokládá se, že síla, působící na jednotku délky svaru je soustředěna v kořeni svaru. Ta se rozloží do složky působící ve směru podélné osy svaru $F_{\parallel}$ a složku $F_{\perp}$, kolmou na osu svaru. Tu pak ještě rozložíme na normálovou složku $F_{\perp,N}$ kolmou k ploše porušení a smykovou složku $F_{\perp,V}$, působící v ploše porušení. Napětí od těchto složek se předpokládá konstantní po ploše porušení a jsou vyjádřena v obrázku. Pro ověření spolehlivosti se použije H-M-H kriterium.

$$\sigma_{cw} = \sqrt{\sigma_{\perp}^{\ 2} + 3\tau_{\perp}^{\ 2} + 3\tau_{\square}^{\ 2}} \le f_{wd} \tag{9.5.11}$$

Současně se vyžaduje splnění vedlejší podmínky

$$\sigma_{\perp} \le f_u / \gamma_{Mw} \tag{9.5.12}$$

Alternativní metoda předpokládá, že rozhodující pro únosnost je smykové napětí bez ohledu na směr působící síly. Z toho vyplývá, že návrhová únosnost $F_{w,Rd}$ ze vztahu (9.5.10) musí být větší než návrhová

síla $F_{w,Sd}$ připadající na jednotku délka svaru bez ohledu na její směr v nejnepříznivěji namáhané části svarového spoje, určená jako výslednice všech působících sil.

$$F_{w,Sd} \leq F_{w,Rd} \tag{9.5.13}$$

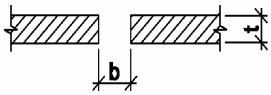
9.5.3.3 Tupé svary

Tupými svary zmonolitňujeme stykované části. Hlubokozávarovými elektrodami tak můžeme provádět svary až do tloušťky 12 mm. Pro větší tloušťky musíme provádět úkosy. Jejich význam spočívá v nutnosti spolehlivého provaření kořene svaru. Jejich tvar a úhel úkosu vyplývá jednak z požadavku spolehlivého přístupu ke kořeni svaru, jednak z minimalizace plochy svarů. Velká plocha svarů nejen že prodražuje konstrukci, ale současně zvětšuje vnitřní pnutí a deformace od svařování. Některé tvary úkosů v závislosti na tloušťce jsou na obrázku 9.5.10.

Svařování pod tavidlem je možno provádět bez úkosu až do tloušťky 16 mm. Při ručním svařování se u kořene svaru nechává mezera b=2-3 mm a úkos se neprovádí na celou tloušťku, ale hrot u kořene svaru se srazí na výšku 1-2 mm a to z toho důvodu, aby se na hrotech nekumulovala energie a nedocházelo tak k nerovnoměrnému provaření kořene svaru.

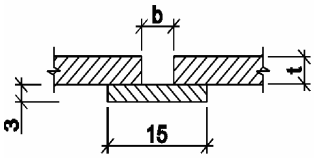
Tupé svary s plným provařením a s použitím jakostních elektrod vykazují stejnou únosnost jako stykované prvky. V případě, že stykujeme prvky rozdílné tloušťky, je třeba posoudit svar menší tloušťky .U mostních konstrukcí z důvodu únavy provádíme plynulou změnu tloušťky tlustšího průřezu až do svaru se sklonem alespoň 1:5. V případě, že podmínka plného provaření není splněna, redukuje se únosnost svaru redukčním součinitelem γ_r. Jeho hodnoty respektují výsledky defektoskopických zkoušek a jim odpovídajících klasifikačních stupňů.

Částečně provařené tupé svary se u mostních konstrukcí neprovádějí.

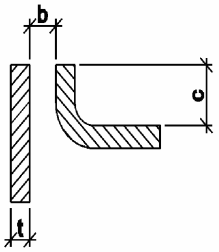


NEPODLOŽENÝ I- SVAR
t = 1 až 3 mm

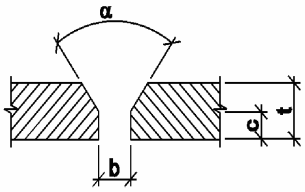
PODLOŽENÝ I- SVAR
t = 2 až 5 mm



I- SVAR S PODLOŽKOU
t = 3 až 5 mm
b = t

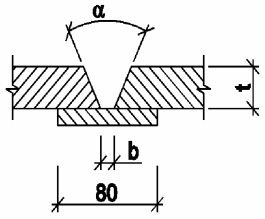


LEMOVÝ I- SVAR
t < 3 mm
b = 0 až 2 mm
c = 0 až 2 mm

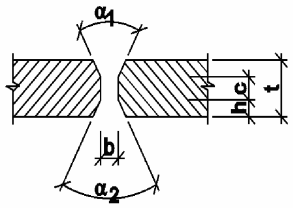


NEPODLOŽENÝ V- SVAR
t = 3 až 20 mm
b = 2 až 3 mm
c = t až 2 mm
α = 60°

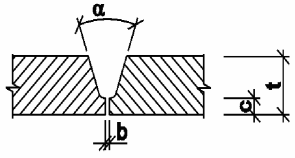
PODLOŽENÝ V- SVAR
b = 0 až 1 mm
c = 3 až 4 mm



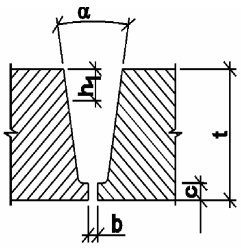
V- SVAR S PODLOŽKOU
t < 4 mm
b = 4 až 7 mm
α = 20°



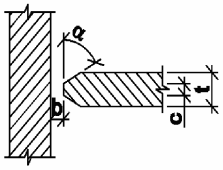
X - SVAR
t = 8 až 10 mm
h ≈ t / 2
b = 2 až 3 mm
c = 1 až 2 mm
$\alpha_1 = \alpha_2 = 60°$



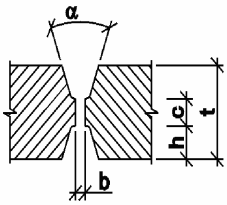
U - SVAR
t = 15 až 40 mm
b = 2 až 3 mm
c = 2 až 3 mm
α = 22°



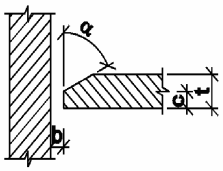
PODLOŽENÝ U- SVAR
t > 40 mm
b = 0 až 1 mm
c = 3 až 4 mm
$h_1 = t / 4$
α = 20°



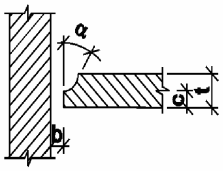
K- SVAR
t = 12 až 40 mm
b = 1 až 3 mm
c = 1 až 2 mm
α = 50°



DVOJSTRANNÝ U-SVAR
t = 30 až 40 mm
r = 1 až 2 mm
c = 2 až 3 mm
h = t / 2 až t /3
α = 22°



1 / 2 V- SVAR
t = 4 až 15 mm
b = 2 až 3 mm
c = 1 až 2 mm
α = 60°



1 / 2 U- SVAR
t > 15 mm
b = 1 až 2 mm
c = 1 až 2 mm
α = 18°
PODLOŽENÝ
c = 2 až 3 mm

Obr. 9.5.10 Tupé svary v závislosti na tloušťkách stykovaných část.

1. Uspořádání spoje, minimální vzdálenosti otvorů.
2. Šroubové spoje, druh namáhání, posouzení, rozdíl mezi přesnými lícovanými šrouby a šrouby vysokopevnostními.
3. Nýtové spoje, druh namáhání, posouzení.
4. Svařované spoje, druhy svarů, namáhání, posouzení.

Slovník

spoje	connections
svar	weld
šroub	bolt
nýt	rivet
smršťování	shrinkage
návrhová únosnost ve smyku	design shear resistence
návrhová únosnost v otlačení	design bearing resistence
třecí spoj	slip resistance connection
třecí síla	friction force
předpínání	preloading
součinitel tření	slip factor

9.6 Únava materiálu

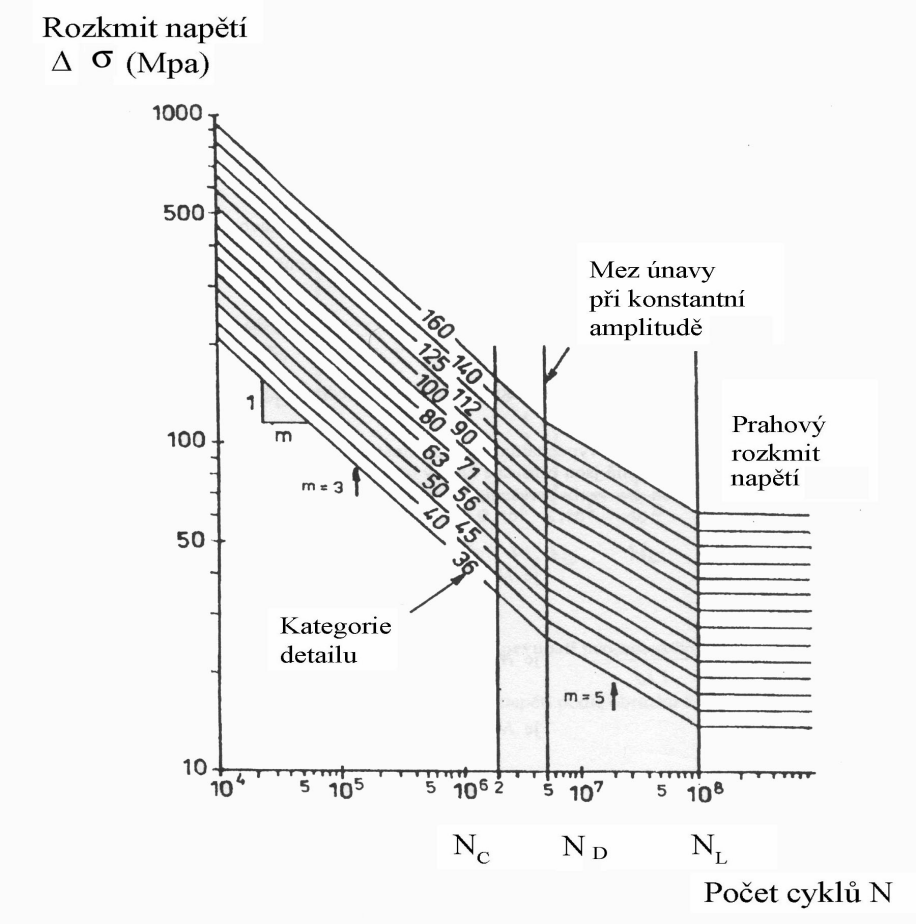
Únavová poškození kovových materiálů vznikají v důsledku mnohonásobného opakování plastické lokální deformace v místech koncentrace napětí. Běžně těžko sledovatelné kumulativní poškozování ve tvaru trhlin může končit až únavným lomem. Protože jde o průběh závislý na počtu zatěžovacích cyklů, jsou takto vzniklé poruchy velmi závažné pro životnost konstrukcí.

9.6.1 Únavová pevnost

Při vzniku a dalším rozvoji únavné trhliny rozeznáváme tato stadia:

1. Stadium inkubace únavového procesu a změn fyzikálních a mechanických vlastností materiálu.
2. Stadium nukleace submikroskopických trhlin a jejich šíření.
3. Stadium šíření únavové trhliny. Charakteristické pro toto stadium je přechod mikrotrhlin přes hranice zrn, vytvoří se zpravidla magistrální trhlina, která se šíří kolmo na vektor hlavního tahového napětí.
4. Stadium nestabilního šíření trhliny. Únavová trhlina velmi rychle roste a následuje lom. Kritická délka únavové trhliny se definuje jako délka, na kterou se trhlina může stabilně rozšiřovat bez vniku makroplastické nestability.

Základním podkladem pro únavové hodnocení je Wöhlerova křivka (křivka únavové pevnosti). Její zjednodušená úprava v log. tvaru pro normálné napětí je uvedena na obr. 9.6.1.



Obr. 9.6.1 Křivka únavové pevnosti pro rozkmit normálního napětí

Vyjadřuje závislost mezi konstantním rozkmitem napětí ($\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$) a počtem cyklů do porušení při požadované pravděpodobností záruce pro různé kategorie detailů. Stanovuje se pro 95 % pravděpodobnost přežití (kvantil) a toleranční interval 75 %. Závislost počtu cyklů N na rozkmitu napětí je možno vyjádřit vztahem

$$N = C\Delta\sigma_R^{-m} \tag{9.6.1}$$

kde C je materiálová konstanta a je odlišná pro různé druhy vrubů.

Vrubem rozumíme lokální koncentrátor napětí, který může být geometrický, např. náhlá změna průřezu, trhlina atd. nebo strukturální např. vnitřní pnutí od svařování.

m je materiálová konstanta, vyjadřující sklon Wöhlerovy křivky.

$\Delta\sigma_R$ je mezní rozkmit napětí při stacionárním zatížení s konstantním rozkmitem.

Jak je patrno z obrázku 9.6.1 jsou na únavové křivce zvlášť významné body C,D,L.

C je bod, odpovídající počtu cyklů $N=2.10^6$, jemuž odpovídající mezní rozkmit charakterizuje kategorii detailu.

D je bod změny sklonu křivky únavové pevnosti

L označuje prahový rozkmit napětí, pod který únavová pevnost dále neklesá.

Ve smyslu vztahu 9.6.1 a obr. 9.6.1 platí:

$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_c^m 2x10^6 \quad \text{m=3 pro } N \le 5x10^6$$

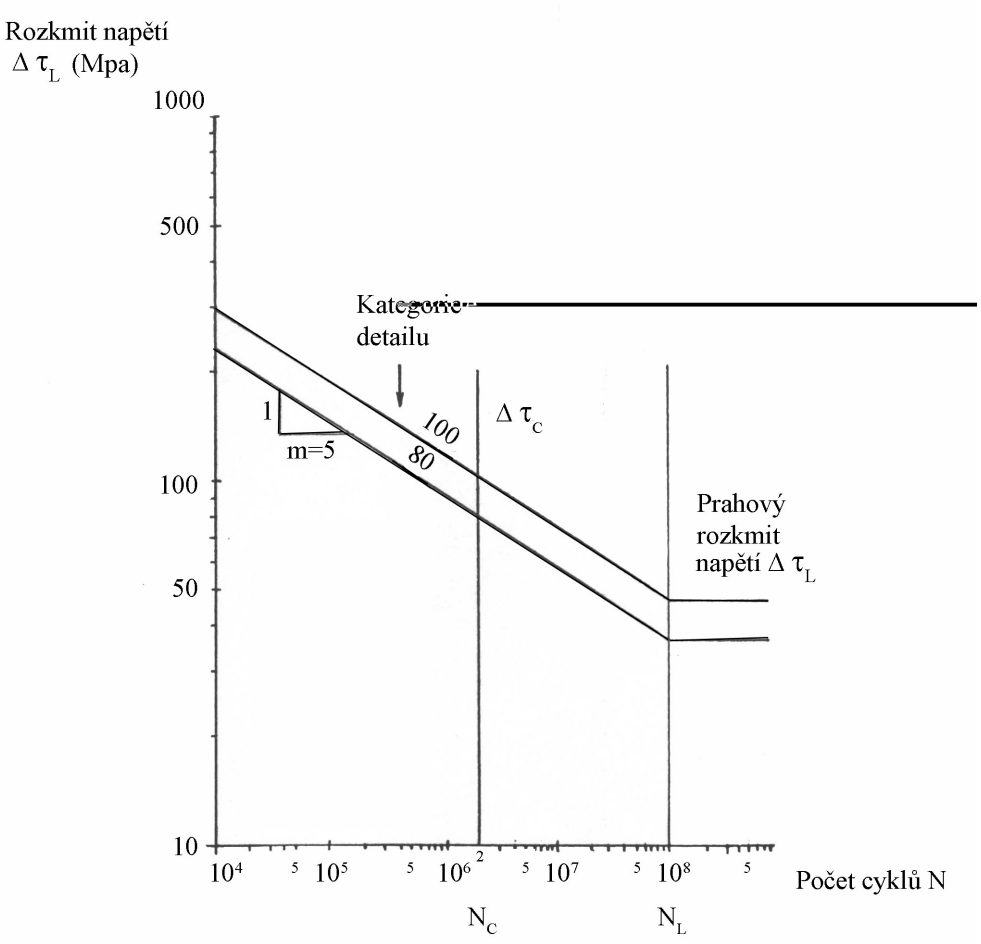
$$\Delta\sigma_R^m N_R = \Delta\sigma_D 5x10^6 \quad \text{m=5 pro } 5\cdot 10^6 \langle N \langle 10^8$$

kde

$$\Delta\sigma_D = \left(\frac{2}{5}\right)^{\frac{1}{3}} \Delta\sigma_C = 0{,}737\Delta\sigma_C \tag{9.6.2}$$

$$\Delta\sigma_L = \left(\frac{5}{100}\right)^{\frac{1}{5}} = 0{,}549\Delta\sigma_D$$

Pro smykové napětí jsou křivky únavné pevnosti na obr. 9.6.2.



Obr. 9.6.2 Únavová křivka pro rozkmit smykového napětí

Pro ni platí:

$$\Delta\tau_R^m N_R = \Delta\tau_c^m 2x10^6 \quad \text{s m=5} \quad \text{pro } N \le 10^8 \tag{9.6.3}$$

$$\Delta\tau_L = \left(\frac{2}{100}\right)^{\frac{1}{5}} \Delta\tau_C = 0{,}457\Delta\tau_C$$

Pro nejčastěji navrhované detaily ocelových konstrukcí jsou kategorie detailů uvedené v normách pro navrhování např. ČSN 731401.

V případě, že navrhovaný detail není mezi normovanými detaily, je třeba křivky únavové pevnosti stanovit experimentálně. Konzervativně je možno využít křivky podle obr. 9.6.1 a 9.6.2 pro nižší kategorie detailů než udávají údaje, získané z experimentu. V ČSN 736205 jsou kategorie detailů uvedeny v příloze C.

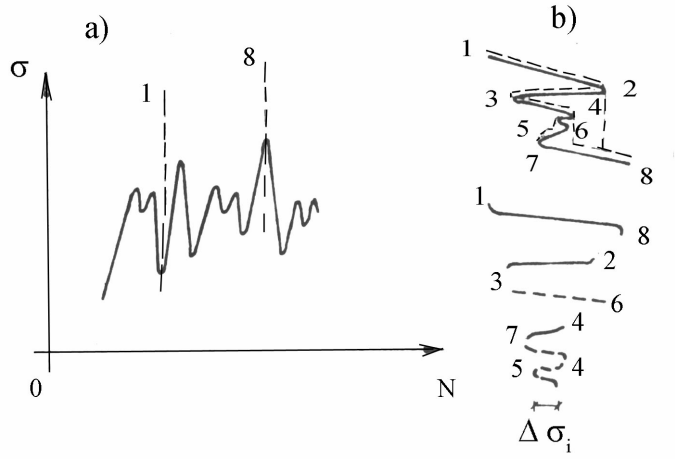
9.6.2 Účinky zatížení

Při výpočtu dynamických účinků zatížení se používá lineární pružnostní analýza. Při stanovení maximálního rozkmitu napětí ve vyšetřovaných místech se musí brát všechny účinky zatížení včetně distorzních vlivů. Pokud se použil zjednodušený výpočetní model, nevystihující plně špičky napětí, je to nutné vyjádřit korekčními součiniteli. [9.9].

Tak např. u styčníků příhradových nosníků za předpokladu kloubového spojení ve styčnících se uvažuje korekční součinitel hodnotami k1 pro pásy hodnotou 1,5.

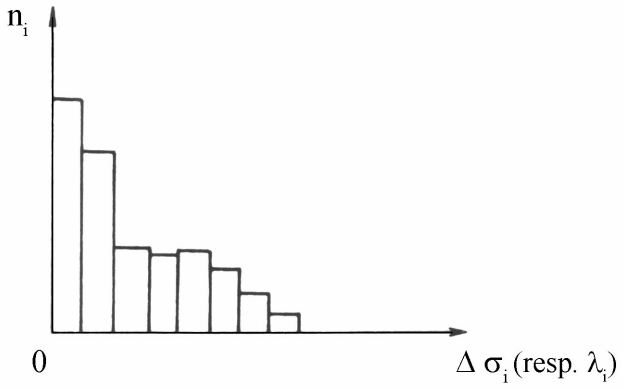
Spektrum napětí se počítá pro návrhové provozní zatížení, pro mezní stav použitelnosti. Modely pro zatížení na únavu jsou v normách [9.6.8]. Pro železniční mosty jsou založeny na charakteristických hodnotách UIC 71 včetně dynamického součinitele na základě dopravní skladby. Ta je uvedena ve dvou kategoriích a to „Obvyklá doprava“ a „Těžká doprava“ s nápravami 250 kN. Podrobnosti jsou uvedeny v příl. F této normy.

Je uvedeno 7 typů vlaků. Každá skladba je založena na roční zátěži 25.106 t, která se přepraví po každé koleji mostu. Pro silniční mosty je uvedeno 5 modelů pro zatížení únavou. Doporučuje se použít model zatížení 3, jedno čtyřnápravové vozidlo s nápravovým tlakem 120 kN. Účinky zatížení na mostní konstrukci mají stochastický charakter. Rozkmity napětí jsou tedy náhodně proměnné veličiny, proměnné v čase. Z toho důvodu je nemůžeme přímo při posouzení na únavu srovnávat s mezními rozkmity podle křivek únavové pevnosti, které byly sestrojeny pro konstantní rozkmit. Zavádíme proto do výpočtu tzv. ekvivalentní rozkmit, tj. fiktivní konstantní rozkmit, který způsobí stejné poškození pro daný počet cyklů jako skutečné zatížení. Pro jeho stanovení používáme teorii kumulativního poškození při únavě. Zatížení proměnné v čase vyvolá ve vyšetřovaném místě napětí, jehož časovou závislost udává obr. 9.6.3.



Obr. 9.6.3 Stochastický průběh napětí

Tento skutečný průběh napětí se statisticky zpracuje, tj. sestrojí se spektrum rozkmitu napětí (histogram), udávající počtu cyklů v časovém snímku, odpovídajících jednotlivým rozkmitům.



Obr. 9.6.4 Spektra rozkmitu napětí

Pro jeho sestrojení existují různé třídící metody, z nichž nejčastěji užívaná je metoda stékajícího deště (rain-flow), jejíž princip je na obr. 9.6.3.

Existuje celá řada teorií poškození, z nichž nejčastěji užívaná je Palmgren-Minerova teorie lineárního poškození. Ta předpokládá, že každý cyklus zatížení odpovídající určitému rozkmitu způsobuje dílčí poškození D_i. To se stále kumuluje, až dosáhne jisté limitní míry poškození, při které se vytvoří trhlina

$$D_d = \Sigma D_i = \Sigma \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \le D_R \tag{9.6.4}$$

kde n_{Ei} je počet cyklů odpovídající $\Delta\sigma_{Ei}$ ze spektra rozkmitu napětí (obr. 9.6.4).

N_{Ri} je potom počet cyklů z křivky únavové pevnosti podle obr. 9.6.1 odpovídající meznímu rozkmitu $\Delta\sigma_{Ri}$.

Za D_R se zpravidla bere D_R =1. Z tohoto vztahu můžeme přímo určit životnost konstrukčního prvku, pokud jsme ho vyhodnotili pro určitou časovou jednotku např., rok.

Pokud nahradíme skutečné kumulativní zatížení zatížením o konstantním rozkmitu napětí $\sigma_{E,2}$ pro počet cyklů $N_c = 2.10^{6,}$ můžeme z podmínky stejného poškození podle (9.6.4) odvodit ekvivalentní konstantní rozkmit $\sigma_{E,2}$,

$$\frac{\Sigma n_i}{N_{E,2}} = \frac{2\cdot 10^6 \cdot \Delta\sigma_{E,2}^m}{\Delta\sigma_c^m \cdot 2\cdot 10^6} = D_d \tag{9.6.5}$$

Z toho v intencích polopravděpodobnostního posouzení spolehlivosti se zavedením parciálních součinitelů spolehlivosti platí pro ekvivalentní rozkmit

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} = D^{\frac{1}{m}} \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Fm} \tag{9.6.6}$$

kde γ_{Ff} je součinitel zatížení při únavě, $\gamma_{f,m}$ je součinitel materiálu při únavě pro m=3, D je dáno vztahem (9.6.4).

Pokud nemáme k dispozici spektrum napětí, uvádějí příslušné normy pro navrhování pro ekvivalentní rozkmit napětí vztahy

$$\gamma_{F,f}\Delta\sigma_{E,2} = \lambda_1 x\lambda_2 ... x\lambda_i ... x\lambda_n x\Delta\sigma(\gamma_F Q_k) \tag{9.6.7}$$

kde $\Delta\sigma(\gamma_F Q_k)$ je spektrum napětí od zatížení při únavě, specifikované v příslušných zatěžovacích normách. Podobně to platí i pro smykové napětí. Pro mostní konstrukce jsou součinitelé ekvivalentního poškození (i=1, 2, 3, 4) v normě pro navrhování mostů [9.1].

Pro mosty pozemních komunikací je význam jednotlivých součinitelů ekvivalentního poškození λ_i následující:

λ_1 je součinitel vyjadřující vliv typu nosníku a závisí na délce (rozpětí) a příčinkové čáře

λ_2 zohledňuje objem dopravy

λ_3 zohledňuje návrhovou životnost mostu

λ_4 zohledňuje vliv těžké dopravy v jiných dopravních pruzích

Pro železniční mosty je význam součinitelů ekvivalentního poškození podobný, v konkrétních hodnotách a způsobu výpočtu se však poněkud liší. Pro koutové svary platí pro $\Delta\sigma(\Delta\tau)$ ve výrazu (9.6.7) vztahy

$$\tau_{wf} = \sqrt{\sigma_{\perp f}^2 + \tau_{\perp f}^2} \tag{9.6.8}$$

$$\tau_{wf} = \tau_{IIf}$$

kde $\sigma_{\perp f}, \tau_{IIf}, \tau_{\perp f}$ jsou normálová napětí kolmé na plochu porušení svaru, $\tau_{II}, \tau_{\perp}$ jsou smyková napětí rovnoběžná a kolmá na osu svaru v ploše porušení ve smyslu kap. 9.5.

Nebezpečí poškození únavou se zmenšuje v oblasti tlakových napětí. To se zohledňuje tím, že se do výpočtu bere jen 60 % amplitudy tlakových napětí, což je vyjádřeno vztahem

$$\Delta\sigma = |\sigma_{\max}| + 0{,}6|\sigma_{\min}| \tag{9.6.9}$$

kde $\sigma_{\max}(\sigma_{(\min)})$ je maximální hodnota tahového (tlakového napětí.

9.6.3 Posudek na únavu

Evropská norma [9.6] rozlišuje dvě metody navrhování a to:

- tolerantní k poškození (damane tolerance)
- bezpečného života (safe life)

Metoda tolerantní poškození musí zaručit spolehlivost konstrukce po dobu životnosti za předpokladu průběžné inspekce a údržby s korekcí případně zjištěných závad.

Metoda bezpečného života se aplikuje v případě, když inspekci ani údržba není zaručena.Aplikuje se také v případě, když výskyt trhliny v jednom komponentu může vést k náhlému kolapsu konstrukce. Obě metody se odlišují různou mírou spolehlivosti.

Ve smyslu metodiky mezních stavů musí platit, že účinky návrhového zatížení musí být menší než návrhová únavová pevnost což se vyjádří vztahem:

$$\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E,2} \le \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \qquad (9.6.10)$$

$$\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2} \le \frac{\Delta\tau_c}{\gamma_{Mf}}$$

Pro kombinované napětí se použije interakční vztah

$$\left(\frac{\gamma_{Ff}\Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_c/\gamma_{Mf}}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{Ff}\Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_c/\gamma_{Mf}}\right)^2 \le 1 \qquad (9.6.11)$$

Součinitel spolehlivosti při únavě doporučuje EN brát diferencovaně podle důsledků poškození a konceptu navrhování Stanovuje jej v bab, 3.1 [9.10]. Pro mostní konstrukce se závažnými důsledky poškození se zavádí hodnotou γ_{Ff} = 1,15, což se shoduje s požadavkem ČSN 736205.

1. Popište stádia šíření únavové trhliny.
2. Co to je Wöhlerova únavová křivka, jaký má význam kategorie detailu ?.
3. Popište princip metody Rain Flow, k čemu slouží.
4. Co to je Palmgren-Minerova teorie lineárního poškození ?
5. Co to je ekvivalentní konstatní rozkmit $\sigma_{E,2}$, součinitele ekvivalentního poškození.
6. Posouzení na únavu dle evropských norem.

Slovník

Únava	fatique
Trhlina	crack
Lom	fracture
Šíření trhliny	crack propagation
Rozkmit napětí	stress range
Vrub	notch
Lineární lomová mechanika	linear elastic fracture mechanics
Wöhlerova křivka	Wöhler curve, SN curve
Koeficient intenzity napětí	stress intensity factor
Počet cyklů	number of cycles
Porucha	failure
Únavová životnost	fatique life

9.7 Mostní svršek a mostovky kovových mostů

9.7.1 Mostní svršek

Mostní svršek je část mostu přímo nebo nepřímo uložená na jeho nosné konstrukci. Základní geometrické a konstrukční charakteristiky mostního svršku odpovídají druhu dopravy, kterou most převádí.

Drážní mostní svršek zahrnuje kolejnice, upevňovadla, pražce nebo mostnice, štěrkové lože, pojistné úhelníky, mostní podlahu apod. Jeho uložení na ocelovou nosnou konstrukci může být realizováno třemi způsoby

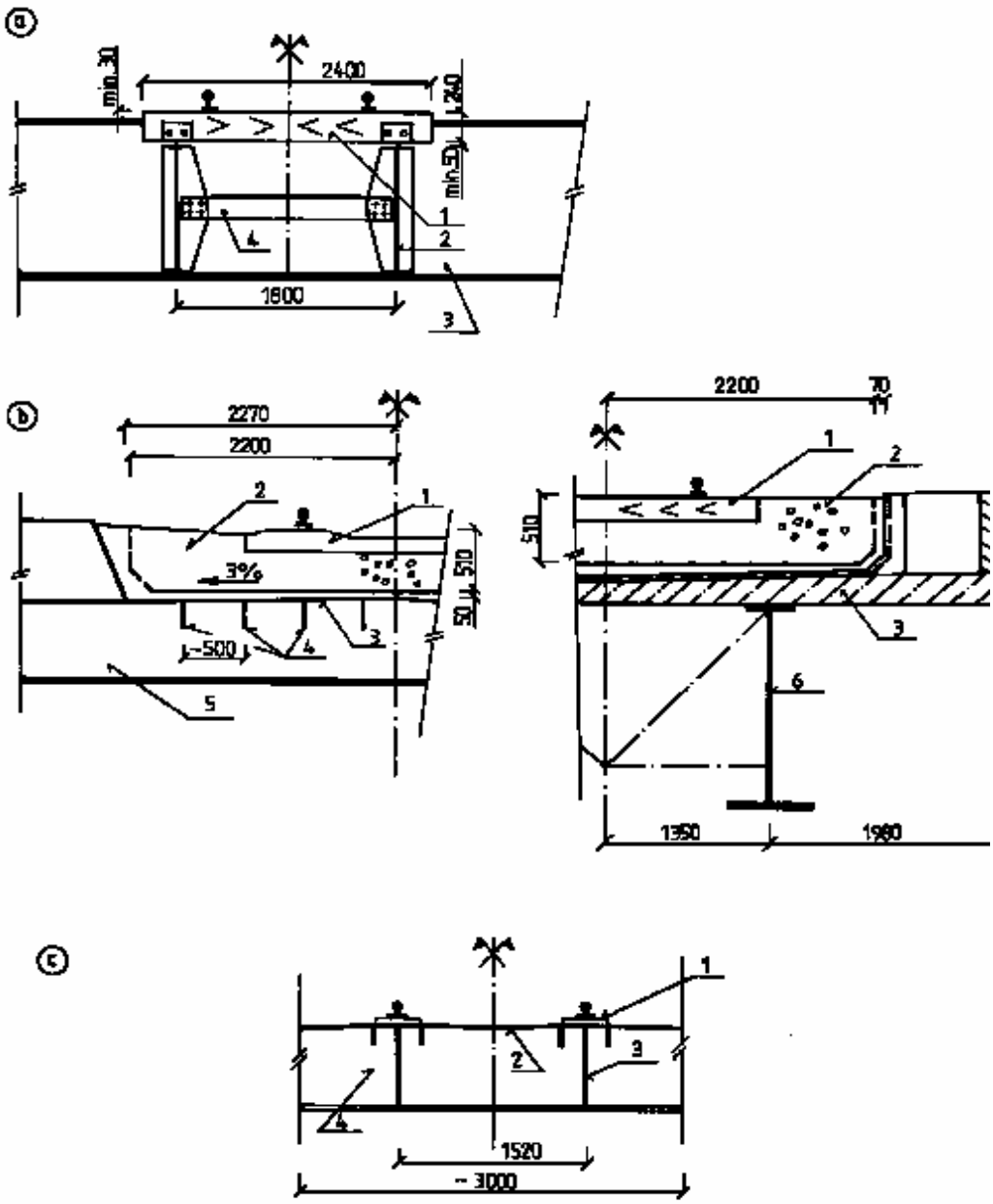
a) kolejnice upevněné na mostnicích (obr. 9.7.1 a)

b) kolejnice upevněné na pražcích v kolejovém loži (obr. 9.7.1 b)

c) kolejnice uložené přímo na nosné konstrukci (obr. 9.7.1 c)

Pojistné úhelníky mají zmírnit účinky vykolejení na mostě. Jejich umístění je zřejmé obr.9.7.2. Navrhují se pouze u mostovek s mostnicemi nebo při přímém uložení koleje na desce mostovky. Účinnost pojistných úhelníků lze zvětšit provedením podle obr. 9.7.2.b připojením ke konsolám v úrovni temene kolejnic.

Silniční mostní svršek zahrnuje vozovku, chodníkové, krajnicové nebo cyklistické zpevnění, odvodňovací proužek, dělící pás, vyrovnávací vrstvy, izolace apod. Silniční vozovka musí být nepropustná, trvanlivá a dostatečně přilnavá k nosnému podkladu. V současnosti se na mostech pozemních komunikací uplatňují výhradně živičné vozovky uložené na betonovém nebo ocelovém nosném podkladě (viz. obr. 9.7.3)

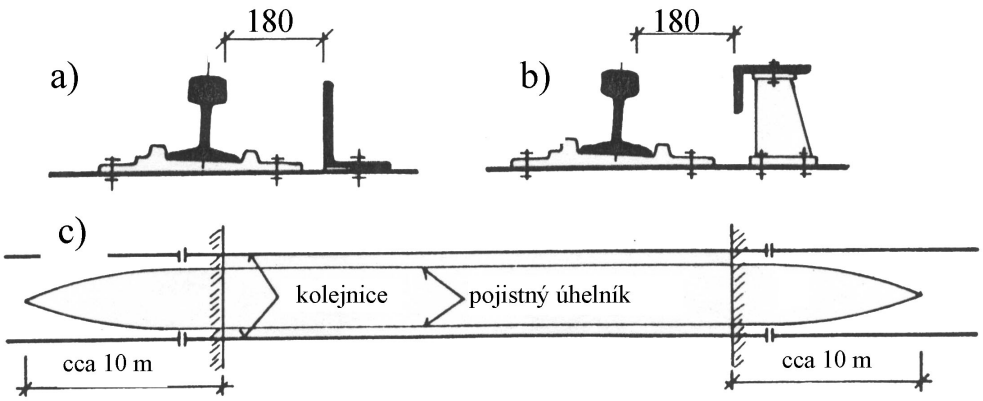


Obr. 9.7.1 Mostní svršek a mostovky mostů drážních komunikací

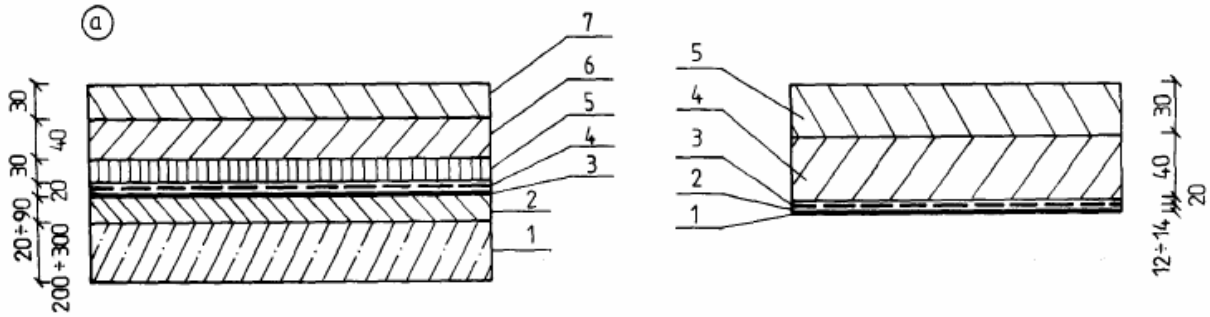
a) l - mostnice, 2-podélník, 3-příčník, 4-ztužení podélníků

b) 1-pražec, 2-štěrkové lože, 3-ortotropní plechová nebo žel. betonová deska, 4-podélná výztuha, 5-příčná výztuha, 6-hlavní nosník

c) l-podkladnice a vyrovnávací podložka, 2-ocelová plechová deska, 3-podélná výztuha, 4-příčná výztuha



Obr. 9.7.2 Pojistné úhelníky



Obr 9.7.3 Vozovka mostů pozemních komunikací

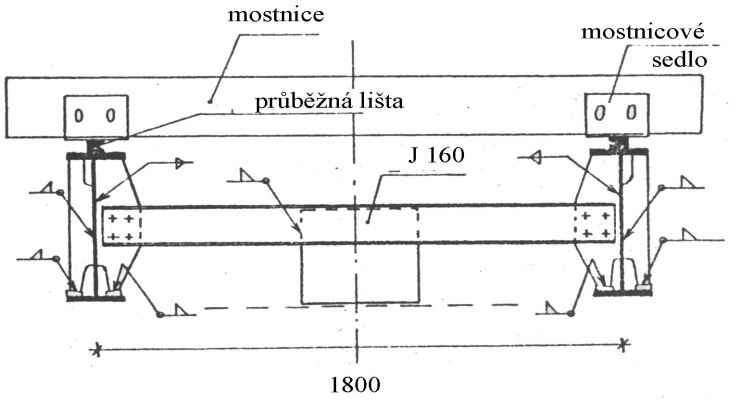
a) na železobetonové desce; l-žel. bet. deska, 2-vyrovnávací vrstva betonová nebo živičná, 3-penetrační nátěr, 4-izolace, 5-ochrana izolace, 6-ložná vrstva, 7-obrusná vrstva

b) na ocelové desce, l-ocelová deska, 2-adhezní protikorozní hmota (Oktahaftmasse), 3-izolace, 4-ložná vrstva, 5-obrusná vrstva

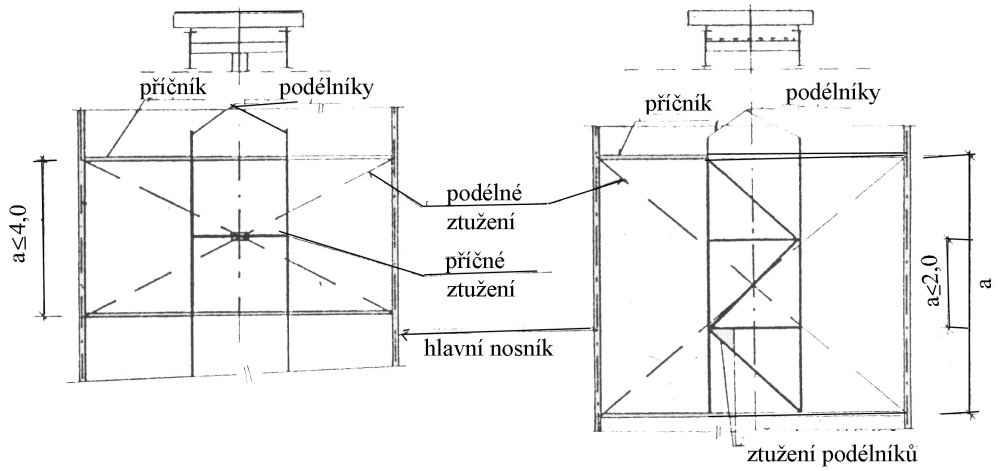
9.7.2 Mostovka

Mostovka je část nosné konstrukce mostu, která přenáší zatížení z mostního svršku do hlavní nosné konstrukce. Podle konstrukčního řešení rozeznáváme mostovku **prvkovou a mostovku deskovou**.

Prvková mostovka má charakter roštové soustavy tvořené podélníky a příčníky mostu. V případě mostů drážních komunikací podélníky přímo nesou mostní svršek tvořený mostnicemi a kolejnicemi s upevňovadly. Podélníky jsou umístěny v osové vzdálenosti l,8 m (viz obr. 9.7.1a). Vzdálenosti příčníků zpravidla souvisí s typem hlavního nosníku, takže se pohybují v rozsahu 2 až 6 m. V příčném směru se podélníky vzájemně spojují mostovkovým ztužením, které tak výrazně přispívá k zvýšené vodorovné tuhosti prvkové mostovky(Obr. 9.7.4), (9.7.5a). Při větší vzdálenosti příčníků je nutno vodorovnou tuhost podélníků zajistit samostatným podélným ztužením (Obr. 9.7.5.b.)



Obr. 9.7.4 Příčné ztužení podélníků



Obr. 9.7.5 Typy podélníků podle jejich ztužení) podélníky s vlastním podélným ztužením

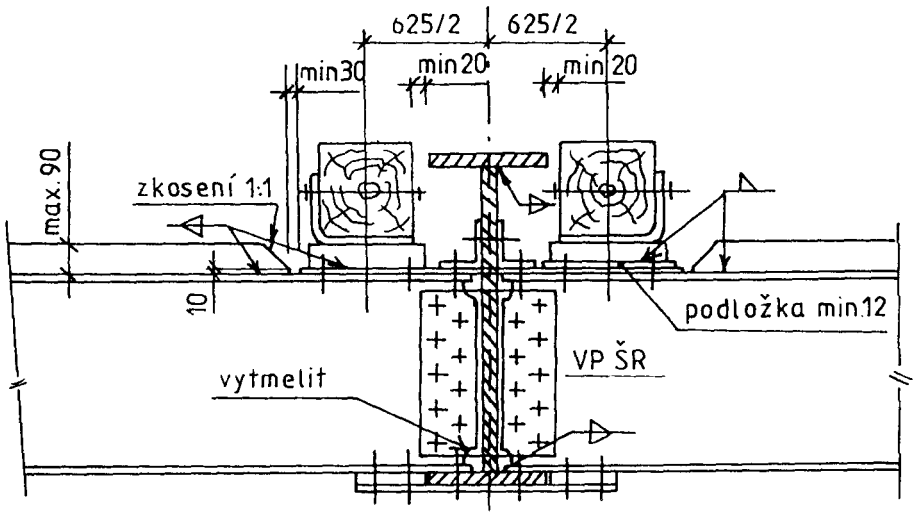
Vzájemné spojení podélníků a příčníků je závislé na jejich poloze. Nejčastěji se dnes užívá podélníků vmontovaných mezi příčníky, jak je patrné z obr. 9.7.6 u starších typů mostů se setkáme i s podélníky nasazenými na příčníky. Mostnice se na podélníky ukládají centricky prostřednictvím průběžné lišty přivařené na jeho horní pásnici (viz. Obr 9.7.7).Toto řešení vystřídalo starší řešení, kdy se mostnice ukládaly přímo na pásnice podélníků . V důsledku průhybu mostnic docházelo při každém najetí nápravy k příčnému ohybu pásnic podélníků a následným únavovým lomům.

V případě mostů pozemních komunikací se prvková mostovka již neužívá. Jak je zřejmé z obr. 9.7.8, musí být doplněna o nosný podklad mostního svršku v podobě dosti těžké železobetonové mostovkové desky, takže hmotnost celého mostu značně vzrůstá a stává se tak neúnosnou.

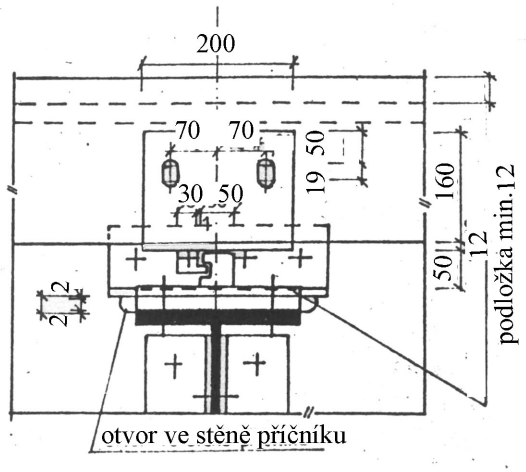
Desková mostovka je tvořena ocelovou vyztuženou deskou (ortotropní deska) nebo železobetonovou deskou. U železničních mostů je ocelová deska přizpůsobena charakteru mostního svršku. V případě průběžného kolejového lože má ocelová deska charakter plechové vany (viz. obr. 9.6.. 1b), jejíž nosnou část představuje ortotropní deska tvořená mostovkovým plechem tloušťky min. 14 mm vyztuženým podélnými a

příčnými výztuhami. Podélné zpravidla ploché výztuhy nebo lichoběžníkové uzavřené jsou vzdáleny od sebe cca 500 mm, příčné výztuhy tvaru ⊥ mají osovou vzdálenost obvykle 2 až 3 m.

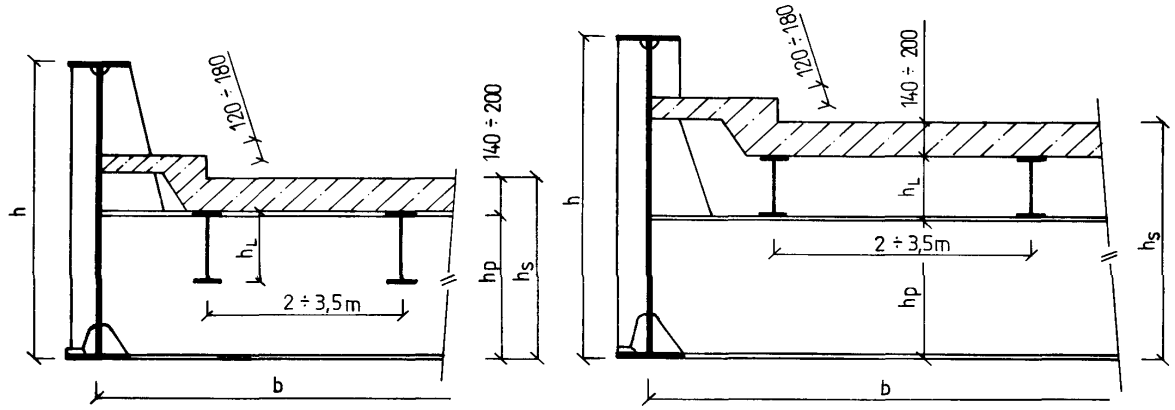
Železobetonová deska je zpravidla součástí hlavních nosníků tím, že je s nimi neposuvně spojena - spřažena. Možné řešení tohoto typu mostovky uvádíme na obr. 9.6.1b.



Obr. 9.7.6 Podélný řez stykem podélníku a příčníku



Obr. 9.7.7 Detail centrického připojení mostnice na podélník



$$h_p = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{8}\right).b$$

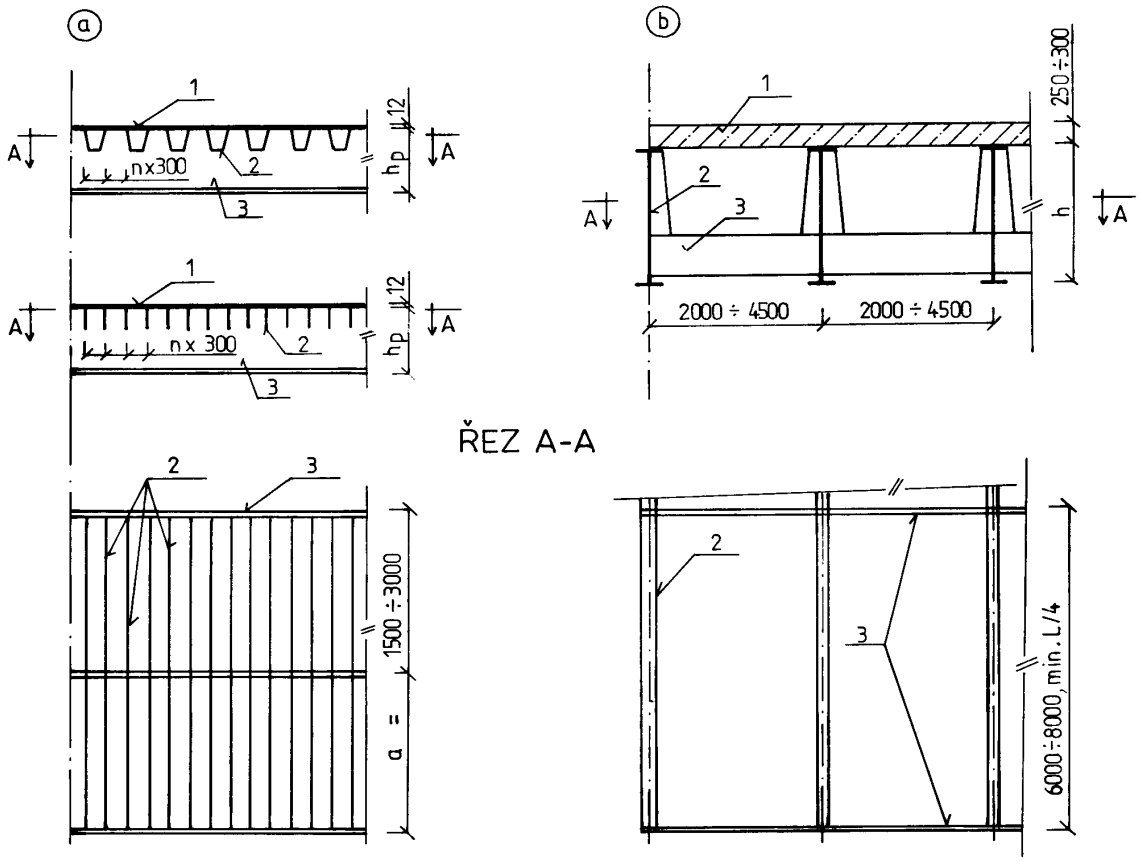
$$h_L = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right).a$$

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}\right).L$$

Obr. 9.7.8 Prvková mostovka mostů pozemních komunikací

V případě přímého uložení koleje se užívá výhradně ocelové deskové mostovky. Kolejnice jsou pomocí roznášecí desky s odpruženou podkladnicí přímo uloženy na plech deskové mostovky, jak to uvádí obr. 9.7.1c. Podélné výztuhy jsou osazovány přímo pod kolejnicemi, takže jejich osová vzdálenost je 1520 mm. Uspořádání příčných výztuh i jejich geometrie souvisí s typem hlavního nosníku a zpravidla se jejich osová vzdálenost pohybuje v rozsahu 2 až 6 m.

Desková mostovka mostů pozemních komunikací se realizuje jako ortotropní deska nebo spřažená železobetonová deska. Ortotropní deska je tvořena 12 mm tlustým plechem vyztuženým podélnými a příčnými výztuhami. Podélné výztuhy jsou otevřeného i uzavřeného tvaru v konvenční osové vzdálenosti 300 mm. Vzdálenost příčných výztuh závisí na tvaru příčného řezu, šířce mostu a typu hlavního nosníku a zpravidla se pohybuje v rozsahu 1,5 až 3 m. Spřažená železobetonová mostovka má podobný charakter jako u mostů železničních. Příklady obou typů mostovek uvádíme na obr 9.7.9.



Legenda:

ⓐ **plechová ortotropní mostovka**

1 - plech ortotropní desky

2 - podélná výztuha

3 - příčná výztuha

ⓑ **železobetonová spřažená mostovka**

1 - železobetonová deska

2 - hlavní nosník

3 - příčné ztužení

Obr. 9.7.9 Deskové mostovky mostů pozemních komunikací

9.7.3 Statický výpočet prvkové mostovky

Výpočetní model plyne z konstrukčního uspořádání (obr. 9.6.4-5). Na mostovku působí gravitační svislé zatížení a vodorovné zatížení od odstředivých sil , bočních rázů a větru . Vzhledem k zanedbatelné torzní tuhosti je možno zatížení , působící zcela obecně v rovině příčného řezu rozdělit na jednotlivá podélníky podle pravidel, vycházejících z podmínek rovnováhy. Za působiště obecně šikmé výslednice sil, působících na dvojici podélníků považujeme spojnici těžišť podélníků v případně provedení podle obr. 9.6.6 a , nebo rovinu ztužení podélníků(obr. 9.6.5.b). Vodorovnou složku zatížení přebírají podélníky rovným dílem nebo větrové ztužení podélníků pokud existuje. V případě provedení podle obr. 9.6.5. a je možno vzhledem k pevnému spojení příčného ztužení podélníků se ztužením hlavních nosníků považovat podélníky ve vodorovném směru pevně podepřené v místě uchycení do podélného ztužení konstrukce.Zjednodušený

statický výpočet dovoluje v případě centrického uložení mostnic a zanedbání lišty centrického uložení při výpočtu průřezových hodnot podélníků zanedbat současně vliv odstředivých sil, větru a bočných rázů na napjatost podélníků. Podélníky tak posuzujeme jen na svislé účinky sil, působící na mostovku a na účinky sil, vznikajících v důsledku spolupůsobení s hlavními nosníky. Vodorovné složky sil přisoudíme podélnému ztužení podélníků, příčníkům a podélnému ztužení hlavních nosníků V podélném směru modelujeme podélníky jako spojité nosníky na pružných podporách v místě příčníků. Tuhost pružných podpor se stanoví jako velikost sil, způsobující jednotkový průhyb příčníků. V minulosti se podélníky modelovaly jako prosté nosníky, uložené v místech příčníků. Sekundární ohybové momenty v místech příčníků, plynoucí z konstrukčního řešení však přemáhaly přípoje na příčník a docházelo k jejich poruchám. Z toho důvodu platná mostní norma sice dovoluje vycházet z modelu prostého nosníku, což je z hlediska výpočetního výhodnější, udává však určité korekce dále uvedené. Ohybové momenty a podporové reakce od svislých účinků zatížení lze přibližně stanovit následovně:

Ohybový moment	krajní pole	1,0 M_{max}
	Vnitřní pole	0,8 M_{max}
	Nad podporou	0,75 M_{max}
Podporová reakce	krajní	1,00 A_{max}
	Mezilehlá	1,1 A_{max}

Stykovací příložky podélníků v místě křížení s příčníky (obr. 9.6.6.)a k nim příslušející spojovací prostředky posuzujeme zjednodušeně na ohybový moment v místě podpory, který rozložíme do dvojice sil na rameni, rovném vzdálenosti těžištních os příložek.

Příčníky modelujeme pro svislé zatížení zpravidla jako prosté nosníky, uložené v místech hlavních nosníků, zatížené reakcemi podélníků.

1. Popište způsoby realizace drážního mostního svršku, schématicky zakreslete.
2. K čemu slouží pojistné úhelníky ?.
3. Co to je mostovka, druhy mostovek, schématická znázornění konstrukčních řešení mostovek.

Slovník

Plnostěnný nosník	plate girder
Mostovka	bridge deck
Mostovka dolní	rodway below

Mostovka horní	rodway above
Prostorové působení	spatial behaviour
Příčinková čára	influance line

9.8 Plnostěnné trámové mosty s prvkovými mostovkami

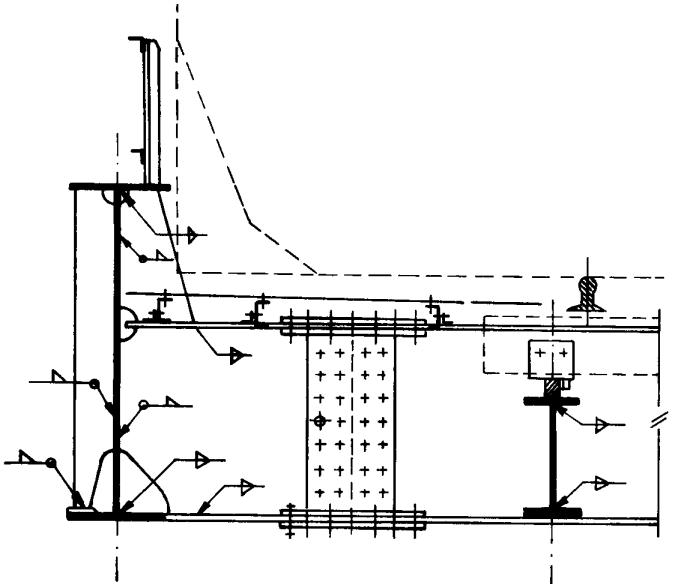
9.8.1 Prostorové uspořádání a konstrukční řešení

Tento typ mostů je stále nejrozšířenějším zejména v železniční síti, neboť se užívá k překlenutí malých překážek o světlosti do cca 33m. Pro mosty pozemních komunikací se uvedený typ nepoužívá. Taktéž u drážních komunikací se jedná více o stávající mosty, kde se s tímto typem setkáme. Z hlediska výstavby nových mostů se dává jednoznačně přednost mostům s průběžným kolejovým ložem na deskové ortotropní mostovce. Pouze v případech rekonstrukcí mostů s nízkou stavební výškou lze aplikovat plnostěnný most s dolní prvkovou mostovkou, neboť tentýž most s průběžným kolejovým ložem by si vyžadoval rozsáhlejší úpravy v přilehlých traťových úsecích. Příčný řez plnostěnného mostu s dolní prvkovou mostovkou uvádí obr.9.8.1. Půdorysné uspořádání se základními typy podélného podmostovkového ztužení mostu, které se osazuje při spodních pásech hlavních nosníků, je zřejmé z obr. 9.8.2. Základní funkcí podélného ztužení je přebírat vodorovné příčné účinky zatížení v podobě větru, bočních rázů a odstředivých sil. Podélné vodorovné účinky zachycuje tzv. brzdné ztužidlo umísťované u stávajících mostů zpravidla uprostřed rozpětí (obr. 9.8.3 b).V případě absence brzdného ztužidla přejímají brzdné síly příčníky, které jsou namáhány na vodorovný ohyb ve směru jejich menší tuhosti.

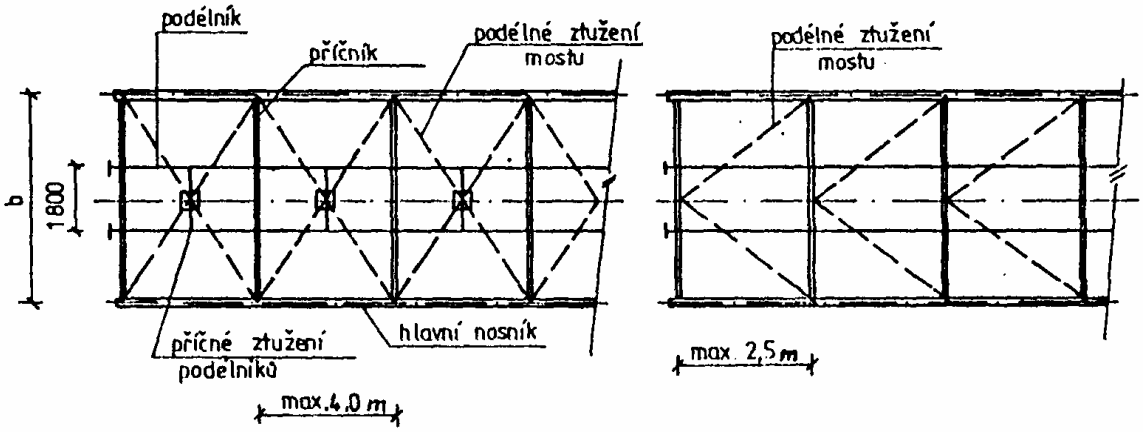
Nejhospodárnější konstrukcí mostu s prvkovou mostovkou je plnostěnný most s horní mostovkou, správněji označovaný jako most bez mostovky, neboť mostní svršek je zde přímo uložen na hlavní nosníky osově vzdálené l,8 m. Jak je zřejmé z obr. 9.8.4, umísťuje se podélné ztužení co nejblíže jízdní dráze, u mostů s rozpětím větším 20 m se aplikuje ztužení i v dolní části. Prostorový tvar zabezpečují příčná ztužidla, umísťovaná ve vzdálenostech 2 až 2,2 m. S ohledem na velkou stavební výšku a tím i nebezpečí ztráty stability polohy překlopením se tento typ mostu užívá pro rozpětí do 25 m.

Oba již vzpomínané konstrukční typy mostů s prvkovými mostovkami doplňuje plnostěnný trámový most s mostovkou zapuštěnou (obr. 9.8.5). Osová vzdálenost hlavních nosníků vyplývá z rozměru mostnice a pohybuje se v rozsahu 2,8÷2,9 m. Konstrukce je tak stabilnější, avšak méně hospodárná než v případě mostu bez mostovky. Podélné ztužení se vede v úrovni horních pásnic příčníků, u mostů s rozpětím nad l8 m bývá doplněno ztužením v úrovni dolních pásů hlavních nosníků. V obr. 9.8.6 uvádíme přehledně tvary průřezů základních nosných prvků mostů s prvkovými mostovkami včetně jejich geometrických rozměrů.

Hlavní výhodou plnostěnných mostů s prvkovými mostovkami je jejich jasné statické působení a vzhledem ke svému stáří dostatečně provozem ověřené chování. Nevýhodou je nepoužitelnost pro vyšší rychlosti (max. rychlost je limitována prvkovou mostovkou na l20 km/hod) a přerušení kontinuální rekonstrukce žel. svršku.

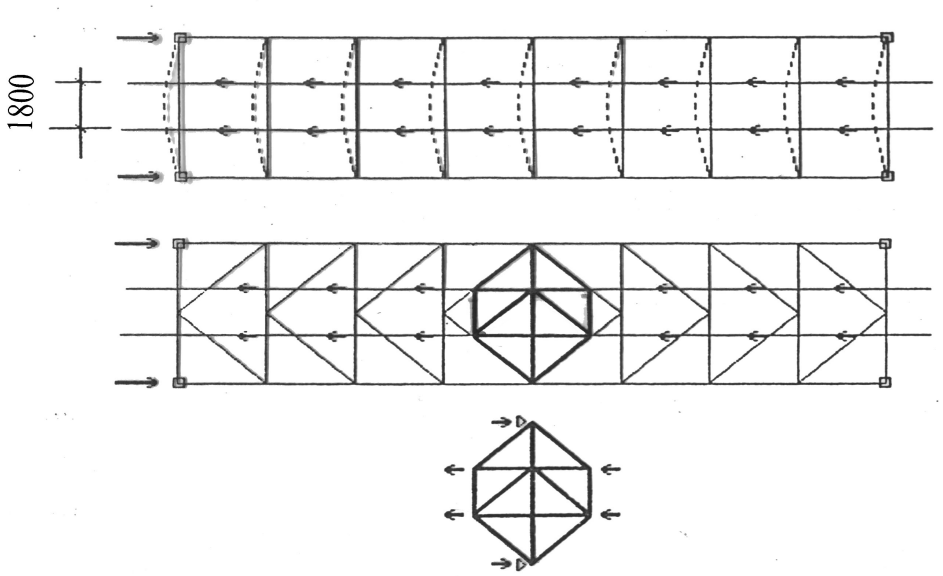


Obr. 9.8.1 Příčný řez železničním plnostěnným mostem s dolní prvkovou mostovkou

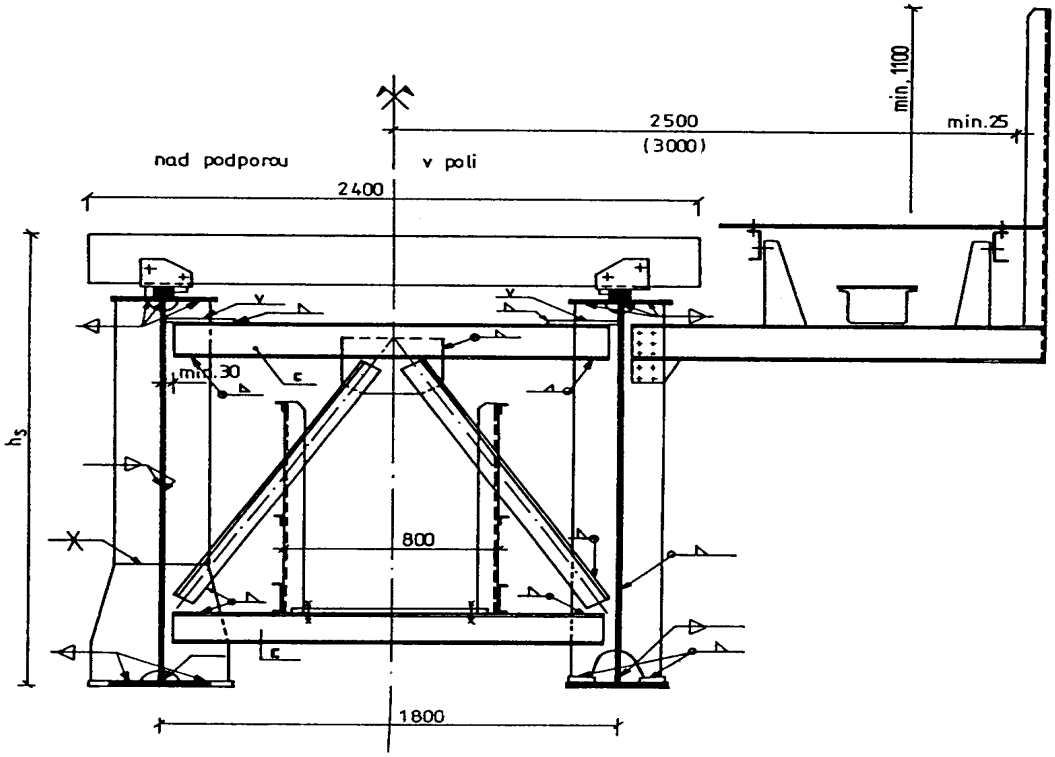


Obr. 9.8.2 Půdorysné uspořádáním mostů s dolními prvkovými mostovkami

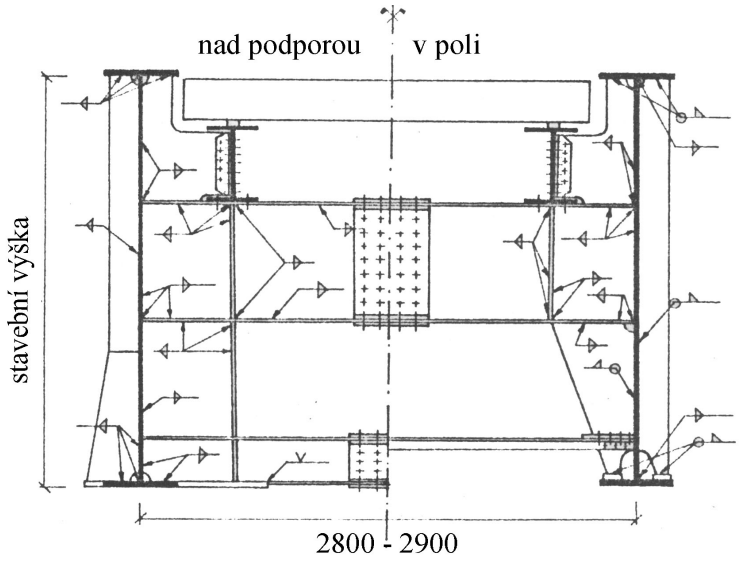
Komplexnější informaci o tomto typu mostů čtenáři poskytne mostní vzorový list MVL 311 [9.14].



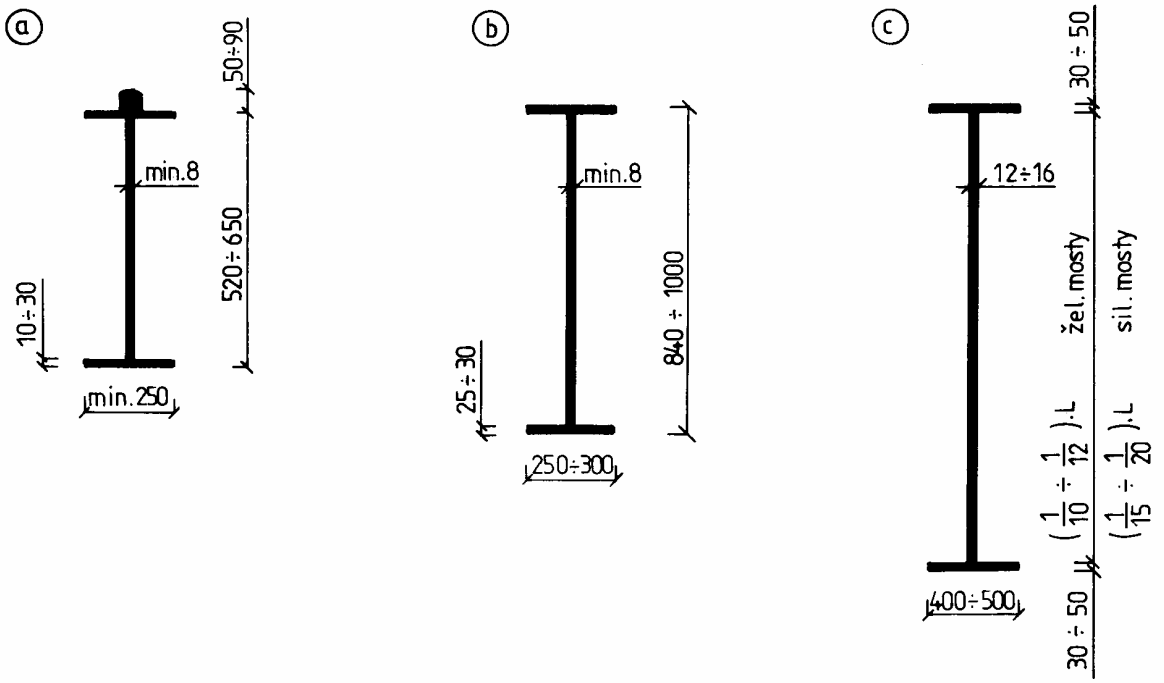
Obr. 9.8.3 Brzdné ztužidlo



Obr. 9.8.4 Železniční plnostěnný most bez mostovky



Obr. 9.8.5 Železniční most se zapuštěnou mostovkou



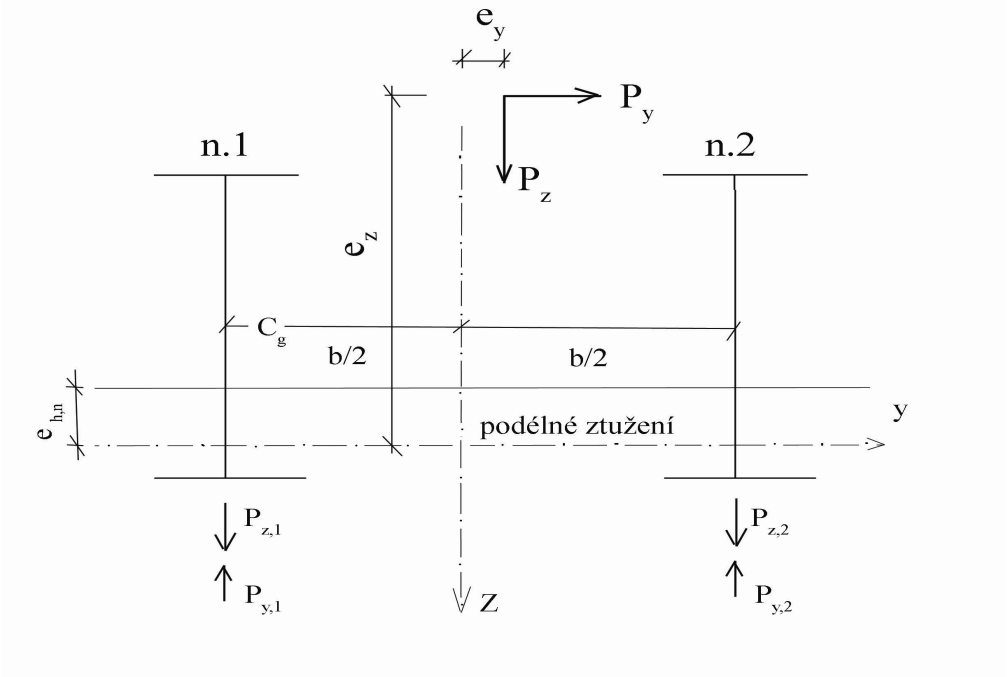
Obr. 9.8.6 Průřezy podélníku, příčníku a hlavního nosníku plnostěnných mostů s prvkovými mostovkami: a) podélník, b) příčník, c) hlavní nosník

9.8.2 Výpočetní modely a statické posouzení plnostěnných mostů s prvkovou mostovkou

Plnostěnné mostní konstrukce s prvkovými mostovkami tvoří jeden konstrukční celek, ve kterém se všechny prvky vzájemně ovlivňují. Výpočetní technika dnes umožňuje modelovat konstrukci jako prostorový systém. S dostatečnou přesností postačí použít 1D prvky, tedy modelovat konstrukci jako prostorovou prutovou soustavu. Pro předběžný návrh a verifikaci přesnějších modelů je možno rozložit

konstrukci na dílčí rovinné, popřípadě prutové subsystémy a ty posuzovat odděleně. V případě plnostěnných mostů s prvkovými mostovkami jsou těmito subsystémy mostovka, hlavní nosníky a ztužidla.Vzájemné ovlivnění těchto dílčích subsystémů vyjádříme zpravidla zavedením interaktivních přechodových sil, působících na jednotlivé podsystémy jako vnější síly, které získáme zpravidla silovou metodou z podmínek spojitosti přetvoření. Tak tomu je např. při výpočtu spolupůsobení mostovky nebo podélného ztužení s hlavními nosníky jak bude dále uvedeno. Protože o výpočtu mostovky bylo již hovořeno v předchozí kapitole, budeme se dále věnovat jen výpočtu hlavních nosníků a ztužení. K mostovce se vrátíme v souvislosti se spolupůsobením s hlavními nosníky.

Na konstrukci působí vnější zatížení, které má obecně prostorový charakter. Zpravidla je ho možno rozložit do složek, rovnoběžných s osami globálního souřadného systému xyz. Jednotlivé složky zatížení přeberou podsystémy s větší tuhostí ve směru působících složek zatížení. Torzní tuhost konstrukce zanedbáme. Hlavní nosníky mají řádově větší tuhost ve vertikálním směru než v horizontálním, u hlavního podmostovkového ztužení je převládající tuhost v příčném směru v horizontální rovině. Brzdné ztužidlo má převládající tuhost ve směru podélné osy x. Při rozkladu zatížení do jednotlivých subsystémů musí být současně splněny podmínky rovnováhy. Gravitační složky zatížení, působící obecně v rovině příčného řezu konstrukce ve směru svislé osy z přeberou tedy hlavní nosníky podle pravidla páky podobně, jako určujeme reakce prostých nosníků.Vodorovné složky zatížení, působící ve směru osy y jako jsou odstředivé síly, vítr a bočné rázy převezme podélné ztužení. Protože tyto složky působí vzhledem k rovině ztužení excentricky, musí vzniklý kroutící moment při zanedbané krutové tuhosti konstrukce být v rovnováze s účinkem dvojice vertikálních sil , působících v rovinách hlavích nosníků na rameni, rovném vzdálenosti hlavních nosníků. Jako příklad uvedeme rozklad vnějšího nahodilého krátkodobého zatížení u mostu v oblouku, kdy p_z představuje gravitační složku zatížení, p_y odstředivé síly v oblouku(obr. 9.7.7) .V obr. $p_{z,i}$ (i=1,2) představuje složku zatížení od p_z v nosníku i, , $p_{y,i}$ složku zatížení od p_y v nosníku i.



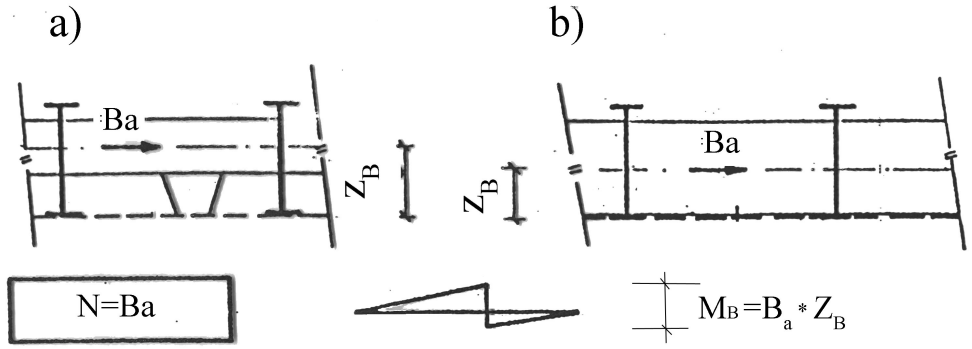
Obr. 9.8.7 Rozklad vnějšího zatížení do hlavních nosníků a podélného ztužení

Potom

$$p_{z,1} = p_z(b/2 - e_y)/b \;, p_{z,2} = p_z(b/2 + e_y)/b$$
$$p_{y,1} = -p_y e_z/b = -p_{y,2} \qquad (9.8.1)$$

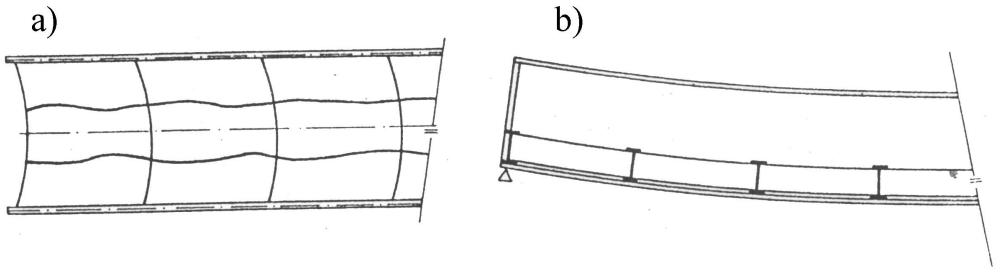
Vodorovné složky příčného zatížení namáhají příhradový nosník podélného ztužidla (obr. 9.7.2). Jeho pásy tvoří spodní pasy hlavních nosníků. Osové síly, které v nich vznikají, jsou normálnými silami v hlavních nosnících, působícími na excentricitě e_{hn} vzhledem k těžišti hlavních nosníků.

Brzdné a rozjezdové síly působí na konstrukci ve směru podélné osy x jako soustava vodorovných sil, vznikajících pod každou nápravou v důsledku tření mezi kolejnicí a kolem. V případě absence brzdného ztužidla (obr.9.7.3 a) přechází z kolejového roštu přes podélníky do příčníků, které zatěžuje na příčný ohyb a z nich do hlavních nosníků. V důsledku toho vzniká v hlavních nosnících normálná síla postupně narůstající směrem k pevným ložiskám (obr.9.8.8 b) a sekundární ohybový momenty v důsledku excentricity působiště normálné síly vzhledem k těžišti hlavních nosníků.V případě , že je mostní konstrukce opatřena brzdným ztužidlem, přebírají brzdné síly od podélníků prostřednictvím brzdného ztužidla přímo hlavní nosníky (obr. 9.8.8 a). V místě brzdného ztužidla vzniká při přenosu normálné síly z podélníků do hlavních nosníků v podélnících přídavný ohybový moment jak je patrno z obr. 9.8.9.



Obr. 9.8.9 Namáhání podélníků v místě brzdného ztužidla

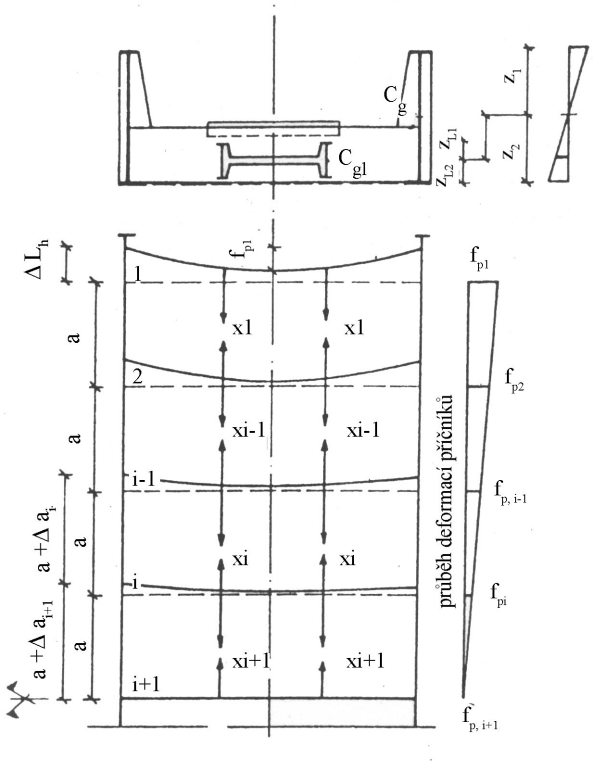
Jak již bylo vzpomenuto, je jedním z interakčních jevů mezi jednotlivými subsystémy **spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky**.Vzhledem k pevnému spojení mostovky s hlavními nosníky v místech připojení příčníků na hlavní nosníky dochází k jejich vzájemnému ovlivnění. Vysvětlení tohoto jevu provedeme pro mosty se spodní mostovkou. Mostovka se stává součástí hlavních nosníků, a musí sledovat deformace hlavního nosníku jak je to patrno z obr. 9.8.10.



Obr. 9.8.10 Vynucené deformace prvků mostovky od spolupůsobení s hlavními nosníky

V důsledku vynucených deformací mostovky vznikají v podélnících sekundární osové síly a v příčnících ohybové momenty. Jejich velikost můžeme přibližně stanovit silovou metodou a to tak, že

sekundární normálové síly v podélnících považujeme za staticky neurčité veličiny, které určíme z podmínek kompatibility přetvoření mezi hlavními nosníky a mostovkou. Jejich počet je roven u konstrukcí o jednom poli jedné polovině počtu polí. Výpočetní model je na obr. 9.8.11.



Obr. 9.8.11 Výpočetní model pro výpočet sekundárních osových sil v podélnících

Výpočet můžeme zjednodušit zavedením dodatečných podmínek. Zpravidla se předpokládá, že nárůst deformací příčníků lineárně roste směrem od brzdného ztužidla směrem k podporám. V tomto případě se počet staticky neurčitých veličin zredukuje na jednu, kterou je osová síla X_1 v prvním poli. Patřičné vztahy jsou v literatuře [9.12].Osová síla v podélnících roste směrem od podpěr hlavního nosníku k brzdnému ztužidlu, kde bude největší. Naopak namáhání příčníků od spolupůsobení roste směrem k podporám. Nejvíce namáhaný příčník je zpravidla druhý od podpory. Velikost sekundárních osových sil v podélnících závisí při standardní geometrii zejména na tuhosti příčníků ke svislé ose a na vazbě příčníků v horizontální rovině k hlavním nosníkům. Kloubové připojení dává menší osové síly, tuhé připojení podstatně zvětšuje zejména namáhání příčníků. O volbě vazby pro výpočetní model rozhoduje konkrétní detail. Pokud si nejsme jisti, zda jde o tuhé nebo kloubové připojení, volíme ve výpočtu to připojení, které dává výsledky na bezpečné straně. Ke spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky přispívá i podélné ztužení hlavních nosníků, zvláště když je tuze připojeno k podélníkům podle obr. 9.8.2 Vliv spolupůsobení se více projevuje u dlouhých mostů. Proto dovoluje mostní norma tento vliv u mostů do rozpětí 15 m zanedbat.

Pevnostní posouzení hlavních nosníků se provede podle kapitoly 9.4 na kombinaci normálové síly, ohybového momentu M_y a posouvající síly V_z. Ke klopení vzhledem k dostatečnému vyztužení ve vodorovné rovině zpravidla nedochází. U mostů se spodní mostovkou je tlačený pás v místě polorámového příčného ztužení v místě příčníků (obr. 9.8.1) pružně podepřen ve vodorovném směru a modeluje se jako tlačený prut namáhaný na vzpěr pružně podepřený v místě příčného ztužidla podobně jako u příhradových mostů. V důsledku nerovnoměrného průběhu vnitřních sil po délce nosníku je nutno posudek provést v místech nejnepříznivějších kombinací vnitřních sil. U dlouhých nosníků by bylo nehospodárné provést konstantní průřez po celé délce. V tomto případě provedeme tzv. odstupňování průřezu, tj. změnu dimenzí příčného řezu po délce. Posudek pak musíme provést v každém místě změny. Musíme též prokázat

bezpečnost konstrukce vzhledem ke II. meznímu stavu. Zejména musíme prokázat, že maximální průhyb od provozního zatížení nepřesáhne přípustnou mez stanovenou normami.

?

1. Prostorové uspořádání – schématické zobrazení plnostěnných trámových mostů s prvkovými mostovkami.
2. Princip spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky.

Slovník

Plnostěnný nosník	plate girder
Stěna	web
Pásnice	flance
Hlavní nosník	main girder
Podélník	stringer
Příčník	cross beam

9.9 Plnostěnné trámové mosty s deskovými mostovkami

S rostoucím rozpětím mostní konstrukce významně narůstá podíl vlastní tíhy na celkovém namáhání mostu. Tento fakt je podstatný zejména pro mosty silničních komunikací, kde prvková mostovka musí být doplněna nosným podkladem mostního svršku, jehož tíha je potom značná. Proto se klasická prvková mostovka u mostů středních a větších rozpětí nahrazuje mostovkou deskovou, která má v celé mostní soustavě více funkcí a tím je tato soustava efektivnější. Desková mostovka totiž plní nejen vlastní funkci mostovky, ale je v důsledku průběžného připojení na hlavní nosníky je spolupůsobení s hlavními nosníky daleko výraznější než u prvkové mostovky, mostovka se stává přímo jejich součástí, takže se podílí na přenosu zatížení spolu s hlavními nosníky. Současně nahrazuje podélné ztužení a tvoří i nosný podklad mostního svršku. Uvedené funkce plní desková mostovka jak ocelová ortotropní deska, tak i železobetonová spřažená deska.

Z historického hlediska se mosty s deskovými mostovkami začínají prosazovat zejména po 2. světové válce při rekonstrukcích válkou zničených mostů v západní Evropě, především jako mosty pozemních komunikací. Základní typy těchto mostních soustav starších i moderních uvádí obr. 9.9.1, kde jsou uvedeny i dispoziční řešení příčných řezů našich nejvýznamnějších dálničních mostů.

V případě mostů železničních se deskové mostovky jako první objevily u mostů s přímým uložením koleje. Významné místo v naší mostní historii patří především komorovým mostům s přímým uložením kolejnic. První most tohoto typu byl u nás postaven v roce 1957. Svého vrcholu dosáhly komorové mosty výstavbou Ivančického viaduktu dokončeného v roce 1978. V souvislosti se zvýšenými nároky na rychlost dopravy se v druhé polovině dvacátého století od výstavby těchto mostů upustilo, neboť jejich používání bylo omezeno na trati s rychlostí jízdy do l00km/hod. Příčné řezy komorových mostů tohoto typu s horní mostovkou jsou na obr. 9.9.2. Důležitou součástí komorového mostu je systém příčných ztužidel zabezpečujících tvar příčného řezu. Nad podporami je ztužidlo plnostěnné se vstupním otvorem do mostu (kvůli revizi), mezilehlá ztužidla jsou s ohledem na průchodnost mostu příhradová. Toto tzv. hlavní ztužení

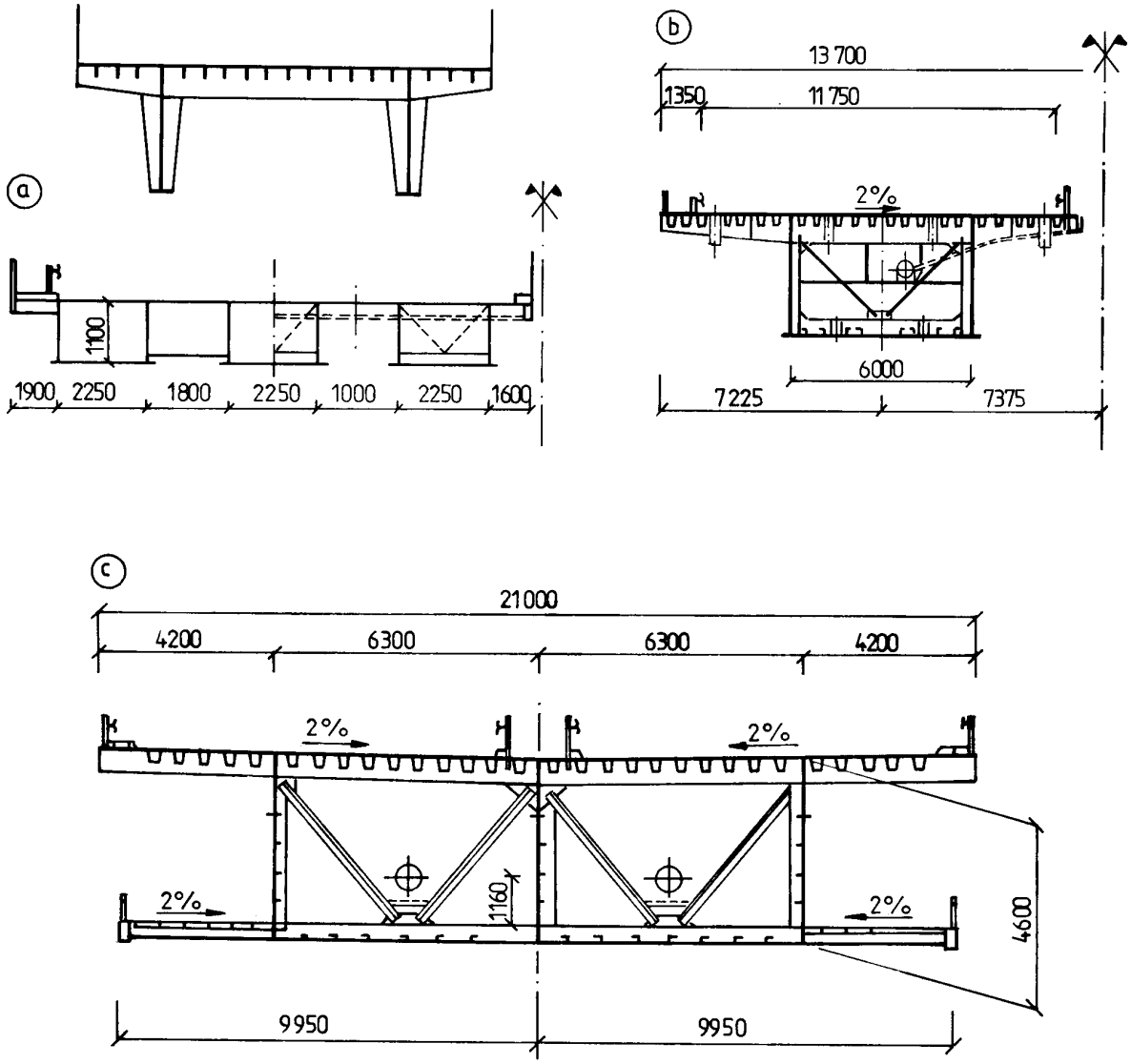
se umísťuje min. ve čtvrtinách rozpětí max. po 12 m. Vybočení (tzv. boulení) šikmých stěn brání příčné výztuhy umísťované do vzdálenosti max. 3,6 m. V důsledku přímého uložení kolejnic je třeba vyztužit plech horního pásu v místech uložení kolejnic, což zabezpečují výztuhy pod podkladnicemi. Uzavřený a správně vyztužený průřez komorového trámu tak vykazuje velkou torzní tuhost, lépe přenáší vodorovné účinky zatížení a v důsledku propojení stěn pásnicemi je podstatně efektivnější než soustavy se dvěma hlavními nosníky. Uvedené závěry se plně vztahují i na silniční komorové trámy prezentované na obr. 9.9.1.

Pro potřebu velmi nízké stavební výšky se uplatnily plnostěnné mosty s dolními deskovými mostovkami s přímým uložením kolejnic. Jejich dispoziční řešení příčného řezu uvádí obr. 9.9.3. Oblast použití je obdobná mostům s prvkovými mostovkami.

Postupná integrace naší železniční sítě s evropskými dráhami si vyžádala zvýšené nároky na kvalitu dopravy a přepravy. Především se jedná o zvýšení rychlosti dopravy na l60 km/hod a zabezpečení kontinuální údržby a rekonstrukce takovýchto tratí. Uvedené požadavky se promítly i do mostního stavitelství, což si vyžádalo změnu koncepce ocelových mostů v podobě jednoznačného upřednostňování výstavby mostů s průběžným kolejovým ložem na deskové ortotropní nebo železobetonové mostovce.

Plnostěnné mosty s průběžným kolejovým ložem představují v současnosti jeden z nejmodernějších typů železničních ocelových mostů. Koncepcí mostovky s průběžným kolejovým ložem jsme popsali v kapitole 9.7.1 a na obr. 9.7.1b. Koncepcí příčného řezu plnostěnného trámového mostu s koncepcí příčného řezu plnostěnného trámového mostu s dolní a horní mostovkou s průběžným kolejovým ložem doplňuje obr. 9.9.4. Komplexnější informaci o těchto mostech poskytují mostní vzorové listy MVL 211 [9.14] a MLV 221 [9.15].

V současné době se navrhují nejvíce mostní konstrukce o jednom poli s otevřeným příčným řezem podle obr. 9.9.3.

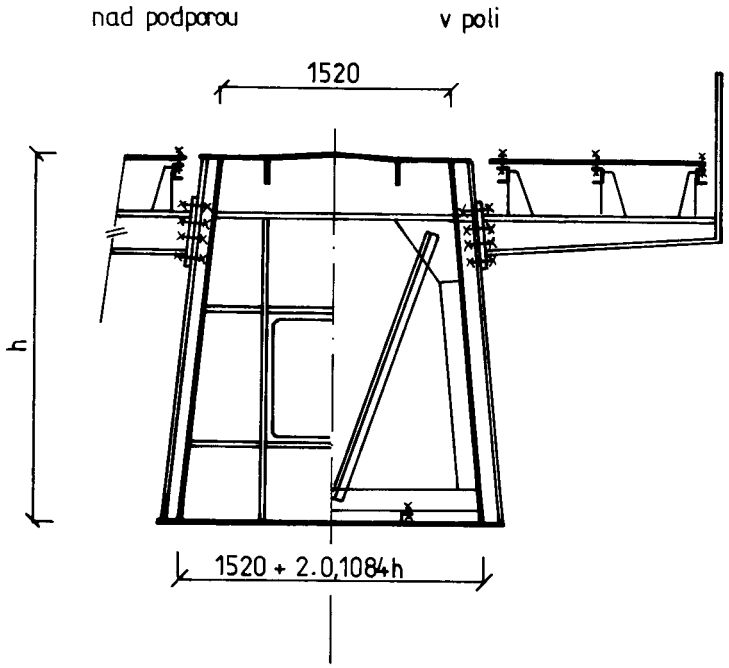


ⓐ Přemostění Praha - střed

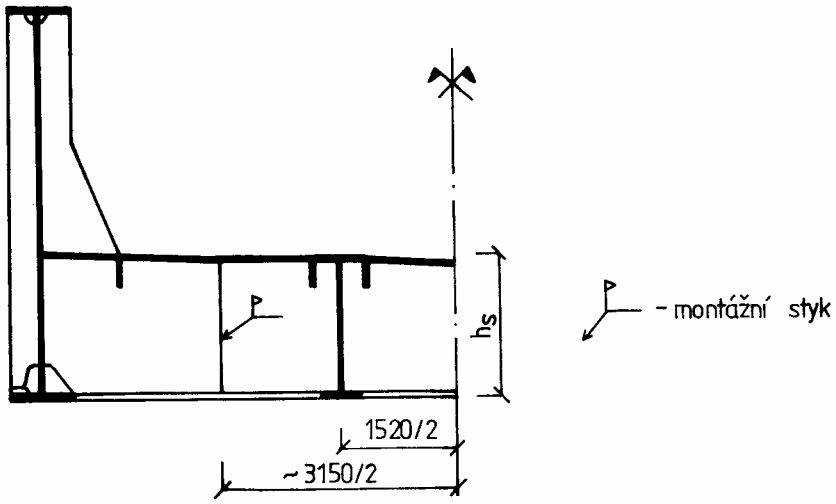
ⓑ Most Vysočina - Velké Meziříčí

ⓒ Most SNP v Bratislavě

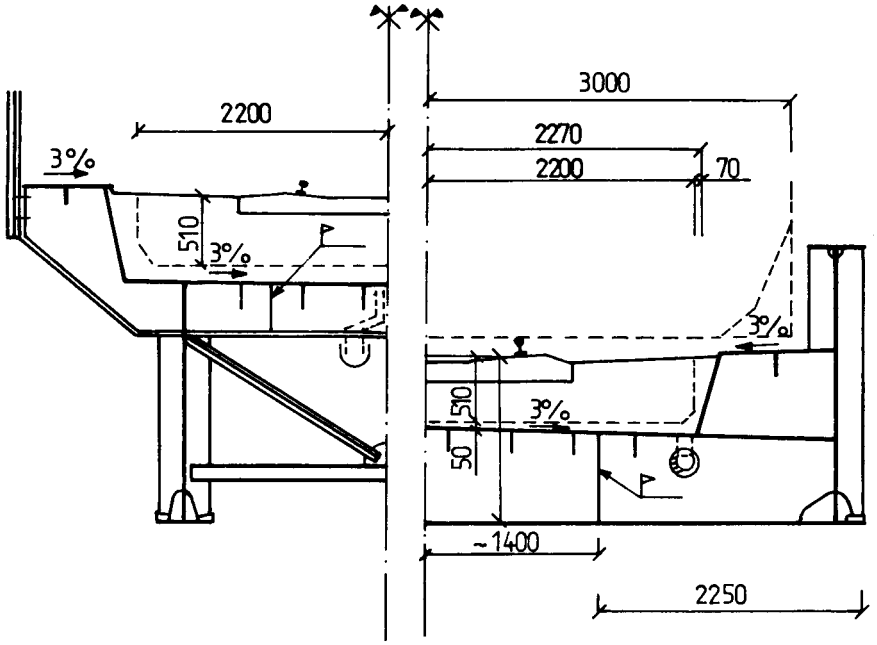
Obr. 9.9.1 Příklady dispozičního řešení silničních mostů s otrotropními mostovkami



Obr. 9.9.2 Příklady dispozičního řešení železničních komorových přímo pojížděných mostních konstrukcí



Obr. 9.9.3 Příčný řez plnostěnného mostu s přímým uložením kolejnic



Obr. 9.9.3 Příčný řez plnostěnného mostu s průběžným kolejovým ložem

?

1. Prostorové uspořádání – schématické zobrazení plnostěnných trámových mostů s deskovými mostovkami.
2. Vysvětlete rozdíly mezi mosty s prvkovými mostovkami a mosty s deskovými mostovkami z hlediska provozního, návrhového a prováděcího.

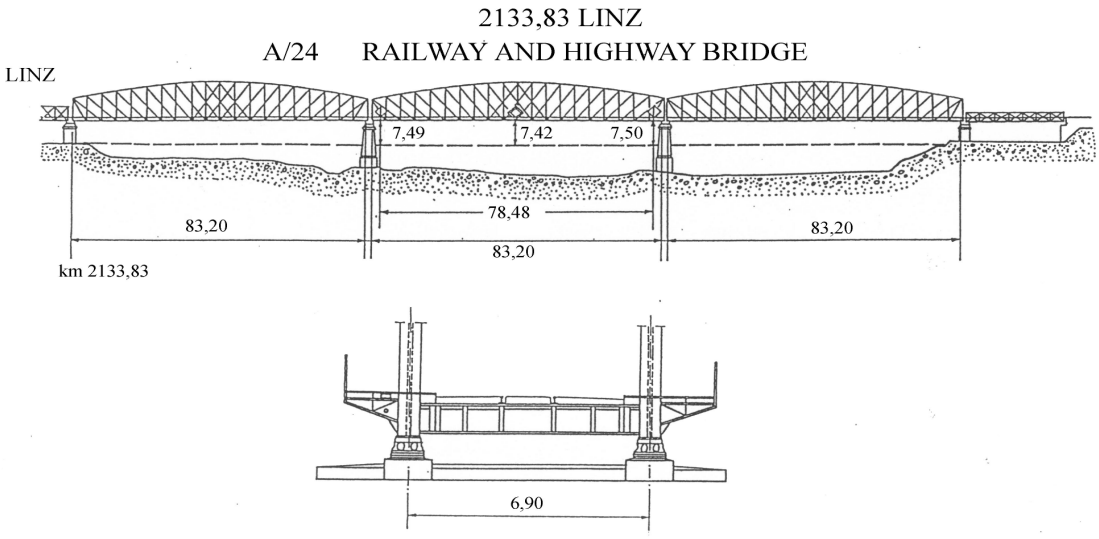
Slovník

Desková mostovka	deck plate
Ocelová desková mostovka	steel deck
výztuha	stiffener
podélná výztuha	longitudinal stiffener
příčná výztuha	transverse stiffener
ortotropní deska	orthotropic plate

9.10 Příhradové mosty

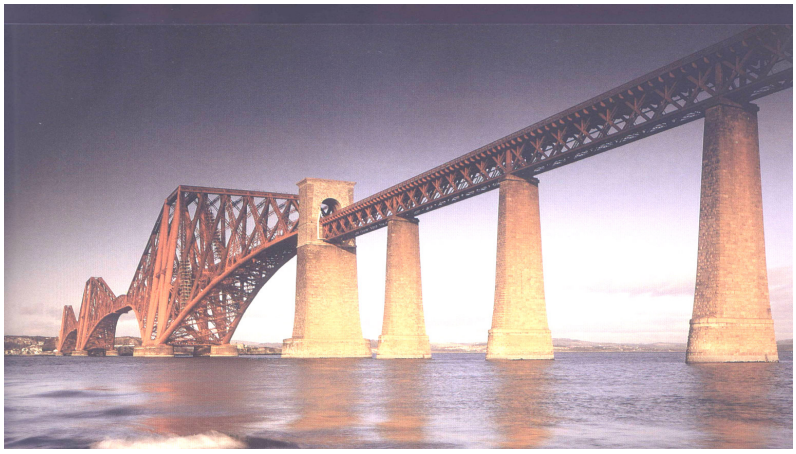
9.10.1 Příhradové trámové mosty s prvkovými mostovkami

Trámové příhradové mosty se vyvinuly z mostů plnostěnných tím, že u nosníků větších rozpětí byla stěna nahrazena mřížovinou z plochých prutů. Nahrazením mřížoviny příčkami a svislicemi se vyformovala příhradová konstrukce. Zmenšováním počtu příček a volbou tuhých průřezů pro tlačené pruty se vyvinuly soustavy násobné a později soustavy složené. Příkladem takových mostů je přemostění Dunaje v Linci (obr. 9.10.1).



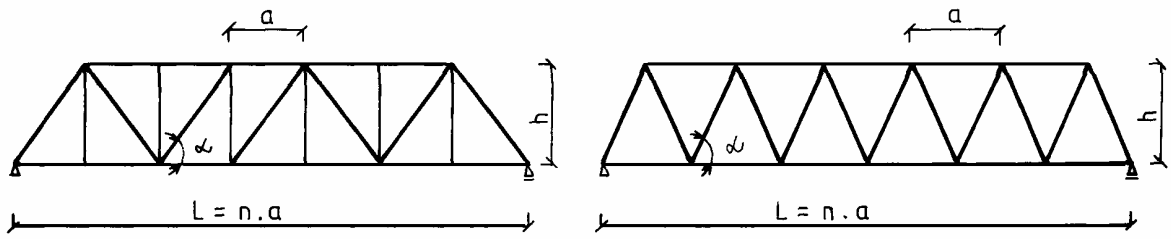
Obr. 9.10.1 Přemostění Dunaje v Linci

Další ukázkou je slavný Firt of Forth ve Skotsku postavený v r. 1882-89



Obr. 9.10.2 Most Firt of Forth ve Skotsku

Parabolické pásy byly pro větší rozpětí nahrazeny pásy přímými. V dalším vývoji se dospělo k jednoduchým soustavám přímopásovým svislicovým a bezsvislicovým. (obr. 9.10.3).



Obr. 9.10.3 Svislicové a bezsvislicové uspořádání

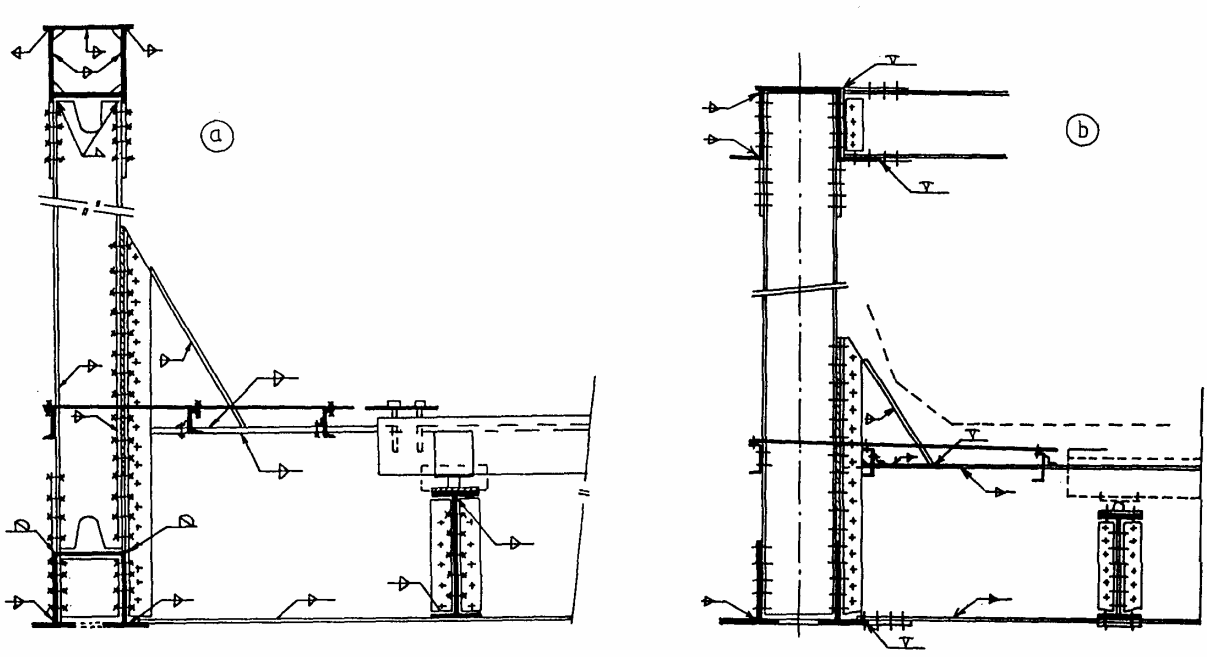
Zkušenost z navrhování a snaha po optimalizaci tvaru vyústila do těchto zásad:

- Výška hlavních nosníků: U prostých nosníků se výška pohybuje mezi 1/7,5 až 1/9 L. Vyšší nosníky ovlivňují pozitivně průhyb i osové síly v pásech, spotřebu materiálu hlavních nosníků a umožňují vytvoření uzavřeného uspořádání (nadmostovkové podélné ztužení). Negativně ovlivňují hmotnost mostovky, protože při zachování stejných sklonů příček vychází velká vzdálenost příčníků a vede ke zvětšení štíhlosti diagonál i pásů.
- Sklon diagonál: U svislicových soustav je sklon diagonál přibližně 45°, u bezsvislicových soustav je asi 60° .
- Počet příhrad: U svislicových soustav je vždy sudý a to výjimečně 6 m, běžně 8 m nebo 10 m, u velkých rozpětí 12 m.

Příhradový most představuje typickou prostorovou prutovou soustavu. Přenos zatížení z mostovky do hlavních nosníků se obvykle realizuje v styčnících příhradové konstrukce, takže její pruty jsou namáhány převážně osovými silami. Splnění podmínky přenosu zatížení do styčníků příhradového nosníku však znamená poměrně velké rozpětí podélníků, což nejlépe vyhovuje jednokolejným železničním mostům s prvkovými mostovkami. Nejčastějším typem bývá příhradový most s dolní prvkovou mostovkou, jehož základní příčné uspořádání dokumentuje obr. 9.10.4. Typ **a** z obr. 9.10.4 představuje klasické uspořádání a tvary prutů stávajících příhradových mostů postavených po 2. světové válce. Typ **b** je představitelem moderních příhradových mostů budovaných v současnosti podle MVL 312 [9.16] s důrazem na maximální využití otevřených průřezů prutů s možností kontroly koroze.

9.10.1.1 Výpočetní postupy

Při předběžném návrhu provádíme celou řadu zjednodušení. Příhradové nosníky uvažujeme jako rovinnou prutovou soustavu. Styčníky uvažujeme kloubové, zatížení působí jen ve styčnících, osy prutů se protínají v teoretickém styčníku. Za těchto předpokladů je prostý nosník staticky určitý a jednotlivé pruty jsou proto namáhány jen osovými silami. Poloha mostovky stanovuje přímé zatížení ve styčnících reakcemi mostovky(příčníků), přenos do styčníků druhého pásu příhradového hlavního nosníku zajišťují svislice. Případy, kdy se pruty z konstrukčních důvodů neprotínají v jednom bodě jsou nevýhodné, a vyskytují se u starších mostů. Následkem této nedůslednosti vznikají přídavné ohybové momenty v pásech, snižující zatížitelnost konstrukce.



Obr. 9.10.4 Příčný řez příhradovým mostem s dolní prvkovou mostovkou

a) pro stávající mosty, b) pro nově budované mosty

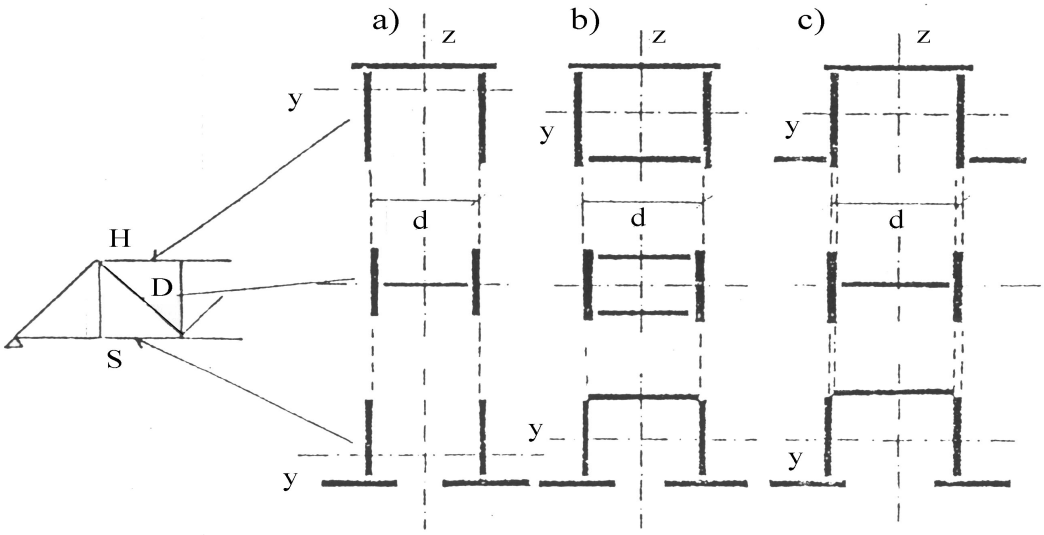
Osové síly v příhradových nosnících se počítají podle zákonů statiky. V případě krátkodobého nahodilého zatížení (zatížení dopravou) je třeba stanovit extrémní hodnoty osových sil, které zpravidla získáme z příčinkových čar.

Průřezy prutů

Tvary průřezů se postupně vyvíjí. Od netuhých výplňových prutů se upustilo už hodně dávno, stejně jako od jednostěnných pásů. Zavedením svařování se přešlo na dvoustěnné pásy.

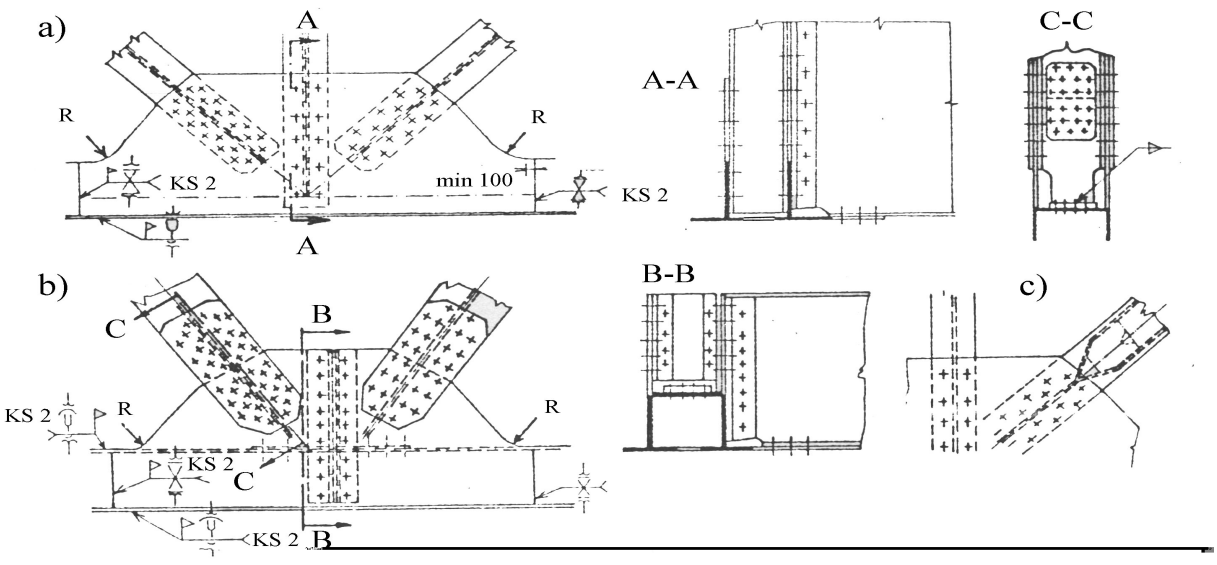
Tvary průřezů prutů ovlivňuje:

- Způsob převládajícího namáhání. Jednodušší jsou prvky tažené, složitější pak pruty posuzované na vzpěr, včetně lokálního boulení části průřezu.
- Výroba a spoje. Pruty se nyní navrhují celosvařované s montážními spoji s VP šrouby nebo svary. Výrobce požaduje určité limitní rozměry např. vzdálenost stěn z důvodu možnosti svařování (v současnosti asi 400 mm). Obtížněji se vyrábí a montážně spojují uzavřené průřezy.
- Vzájemné propojení prutů. Pruty jsou vzájemně propojeny ve styčnících zpravidla pomocí styčníkových plechů. Rozměrově musí být jednotlivé pruty, zbíhající se ve styčnících navrženy tak, aby jejich uspořádání bylo po konstrukční stránce optimální. Odstupňování průřezů se provádí tak, aby se co nejméně měnila poloha neutrálné osy pásu.
- Protikorozní ochrana. U pásů nesmí být navržen průřez, ve kterém ty se trvale zdržovala atmosférická vlhkost ani nečistoty(např. dolní pásy ve tvaru žlabu). Z hledisku nátěrů jsou vhodné málo členité a vzduchotěsně uzavřené Obvykle navrhované tvary průřezů jednotlivých prutů jsou na obr. 9.10.5.



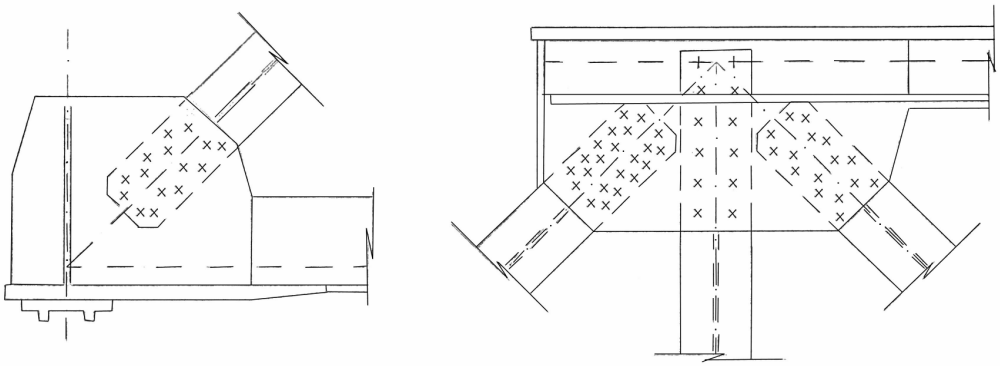
Obr. 9.10.5 Průřezy prutů příhradových hlavních nosníků.

Pevnostní posouzení jednotlivých prutů provedeme ve smyslu platných norem pro navrhování podle kap. 9.3.Při posouzení při únavě jsou podstatné detaily, které způsobují koncentrace napětí a to zpravidla v místech příčných svarů (montážních i dílenských styků) a místech náhlých změn průřezu v přechodu ze základního průřezu do styčníkového plechu. Vhodné úpravy jsou provedeny na obr. 9.10.6.



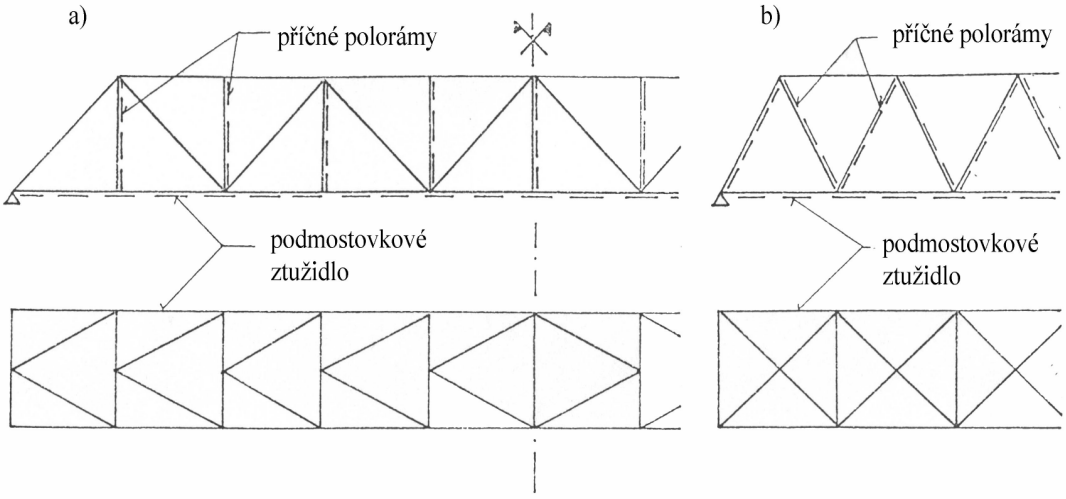
Obr. 9.10.6 Styčníky příhradových mostních konstrukcí

Koncové styčníky jsou na obr. 9.10.7

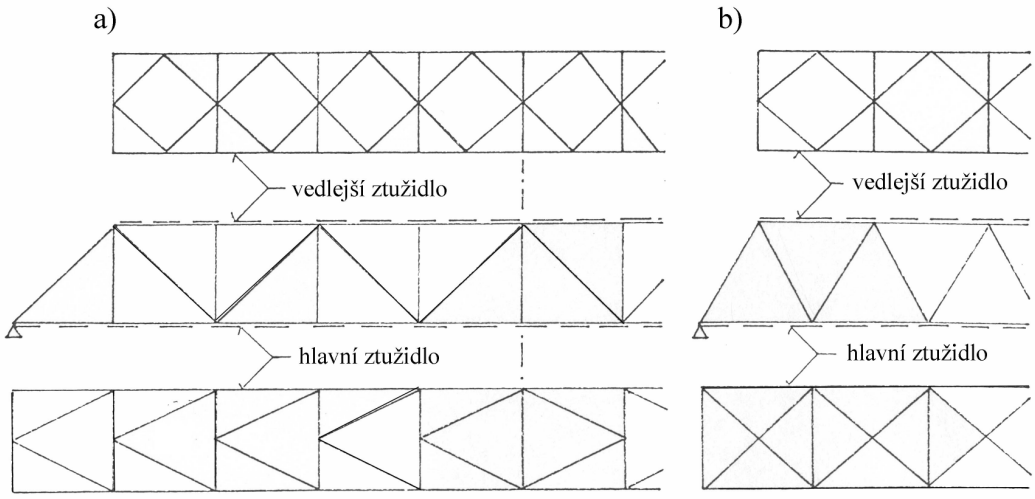


Obr. 9.10.7 Koncové styčníky

Prostorová tuhost konstrukce je zajištěna systémem ztužidel (obr. 9.10.8, obr. 9.10.9) U otevřeně uspořádané mostní konstrukce je kromě podélného podmostovkového ztužidla stabilita tlačeného pásu zajištěna příčnými polorámy, vytvořenými svislicemi popř. diagonálami a příčníkem (obr. 9.10.11).



Obr. 9.10.8 Ztužení otevřeně uspořádaných mostů



Obr. 9.10.9 Ztužení uzavřeně uspořádaných mostů

Vliv mimostyčníkového připojení mostovky na pás:

V případě, že příčníky jsou i mezi styčníky hlavního příhradového nosníku, je pás, na který jsou tyto příčníky napojeny, namáhán ještě ohybovým momentem. Velikost chybových momentů určíme z výpočetního modelu, kde dolní pás je spojitým nosníkem na pevných podporách (v místech styčníků) a je zatížen v místech připojení příčníků jejich reakcemi. Pás je pak namáhán kombinací osové síly (systém I) a ohybovými momenty od stejného zatížení.

Konstrukční řešení

Mimořádnou pozornost je třeba věnovat konstrukčním řešení styčníků, které by mělo minimalizovat konstrukční vruby, snadnou montáž a přístupnost k údržba (obr. 9.10.6 a 9.10.7)

Montážní styky pásů se provádí buď pomocí VP-šroubů nebo svařované. Délka montážního dílu pásu závisí na přepravitelnosti dílu, zejména jeho nedeformovatelonosti během nakládání a vykládání. Montážní spoj se volí poblíž styčníku na té jeho straně, kde je v pásu menší síla. U tlačeného pásu vznikají větší problémy u pásu uzavřeného průřezu. Přechodem na svařovaný montážní styk na podložce odpadl složitý montážní spoj provádění pomocí VP-šroubů.

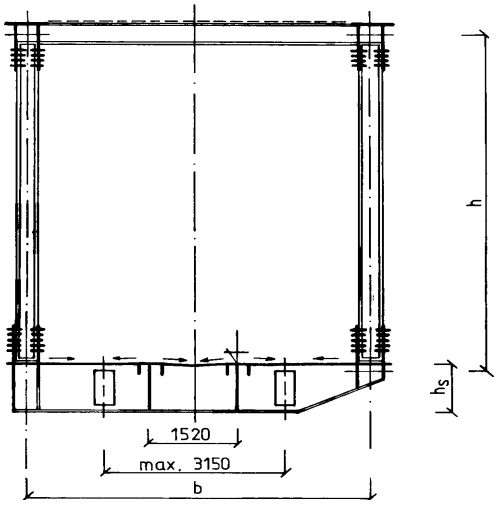
Napojení mostovky na hlavní příhradové nosníky do značné míry ovlivňuje použitý typ mostovky. U mostů s prvkovou mostovkou(obr. 9.10.4) je mostovka, prostřednictvím příčníku, montážně připojená na hlavní nosník vždy jen v místě styčníku. Pro montážní přípoje se používají VP-šrouby a stykovací úhelníky. Je-li most uzavřeně uspořádaný, spojí se horní pásy příčli a provede se ještě a nadmostovkové podélné ztužení hlavních nosníků (obr. 9.10.4.b).

9.10.2 Příhradové trámové mosty s deskovými mostovkami

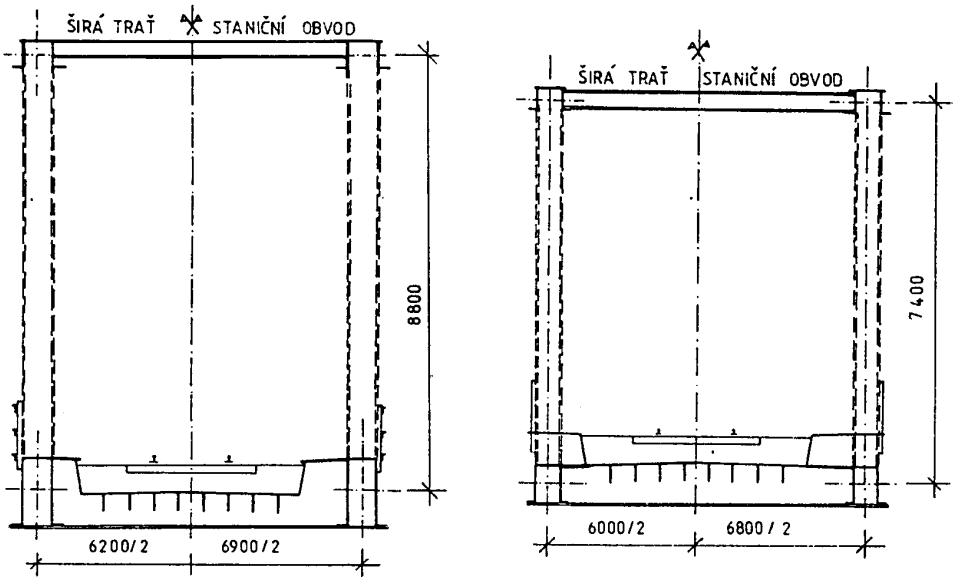
Příhradové mosty s deskovými mostovkami se v našich podmínkách realizovaly především jako mosty s přímým uložením kolejnic. Příčný řez typickým příhradovým mostem s dolní deskovou mostovkou s přímým uložením kolejnic prezentuje obr. 9.10.10.

Plech deskové mostovky tloušťky min. 14 mm tvoří spolu s dvěma podélnými výztuhami v rovině hlavního nosníku jeho dolní pás. Nad ložisky se tyto podélné výztuhy zvětšují na výšku příčné výztuhy a umožní tak dobré uložení. Příčné výztuhy jsou napojeny na hlavní nosníky v místech styčníků, takže je opět zachována podmínka styčného zatížení příhradového nosníku. Podélné výztuhy jsou umístěny přímo pod pružně uloženými kolejnicovými pásy v osové vzdálenosti 1520 mm. Takto koncipovaný příčný řez představuje mostní konstrukci s vůbec nejnižší stavební výškou (~ 600 mm) pro oblast mostů středních rozpětí.

Příhradové mosty s průběžným kolejovým ložem se u nás nepoužívaly. Důvodem pro to byla podmínka styčného zatížení příhradového nosníku. Důsledkem toho je velká vzdálenost příčných výztuh a z toho vyplývající nutnost silného vyztužení plechu podélnými výztuhami. Požadavek vyšších rychlostí v síti našich drah si však vynutil uplatnění této mostovky i u mostů příhradových. V rámci optimalizační studie ukončené v roce 1990 byla doporučena určitá konstrukční řešení těchto soustav souhrnně zpracovaná v MVL 212 [9.17]. Na obr. 9.10.11 uvádíme dvě základní možnosti řešení příčného řezu příhradového mostu s dolní mostovkou s průběžným kolejovým ložem.

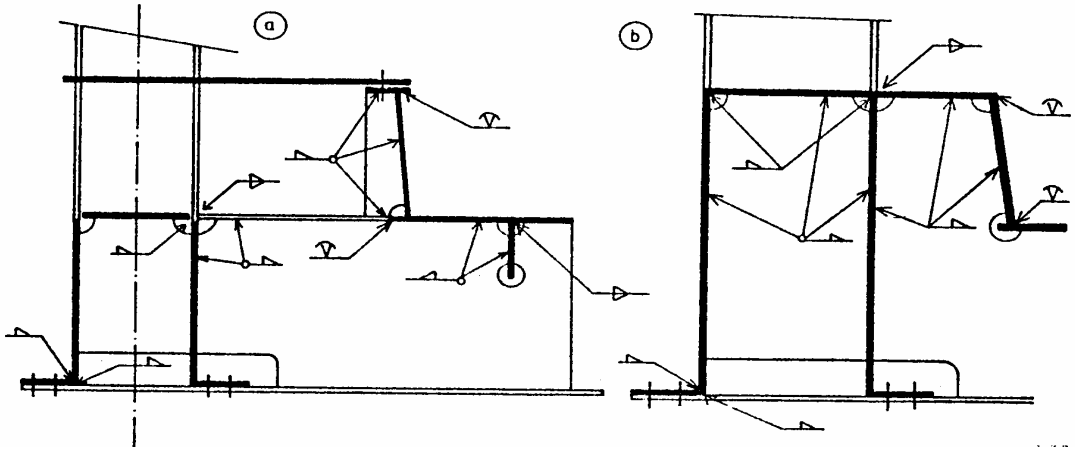


Obr. 9.10.10 Příčný řez příhradovým mostem s přímým uložením kolejnic



Obr. 9.10.11 Příčný řez příhradovým mostem s průběžným kolejovým ložem na dolní deskové mostovce

Příčné řezy se odlišují konstrukčním řešením připojení deskové mostovky na hlavní příhradový nosník Blíže obě řešení dokresluje obr. 9.10.12. Obr. 9.10.12 a představuje mostovku, jejíž plech není průběžně napojen na dolní pás hlavního nosníku. V oblastech mimo kolejového lože přechází mostovková deska do pásnice příčníku, napojeného na příčné výztuhy a na styčníky příhradového nosníku. V řešení podle obr. 9.10.12 b je mostovkový plech zalomen přes boční ohrazení kolejového lože do horní pásnice spodního pásu hlavního nosníku. Vytváří se tak poměrně vysoký dolní pás s výraznou ohybovou tuhostí, jež umožňuje i mimostyčné zapojení mezilehlých příčných výztuh. Takto koncipovaná soustava je výhodná zejména pro rozpětí nad 60 m.



Obr. 9.10.12 Konstrukční řešení připojení mostovky s průběžným kolejovým ložem na hlavní příhradový nosník (a - plech není napojen na pás, b - plech je průběžně připojen na pás).

?

1. Schématicky znázorněte svislicové a bezsvislicové uspořádání.
2. Popište a do konstrukce umístěte tvary prutů, které jsou součástí hl. nosníků příhradových konstrukcí.
3. Popište konstrukční řešení styčníků.
4. Ztužení příhradových mostů.

Slovník

Příhradový nosník	truss girder
Pás (horní, dolní)	chord (upper, lower nebo bottom)
Diagonála	diagonál
Styčník	node, point
Příhradovina, mřížovina	lacing

9.11 Technologie výroby a montáže kovových mostů

Výroba a montáž

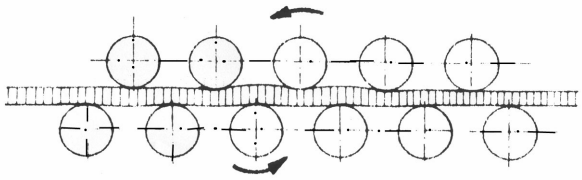
Vlastní výroba ocelových konstrukcí sestává ze souboru prací zabezpečujících přejímku základních a pomocných materiálů a končících provedením povrchové ochrany výrobku a jeho expedicí.

Výroba ocelových konstrukcí má průmyslový charakter. Jednotlivé operace na sebe plynule navazují tak, aby byly příslušné mechanizmy a stroje optimálně využity. Zpravidla jsou uspořádány do výrobních linek.

Spočívá v provádění následujících technologických úkonů-operací.

9.11.1 Rovnání vstupního materiálu

Rovnání na válcových rovnacích strojích se provádí mezi dvěma řadami válců



Obr. 9.11.1 Rovnání plechu na válcových rovnacích strojích

V ojedinělých případech se křivost materiálu vyrovnává pomocí plamene z kyslíko-acetylenového hořáku. Tento způsob je velmi neekonomický a vyžaduje kvalifikované pracovníky. zahřívání se provádí vždy na vnějším povrchu deformovaného prvku.

9.11.2 Dělení materiálu

Válcovaný materiál je dovážen ve válcovacích resp. skladovacích délkách. Pro dosažení požadovaných rozměrů musí být materiál dělen.

Řezání kyslíkem: Řezání kyslíkem je postupně vypalování úzké dělící spáry v oceli proudem kyslíku. Řezání je možno provádět ručně. Jeho výhodou je použití ve všech polohách a pro krátké řezy. Pro delší řezy se užívá strojní řezání kyslíkem. Řezací stroje pracují s několika řezáky (až 24) současně. Lze řezat i složité tvary ohraničené přímkami i křivkami. Šířka dělící spáry je u obou způsobů řezání 4 až 6 mm. Řezná plocha je však hladší a čistší u strojního řezání a nevyžaduje další opracování.

Řezání plazmou: Při řezání plazmou se na řezaný materiál působí proudem vysoce ionizovaného plynu o vysoké teplotě a rychlosti, který se vytváří ve speciálním hořáku.

Dělení na kotoučových pilách: Na kotoučových pilách se řeže válcovaný materiál tyčový a profilový. Provedený řez je pravoúhlý a hladký, bez bočních zářezů.

Dělení materiálu stříháním: Plechy, plochá a široká ocel se stříhají na tabulových nůžkách, složených z jedné pevné a jedné pohyblivé čelisti. Doporučuje se provádět stříhání jen do tloušťky materiálu 12 , (výjimečně 14 mm), jinak dochází k poškozování materiálu a ten musí být dodatečně upravován. Tvarové oceli se stříhají na tzv. profilových nůžkách, jejichž čelisti jsou upraveny podle tvaru stříhaného materiálu.

9.11.3 Obrábění materiálu

Strojní obrábění materiálu se používá především na úpravu hran pro svařování a dále pro rovinnou úpravu dosedacích ploch. Pro spoje nýtované, šroubované a třecí jde o provedení požadovaných otvorů.

Hoblování je obrábění jednobřitovým nástroje, přičemž hlavní pohyb je přímočarý vratný.

Frézováním na různých typech frézovacích strojů se upravují na přesnou míru konce sloupů a nosníků.

Broušení se v zásadě shoduje s frézováním. Broušením lze dosáhnout velmi jemných a přesných povrchů.

Vrtání: Po zavedení svařování význam vrtání významně poklesl, ale i tak stále patří mezi časté základní operace obrábění materiálu.

Děrování: Princip práce děrovacích strojů spočívá v tom, že pomocí průstřižníku se prostřihne materiál ležící na průstřižnici. Materiál se poškodí stejně jako u stříhání. Děrují se proto otvory jen menších průměrů pro konstrukce staticky namáhané.

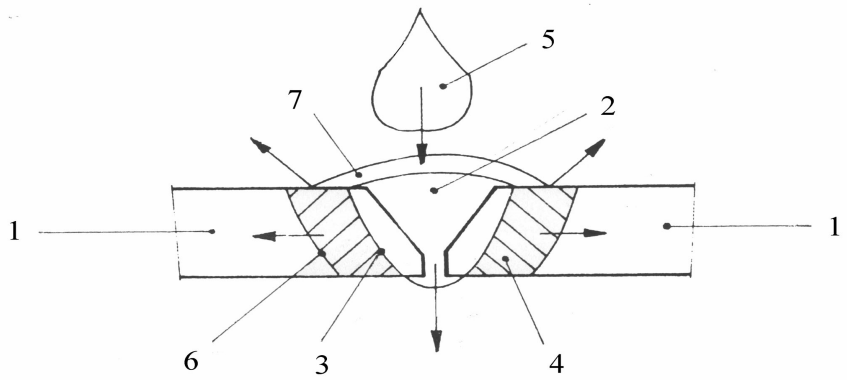
9.11.4 Spojování

Provádí se svařováním, šroubováním, nýtováním a lepením.

9.11.4.1 Svařování

Ve výrobě ocelových konstrukcí se používá nejčastěji svařování tavné, kdy základní i přídavný materiál jsou uvedené do tekutého stavu. Jiné způsoby svařování, jako např. odporové svařování třením, svařování tlakem aj., jsou používány ve výrobě OK jen výjimečně. Svarový spoj představuje pevné, nerozebíratelné spojení dvou nebo více částí výrobku.

Na obr. 9.11.2 je znázorněn detail tupého svarového spoje, provedeného tavným způsobem. Svarový spoj vznikl natavením základního materiálu (1) až na hranici natavení (3). Současně je do místa svaru dodán tekutý přídavný materiál (5) a to buď gravitační silou nebo dynamickými silami elektrického oblouku. Slitím tekutého základního materiálu a přídavného materiálu (5) vznikne tekutý svarový kov (2) a po jeho ochlazení a ztuhnutí pak pevný svarový spoj. Natavení se dosahuje zpravidla teplem vzniklým hořením elektrického oblouku, spalováním plynů z hořáku nebo teplem dodaným tekutou struskou.



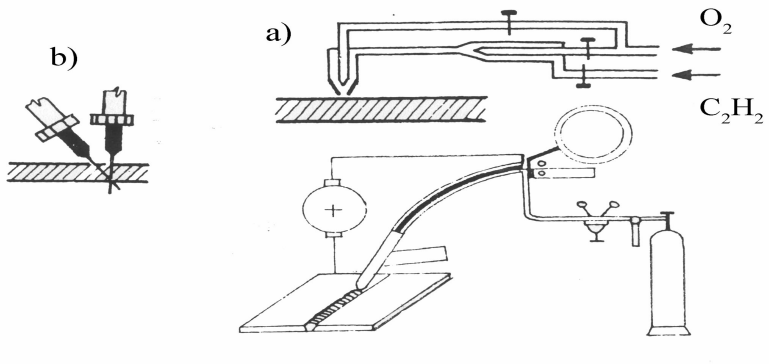
Obr. 9.11.2 Detail tupého svarového spoje

U vícevrstvých svarů se každá předcházející vrstva musí znovu natavit. Dochází přitom k vyžíhání předchozí vrstvy, což zvyšuje kvalitu svaru. Přenos kapek přídavného materiálu do základních materiálu má probíhat v ochranné atmosféře, aby se zabránilo strhávání částic vzduchu (kyslík, dusík) do svaru.

V současnosti existuje řada způsobů jak vytvořit ochrannou atmosféru tekutého kovu. U svařování OK jsou především obalové hmoty elektrod nebo tavidlo. Obdobnými ochrannými účinky se vyznačují plyny jako např. kysličník uhličitý (CO_2) nebo interní plyny (argon).

Svařování plamenem

Pomocí svářecího hořáku acetylenkyslíkovým plamenem teploty asi 3000 °C se taví kov. Hořák je připojený k lahvím s acetylenem a kyslíkem dvěma gumovými hadicemi (obr. 9.11.3).



Obr. 9.11.3 Svařování plamenem

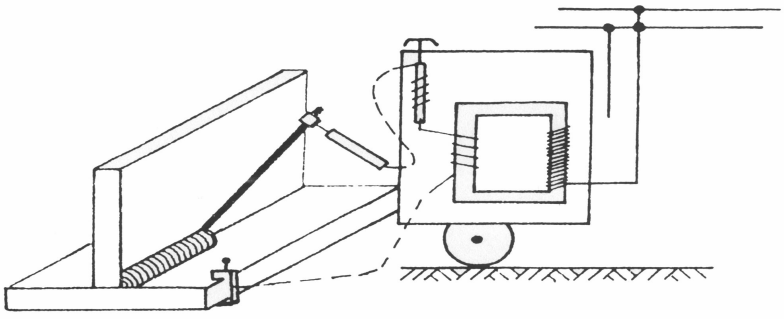
a- přívod kyslíku a acetylénu do hořáku, b – nastavení hořáku pro kolmý a šikmý řez

Vysoké teploty plamene se využívá při svařování k tavení jak základního materiálu, tak i přídavného materiálu (drátu). Tento způsob svařování se používá u OK jen pro spojení tenkých plechů (do 4 mm).

Ruční svařování elektrickým obloukem

Při svařování elektrickým obloukem je svařovaný předmět zapojen na jeden pól a držák s kovovou elektrodou na druhý pól zdroje proudu (obr. 9.11.4)

Při ručním svařování elektrickým obloukem se získává svarový kov tavením obalovaných elektrod, kde současně s jádrem se taví i obal, který vytváří plyny a strusku. Obojí se významně podílí na vzniku a jakosti svarového spoje. Plyny chrání elektrický oblouk před strháváním kyslíku a dusíku do svaru, struska brání před rychlým vychladnutím svaru. Svařovat se dá stejnosměrným i střídavým proudem. Zdrojem stejnosměrného proudu je svářecí dynamo, obvykle spojené s pohonným elektromotorem (svářecí agregát). Pro svařování střídavým proudem se používá svářecích transformátorů. Svařování stejnosměrným proudem je pro svářeče méně náročné než svařování střídavým proudem, kdy vzniká nestabilní oblouk. Je však energeticky nevýhodnější.



Obr. 9. 11.4 Ruční svařování elektrickým obloukem

Elektrody

Elektrody, používané při ručním svařování ocelových konstrukcí jsou normalizované. Elektrody se označují písmenem E a čtyřmi číslicemi, např. E 44,72, kde dvojčíslí 44 udává pevnostní charakteristiku v 0,1 nejmenší zaručené pevnosti svarového kovu v MPa. První doplňkové číslice značí jakostní třídu (např. 1-zaručenou pevnost v tahu, mez kluzu, tažnost a vrubovou houževnatost, 7-zaručenou mez kluzu svarového

kovu). Číslo druhé značí druh obalu elektrody (2-kyselý obal, 3-klasický obal, 7-hlubokozávarová elektroda).

Poloautomatické svařování v kysličníku uhličitém

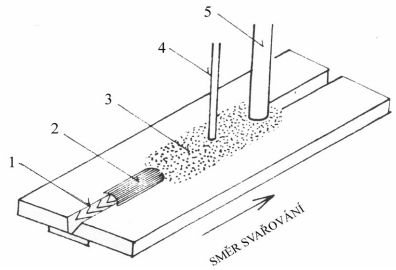
Částečná automatizace spočívá v tom, že se svářecí drát odvíjí z bubnu konstantní rychlostí tak, jako se jeho konec postupně upaluje směrem do svaru. Z toho důvodu nemůže být drát opatřen obalem, který je křehký a drtil by se. Funkce obalu tedy musí přijímat ochranná atmosféra. výhodou tohoto způsobu proti ručnímu svařování je větší rychlost a tedy i produktivita (o 40-50 %), větší hloubka závaru a tedy i kvalita. Tato metoda spadá do oboru svařování v ochranných atmosférách. Zdroj proudu je zapojen na základní materiál zápornou polaritou a svařovací drát polaritou kladnou. Při průchodu elektrickým obloukem se CO_2 rozpadá do vztahu

$$2CO_2 \leftrightarrow 2CO + O_2$$

takže se tvoří kysličník uhelnatý a volný kyslík. Částečně oxidační atmosféra má za následek propal a ztráty legur, protože se musí používat svařovací dráty se zvýšeným obsahem manganu a křemíku. V důsledku uvolňování oxidu uhelnatého vzniká nebezpečí otravy. Proto je nutno řádně větrat. Svary jsou poněkud náchylnější ke křehnutí.

Automatické svařování pod tavidlem

Svářecí hlava, která vede elektrodu, udržuje oblouk a sype před oblouk tavidlo (obr. 9.11.5).



Obr. 9.11.5 Svařování automatem pod tavidlem (1-svar, 2-struska, 3-tavidlo, 4-svářecí drát, 5-trubice pod přívod tavidla)

Svářecí hlava je umístěná na vozíku, který se pohybuje po drážce vedle svářence nebo pojíždí po něm. Svařování automatem pod tavidlem je výhodné z hlediska výrobního, protože poskytuje značně větší produktivitu. Pod tavidlem se provádí koutové svary pro délku větší než 2 m a to v normální poloze nebo žlábku. Jakost svaru je závislá na užití správné kombinace tří prvků, tj. základního materiálu, tavidla a přídavného drátu. Svar se tvoří hlavně ze základního materiálu, který se silnějším proudem (3 až 6 krát) mnohem více roztavuje. To má vliv i na úpravu hran u tupých svarů, které i pro větší tloušťky svařenců mohou být bez úkosů.

Funkce tavidla je podobná jako funkce obalu elektrod. Mimo to chrání obsluhu před oslněním. Tavidlo s přídavným drátem usměrňuje metalurgické pochody při svařování, aby výsledné chemické složení svarového spoje zaručovalo aspoň takové mechanické hodnoty, jaké má základní materiál.

Přídavný drát se vyrábí v průměrech od 1,6-8,0 mm. Tenčí drát je používán pro svařování poloautomatem.

Elektrostruskové svařování

Uplatňuje se zejména při svařování velkých tlouštěk materiálu. Používá se při svařování vysokých stěn svařovaných nosníků. Svar je formován z jedné strany měděnou příložkou pevnou a z druhé strany příložkou posuvnou. Tavení základního a přídavného materiálu probíhá v uzavřeném prostoru omezeném ze dvou stran okraji stykovaných dílů a ze dvou měděnými příložkami. Roztavený kov nedolehne přímo na chladící měděné desky, zůstane od nich oddělen tenkou vrstvičkou roztavené strusky.

Odporové svařování

Využívá se tepla, které vzniká při průchodu elektrického proudu částmi s velkým elektrickým odporem. Pro mostní stavitelství se nepoužívá.

Zkoušení svarů

Kvalita svaru podstatně závisí na technologii svařování, a proto je nutné věnovat mimořádnou pozornost kontrolní činnosti. Kontrolu je třeba rozložit do všech fází souvisejících s technologií svařování. Před započetím se kontroluje správné použití základního materiálu, svarových ploch, rovinnosti částí, oprávnění svářečů ke svařování ap. V průběhu svařování jde o dodržování stanovených technologických postupů.

Na hotových svarech se kontrolují rozměry svarů, plynulost svaru, výskyt trhlin nebo pórů, přechod svaru do základního materiálu. Vady, které se mohou nacházet uvnitř svarových spojů, se zjišťují pomocí defektoskopických zkoušek. Jedná se o zkoušení svarů prozařováním rentgenem (ČSN 051150) a hodnocením vad podle radiogramů (ČSN 0513085). Metoda zkoušení svarů rentgenem se doplňuje ultrazvukovou defektoskopií.

Nepřípustné zjištěné vady se musí odstranit a svar se opraví. Závažnost vad závisí na důležitosti konstrukce, na které je svar proveden.

Destruktivní zkoušky svarů se provádějí na svářeném vzorku (desce). Základní materiál, technologie svařování, svářeč i příp. tepelné zpracování musí být na vzorku stejné jako na budoucí konstrukci. Ze zkušebního vzorku se vyříznou zkušební tyče v rozsahu stanoveném normami nebo podle požadavku odběratele konstrukce.

9.11.4.2 Provádění třecích spojů

Provádění třecích spojů vyžaduje přesný technologický postup. Díry se vrtají o 0,4 až 1 mm větší než je jmenovitý průměr dříku šroubu. Úprava třecích ploch se provádí některým z těchto způsobů: bez speciální povrchové úpravy, očistění drátěným kartáčem, opálením kyslíkoacetylenovým plamenem, otryskáním křemičitým pískem, litinovou drtí nebo korundem, elektrometalizací hliníkem, plynovou metalizací hliníkem. Nejkvalitnější je tryskání, popř. tryskání s metalizací hliníkem, popř. zinkem.

Předpínání šroubů se provádí utahováním matic a to buď ručně nebo strojně, resp. jednou z následujících metod:

a) kontrolou utahovacího momentu

b) kontrolou utahovacího impulsu

c) kontrolou úhlu pootočení matice

d) kombinování metody

Pro utahování podle a) se používá momentových klíčů s nejistotou menší než 5%. Každý klíč musí být pravidelně přezkoušen. Při strojním utahování podle b) se předem nastaví hodnota předpínací síly. Strojní utahování může být prováděno elektricky, pneumaticky a hydraulicky. Může se použít jen se souhlasem objednavatele. Metoda c) se používá jen pro staticky namáhané spoje. Šrouby se utáhnou výchozím utahovacím momentem v normě předepsaným, označí se relativní poloha matic a dotáhnou se o normově předepsaný úhel pootočení. Při metodě d) se použije proti metodě c) větší výchozí utahovací moment.

Utahovací momenty a úhly pootočení obsahuje norma ČSN 731495. Při utahování se postupuje od středu ke krajům, aby bylo dosaženo co nejdokonalejšího vzájemného dosednutí styčných ploch. Šrouby, které se začaly utahovat jako první se dotahují. Rozměrné styky s velkým počtem šroubů se utahují ve dvou etapách. Nejprve na 75 % utahovacího momentu a následné plné dotažení. V třecím spoji se kontroluje správnost předpětí šroubů u 1/5 až ¼ šroubů ve spoji, minimálně 10%. Kontrola předpětí šroubů se provádí kontrolním ručním momentovým klíčem. Kontrolní utahovací moment se volí o 10 % vyšší než je utahovací moment stanovený pro utahování šroubů při sestavování třecího spoje při použití ročního momentového klíče.

9.11.4.3 Nýtování

V současné době se nýtování provádí jen zřídka. Zpravidla jde o opravy starších konstrukcí. Nýtuje se ručně nebo pomocí pneumatického kladiva resp. strojními lisy.

Nýty o průměru nad 8 mm se nýtují za tepla. Před osazením nýtu do otvoru se nýt zahřeje do jasně červeného žáru (500°C). Přidržením z jedné strany a tlakem ze strany druhé dřík nýtu zapěchuje otvor a vytvoří se hlava nýtu na straně, které se vyvozován tlak.

9.11.4.4 Lepené spoje

Lepidla na lepení kovů se vyrábí převážně na bázi epoxidových a fenolových pryskyřic. Vynikající vlastnosti mají lepidla na bázi kaučuku.

Protože lepené spoje se navrhují výhradně jako přeplátované příložkami, nejdůležitější konstrukční zásadou je správná volba poměru délky přelepu ke tloušťce spojovaného materiálu. U tenkých plechů je optimální tento poměr 1/20 až 1/25.

Vrstva lepidla má mít tloušťku 0,05 až 0,15 mm. Konstantní tloušťka se vytváří pomocí svorek s pružinami nebo závažím.

9.11.5 Montáž ocelových mostních konstrukcí

Díly vyrobené v dílně se dopravují na místo určení po železnici, po silnici nákladními automobily, nebo silničními podvalníky příp. i v kombinaci s lodní dopravou. Sestavování celků v dílně je výhodnější než na staveništi, a proto se odesílají co možná největší celky. Rozměry přepravovaných dílů jsou omezeny ložnou mírou přepravního prostředku, nedeformovatelností přepravovaného dílu, nosností pomocných jeřábů pro nakládání a vykládání, nosností přepravních prostředků.

Montážní pomůcky, kterými je vybaveno stanoviště závisí na velikosti stavby, na výšce montované konstrukce, druhů montážních styků ap.

Ke zvedání a dopravě se používají: montážní stožáry a jehly, kotvené jeřáby-deriky, nekotvené pojízdné jeřáby otočné, železniční kolejové jeřáby, silniční jeřáby – na pneumatických podvozcích, pásové jeřáby, drobné mechanizační prostředky (hydraulické zvedáčky, závěsy, zdvihadla apod.)

Sestavování konstrukcí v dílně se provádí na pevných a řádně vyrovnaných roštech. Sestavují se zpravidla jen konstrukční dílce, které se pak odesílají na montáž jako samostatné kusy. Ve výjimečných případech (vyžaduje-li konstrukce nadvýšení, má-li složitý tvar ap.) provádí se plošná nebo i prostorová předmontáž pro vzájemné odsouhlasení dílců. Před odesláním na staveniště se konstrukční dílce označí tak, aby na staveništi mohly být přehledně roztříděny.

Konstrukce se sestavují postupně na zemi do bloků a vztyčují po částech, nebo se přímo sestavují z jednotlivých montážních dílců do požadovaného tvaru. V každé montážní fázi musí být zajištěná tvarová stabilita.

Pro montáž ocelových mostů malých rozpětí ve většině případů vystačíme s kolovými, popř. kolejovými jeřáby, kterými klademe konstrukci z montážní plošiny do osy komunikace. Při rekonstrukcích je

přitom důležité co nejméně rušit provoz. Z toho důvodu se čas výměny konstrukce, která proběhne ve výluce zkracuje na minimum. Při rekonstrukcích mostů se často montážní plošina umísťuje vedle rekonstruovaného objektu a do osy komunikace se ve výluce přesune příčným zásunem. Pokud je nutno pracovat na spodní stavbě, používají se s výhodou mostní provizoria.

Jako montážní se dříve používaly nýtované spoje.Ty byly nahrazeny šroubovými spoji příp. třecími spoji. Se zdokonalením technologie svařování se stále více používají svařované spoje. Svařování na staveništi si vyžaduje vždy dokonalý technologický postup zabezpečující minimalizaci negativních vlivů (vstřícnost styčných hran, vnitřní pnutí, deformace, vliv povětrnostních podmínek atd.).

Podrobněji bude o montážních postupech konstrukcí větších rozpětí v magisterském studiu.

9.11.6 Ochrana ocelových konstrukcí proti korozi

Základní funkcí protikorozní ochrany je zachovat projektované charakteristiky ocelové konstrukce po celou její životnost a zabezpečit tak její spolehlivost. Další funkcí protikorozní ochrany je estetické působení. Pojem korozní agresivita atmosféry je odvozen ze znalostí zákonitosti atmosférické koroze. Kinetika atmosférické koroze kovů je obecně závislá na:

- součtu dob odvlhčení povrchu (srážky, kondenzace vodních par) v závislosti na teplotě a vlhkosti prostředí a chemických vlastnostech atmosféry,
- přísunu stimulátoru koroze, zejména oxidech síry, vzdušnou salinitou, místní význam mají i oxidy jiných prvků a chloridy.

Korozní agresivita se stanoví podle korozivních úbytků a podle posouzení podmínek expozice tj. podle úrovní rozhodujících činitelů prostředí. Podle ČSN ISO 9223 je korozivní agresivita klasifikována pěti stupni C1-C5 (C1- velmi nízká, C5-velmi vysoká). V 80 letech minulého století patřila tehdejší ČSSR v Evropě mezi státy s nejvyšším znečištěním, které bylo způsobeno především na síru bohatého hnědého uhlí. V poslední době se situace výrazně změnila. Podařilo se výrazně snížit emise hlavních škodlivin.

Prostředí, ve kterém se nachází ocelová konstrukce, pak rozdělujeme na velmi málo, středně, silně a velmi silně agresivní.

Systém ochrany OK proti korozi zahrnuje zejména:

a) konstrukční řešení OK, které brání vytváření prostředí pro lokální agresivitu,

b) ochranné povlaky všech druhů,

c) volbu dostatečně korozně odolného konstrukčního materiálu.

V konstrukčním řešení prvků ocelových konstrukcí jsou dodržovány určité zásady, mezi ně patří:

- zabezpečení přístupu ke všem povrchům pro zhotovení systému ochrany a musí být zajištěn přístup ke kontrole a pro údržbu povrchu.
- nevytváření žlabů nevhodnou polohou profilů tyčí nebo kombinací sestav profilů, ve kterých se zdržuje voda a nečistoty,
- štěrbiny při konstrukčním řešení zdvojené prutové soustavy vyžadují přístupnost ke všem částem,
- sražení ostrých hran výrobků

- minimalizace přeplátovaných spojů

Ochranné povlaky jsou nejrozšířenějším způsobem protikorozní ochrany. Rozdělují se na:

- nátěry
- kovové povlaky nanášené ponorem do taveniny (žárové zinkování)
- kovové povlaky zinku, hliníku či slitin ZnAl nanášené nástřikem (metalizací),
- kombinace kovových povlaků (metalizace) s utěsňujícími nátěry.

Nátěry

Není vzdálená doba, kdy byly dostupné jen tuzemské syntetické nátěrové hmoty S2000 a S2003. Nátěrové systému používající barvy jsou dnes nejužívanějším způsobem ochrany ocelových konstrukcí proti korozi. Nabídka nátěrových hmot je dnes tak vysoká, že je někdy velmi obtížné se v ní orientovat.

Každá barva má tři hlavní součásti:

- pryskyřičnatou složku pojidla umožňující vytvářet nátěrový film,
- pigment, jenž dává barevný odstín, způsobuje odolnost proti vodě a někdy obsahuje i inhibitor koroze,
- ředidlo pro zajištění správné konzistence nátěru.

U nátěrových systémů se vedle pojivové báze a pigmentu udávají počty vrstev a tloušťky suchého nátěrového filmu. Nátěrový systém má rovněž tři komponenty: základní nátěr, nátěrové vrstvy a krycí nátěr.

Úkolem základní vrstvy je přikotvit nátěr k povrchu chráněného prvku a tím jej chránit proti korozi. Protože tloušťka nátěru nemá být příliš velká, navrhují se zpravidla dvě, někdy i tři vrstvy základního nátěru.

Další nátěrové vrstvy vytvářejí podklad pro krycí nátěr a bariéru proti poškození nebo otěru zákl. nátěru. Jedna nátěrová vrstva má mít tloušťku 25 μm v běžných podmínkách a až 100 μm v podmínkách korozně náročnějších. Běžně se používají systémy se třemi a čtyřmi nátěrovými vrstvami. Často se pro snadnou kontrolu provedení volí pro každou vrstvu jiné barevné odstíny.

Krycí nátěr má kromě ochrany konstrukce hlavně estetický účel. Může být jednovrstvý i dvouvrstvý s tloušťkou jedné vrstvy 25 až 100 μm.

Konstrukce se ve výrobě donedávna opatřovaly jen základním nátěrem. Kompletní nátěrový systém se provede až na smontované konstrukci. Nově se od investorů objevují požadavky na zhotovení kompletního nátěrového systému v dílně.

Podle chemického složení mohou jednotlivé nátěrové vrstvy být olejové, epoxidové nebo polymerové.

Ekologicky šetrnější jsou vodou ředitelné jednosložkové a akrylátové nátěrové systémy (AY). Zkoušejí se také zvlášť tlusté jednovrstvé nátěry (s tloušťkou až 1000 μm =1 mm) z elastomerického uretanu do velmi agresivního prostředí. Uváděných tlouštěk lze dosáhnout vysokotlakým stříkáním.

Elektrochemický mechanismus je zajišťován především nátěrovými hmotami s vysokým obsahem zinku (85-90%) obdobným způsobem jako při žárovém stříkání. Velmi záleží na tloušťě povlaku. Velmi tlusté povlaky mají vysoké vnitřní pnutí s následným praskáním na hranách. Nátěrové povlaky vysokosušinové mají obsah ředitel cca 20 %. jako pojiva jsou užívány hlavně epoxidové pryskyřice. Obsah ředitel závisí na molekulární hmotnosti pryskyřic. Vhodná je kombinace epoxidů s dehty (epoxidehty), příp. i polyuretanů s dehty tzv. plyuretandehty, popř. polyesterové pryskyřice. Předpokladem dobrého působení je zbavení mastnoty.

Pro železniční mosty byl vydán v r. 2001 nový předpis ČD S5/4: Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí.

Trvanlivost nátěru má přímou souvislost s agresivitou prostředí. Běžně se předpokládá, že nátěrový systém vydrží okolo 10 let do malé opravy a že po 20 až 30 letech by měl být zcela obnoven. Obnova nátěrů se provádí při stavu, kdy viditelná koroze postihne více než 5 % chráněné plochy. Pro nátěry platí ČSN EN ISO 12944 Nátěrové hmoty – Protikorozní ochrana ocelových konstrukcí ochrannými nátěrovými systémy.

Ochranné nátěry jsou nejběžněji používaným druhem protikorozní ochrany. Rozhodující složkou funkce nátěrů je jejich inhibiční funkce, která podmiňuje přilnavost nátěru a odolnost proti podkorodování.

V poslední době se inhibiční mechanismus omezuje z ekologických důvodů, neboť nejúčinnější pigmenty jsou na bázi šestimocného chrómu a jsou zdravotně závadné. Bariérová funkce nátěru částečně brání styku korozního prostředí s kovovým povrchem, souvisí tedy s tloušťkou a složením organického povlaku. Z hlediska technologické péče o jakost nátěru je třeba především zabezpečit čistotu povrchu, která je rozhodující pro dosažení potřebné inhibiční-adhezní funkce, použití nátěrového systému vhodného složení a zabezpečit potřebnou tloušťku nátěru (bariérovou funkci). Životnost nátěru na tryskaném povrchu je 1,5 až 2 větší než na ručně odrezeném povrchu. Nátěry je možno nanášet výhradně na suchý a čistý povrch (nezaprášený, nezamaštěný) a to při teplotách povrchu od 5°do 40°C a relativní vlhkosti $\varphi \leq 80\%$. Odstranění okují lze dosáhnout s použitím ultravysokotlakého vodního tryskání.

Pokovování

Ochrana pokovováním je založena na elektrochemických procesech probíhajících v povrchové vrstvě zvlhčeného konstrukčního prvku. Jako ubývající anoda se používá zinek a hliník, popřípadě směs obou prvků.Zinek se na konstrukční prvek může nanést elektrickým procesem nazývaným galvanizace nebo ponořením do lázně roztaveného zinku, což se nazývá žárové zinkování. Žárové zinkování montážních dílů OK patří k účinným druhům protikorozní ochrany. Tloušťka povlaku je 60 až 100 μm.Rozměry a hmotnost dílů je zpravidla omezená. Největší tloušťka materiálu pro žárové zinkování je 25 mm. Hliník je dobrým pasivním povlakem, zinek se vyznačuje vynikající elektrochemickou ochranou. Binární slitiny ZnAl spojují výhody obou prvků

Kombinované povlaky

představují v současné době protikorozní ochranu, která je schopna v agresivních prostředích zajistit dlouhodobou ochranu oceli. Jedná se o povlaky ze zinku, hliníku a jejich slitin a jejich kombinací s ochrannými nátěry. U těchto povlaků se uplatňuje synergický účinek. Výsledkem tohoto účinku je, že životnost kombinovaného povlaku je více než dvojnásobná oproti součtu životností obou vrstev.

?

1. Popište jednotlivé technologické způsoby výroby, svařovaní a ochrany ocelovýc konstrukcí a jejich prvků.

Slovník

Výroba	fabrication, manufactoring
Montáž	erection
Svařování	welding

s. obloukové	arc w.
s. plamenem	gas w.
s. odporové	resistance w.
s. pod tavidlem	submerged w
s. v ochranné atmosféře plynu	shielded –arc w.
šroubování	bolting
nýtování	riveting
řezání	cutting
vrtání	drilling
ochranný nátěr	protective coating

10. Spřažené ocelobetonové mosty

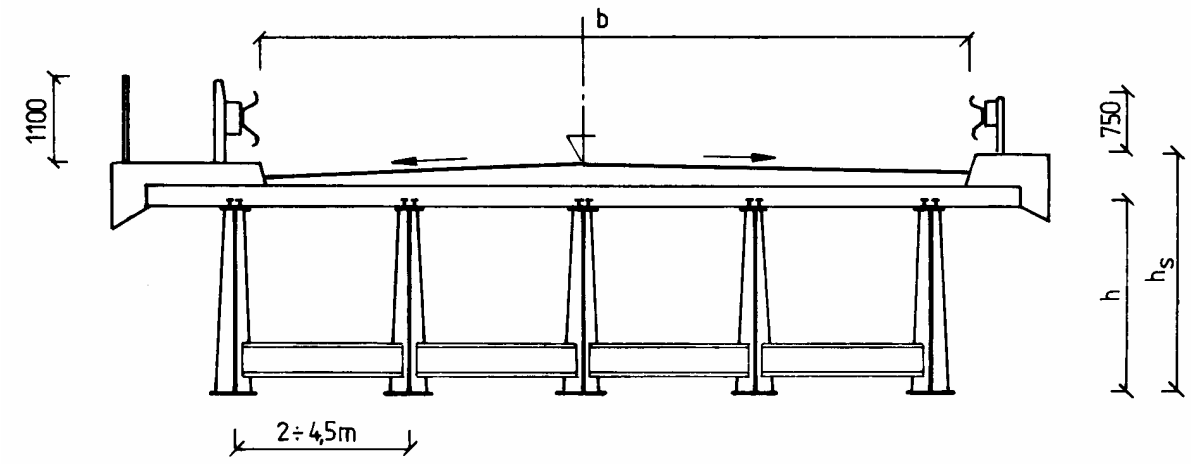
10.1 Princip a výhody spřažených konstrukcí

Spřažené ocelobetonové mostní konstrukce mají deskovou mostovku železobetonovou, hlavní nosníky jsou ocelové. Pokud je mostovka v tlačené oblasti, využijí se tak výhody obou materiálů, tj. velká pevnost betonu v tlaku a velká pevnost oceli v tahu. Konstrukce ocelobetonové se již využívaly pro své výhody dávno v minulosti například v pozemním stavitelství u stropů. Železobetonová deska však byla volně položena na ocelových nosnících.. Kvalitativní změna nastala tehdy, když se deska spřáhla s ocelovým nosníkem tak, aby v jejich styčné spáře nemohlo dojít k prokluzu. Únosnost se tím podstatně zvýšila. V některých případech plné spřažení způsobuje enormní namáhání betonu. V tom případě je výhodné provést *pružné* spřažení, které umožní odlehčit betonové desce na úkor ocelových nosníků. V mostním stavitelství se nejdříve spřažené konstrukce používaly především pro mosty pozemních komunikací pro prosté nosníky s horní mostovkou, kdy je beton namáhán v tlaku. V poslední době se však z konstrukčních důvodů stéle více používají i pro spojité nosníky, kdy je beton i u mostní konstrukce s horní mostovkou v oblasti negativních podporových momentů namáhán tahem. Podobně tomu je i u konstrukcí se spodní mostovkou. Vzhledem k tomu, že je únosnost betonové desky v tahu zanedbatelná, přináší to i jisté potíže, se kterými se však dnes dovedeme s úspěchem vypořádat buď vyztužením nebo technologií montáže. Použití dvou odlišných materiálů v jedné konstrukci však přináší i další komplikace. Zejména jde o rozdílnou proměnné mechanické i reologické vlastnosti betonu v čase, jako je vliv dotvarování , smršťování a dále vliv teploty, které na rozdíl od ocelových konstrukcí nutí navrhovatele počítat při navrhování s další proměnnou, kterou je čas.Určitou nevýhodou zvláště při rekonstrukcích může být i to, že při monolitické desce je nutno čekat na vytvrdnutí betonu, což prodlužuje dobu montáže.Tomu se v poslední době předchází návratem k prefabrikátům .Nespornou výhodou spřažených konstrukcí je to, že se vytvoří nenásilnou cestou desková mostovka, která hlavně u mostů pozemních komunikací tvoří přirozený nosný podklad vozovky. Odpovídá to i současnému trendu v oblasti železničních mostů používat průběžné kolejové lože.Deska přejímá funkci vodorovného ztužení a přejímá spolehlivě horizontální účinky zatížení což vede ke zjednodušení konstrukčního řešení. Další výhodou je větší hmotnost konstrukce, která tlumí dynamické účinky a zvyšuje únavovou pevnost.Tato výhoda se zvlášť projevuje ve srovnání s ocelovými ortotropními deskami. Nezanedbatelný je i příjemný estetický vzhled. Tyto okolnosti způsobil, že tento typ mostních konstrukcí je hlavně pro mosty středních rozpětí velmi rozšířen.

10.2 Dispoziční řešení spřažených mostních konstrukcí

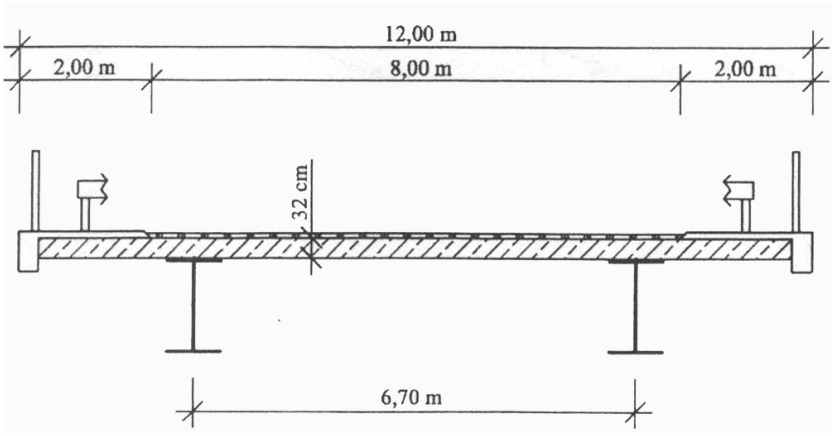
Vzhledem k zaměření publikace se omezíme jen mosty menších rozpětí o jednom poli s horní mostovkou**.**

U širokých mostů pozemních komunikací je nejčastějším řešením roštová konstrukce podle obr. 10.1.



Obr. 10.1 Příčný řez zpraženou konstrukcí mostu pozemní komunikace

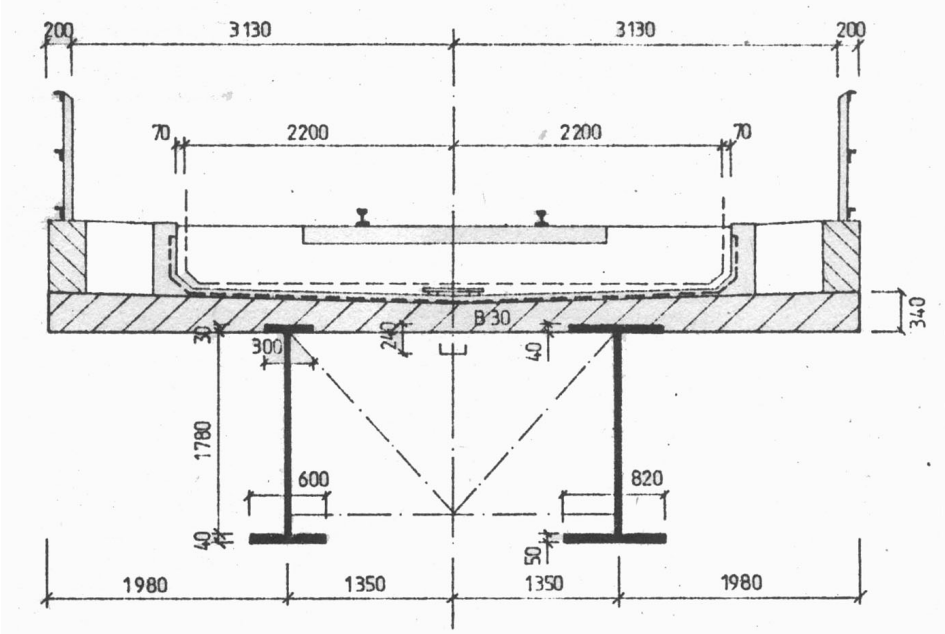
Počet nosníků záleží na šířce komunikace. Jejich vzdálenost je variabilní jek je naznačeno na obrázku. Dnešní trend jde k "vyčištění" příčného řezu, tj. ke zmenšování počtu hlavních nosníků. Ve Francii a Německu [10.3] a [10.4] se navrhují pro menší rozpětí zpravidla jen 2 hlavní nosníky ovšem se širším přečnívajícím koncem desky (obr. 10.2).



Obr. 10.2 Příklad příčného řezu realizované mostní konstrukce

Výška hlavních nosníků je poněkud nižší než u ocelových konstrukcí, zpravidla to bývá (1/15 – 1/20)L kde L je rozpětí konstrukce. Železobetonová deska má tloušťku cca 250 mm při betonu B30. Příčné ztužení mostu se dnes minimalizuje. Pokud jsou hlavní nosníky komorové, vystačí nad podporami. Pokud jde o konstrukci s otevřeným průřezem, postačí mezilehlá ztužidla ve čtvrtinách rozpětí..

Pro železniční mosty, které jsou užší, vystačíme zpravidla jen s dvěma hlavními nosníky podle obrázku 10.2.

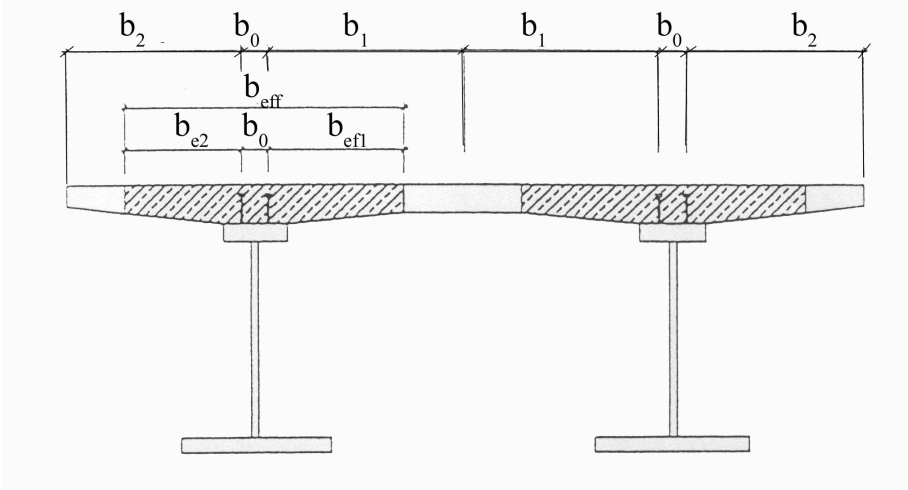


Obr. 10.3 Příčný řez zpraženou konstrukcí železničního mostu

Výška hlavních nosníků bývá poněkud vyšší, tj. (1/12-1/13) L.

10.3 Základy navrhování

Mostní konstrukci můžeme zjednodušeně modelovat jako rošt. Hlavními nosníky roštu jsou ocelové nosníky s účinnou šířkou betonové desky podle obr. 10.4



Obr. 10.4 Příčný řez posuzovaného nosníku

Účinná šířka zohledňuje vliv ochabnutí desky smykem a určí ze vztahů

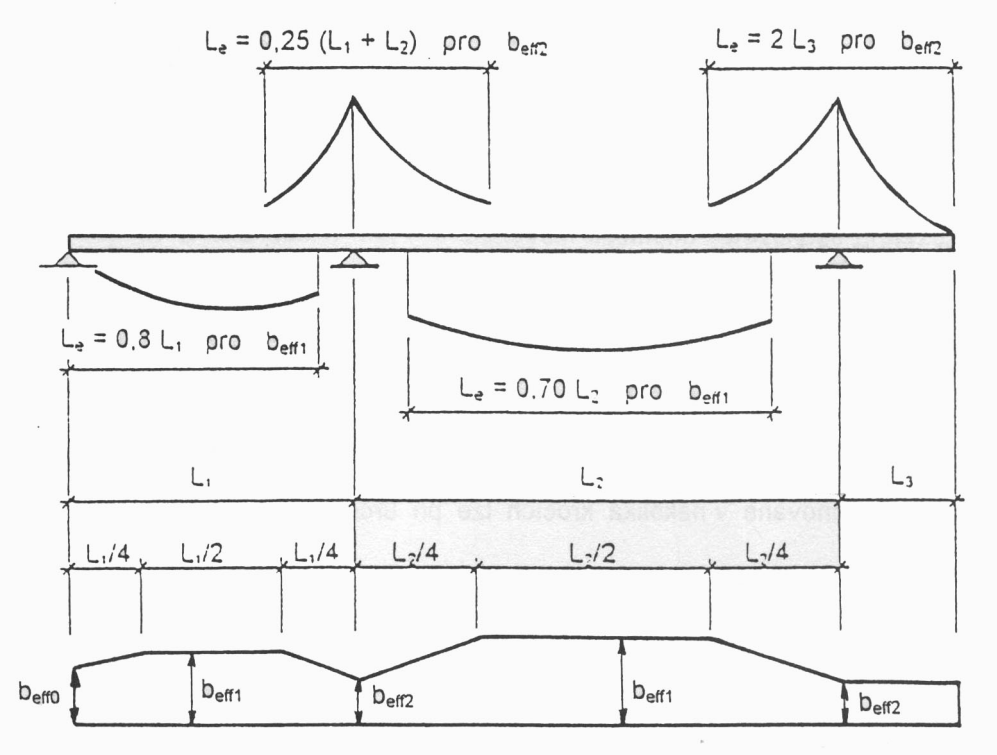
$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \tag{10.1}$$

kde

$$b_{e1} = \frac{L_e}{8} \le b_1 \qquad (10.2)$$

$$b_{e2} = \frac{L_e}{8} \le b_2$$

Ekvivalentní rozpětí L_e je u prostých nosníků rovna rozpětí, u spojitých nosníků se bere podle obr. 10.5.



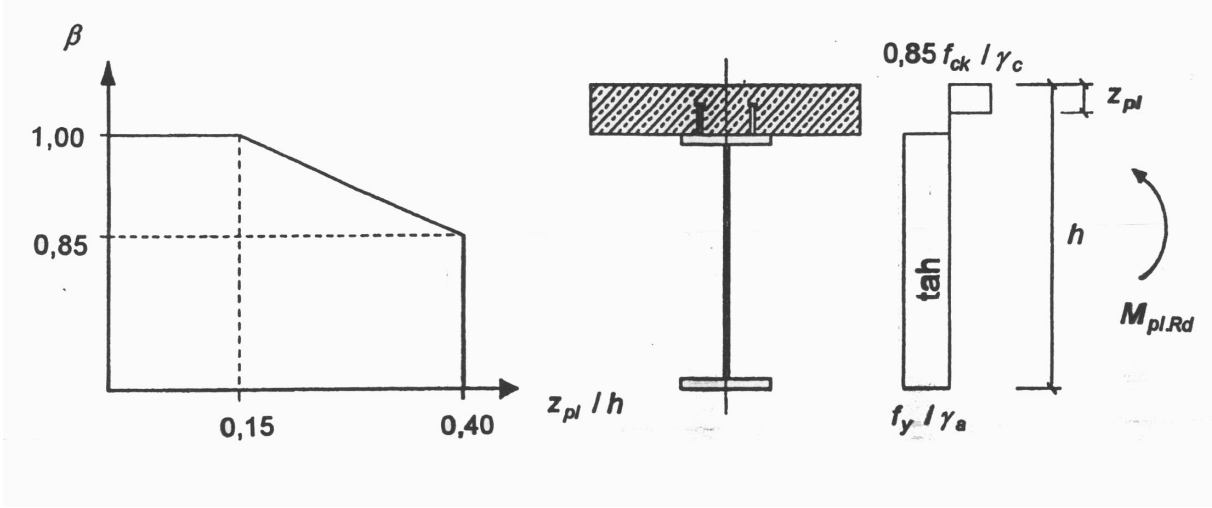
obr. 10.5 Ekvivalentní rozpětí L_e a průběh účinné šířky po délce nosníku

Globální analýzou vypočítáme extrémní vnitřní síly, působící na posuzovaný nosník při nejnepříznivějším uskupení zatížení. K tomu použijeme při roštovém uspořádání podle obr. 10.1. zpravidla příčinkových čar příčného roznášení. Potom provedeme posouzení pro jednotlivé mezní stavy.

Mezní stav únosnosti

Únosnost zpraženého průřezu můžeme počítat tak jako u ocelových nosníků podle pružnostní nebo plasticitní analýzy podle zatřídění průřezů. Vzhledem k robustnosti železobetonové desky, která stabilizuje horní pásnice hlavních nosníků se v daleko větší míře uplatňuje plasticitní analýza. Norma pro navrhování spřažených mostních konstrukcí [10.1] dává jisté úlevy pro zatřídění průřezů. Při výpočtu momentu únosnosti nezapočítáváme taženou část betonu. Výztuž v této oblasti však započítáváme.

Pro výpočet plastického ohybového momentu únosnosti předpokládáme rozdělení normálního napětí po průřezu podle obr. 10.6.



Obr. 10.6 Rozdělení normálového napětí po průřezu při dosažení mezního stavu únosnosti

Mezní hodnota napětí v betonu je 0,85 f_{ck} / γ_c, mezní hodnota v oceli je f_y / γ_a.

Zde f_{ck} je charakteristická pevnost betonu v tlaku, γ_c je parciální součinitel spolehlivosti betonu, γ_a je parciální součinitel spolehlivosti oceli. Mezní hodnota napětí ve výztuži je f_{sk} / γ_{sk}. Součinitele spolehlivosti materiálu jsou udány v normě. V ČR se berou hodnotami

$\gamma_c = 1{,}5$

$\gamma_a = \gamma_{sk} = 1{,}15$

Pokud překročí vzdálenost neutrálné osy plastického průřezu z_{pl} 15% výšky h, je nutno únosnost průřezu počítat z pružnostní nebo nelineární analýzy, nebo přibližně redukovat plastický moment únosnosti součinitelem β podle obrázku 10.6.

Pevnostní posouzení se provede podobně jako u ocelových nosníků v kap. 4 podle vztahu (9.4.3). Moment únosnosti se stanoví podle vztahu (9.4.4).

Pokud posuzujeme průřez podle teorie pružnosti, musíme při výpočtu průřezových hodnot zohlednit vliv dotvarování betonu, který způsobuje pokles účinné ploch betonu a tím i průřezového modulu a redistribuci normálového napětí po průřezu. Projeví se to zvýšením napětí v oceli a úbytkem v betonu.

Průřez se v tom případě převádí na ekvivalentní ocelový průřez, přičemž se zohlední podstatně větší poddajnost betonu než oceli. Projeví se to tak, že je nutno plochu betonové desky dělit součinitelem

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \phi_t) \tag{10.3}$$

kde n_0 je poměr modulu pružnosti oceli a betonu

$$n_0 = E_a / E_{cm} \tag{10.4}$$

ϕ_t je součinitel dotvarování závislý na čase, vyjadřující vliv růstu plastických deformací v čase u tlačeného betonu. Vztah pro součinitel dotvarování najde čtenář v kap. 8 nebo v [9.13];

ψ_L je násobitel dotvarování betonu , zohledňující vliv technologie montáže a smršťování při dotvarování. Zavádí se těmito hodnotami:

- Stálá zatížení včetně předpětí kabely poté, co smykové napětí začalo působit ….1,10

- Vliv smršťování a časově závislé účinky u staticky neurčitých konstrukcí ……1,15
- Předpínání vnesením deformací ……1,50

Posouzení jednotlivých částí průřezu se provede podobně jako u ocelového průřezu podle vztahu (9.4.2), mezní hodnoty se berou jako při plastické analýze. Vliv svislého smyku se uvažuje podobně jako u ocelových nosníků s tím, že veškerý smyk přebírá ocel.

Poznámka: Pružnostní posouzení je komplikovanější než plasticitní, protože je nutno uvažovat proměnnou únosnost průřezu v čase v důsledku dotvarování a smršťování betonu a s vlivem klimatických vlivů , zejména teploty.

Při výpočtu na klopení, pokud k němu může dojít, se zásadně postupuje podle pružnostní analýzy.

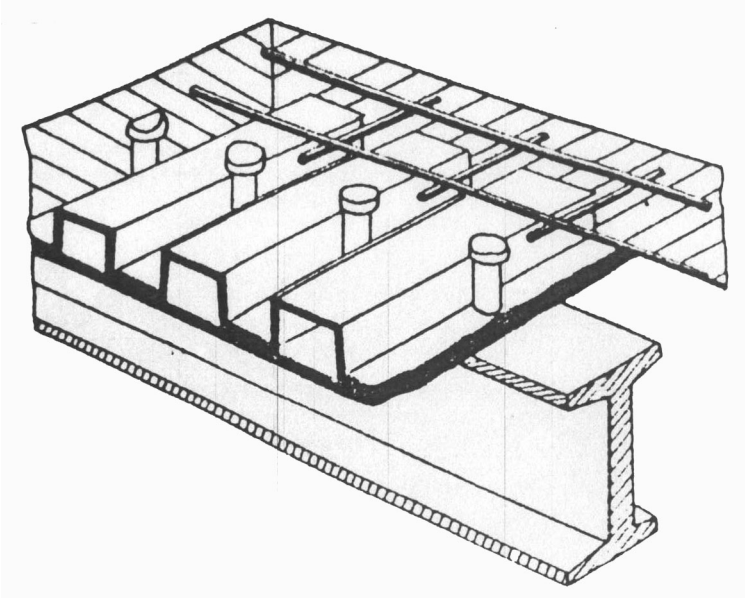
Mezní stav použitelnosti

Při mezním stavu použitelnosti se vychází z pružnostní analýzy, což znamená, že se použijí průřezové charakteristiky účinného průřezu. Je nutno počítat se všemi nepříznivými vlivy vyplývajícími z různorodosti materiálu, tj. s vlivem dotvarování a smršťování, popuštěním podpor, trhlinami v betonu při současném zpevnění betonu, nerovnoměrným zatížením prvků spřažení atd. Pokud je železobetonová deska předpjatá pomocí kabelů je nutno napětí betonu v tlaku omezit na 0,6 $f_c(t)$ (ENV 1992-2).

10.4 Prvky spřažení

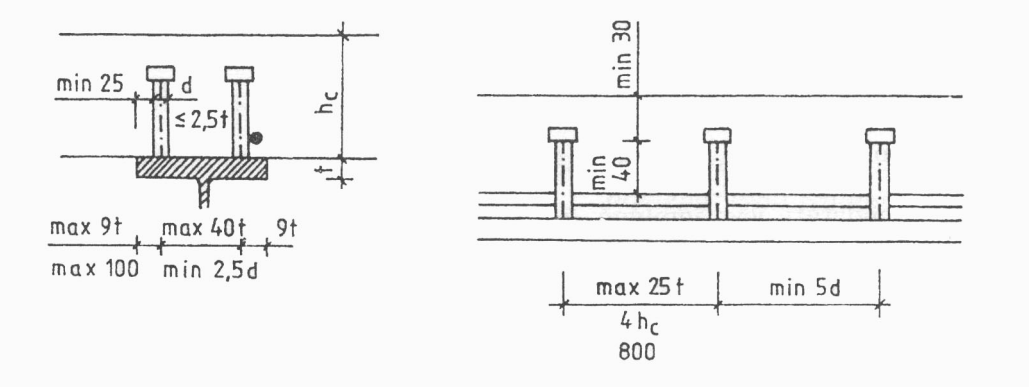
Prvky spřažení mají zamezit vzájemnému prokluzu ve styčné spáře mezi ocelovými nosníky a železobetonovou deskou. Jejich konstrukční řešení prošlo dlouhým vývojem od tuhých kozlíků přes smyčky z betonářské oceli a jejich kombinace s blokovými zarážkami až k trnům a podélným lištám, které jsou dnes nejvíce rozšířené. Přehled prvků spřažení je v [10.5].

Nedávným průzkumem u evropských výrobců bylo zjištěno, že nejpoužívanějším prvkem spřažení jsou poloautomaticky přivařené trny. Používají se hlavně trny průměru 16 až 20 mm. Mají celou řadu výhod. Automatické přivařování trnů s použití keramických šroubů umožňuje značnou produktivitu práce. Můžeme je přivařovat přímo na žebrové plech, používaný jako ztracené bednění (obr. 10.7). Při zatížení působí trny jako konzoly, příčně namáhané . Můžeme je tedy považovat za částečně poddajné s charakteristickým prokluzem cca 6mm. U takových prvků můžeme uvažovat redistribuci smykového toku.



Obr. 10.7 Přivaření trnů na žebrové plechy

Jejich rozmístění je naznačeno na obr. 10. 8 s vyznačením jejich maximálních vzdáleností pro ocel S235. Pro oceli vyšší pevnosti se hodnoty násobí $\sqrt{235/f_y}$.



Obr. 10.8 Rozmístění trnů

Návrhová únosnost trnů je podobně jako u nýtů odvozena z únosnosti trnů ve smyku a betonu v otlačení podle vztahů

$$P_{rd} = 0{,}8\frac{\pi d^2}{4} f_u / \gamma_v \qquad (10.5)$$

$$P_{rd} = 0{,}29\alpha d^2\sqrt{(f_{ck} / E_{cm})} / \gamma_v)$$

kde

d - průměr trnů

f_u - pevnost materiálu trnu (ne větší než 500Mp)

γ_v - součinitel spolehlivosti materiálu trnu, v ČR se uvažuje hodnotou 1,3

α - konstanta, závisející na poměru výšky trnu k jeho průměru pro obvyklý poměr>3 je α =1

f_{ck} - charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu

E_{cm} - střední hodnota sečného modulu pružnosti betonu

Určení návrhové síly na trn a jeho posouzení určíme podle druhu analýzy. Při pružnostní analýze postupujeme stejně jako u krčních nýtů (viz kap 9.4.4 vztah (9.4.18))

$$P_{Ed} = \frac{V_{z,Ed} \cdot S_{yf}}{mI_1} p_1 \le P_{rd} \qquad (10.6)$$

Zde

$V_{z,Ed}$ -Posouvající síla od návrhového zatížení v posuzovaném místě.

S_{yf} - statický moment ekvivalentní účinné plochy desky

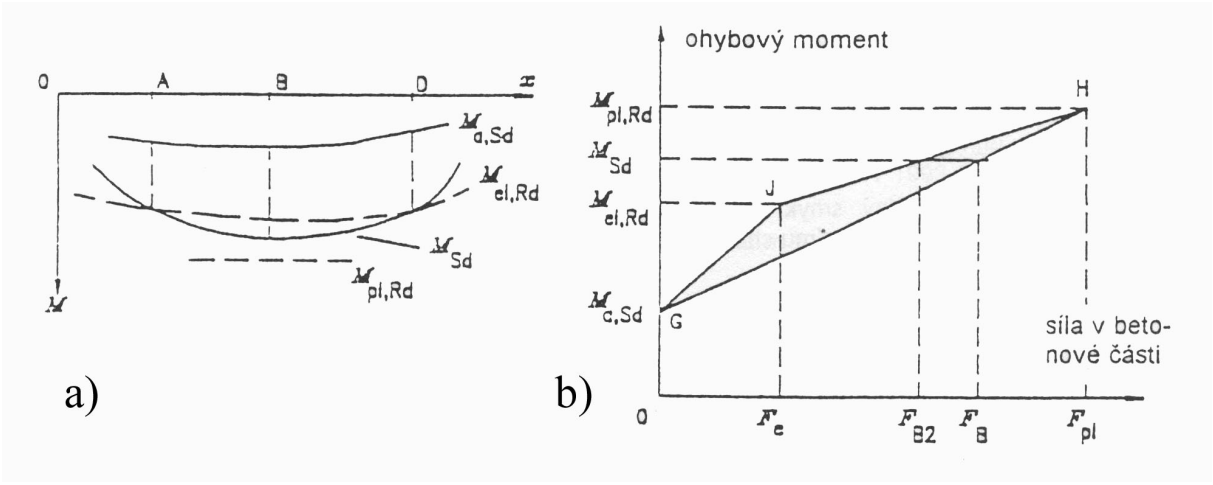
I_1 - moment setrvačnosti ekvivalentního ocelového (ideálního) průřezu nosníku k ose y

p_1 - rozteč trnu

m - počet trnů v řadě. Při uspořádání podle obr. 10.7 je m=2.

Pružnostní výpočet se používá pro všechny třídy oceli i pro mezní stav použitelnosti. Pokud provedeme z konstrukčních důvodů stejnou rozteč, dovoluje norma překročení návrhové únosnosti v nejvíce namáhaných trnech o 10%. Mezní hodnotou v tomto případě je 0,6 P_{Rk}. Charakteristickou hodnotu P_{Rk} lze získat z návrhové hodnoty P_{Rd}, vypočítané ze vtahu (10.5) s použitím součinitele spolehlivosti materiálu rovným 1.

Při použití plasticitní analýzy v určité části nosníku, kde návrhový moment M_{Sd} přesáhne elastický moment únosnosti $M_{el,Rd}$ (Obr. 10.9), dochází k nelineárnímu působení. V obrázku je to úsek mezi body AD. Návrhový moment se nejvíce přiblíží k plastické únosnosti v bodě B. V tomto případě složité přerozdělení smykového toku na jednotlivé trny se normě navrhuje přibližně stanovit následujícím způsobem:



Obr, 10.9 Podélný smyk v nosníku třídy 1,2

V tomto úseku rozdělíme návrhový moment na část, kterou přejímá ocelový nosník ($M_{a,Rd}$) a na část, kterou přejímá betonová deska zpraženého průřezu ($M_{c,Rd}$).

$$M_{Sd} = M_{a,Rd} + M_{c,Rd}$$

Nechť F jsou účinné normálové síly, spočítané pružně, působící v účinné průřezu železobetonové desky s těmito hodnotami

- F_e v průřezu B, když je dosaženo $M_{el,Rd}$
- $F_{e,A}$ v průřezu A, když ohybový moment je $M_{Sd,A}$
- $F_{e,D}$ v průřezu D, když ohybový moment je $M_{Sd,D}$

Ve sledovaných úsecích se trny rozdělí rovnoměrně.

Použitý počet trnů na úseku AB má být schopen přenést sílu ($F_{B2} - F_{e,A}$) a sílu ($F_{B2} - F_{e,D}$) na úseku BD kde

$$F_{B2} = F_e + (F_{pl} - F_e)(M_{Sd} - M_{el,Rd})/(M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \qquad (10.7)$$

Všechny parametry, vyskytující se ve výrazu (10.7) se vztahují k průřezu v bodě B. Zjednodušeně je možno místo síly F_{B2} brát F_B kterou získáme lineární interpolací podle obr. 10.8. Tento vztah přihlíží k tomu, že průřez není v bodě B plně využit na plastickou únosnost. Konzervativně za předpokladu plného využití průřezu je $F_{B2} = F_{pl}$.

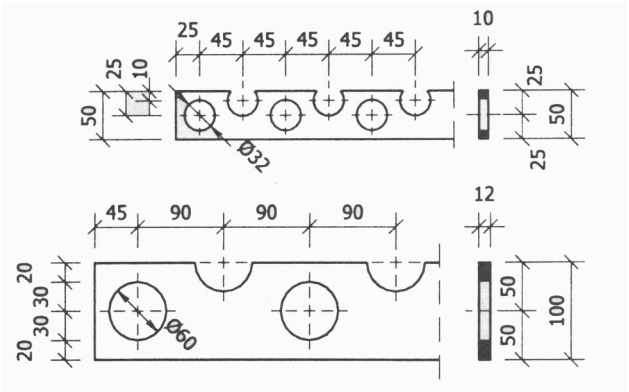
Při pružné analýze vzniká v důsledku primérních účinků teploty(tepelný gradient po výšce průřezu) další přídatná síla V_l. Rozdělení této síly po délce se předpokládá trojúhelníkové, s maximální smykovou silou na jednotku délky

$$v_{d,\max} = 2V_l / b_{eff}$$

b_{eff} je účinná šířka podle (10.1)

Dalším používaným prvkem spřažení je spřahovaní lišta. Její chování bylo experimentálně ověřeno na ČVUT Praha výzkumným kolektivem pro. Studničky[10.5, 10.6].

Byly zkoumány nízké lišty 50mm a vysoké lišty 100mm (obr.10.10)



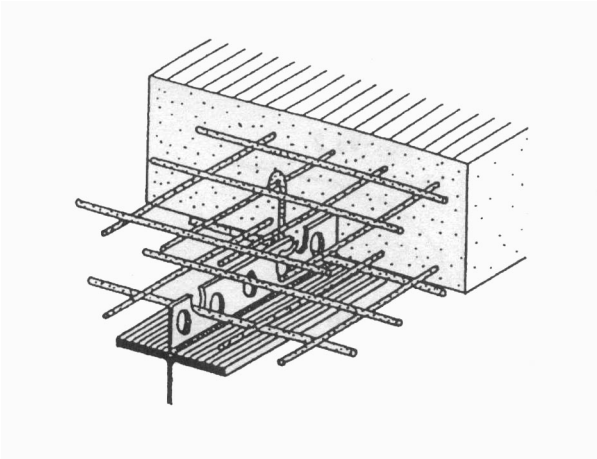
Obr. 10.10 Lišty výšky 50 a100 mm.

Protlačovacími zkouškami byly zjištěny následující charakteristické

únosnost, přepočítané na mm délky

- nízká lišta $P_{Rk} = -68 + 12{,}4 f_{ck} + 797 A_{st}$, (10.9)
- vysoká lišta $P_{Rk} = 273 + 14{,}1 f_{ck} + 313 A_{st}$
- paralelní uspořádání lišt vzdálených alespoň 100mm; únosnost je 1,6 násobek únosností jedné lišty .

f_{ck} je definováno (10.5), A_{st} je plocha výztuže(s mezí kluzu rovnou alespoň 410 MPa), procházející otvory v liště podle obr. 10.11.

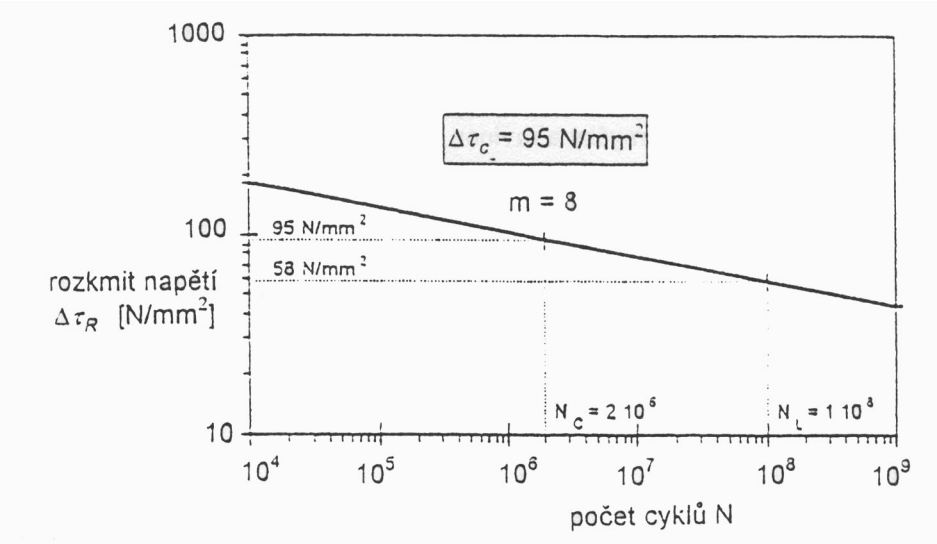


Obr. 10.11 Spřahovací perforovaná lišta

Únavová pevnost trnů

Posouzení na únavu se provede podle kap. 9.6 na smyk pro provozní zatížení uvažované jako pro mezní stav použitelnosti s $\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1$

Únavová pevnost ve smyku se určí podle Wöhlerovy křivky pro smykové napětí podle obr. 10.12.



Obr. 10.12. Wöhlerova křivka pro smykové napětí $\Delta\tau_R$

$\Delta\tau_R$ je mezní únavová pevnost trnu ve smyku.

Ekvivalentní rozkmit smykového napětí od provozního zatížení

$$\Delta\tau_{E,2} = \Delta P_{Ek} / (\frac{\pi d^2}{4}) \qquad (10.10)$$

kde

ΔP_{Ek} je charakteristický rozkmit smykové síly, namáhající trn. Její návrhová hodnota je daná vztahem (10.6). Rozkmit napětí $\Delta\tau_{E,2}$ při působení únavového zatížení je podle tohoto vztahu závislý na rozkmitu posouvající síly.

Posouzení na únavu se provede jako u ocelových nosníků podle kap. 9.6., vztahu (9.6.10).

Slovník

Spřažená konstrukce	composit structure
Prvky spřažení	schear connectors
Trn	stud connector
Dotvarování betonu	creap of concrete
Smršťování	shreankage
Částečné spřažení	partial interaction

?

1. Popište princip a výhody spřažených konstrukcí.
2. Dispoziční řešení typických spřažených mostních konstrukcí.
3. Co to je účinná šířka a jak počítáme ?
4. Jaké je rozdělení normálového napětí po průřezu při dosažení mezního stavu únosnosti ?
5. Prvky spřažení, druhy, způsoby posouzení.

Literatura ke kapitole 10

[1] pr EN 1994-2 : Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí , část 2: Ocelové mosty, konečný návrh (v angličtině, Brusel 2004

[2] EN 1994-1-1Návrh spřažených ocelobetonových konstrukcí,část 1.1 obecné předpisy pro pozemní stavby, konečný návrh (v angličtině, Brusel 2004

[3] Brozzeti Jacques : Design development of steel –concrete composite bridges in France. Stahlbau 68(1999), H eft.11,str. 899.

[4] Kuhlmann U.: Ermmündungnachweis für Strassen- Verbundbrücken nach DIN-Fachbericht. Stahlbau 72(2003), Heft 9, str.679

[5] Studnička,J., Macháček J. : Spřahovaní prvky pro ocelobetonové konstrukce. Stavbní obzor 7/2001 str. 193

[6] Samec,J.,Studnička,J.“ Model chování spřahovaní lišty při statickém namáhání. Stavební obzor6/2004, str. 165

11. Klenbové mosty

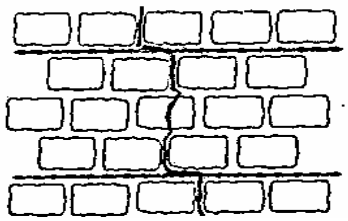
Všeobecně

Tyto mosty patří mezi nejstarší a početně hodně rozšířené mostní konstrukce většinou na rozpětí malé někdy i střední. Vyskytují se jak na Českých drahách, tak na pozemních komunikacích. Dnes patří mezi mosty problémové, některé jsou na konci své životnosti, jiné vykazují určité poruchy vzniklé stále zvyšujícím se zatížením a zvyšující se intenzitou dopravy a to jak na železnicích, tak na pozemních komunikacích. Vzhledem k tomu, že stále přibývá případu, kdy je třeba rozhodnout co s klenbovým mostem dál, zda sanaci či most nový, bude vhodné k problematice klenbových mostů přistoupit z jiného pohledu než sledováním návrhových parametrů těchto konstrukcí. Tyto mosty vykazují poruchy, je třeba znát jejich příčiny, je třeba znát i filozofii jejich návrhu a na základě těchto rozborů je možno přistupovat i k dnešním záměrům ohledně jejich oprav či realizace nových těchto mostů v současných podmínkách.

Příčiny poruch klenbových mostu

Z provedených rozborů těchto konstrukcí a na základě prostudování příčin poruch nejčastěji uváděných v revizních zprávách a dalším studiem je možno poruchy klenbových mostů rozdělit následujícím způsobem.

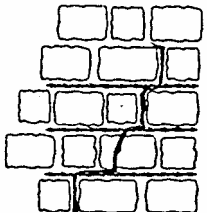
A) Podélné trhliny



Obr. 11.1

Tato porucha bývá hlavním důvodem sanace či rekonstrukce objektu.Trhliny mohou probíhat přes část klenby, ale často procházejí z opěr celou klenbou.Příčinou bývá obvykle zatížení než na jaké byla klenba navržena nebo zvyšování nivelety koleje, čímž dochází k rozvírání mostu.Stále zvyšující obr. 11.1 se nápravové tlaky železničních vozidel a počty přejezdů přes most vyvolávají dynamické účinky, které havarijní stav takto porušených mostů urychlují. Na obr. 11.1 je zobrazen tento jev společně s možnou sanační úpravou pomocí vyztužovacích obr. 11.1 tyčí.

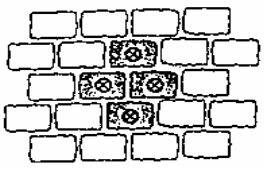
B) Trhliny v opěře



Obr. 11.2

Tyto trhliny mají přímou souvislost s poruchami a trhlinami klenby,mohou být též způsobeny zatékáním vody z nefunkční izolace,nebo různou kvalitou založení konstrukce.Průběh trhlin je zobrazen na obr. 11.2. V řadě případů sledovaných mostů obr. 11.2 vznikly tyto trhliny z důvodu rozdílného sedání opěr základu mostu oproti sedání přilehlého násypu.

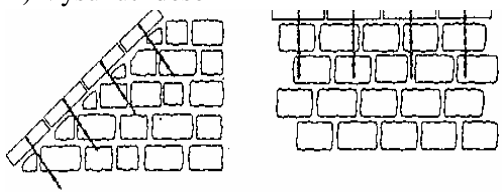
C) Kaverny



Obr. 11.3

Jde v podstatě o uvolňování cihelného nebo kamenného zdiva vlivem zatékání vody do konstrukce rovněž opakované pojezdy způsobují otřesy, kdy dochází k uvolňování kamenů či zdiva obr. 11.3 a to až do hloubky 2/3 tloušťky. Rozsah poškození je různý většinou se jedná o otvory menší viz obr. 11.3.

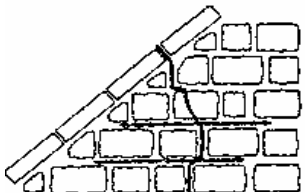
D) Vysunutí desek



Průčelní zdivo i zdivo šikmých mostních křídel bývá ukončeno krycími deskami obr. 11.4. Vlivem zatékání vody,vlivem vegetace dochází k vytlačování těchto desek ven z objektu. Porucha mnohdy vznikne i za situace, kdy obr. 11.4 samotné kamenné desky bývají ve velmi dobrém dobrém stavu.

Obr. 11.4

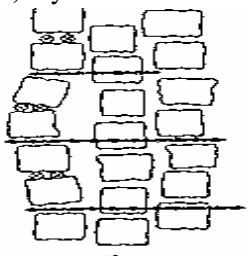
E) Odtržení konce křídla



Tato porucha se často objevuje u mostů se šikmými křídly. Příčinou bývá podemletí konce křídla nebo špatné založení křídla jako celku viz obr. 11.5.

Obr. 11.5

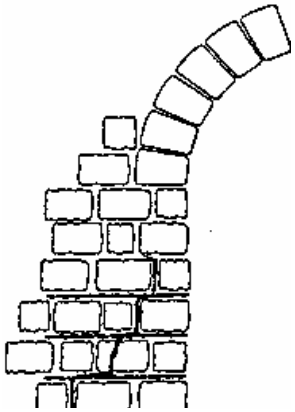
F) Vyboulení zdiva



Příčinou vyboulení zdiva bývá velmi často voda a vegetace. Tato porucha v mnoha případech předchází před vznikem kaverny. Je třeba posoudit hloubku uvolnění a místo, kde k poruše dochází. Zobrazení poruchy i se sanační opravou obr. 11.6 vyztužením ocelovými tyčemi je znázorněno na obr. 11.6.

Obr. 11.6

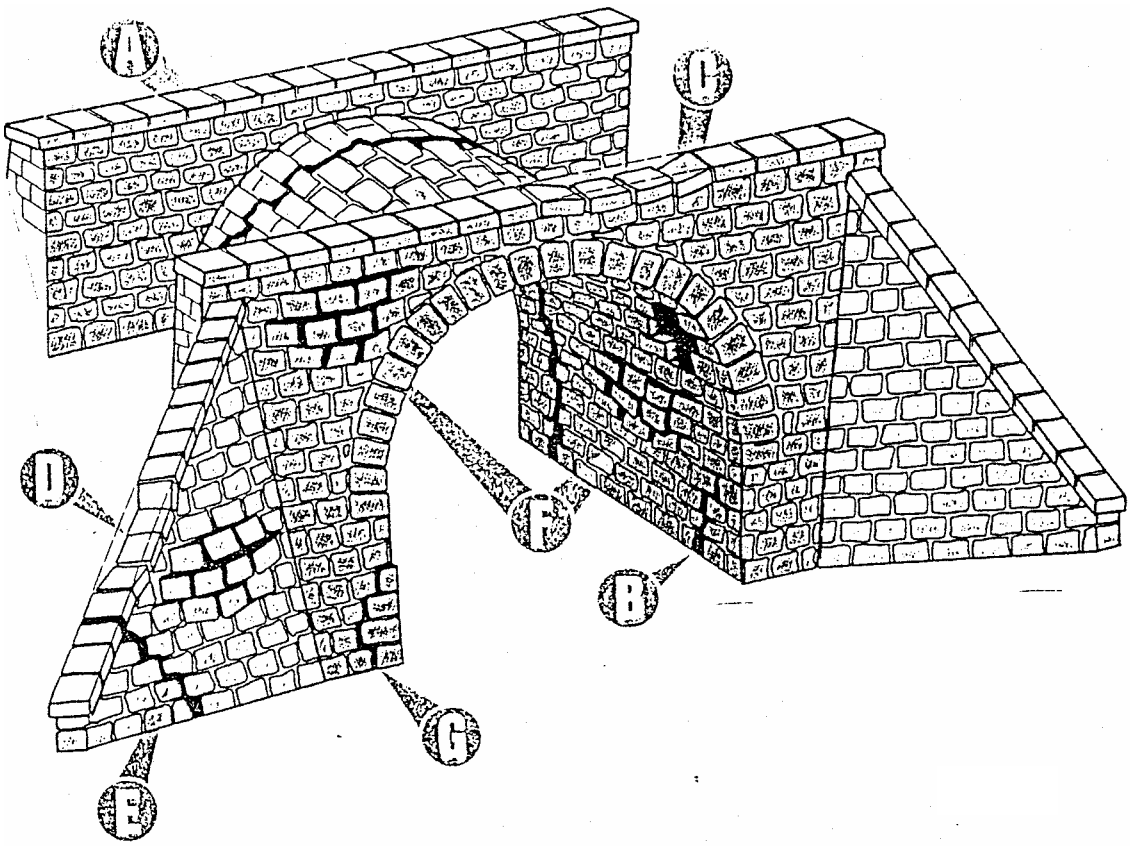
G) Odtržení opěry



Tato porucha se vyskytuje stále častěji v poslední době u řady klenbových mostů. Příčina pro vznik této poruchy je stále zvyšující se nápravové tlaky kolejových vozidel na železničních mostech, nepříznivě působící dynamické účinky vozidel na násypy ve kterých vznikají boční tlaky jimiž jsou pak namáhány průčelní zdi.Tyto účinky způsobují buď posun opěry a nebo v případě, opěry a nebo v případě že spojení opěry s klenbou je spolehlivé a odolává posunutí může dojít k oddělení trhlinou části klenby s průčelní zdi dle obr. 11.7.

Obr. 11.7

Celkový přehled typických možností poruch a poškození cihelných, kamenných a betonových klenbových mostů je zobrazen na obr. 11.8.



Obr. 11.8 Přehled typických možností poruch a poškození klenbových mostů

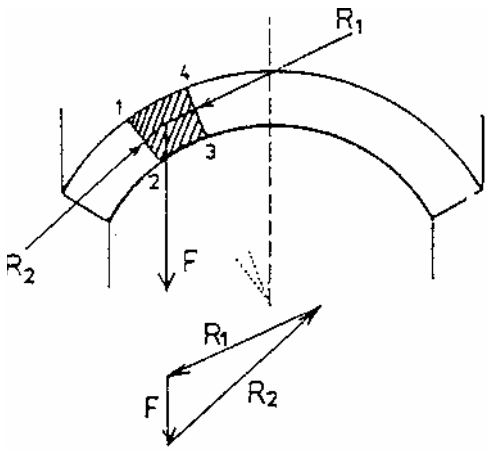
Z prováděného sledování poruch na těchto mostech, které se mnohdy stupňují až do způsobení havarijního stavu mostu můžeme uvést hlavní příčiny, které tyto poruchy způsobují.

1. Poškozená izolace, zatékání vody narušuje spárování u kleneb cihelných a kamenných, vznikají trhliny vlivem mrazu.
2. Degradace materiálu z let 1930 (cihly, kámen, beton) způsobují tvarovou změnu střednice.
3. Vliv vegetace, nefunkční dilatace, způsobují zhoršování fyzikálních vlastností použitého materiálu.
4. Zvyšující se nápravové tlaky kolejových vozidel a počty přejezdů způsobují soustavné přetěžování mostů, jak statické, tak hlavně dynamické, na které tyto mosty, klenby nejsou dimenzovány. Vznikají poruchy základů vlivem sedání opěr a odlišného sedání přilehlého násypu, které zasahují nosnou konstrukci a mění podmínky podepření mostu.
5. Změny provozní,vzdálenost os kolejí (původní 3m, nyní 4m) snižuje roznášecí šířku a roznos zatížení.Výškové změny na mostě zvyšování nivelety vede k rozevírání mostů.
6. Změny průřezů při rekonstrukcích včetně nového půdorysného uspořádání mohou způsobit odlišné namáhání než na které klenby byly navrženy.Vzhledem k tomu,že významný vliv na poruchy těchto mostů má vliv zatížení, jeho stoupající intenzita jež vede mnohdy až k přetěžování těchto mostů, je věnována určitá pozornost právě statickému řešení těchto mostních konstrukcí, (průběhu vnitřních sil), aby bylo možno porovnávat různé stavy současnosti, s provedenými návrhy a realizacemi těchto staveb v minulosti.

Materiál - vlastnosti

Materiál, cihly, kámen má daleko k materiálu, který by vyhovoval Hookovu zákonu. Vyjádření vztahu mezi přetvořením a napětím je příliš složité, takže oblouky byly mnohdy považovány za oblouky z pružného materiálu což bylo v rozporu se skutečností.

Statické působení klenby

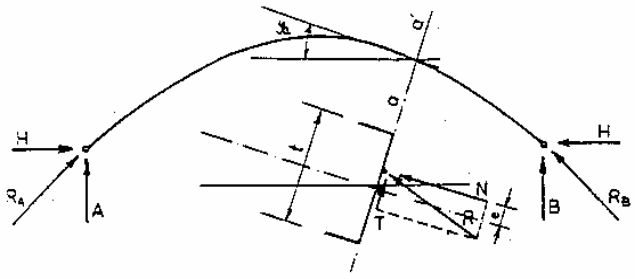


Klenba byla uvažována, jako prostorová oblouková konstrukce, která přenáší působící zatížení do podpor pouze tlakem. Tento stav napjatosti je umožněn zakřivením střednicové roviny klenby, která má pořadnice úměrné ohybovým momentům od zatížení. Pokud je v každém místě klenby rovnováha sil vnějších (vlastní tíha a nahodilé zatížení) a vnitřních (oblouková síla R), je klenba v rovnováze viz obr. 11.9. Vlastní řešení klenby vycházelo z teorie zakřiveného prutu což předpokládalo, že šikmé podporové reakce klenby R_a, R_b zatížení F působící na klenbu se skládají ve výslednici jejichž poloha a směr podél délky klenby je popsána tlakovou čarou.

Obr. 11.9 Statické působení klenby

Na libovolný příčný řez a-á s výškou t a jednotkovou šířkou b=1 jehož normálová síla svírá s vodorovnou silou úhel,φ působí vnitřní oblouková síla R, která se rozkládá na složky normálovou N posouvající T a moment $M = N.e$ (viz obr 11.10).

Podle polohy působiště vnitřní obloukové síly R (tlakové centrum) jde o tyto případy namáhání:



a) Tlakové centrum v těžišti průřezu e=0

b) Tlakové centrum mimo těžiště průřezu, ale v oblasti jádra průřezu 0<e<t/6 obdélník

c) Tlakové centrum je mimo těžiště i mimo jádro průřezu e> t/6 prvek namáhán tahem (nevhodné řešení) Pro kombinaci veškerého zatížení musí být u kleneb splněna podmínka, že v libovolném příčném řezu kolmém na střednici působí pouze tlakové normálové napětí.

Obr. 11.10 Síly působící v řezu a-a‘

Jeli průřez obdélníkový musí být působiště síly R ve vnitřní třetině průřezu.Čím je tlaková čára méně odchýlena od střednice klenby, tím je pevnost materiálu klenby více využita. Nejhospodárnější klenbou pro jeden druh zatížení by byla klenba jejíž střednice by byla totožná s tlakovou čárou. Určitý vliv na chování klenby má i způsob podepření (vetknutí,dva klouby,tři klouby). Odlišnost podepření u kleneb s malým rozpětím se však příliš neprojevuje. Platí tedy, že ke každému zatížení lze sestrojit střednici tak, aby se

ztotožnila s tlakovou čárou a obráceně každou střednici lze ztotožnit s tlakovou čárou pro určitý druh zatížení.

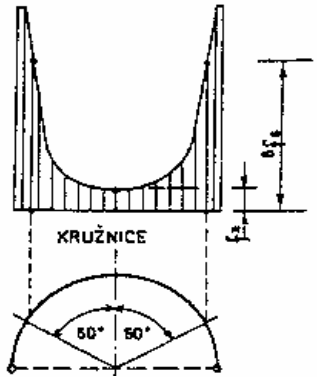
Pokud budeme uvažovat klenbu se střednicí ve tvaru kruhového oblouku, pak by se tlaková čára sjednotila se střednicí při zatížení klenby, které by vzrůstalo od vrcholu klenby k podporám dle obr. 11.11. Střednicová čára půlkruhové klenby se ve skutečné konstrukci nikdy nemůže ztotožnit s tlakovou čárou, protože při $\alpha > 60$ jsou hodnoty zatížení f příliš velké. Průřezy určené tímto úhlem, kde f = 8 fs se považují za nebezpečné průřezy ve kterých se ložné spáry zdiva kleneb rozevírají a působí jako klouby.

$$f = \frac{fs}{\cos^3 \alpha}$$

fs = hodnota zatížení ve vrcholu klenby

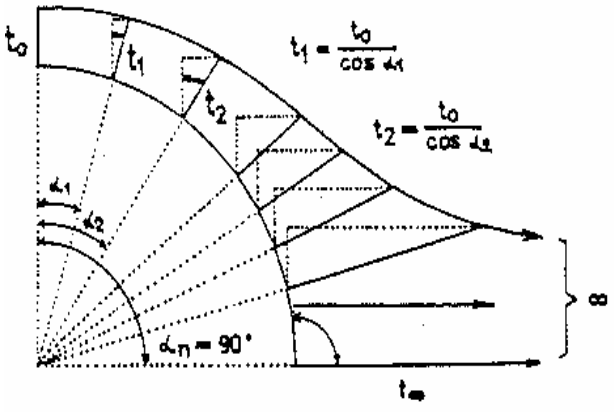
Zatížení f, by pak nabývalo v závislosti na úhlu těchto hodnot.

α	f
0°	1,0 fs
15°	1,1097 fs
30°	1,5397 fs
45°	2,8285 fs
60°	8,0 fs
75°	57, 6909 fs
90°	∞



Obr. 11.11 Nebezpečné průřezy půlkruhových kleneb pro (α=60^0)

Tloušťka klenby



Obr. 11.12 Zesílení tloušťky klenby

Tloušťka klenby závisí na velikosti a způsobu namáhání a na pevnosti materiálu ze kterého je klenba provedena. Cihelné klenby byly zesilovány od vrcholu k patkám stupňovitě, kamenné klenby se zesilovaly spojitě s plynulým přechodem od vrcholu k patkám dle obr. 11.12. Plynulá změna tloušťky průřezu klenby umožňovala konstantní průběh napětí, pokud by se tlaková čára ztotožňovala se střednicí.

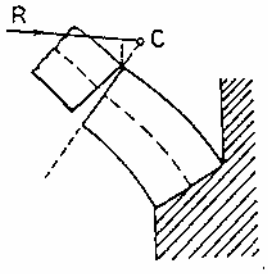
Pro případ plného oblouku α = 90, t = ∞ bývá navržena v patě tloušťka zpravidla t=max $2t_o$. Pro t byly použity empirické vzorce, Rankin, t= 0,191 l

Peronet, t= 0,032l +0,325 m, pro železnice stanovil Séjourne tloušťku klenby ve vrcholu $t = 0{,}19(1+\sqrt{l})$.

Podmínky rovnováhy klenby

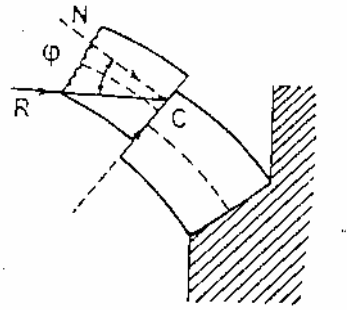
Pro klenbu platí tři podmínky rovnováhy, kterým musí konstrukce vyhovět v každé spáře:

a) Podmínka rovnováhy vzhledem k pootočení.



V libovolném průřezu klenby nesmí tlakové centrum vystoupit z průřezu viz obr. 11.13.

b) Podmínka rovnováhy vzhledem k posunutí.



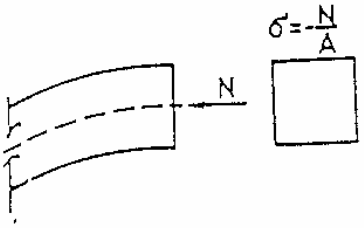
Obr. 11.14

Úhel sevřený paprskem výslednice a kolmicí k vyšetřované spáře nesmí být větší než úhel tření φ, který je přibližně pro zdivo na maltě $\varphi = 22{,}5 - 37\ °$ viz. obr. 11.14.

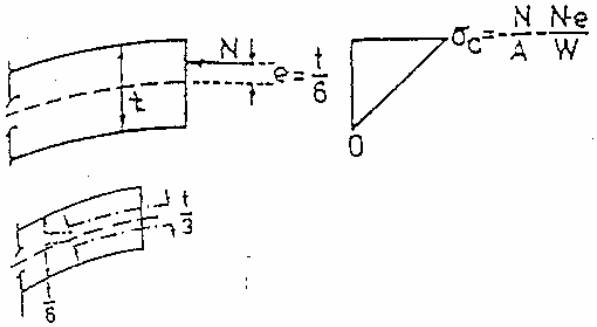
c) Podmínka bezpečné pevnosti.

V žádné části průřezu nesmí být překročena pevnost materiálu v tlaku a při posuzování podle teorie pružnosti platí vztahy dle obr. 11.15.

1. Tlakové centrum je v těžišti průřezu, e=0



Limitní případ.e= t/6



V uvedených vzorcích značí:

A….plocha průřezu

W…průřezový modul

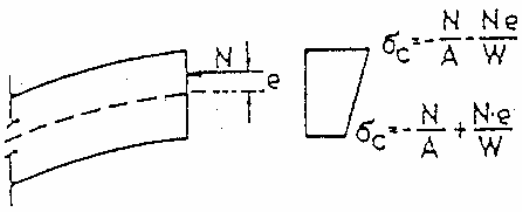
t…..výška průřezu

σ….normálové napětí

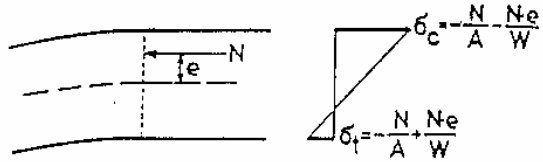
N….normálová síla

Šířka průřezu b=1 m

2. Tlakové centrum je mimo těžiště, e>0

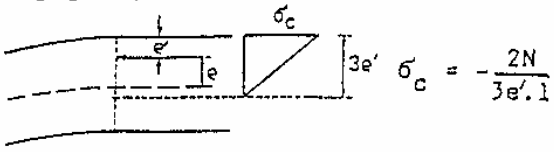


a) materiál může být namáhán tlakem, e>0



b) materiál nemůže být namáhán tahem

případ vyloučeného tahu)



Obr. 11.15 Pevnost materiálu v tlaku posuzována podle teorie pružnosti

Vynesení tlakové čáry.

1. Přímo ze statického výpočtu vnitřních sil konstrukce
2. Pomocí čáry výslednicové a složkového obrazce.

ad 1.) Pro konstrukce namáhané dynamickými účinky a klenby o větší světlosti s nesymetrickým zatížením získáme průběh tlakové čáry z vypočtených vnitřních si (*M, N, T*) klenbového oblouku dle vztahu $M = N \cdot e$ tudíž v libovolném příčném řezu klenby platí $ei = \frac{Mi}{Ni}$ což reprezentuje vzdálenost vodorovné síly *Ni* od střednice oblouku v uvažovaném místě.

ad 2.) Pro posouzení nižší segmentové klenby souměrně zatížené vlastní tíhou a užitným zatížením je možno použít přibližného stanovení vodorovné síly *H* a průběhu tlakové čáry pomocí výslednicové čáry a

složkového obrazce působících všech sil na klenbě viz. obr. 11.17, obr. 11.18. Uvedené řešení využívá určitých zjednodušení spočívajících v úpravě oblouku bez kloubu, který je 3x staticky neurčitý v oblouk o třech kloubech staticky určitý, u kterého jsou nebezpečné průřezy v patkách klenby a ve vrcholu klenby.Ve vrcholu klenby se tlaková čára přiblíží nejvíce k rubu klenby, v patkách klenby se tlaková čára přiblíží k líci klenby. Nebezpečné průřezy jsou tedy ve vrcholu klenby, kdy tlaková čára prochází vrchním okrajem jádra průřezu a v patě, kde tlaková čára prochází spodním okrajem jádra průřezu, jak ukazuje obr. 11.16. Z důvodu symetrie stačí vyšetřovat jen polovinu klenby, kterou si narýsujeme a rozdělíme myšlenými spárami kolmými na střednici jež reprezentují části klenby –příklad klenáky. Každé této části přísluší síla F působící v těžišti průřezu této části. Působiště síly *H* a *R* zvolíme dle obr. 11.16 (působiště může však být v kterémkoliv bodě jádra průřezu).

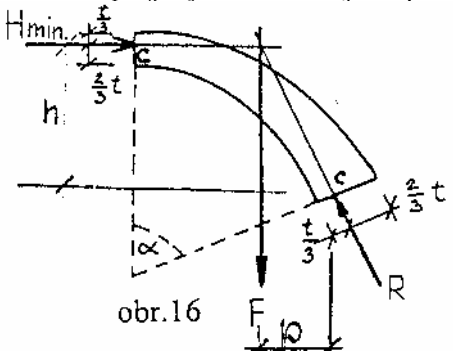
Z momentové podmínky rovnováhy sil, (*H,F,R*) k podporovému bodu c spočítáme velikost síly *H* platí $H \,.\, h - F \,.\, p = 0$

$$H = \frac{F.p}{h}$$

Pro polovinu rozděleného oblouku na dílčí části bude vzorec upraven

$$H = \frac{\sum Fi.pi}{h}$$, viz obr. 11.17.

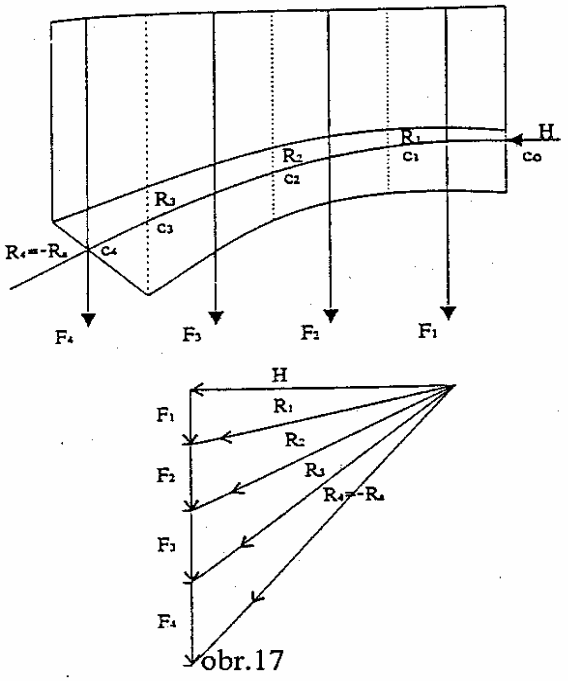
Při grafickém řešení vyneseme vypočtenou sílu *H* a postupně jí skládáme se silami F_1-*Fn* ve výslednici R_1-R_n.Výslednice *Rn* je s opačným znaménkem podporová reakce Ra..



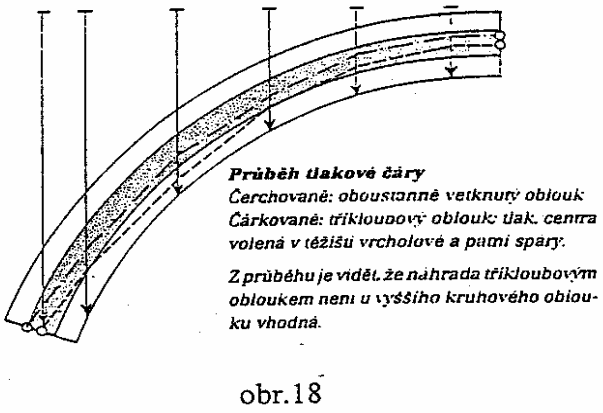
Obr. 11.16

Uvažujeme-li první proužek na něj působí síla *H* a F_1, jejich složením ve výslednici dostaneme R_1. Kde protíná v obrázku silové soustavy na klenbě rovnoběžka R_1 konec rozděleného prvního proužku dostaneme tlakové centrum c_1. Další postup je patrný z obr. 11.17. Spojením bodů *co-cn*, dostaneme průběh tlakové čáry, která se v uvedeném případě jen o málo liší od průběhu výslednicové čáry dané soustavy sil.

Je třeba upozornit, že zjednodušení v případě podepření oblouku třemi klouby může do výpočtu vnést určité nepřesnosti o průběhu tlakové čáry a to hlavně u vyšších kruhových oblouků jak ukazuje obr. 11.18.



Obr. 11.17 Grafické řešení klenby



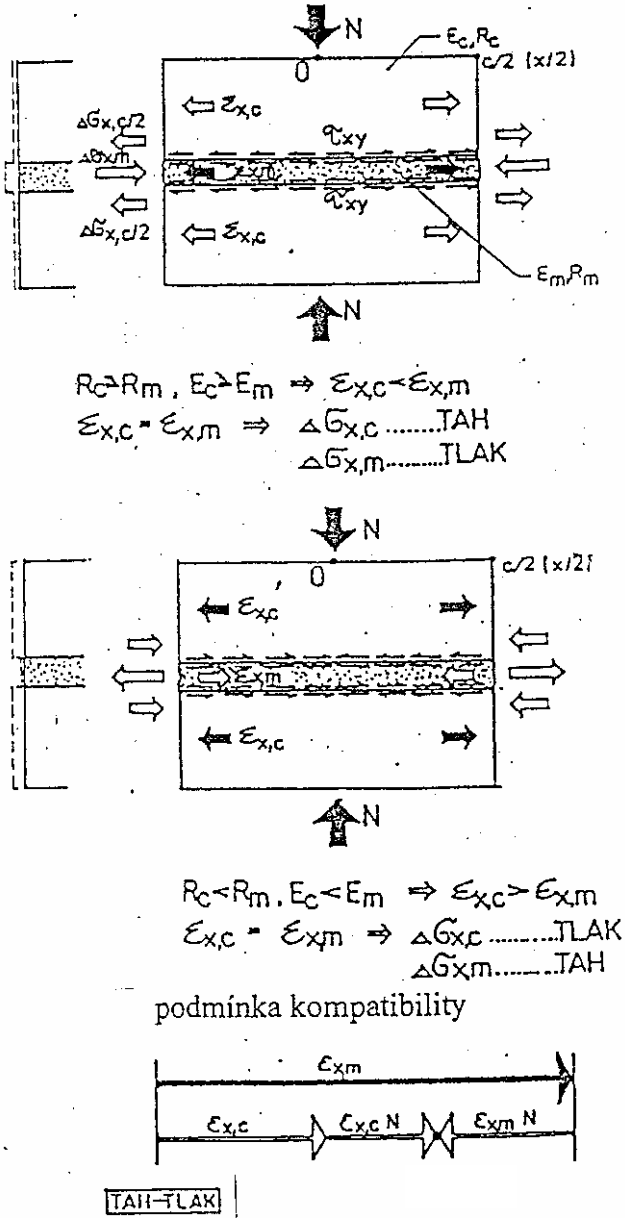
Obr. 11.18 Průběh tlakové čáry

Pro mosty klenbové na železničních tratích je třeba uvážit při návrhu střednice i nepříznivý poměr n M_g/M_p, mezi stálým a nahodilým zatížením, který též ovlivňuje průběh tlakové čáry. Aby změny polohy tlakové čáry vlivem účinků nahodilého zatížení se snížily, byla střednice většinou navrhována, jako výslednicová čára pro zatížení stálé a polovinu zatížení nahodilého. Vedle těchto statických předpokladu řešení kleneb, které se používaly mají klenbové mosty i své specifické problémy plynoucí z vlastnosti použitých materiálů.

Specifické problémy vzniku poruch u mostů klenbových z kamene a cihel.

U zděných mostů z kamene a cihel odezvou konstrukce na statické zatížení s dynamickou složkou je časově závislá deformace, přetvoření nebo porucha. To znamená, že v čase dochází k postupnému nárůstu deformací, (přetvoření), rozvoji a šíření poruch, které pak v konečném stádiu vedou k zhroucení konstrukce. Z původních vlasových trhlin nepravidelně uspořádaných v cihelném zdivu, či maltě, dochází ke vzniku trhlin větší šířky k uvolňování zdiva ve spárách k vypadávání malty a k havarijním stavům. Příčinou poruch zdiva jsou fyzikální, chemické a biologická vlivy.Snižování objemu zdiva narušováním jeho celistvosti a rozpadem jeho složek se snižuje únosnost zdiva.

Trhliny jako závažné poruchy zdiva vznikají buď vlivem změny stavu napětí nebo přetvoření ve zděném prvku následkem změny zatížení,deformací a přetvořením přilehlých prvků, degradací a rozrušováním zdiva. Podle příčiny vzniku jsou trhliny způsobeny silovými nebo přetvárnými účinky zatížení, dále změnou stavu napětí, případně přetvoření ve zděném prvku (rovinný nebo prostorový stav napjatosti).



Obr. 11.19 Podmínka kompatibility

Zdivo možno klasifikovat jako nehomogenní křehký materiál skládající se ze dvou látek o různých fyzikálních charakteristikách. U běžného zdiva jsou zpravidla tlaková svislá a tahová vodorovná přetvoření malty při zatížení zdiva svislými silami větší než odpovídající přetvoření kusového staviva, (cihel) avšak celkově menší než odpovídající přetvoření samotné malty bez spolupůsobení s kusovým stavivem. U malt s malou pevností je soudržnost malty a cihel malá a při tlakovém zatížení zdiva je malta vytlačována ze spár viz obr. 11.19. Soudržnost obou materiálů zajišťuje jejich spolupůsobení a tím i shodné přetvoření. V důsledku vzájemného působení je malta, která má tendenci k většímu příčnému přetvoření příčně tlačená a cihly příčně taženy. Pro tento případ poměru pevnosti malty a cihel může vzniku svislých trhlin v ložných spárách vyplněných maltou předcházet vznik svislých trhlin v cihlách, které se porušují tahem viz obr. 11.19.

Ve zdivu s maltou vysoké pevnosti dochází k obdobnému mechanismu, který však působí opačně. Cementová malta s vyšším modulem pružnosti přebírá v důsledku vyšší tuhosti menší příčné přetvoření, příčná tahová napětí způsobená tendenci cihel k většímu příčnému přetvoření, cihly jsou v tomto případě namáhány příčným tlakem. Při rostoucím zatížení se objeví zpravidla první svislé trhliny ve výplni ložných spár a teprve následně nebo současně v cihlách.

Základní příčinou porušování zděného prvku namáhaného svislým tlakem a vyčerpání jeho únosnosti v tlaku je vnik a rozvoj převážně tahových trhlin v cihlách.

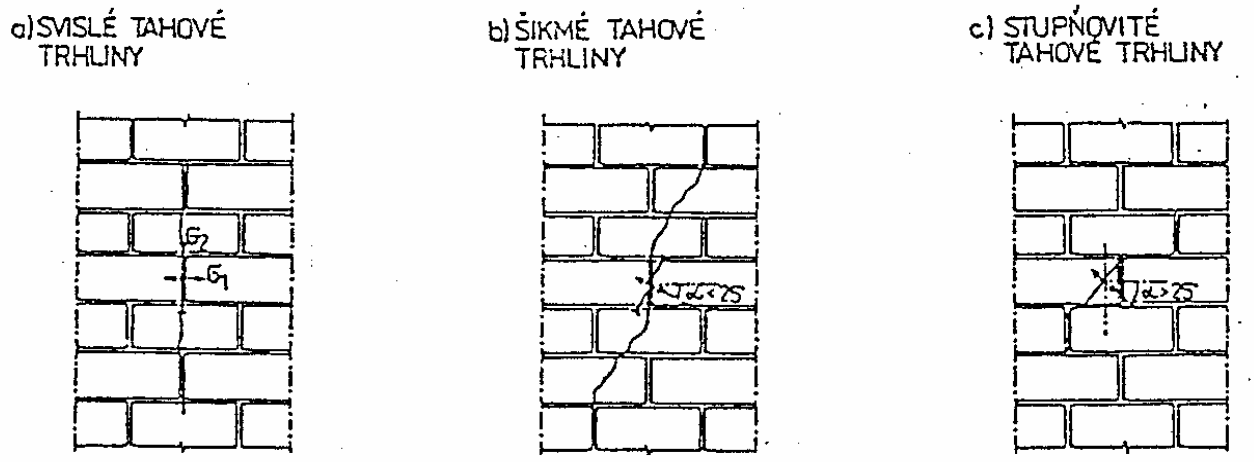
Podmínku kompatibility (stejné příčné deformace cihel a malty v blízkém okolí styčné spáry) $\varepsilon_{x,c} = \varepsilon_{x,m}$,můžeme přibližně napsat ve tvaru $\dfrac{/\sigma_y/.\mu_c + \Delta\sigma_{x\tau}}{E_c} = \dfrac{/\sigma_y/.\mu_m - \Delta\sigma_{x\tau}}{E_m}$

$\Delta\sigma_{x\tau} = \dfrac{2}{t}\int_0^{x/2} \tau.dx$ normálová síla na jednotku délky spáry způsobená smykovým tokem τ.

V důsledku vzájemného spolupůsobení je mezní pevnost zdiva R_{msc} menší než pevnost jeho únosnější složky (např. cihel $R_{uc,}$), avšak zpravidla větší než pevnost, která by odpovídala pevnosti tělesa vyrobeného z méně únosné složky zdiva, (př. malty R_{mc}). Se zvyšující se výškou ložné spáry se příznivý účinek příčných tlakových sil $\Delta\partial,\tau$ na výslednou pevnost malty postupně omezuje pouze na průřezy přiléhající ke smykovým

spárám cihla- malta. V odlehlých průřezech dochází k vytlačování a rozrušování malty ložné spáry, (pevnost malty v tlaku je zde v důsledku vyšších příčných tahových napětí nižší tedy $\varepsilon_{xmn} \rightarrow 0$.

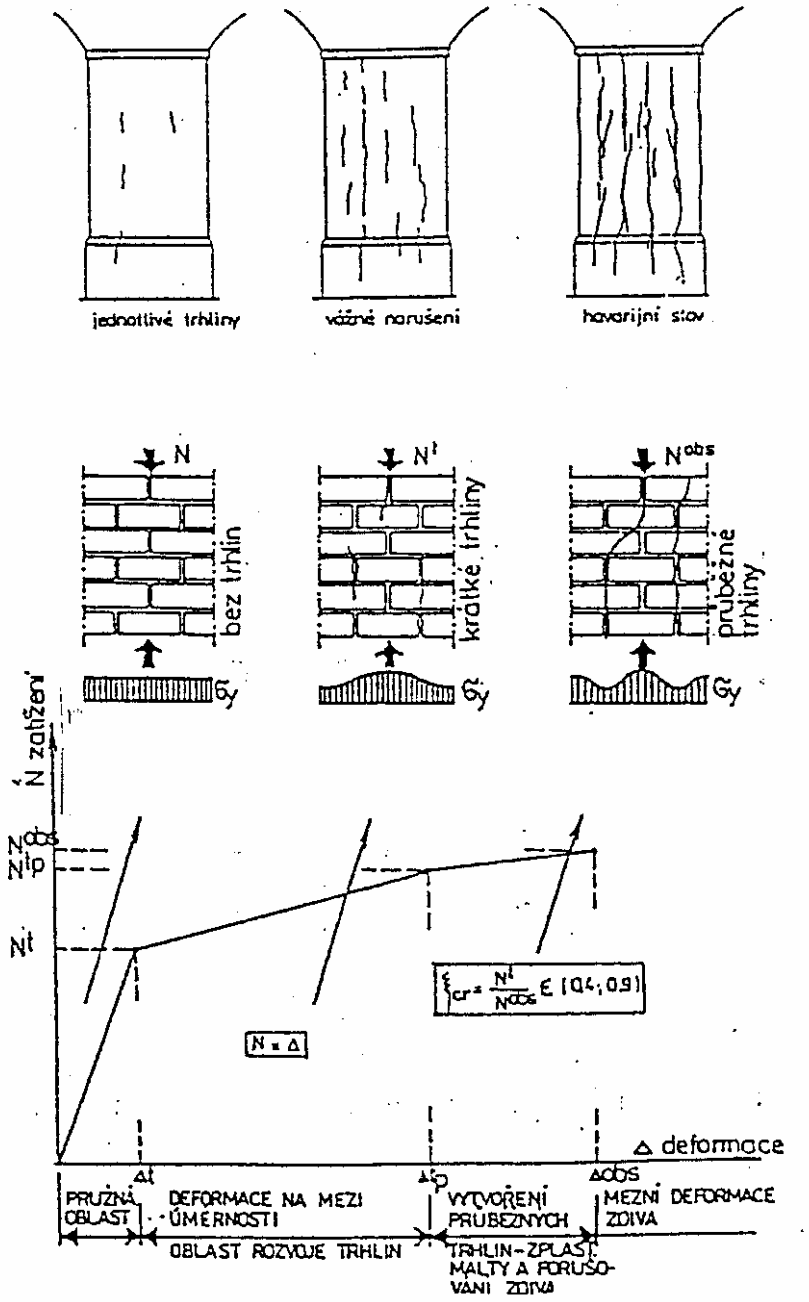
Z uvedeného vlivu vzájemného spolupůsobení složek zdiva je zřejmý význam dodržování předepsaných výšek ložných spár , význam vlivu případného příčného vyztužování zdiva v ložných spárách na zvýšení pevnosti zdiva. Pevnost zdiva v tlaku R_{msc} by se měla vyjadřovat jako proměnná hodnota závislá na pevnosti cihel v tlaku R_{uc}, malty v tlaku R_{mc} a pevnosti cihel R_{ut} popřípadě malty R_{mt} v tahu , při čemž právě pevnost cihel R_{ut} se uplatňuje zejména u zdiva při zatíženích blížících se meznímu zatížení, kdy.nastává rozvoj trhlin a má tedy významný vliv na zůstatkovou únosnost zdiva. Trhlina vznikne v tom místě (průřezu) zděné konstrukce, kde působící normálové napětí v tahu překročí lokální, (místní) pevnost zdiva v tahu R_{mst} případně, kde hodnota příčného přetvoření překročí hodnotu mezního poměrného přetvoření v tahu $\varepsilon_{xm.}$ Pevnost zdiva v tahu , jako heterogenního materiálu závisí na poloze průřezu, to je na vzdálenosti a poloze posuzovaného průřezu vzhledem k ložným a příčným spárám. U tlačených mostních opěr klenbových mostů obvykle první svislé tahové trhliny vznikají ve střední třetině výšky prvku. Zde jsou největší hodnoty příčné ho přetvoření ε_x a z těchto míst se šíří trhliny směrem nahoru a dolu. Vznik trhlin v patách klenby nebo v dolní části opěry výrazným způsobem snižuje únosnost opěry.



Obr. 11.20 Rozvoj trhlin

Vedle svislých tahových trhlin vznikají v případech, kdy směr hlavního napětí v tahu svírá s vodorovnou osou úhel $\alpha > 25°$ stupňovité trhliny procházející styčnými a ložnými spárami.Je-li úhel $\alpha > 25°$ probíhají trhliny ve styčných spárách a v cihlách a mohou být částečně šikmé ve směru hlavního napětí v tlaku.Smykové trhliny svislé i šikmé vznikají v místech rozdílného posunu dvou částí jednoho prvku a nebo v místech dvou na př.kolmých prvků. Jejich nejčastější příčinou jsou účinky objemových změn a rozdílného sedání. Pro smykové trhliny v provázaném zdivu je charakteristické,že jsou vytvořeny z řady po sobě následujících krátkých šikmých tahových trhlin zpočátku vlasových později výrazně viditelných šikmých.

Vedle lokálních trhlin se ve zděné konstrukci můžeme setkat i s výskyty trhlin, které jsou důsledkem přelévání (redistribuce) tahových či smykových napětí po průřezu zděného prvku z části porušeného trhlinou do části neporušených. Na obr. 11.20 je zobrazen rozvoj trhlin dle uvedeného popisu.

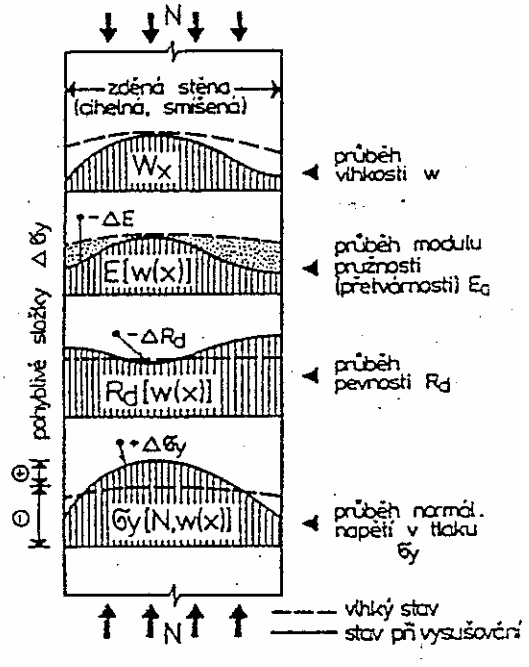


Obr. 11.21 Průběh šíření trhlin

Začátek porušení je charakteristický vytvořením jedné nebo více průběžných svislých trhlin.Svislé trhliny obvykle vznikají v prodloužení styčných spár. Rozdělením zděného pilíře průběžnými svislými trhlinami na jednotlivé sloupky je dosaženo mezního stavu únosnosti.

Častou příčinou snížení únosnosti zdiva je jeho nekvalitní provedení rozdílná kvalita kusového staviva a malty v ložných spárách. Rozdílné nepružné dotlačování zdiva může být způsobeno rozdílnou kvalitou malty případně rozdílnou tloušťkou ložných spár.

Při posuzování klenbových mostů nelze opomenout při sledování způsobu porušení i trhliny vzniklé účinkem objemových změn na konstrukci způsobených změnou teploty,kdy jde zpravidla o smykové trhliny v důsledku cyklického charakteru tohoto účinku. Poměrně rozsáhlou skupinu poruch zděných mostních kleneb tvoří poruchy způsobené vynuceným přetvořením v důsledku změny tvaru základové spáry, to je nerovnoměrným poklesem a pootočením viz obr. 11.21. Jde o poklesy, drcení materiálu v důsledku koncentrace tlakových napětí. Podobné porušení zdiva může vzniknout v místech náhlé změny průřezu třeba vlivem změny provozního půdorysného uspořádání na železničním svršku.



Rozsáhlou skupinou poruch zděných konstrukcí kleneb a zděných konstrukcí všeobecně, jsou poruchy, kdy dochází k postupné degradaci a rozpadu kusového staviva a malty z důvodu vystavení konstrukce trvale působícímu vlhkému prostředí. Změny probíhající v tomto procesu, vlhkost, vysušování jsou vyznačeny na obr. 11.22.

Obr. 11.22 Poruchy v důsledku vystavení konstrukce trvale působícímu vlhkému prostředí

Postup při hodnocení stavu porušené klenbové mostní konstrukce

Klenba zděná materiál, (kámen, cihelné zdivo)

Geodetickým způsobem zaměříme tvar konstrukce - střednici, rozpětí, vzepětí, určíme plochost, smělost.

Dále je třeba znát pracovní diagram N,ε v závislosti na kvalitě malty kusového staviva.Z charakteru a rozvoje trhlin, který si rovněž zaměříme na skutečné konstrukci můžeme usuzovat jaká je napjatost zdiva. Zásadně je třeba rozlišit trhliny na tahové a smykové. Jejich průběh závisí na stavu napjatosti charakterizovaném průběhem hlavních napětí σ_1, σ_2 a úhlu α, který svírá hlavní napětí s vodorovnou.

Závažné poruchy se projevují výraznými trhlinami nebo soustavou trhlin po ploše zděné konstrukci, nebo shlukem trhlin v místě lokálního zatížení nosného prvku (vetknutí). Při tomto průkazu je třeba rozlišit poruchy vzniklé účinky silovými a nesilovými. Zaměřený rozvoj trhlin zakreslený ve výkresu konstrukce nám umožní hodnotit závažnost, příčiny poruch a vad. Výsledek je možno ověřit i výpočtovým posouzením. Provedeme pevnostní zkoušku vzorků cihel př. Schmidtovým přístrojem. Působí do hloubky max 50mm. Průměrná pevnost kusového staviva v tlaku bude,

$R_{um} = R - \mu_n . S_r$

R výběrový aritmetický průměr

S_r směrodatná odchylka

μ_n součinitel závislý na počtu zkoušek, resp.na výběru

Pevnost malty v tlaku R_{mo} lze stanovit různým způsobem:

a) Nedestruktivní zkouškou tvrdoměrem.

b) Z chemického rozboru.

c) Přímým odhadem pomocí tvrdosti malty vrypem ocelového prvku do malty.

Ze získaných výsledků nejdříve určíme pevnost v tlaku zdiva pro vyšetřovaný zděný prvek. Hodnoty dalších charakteristik (modul pružnosti, pevnost ve smyku, pevnost v tahu, dotvarování) se odvodí na základě uznávaných závislostí. Pro určení pevnosti zdiva použijeme získané hodnoty pevnosti kusového zdiva R_{um}, a malty R_{mo}.

Výpočtová pevnost v tlaku zdiva R_d se určí,

$$d = 1{,}6\frac{\gamma_{im}.\gamma_{rm}}{\gamma_{mm}}.R_{msd}$$

R_{msd} Výpočtová pevnost zdiva určená na základě průměrných pevností zdiva a malty,

γ_{mm} součinitel spolehlivosti zdiva v závislosti na vazbě a vlhkosti zdiva (1,6- 3,0),

γ_{in} součinitel informace zdivu < 1,05,

γ_{rn} součinitel podmínek působení (0,6-0,95).

Výpočtová síla v tlaku, kterou přenese zdivo se vypočítá:

$N= \gamma_u.k_{lt}.\psi\gamma_z.R_d.A_z$

γ_u Součinitel podmínek působení,

k_{lt} součinitel vyjadřující vliv délky zatížení,

ψ vliv excentricity,

γ_z součinitel podmínek působení zdiva neporušené 1,0, trhliny 0,5- 0.8

R_d výpočtová pevnost v tlaku zdiva,

A_z průřezová plocha zdiva.

Takto vypočtenou sílu je možno porovnávat s teoretickým řešením a zjistit určitý stav konstrukce. Posouzení klenby betonové by se provedlo podobným způsobem při využití způsobu namáhání uvedených na str. 6 odstavec „c“.

Uvedené informace by mohly pomoci v nastávajícím období při rozhodování v jakém stavu se konstrukce nachází případně, jak odstranit závady, které se u těchto mostů vyskytují.

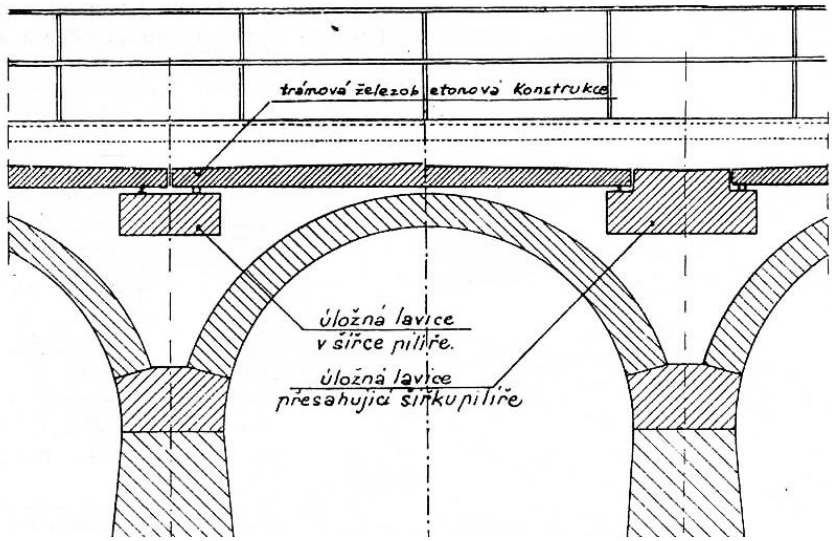
V současné době je třeba hledat možnosti, jak méně závadné klenbové mosty opravit Jedno z možných řešení je provést nad klenbou železobetonovou trámovou konstrukci nebo konstrukci z předpjatého betonu, která převezme účinky od pohyblivého zatížení, takže stará klenba je zatížena pouze vlastní tíhou a tíhou nadezdívky s nadnásypem, kde vhodnou volbou materiálu docílíme odlehčení klenby viz obr. 11.23.

Jiné řešení je zesílení vlastní klenby buď z líce nebo rubu zesilující klenbou. Postup spočívá v odstranění násypu a nadezdívky. Očistíme rub klenby a opatříme jej krátkými kotvami a výztuží. Následuje betonáž zesilující klenby.

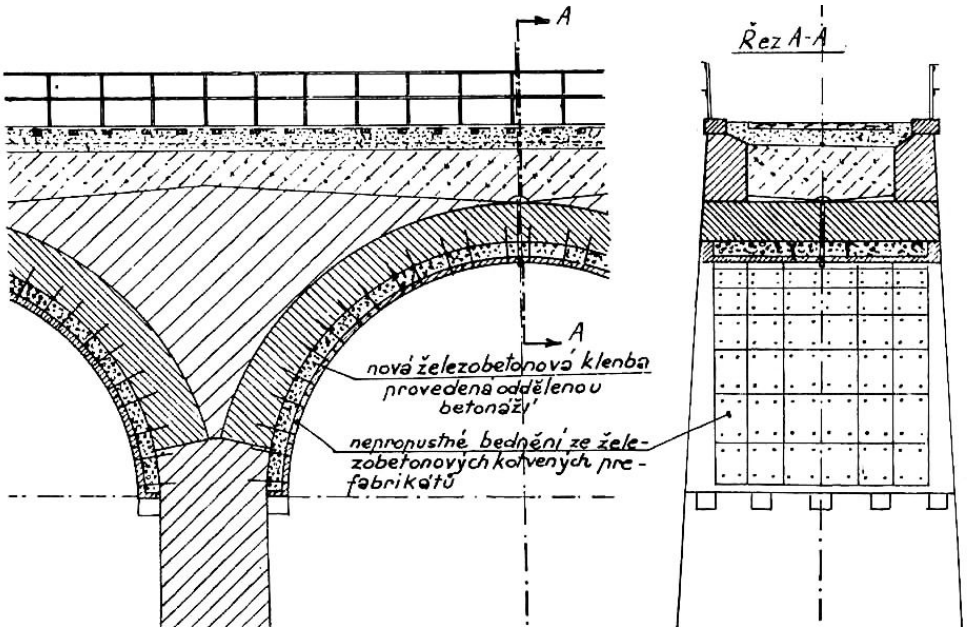
Máme-li dostatek místa pod stávající klenbou zesílení provádíme z lícové strany což je jednodušší. Nová klenba po odskružení má tendenci se oddělit od klenby staré. Největší dutina vzniká ve vrcholu a je třeba jí a všechny dutiny odstranit injektáží.

Na obr. 11.24 je uvedeno popsané řešení zesílení staré klenby ze strany líce.

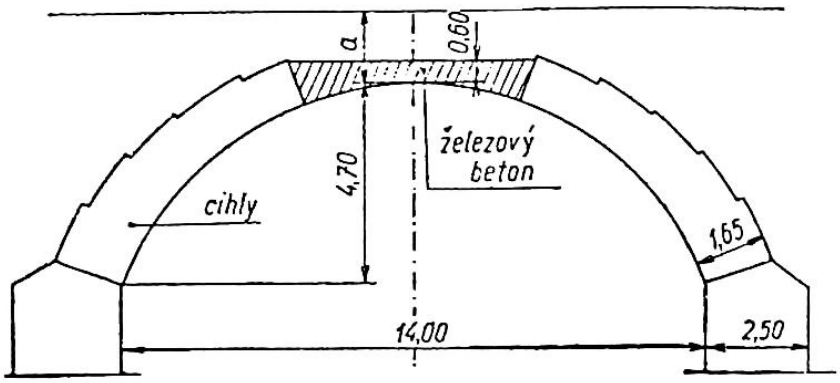
Jestliže vrchní část klenby je prostoupena větším počtem trhlin a ostatní části klenby jsou v zachovalém stavu je možno provést rekonstrukci objektu dle obr. 11.25.



Obr. 11.23 Zvětšení únosnosti klenutých mostů železobetonovou nebo předpjatou trámovou konstrukcí



Obr. 11.24 Vyztužení staré klenby železobetonovou klenbou roznášecí ze strany líce

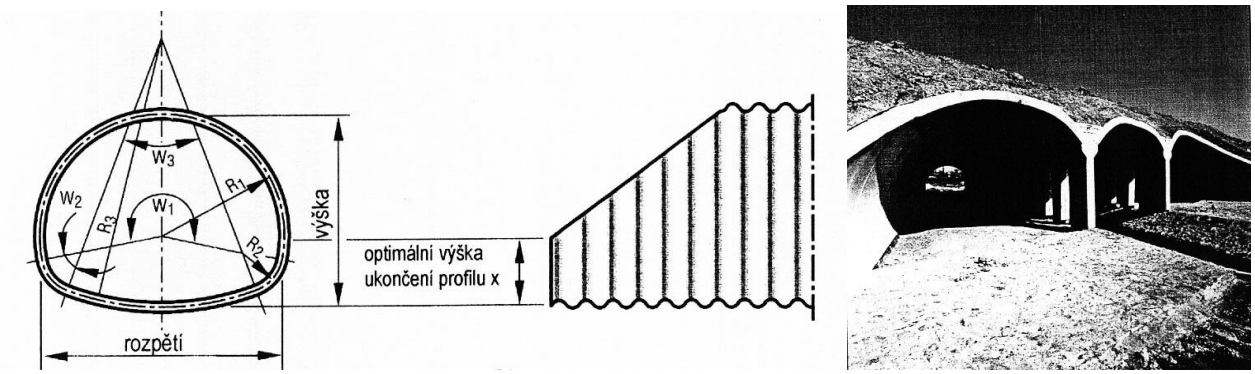


Obr. 11.25 Cihelná klenba s vrcholovou částí z vyztuženého betonu

Současné trendy ve výstavbě klenbových mostů

Za poslední období došlo k výstavbě nových mostů právě s nosným systémem obloukového charakteru. Jde většinou o konstrukce přesypané, kde klenba má své opodstatnění. Klenbový most má dlouhou životnost a žádné udržovací náklady, odpadají ložiska, přechodové konstrukce. Jednodušší je zajištění klenby proti prosakující vodě oproti klasické mostní konstrukci. Předností těchto konstrukcí je i krátká doba zhotovení je možno použít prefabrikace , jsou nízké i pořizovací náklady.

Toho času se tyto mosty realizují buď z betonu jako prefabrikované prvky pod názvem TOM nebo z oceli, vlnitého plechu, (VOEST ALPINE STAL). Některé ukázky mostů tohoto druhu jsou uvedeny na obr. 11.26.



Obr. 11.26 Ukázky přesypávaných klenbových mostů

?

1. Podmínky rovnováhy klenby.
2. Postupy při hodnocení stavu poručené klenbové konstrukce.

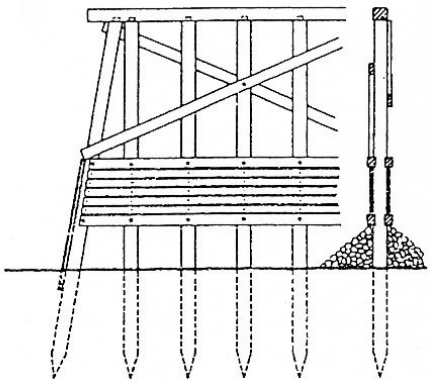
12. Dřevěné mosty

Dřevo se používalo ke stavbě mostů již od nejstarších dob a to pro své dobré vlastnosti snadnou zpracovatelnost možnost jednoduchého spojování a dostupný výskyt poblíž realizované stavby. Borové dřevo je trvanlivé, smrkové snadno zpracovatelné avšak málo trvanlivé modřínové dřevo je tvrdé houževnaté vhodné pro všechny konstrukční části, dubové dřevo je tvrdé, trvanlivé, drahé, bukové dřevo málo odolné pro střídání vlhko a sucho.

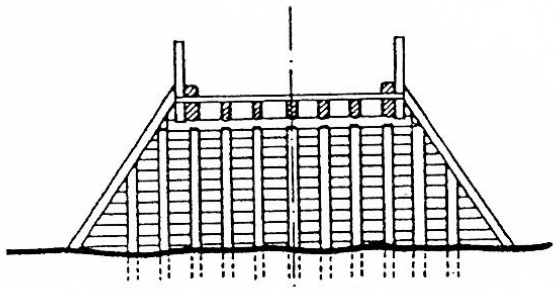
V některých zemích světa je dřevo pro výstavbu mostů stále užívaným materiálem (Finsko, Kanada, i v některých oblastech Ruska. U nás se dřevo používá v horských oblastech pro výstavbu mostu provizorních na některých lesních cestách a jako doplňující materiál při výstavbě provizorních přemostění či podpěrných konstrukcí betonových mostů. V poslední době bylo postaveno u nás několik dřevěných mostů a to hlavně díky rozvoji lepených dřevěných nosných konstrukcí jakožto technologie která se rozvijí jak v cizině tak i u nás.

12.1 Spodní stavba dřevěných mostů

Dřevěná mostní podpěra založená na pilotách se nazývá bárka. Příklad pilotové bárky je uveden na obr. 12.1. V úrovni hladiny normální a vysoké vody je bárka vyztužena kleštinami sešroubovanými s každou pilotou. Mezi kleštiny se vodorovně přibijí fošny 70-100 mm tlusté, které z boku bárku chrání proti poškození. Proti podemletí se bárka chrání kamenným záhozem. Pro těžší mosty je možno zhotovit bárku dvouřadou.

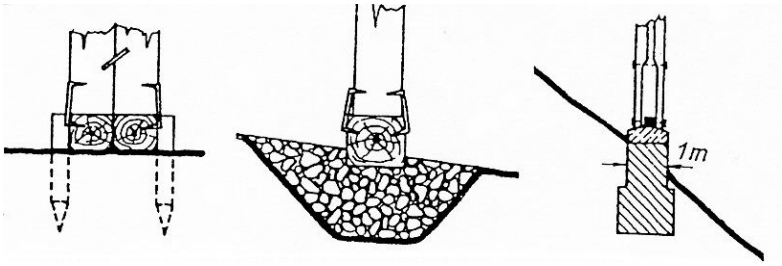


Obr. 12.1 Jednoduchá mostní bárka



Obr. 12.2 Dřevěná mostní opěra

Krajní opěry dřevěných mostů je možno vytvořit obdobně jako bárky s tím, že za piloty je třeba umístit pažení z prken a dle situace terénu vyřešit křídla mostu zpravidla rovněž pomocí zaberaněných pilot. Na obr. 12.2 je ukázka jak možno takovouto opěru s kolmými křídly ze dřeva vytvořit. Vnitřní podpěry se stavějí na jednoduchý nebo dvojitý práh v němž jsou začepovány sloupky a na horním konci jsou sepnuty stativem. Práh se ukládá do rýhy vyplněné kamenivem viz obr. 12.3.



Obr. 12.3 Dřevěné pilíře a jejich uložení

12.2 Nosné konstrukce dřevěných mostů

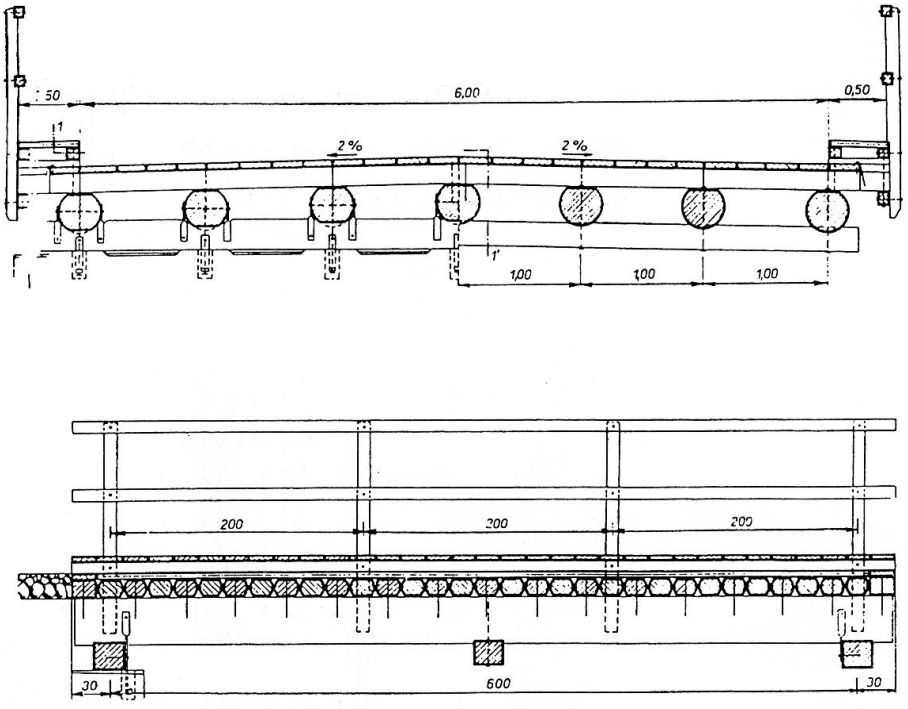
Volbu typu hlavních nosníků ovlivňují tyto faktory“ rozpětí, zatížení(jeho druh a intenzita), stavební výška mostu a další.

Hlavní nosníky dřevěných mostů mohou být vytvořeny:

- Trámy celistvého průřezu (jednoduché nosníky, nosníky zesílené sedlem a vzpěrami
- Trámy složeného plnostěnného průřezu (dvojvrstvé, rošty, lepené nosníky)
- Vzpěradla a věšadla
- Lepené oblouky
- Individuelní soustavy

Hlavní nosníky z jednoduchých trámů

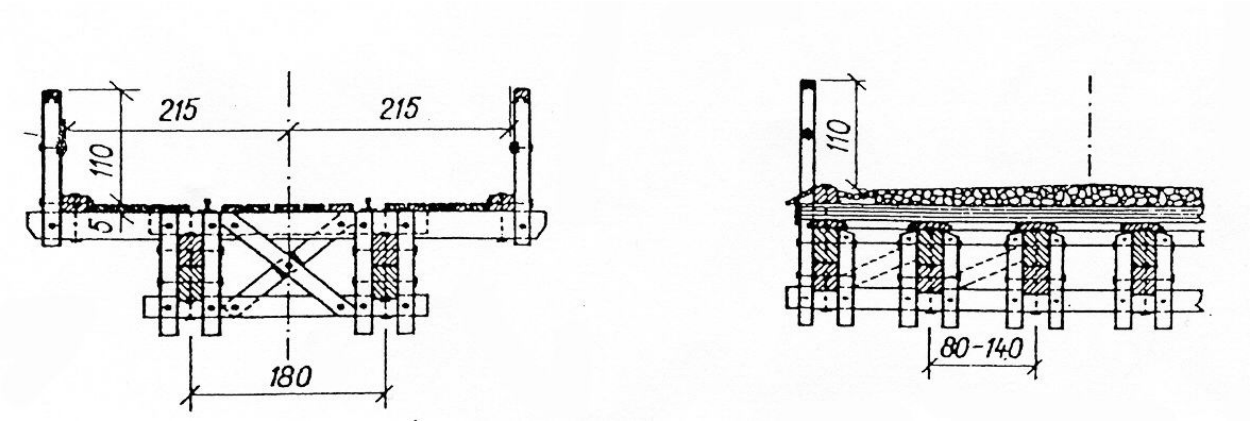
Při malých rozpětích stačí hlavní nosníky z jednoduchých trámů. Trámy jsou z polohraněného nebo hraněného dřeva, odolnější proti hnilobě a na úsporu práce jsou polohraněné trámy. Na obr. 12.4 je most vytvořený tímto způsobem, kdy pro zvýšení nosnosti můžeme hlavní nosníky ze spodu spojit svlakem (příčníkem).



Obr. 12.4 Dřevěný trámový most s hlavními nosníky a příčníkem

Hlavní nosníky z roštů

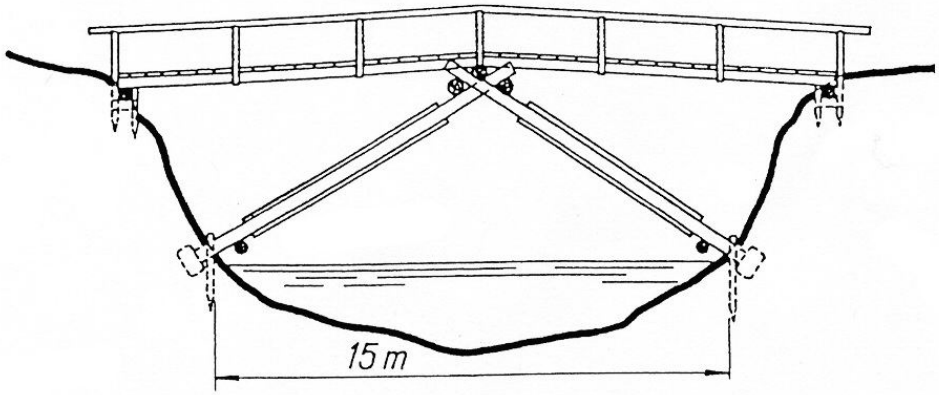
Jsou to dřevěné nosné prvky, (trámy pokládané na sebe a spojené svorníky či zazubením). Ze spodu jsou spojeny průvlakem a příčkami větrového ztužidla. Po stranách se rošty spojují svislými sponami mezi kterými je příčné ztužidlo:Toto uspořádání , má poměrně značnou únosnost a stále se jako provizorní řešení používá. Na obr. 12.5 je ukázka roštového uspořádání v příčném řezu u mostu železničního a silničního.



Obr. 12.5 Použití roštových nosníků u železničního a silničního mostu

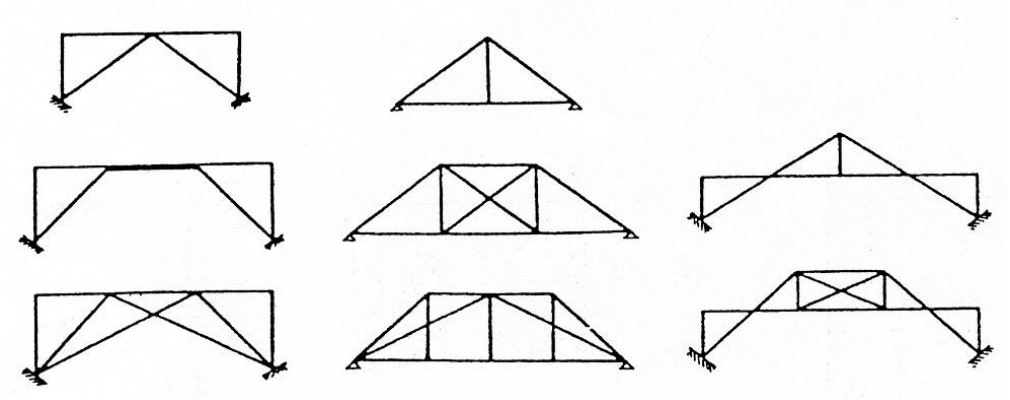
Vzpěradla a věšadla

Na rozpětí do 15m je možno nosnou konstrukci vytvořit jako jednoduché vzpěradlo viz obr. 12.6.



Obr. 12.6 Lávka jako vzpěradlová konstrukce

Jedná se o hlavní trámy podepřené nejen v koncových částech, ale i mezi podpěrami. Vznikají tak soustavy vzpěradlové a věšadlové na obr. 12.7 jsou schematicky vyznačeny konstrukce vzpěradel a věšadel. Oba systémy je možno i kombinovat což je vyznačeno na obrázku vpravo. Hlavní trámy uvedených konstrukcí jsou opět hranoly nebo polohranoly či složené průřezy. V poslední době se pro tyto konstrukce používají i lepené nosníky.

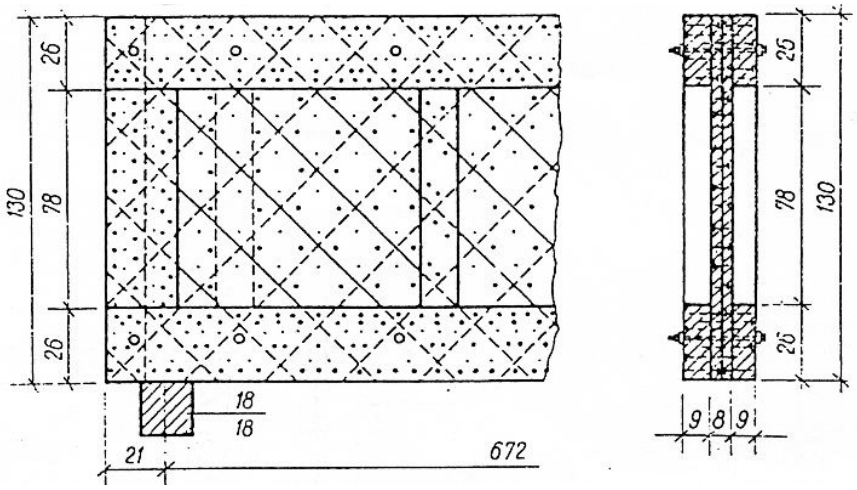


Obr. 12.7 Vzpěradla věšadla a jejich kombinace

Dřevěné hřebíkové nosné konstrukce.

Jedná se o velice ekonomické nosné prvky sestavené z prken a fošen. Spojení prken se provádí prostým sbitím hřebíky. Tím se uspoří drahé trámy velkých průřezů a naopak je možno využít odřezků prken určité velikosti. Takto vytvořené plnostěnné nosníky viz obr. 12.8 mohou tvořit nosnou konstrukci mostů na rozpětí 15-20m.

Stěna nosníků je tvořena ze dvou vrstev křižujících prken pod pravým úhlem,takže od vodorovné prkna svírají 45°. Horní a dolní pás je proveden z hranolů a nebo fošen.V blízkosti podpor je stěna nosníku vyztužena svislými výztuhami z prken dle potřeby. Prkna a fošny případně trámy jsou spojeny hřebíky. Aby se nepřekročil povolený průhyb bývá výška sbíjených vazníků volena 1/12 rozpětí.



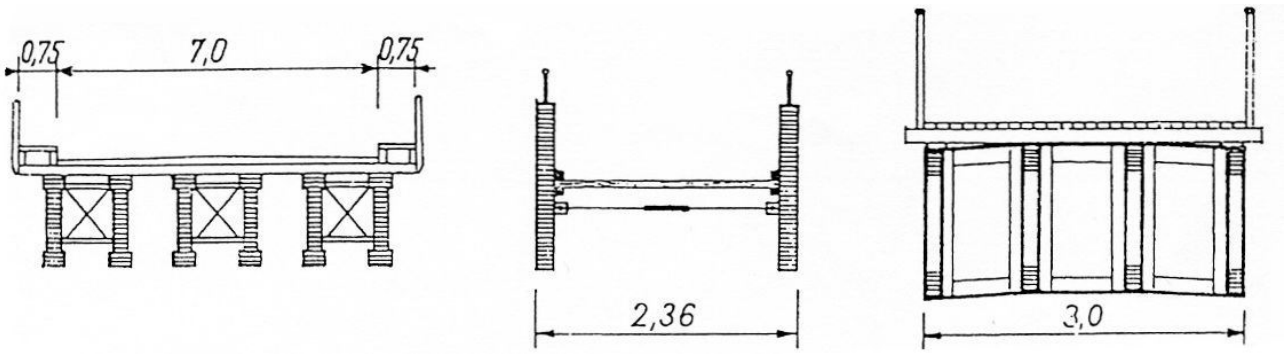
Obr. 12.8 Nosník dřevěné sbíjené (hřebíkové) konstrukce

Dřevěné lamelové lepené konstrukce

Lamelové lepené dřevo je velmi výhodné i pro prefabrikaci. Prvky mají vysokou pevnost a jsou lehké. Dnešní dřevěné mosty mají velmi často nosnou konstrukci z lepených nosníků **I**. Někdy jsou tyto nosníky příčně spojeny horní a dolní překližkovou deskou a tím se vytvoří komorové nosníky. Na obr. 12.9 jsou uvedeny úpravy příčných řezů z takto lepených nosníků.

Pro výstavbu větších dřevěných mostů je možno použít jako nosnou konstrukci příhradový nosník či konstrukci obloukovou. Vždy je však třeba při návrhu takovéto konstrukce zvažovat zdali je toto řešení ekonomicky výhodné a zdali takto provedený most bude splňovat všeobecné zásady, které má navržené dílo splňovat. Zatím se ukazuje, že i přes určité výhody, které dřevěné mosty mají, (rychlost a jednoduchost při provádění malá hmotnost, možnost využití místních lesních materiálu, jednoduchá doprava), to vše

nepřevyšuje nevýhody, které sestávají z malé únosnosti oproti betonu a oceli, nízké životnosti, vysoké udržovací náklady související se zajištěním odolnosti proti ohni, hnilobě klimatickým podmínkám a dalším narušujícím faktorům)



Obr. 12.9 Lamelové lepené konstrukce

1. Vysvětlete a nakreslete konstrukční uspořádání věšadel a vzpěradel.
2. Dřevěné nosné konstrukce mostů (plnostěnné nosníky, trámy, příhradoviny).

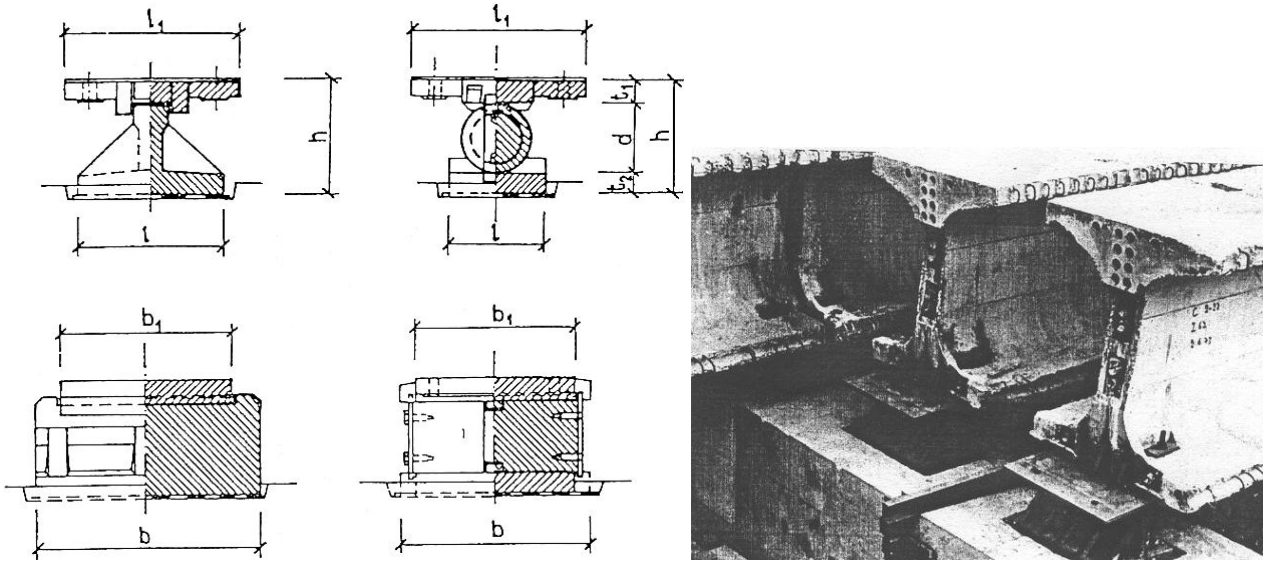
13. Příslušenství mostů

V mostním stavitelství tak jako v ostatních oblastech výstavby je neustále oprávněně vytvářen tlak ze strany investorů na realizaci hospodárné konstrukce s dlouhou životností.Hospodárnost konstrukce je dána néjen její počáteční investicí, ale následně i výši nutných nákladů na její údržbu v uspokojivém stavu. Životnost a funkčnost konstrukce je zejména dána vhodným typem a jeho provedením – kvalitou. Toto platí i na jednotlivé části, prvky mostního díla.Ty mnohdy do značné míry ovlivňují jednak životnost i nutné náklady na údržbu.Příslušenství mostů prodělalo a prodělává celou řadu technických změn za poslední desetiletí. Jde především o ložiska, přechodové konstrukce (dilatační závěry), římsy, odvodňovače a zábradlí, které doplňují každou mostní konstrukci. Změnil se i systém provádění izolací názory na mostovku a její provedení a to jak u mostu silničních tak železničních.

13.1 Ložiska

Toho času existuje norma ČSN EN 1337 stavební ložiska 9 jejich ochrana, 11 doprava skladování a osazování. Tyto normy nepojednávají o návrhu konstrukce ložisek ani o materiálu. Jednotlivý výrobci mají podmínky pro vydání certifikátu stanoveny ve stavebně technickém osvědčení,které nemusí být pro všechny stejné. U nás je používán pro návrh ložisek a dilatačních závěrů normový systém stejný jako v SRN podle kterého se navrhují vyrábějí a kontrolují ložiska elastomerová a hrncová. Proto v dalším pojednání bude věnována pozornost těmto typům ložisek, která se u nás vyrábějí v licencích pod kontrolou a odborným dohledem. V obecném technickém pojetí mostní ložisko jako součást nosné konstrukce mostu spojuje tuto konstrukci se spodní stavbou. Má za úkol přenést podporové tlaky svislé a vodorovné do spodní stavby.Kromě toho musí umožnit pootočení po případě posun nosné konstrukce v jednom nebo ve všech směrech vyvozený zatížením a různými dalšími vlivy (změna teploty,smršťování, dotvarování betonu, případně poklesem a nakloněním opěr). Podle funkce dělíme ložiska na pevná a pohyblivá. Podle materiálu a výroby došlo k podstatným změnám oproti dřívější době, tak jak bylo řečeno v úvodu. Velká část silničních a železničních mostů na střední rozpětí postavená do roku 1990 byla uložena na ložiska ocelová u nás

normalizovaná. Na obr. 13.1.1 je uvedeno jednak schéma ložiska pevného a pohyblivého a dále realizace ,osazení nosníku na ložisko pevné a pohyblivé.



Obr. 13.1.1 Schéma ocelových ložisek (pevné, pohyblivé), uložení nosníku na ložisko

Dnes toto uložení se již nepoužívá a při rekonstrukcích těchto mostů dochází často k výměně těchto ložisek za ložiska elastomerová.

Elastomerová ložiska

Jsou to ověřená ložiska z chloroplénkaučuku, vyztužená zavulkanizovanými ocelovými plechy. Jednoduchá konstrukce ložiska umožňuje přenos posunů, natáčení bez pohyblivých částí a třecích prvků. Ložisko je bezúdržbové, nepodléhá korozi jeho životnost je dlouhá. Ložisko se vyrábí pod názvem Elaplast jako obdélníkové je rozměrů 100x100 až 900x900 pro zatížení 150-12000 KN.

Na obr. 13.1.2 a) jsou typy ložisek1,2,4,5.

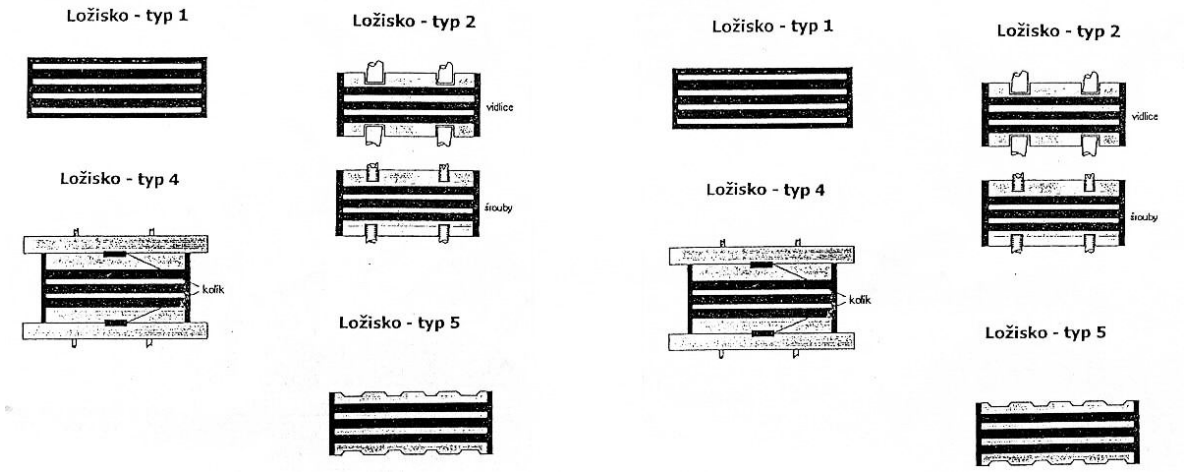
Typ 1 nejuniverzálnější typ ložiska

Typ 2 ložisko s ocelovými deskami navulkanizovanými po obou stranách zabezpečení proti skluzu vidlicí zasahující do nosné konstrukce a opěry u betonu. Délka vidlice 150mm, u oceli 15mm místo vidlic je možno použít šrouby jak ukazuje druhý obrázek.

Typ 4 je ložisko které se používá jestliže není dosaženo minimálních tlaků na plochu ložiska, jako protikluzová pojistka slouží kolík. Při výměně ložiska zůstávají kotevní desky ve stavebním díle, nadzvednutí 10mm je dostatečné k výměně ložiska.

Typ 5 má podobnou funkci jako typ 4, jeho předností je dobré přizpůsobování hraničním plochám a bezproblémová výměna.

a.) b.)



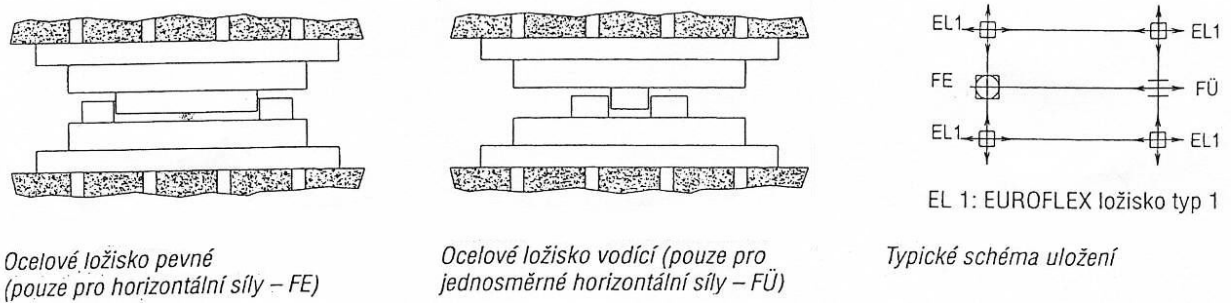
Obr. 13.1.2 Elastomerová ložiska a) obdélníková, b) kruhová

Tato ložiska se vyrábějí i jako kruhová ∅ 100-900. Mají se používat pouze v nutných případech, protože ložiska v bloku pravoúhlém jsou hospodárnější. U obou druhů ložisek zatížení svislé určuje rozměr ložiska, výška ložiska plyne z požadovaného natočení a posunu. Při nesplnění minimálního zatížení na ložisko musí být použitá ložiska zajištěná proti posunu (kotvená). Na obr. 13.1.2 b) jsou uvedena tato ložiska v provedení kruhovém opět jako typ 1,2,4,5. Rozměry ložisek viz příloha:

Pevná vodící ložiska.

Horizontální síly nemají být přenášeny elastomerovými ložisky (plovoucí ložiska). Výhodnější je použít pro přenesení vertikálního zatížení elastomerových ložisek a pro přenesení horizontálních sil použít pevná vodící ložiska FE, FÚ.

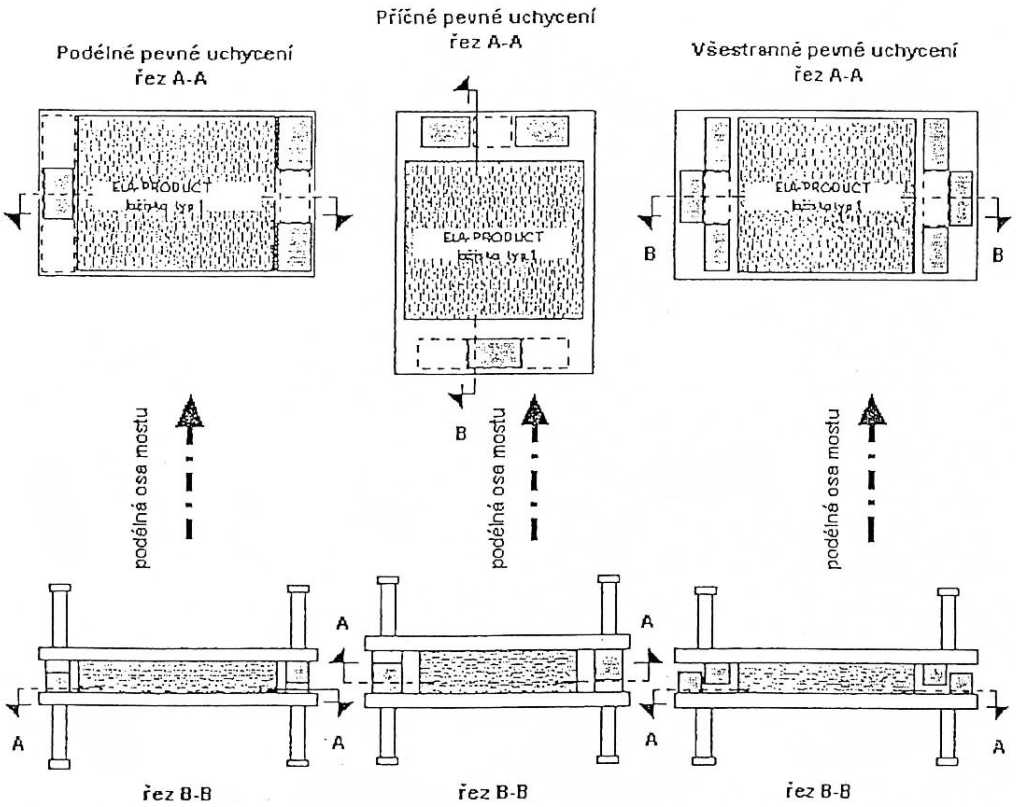
Na obr. 13.1.3 jsou uvedeny úpravy těchto ložisek a je vyznačena i vzájemná kombinace ložisek s ložiskem elastomerovým typ 1.



Obr. 13.1.3 Pevná ložiska ocelová

Výztužná elastomerová ložiska pevná ELA - PRODUKT

Konstrukce ložiska může zamezit pohyb buď v jednom směru a tím v tomto směru zachytit síly rovnoběžné k rovině ložiska obvykle síly vodorovné nebo může zamezit pohyb v obou směrech, pak hovoříme o ložisku všestranném. Na obr. 13.1.4 jsou uvedeny úpravy pevného ložiska pro různé způsoby omezení pohybu.

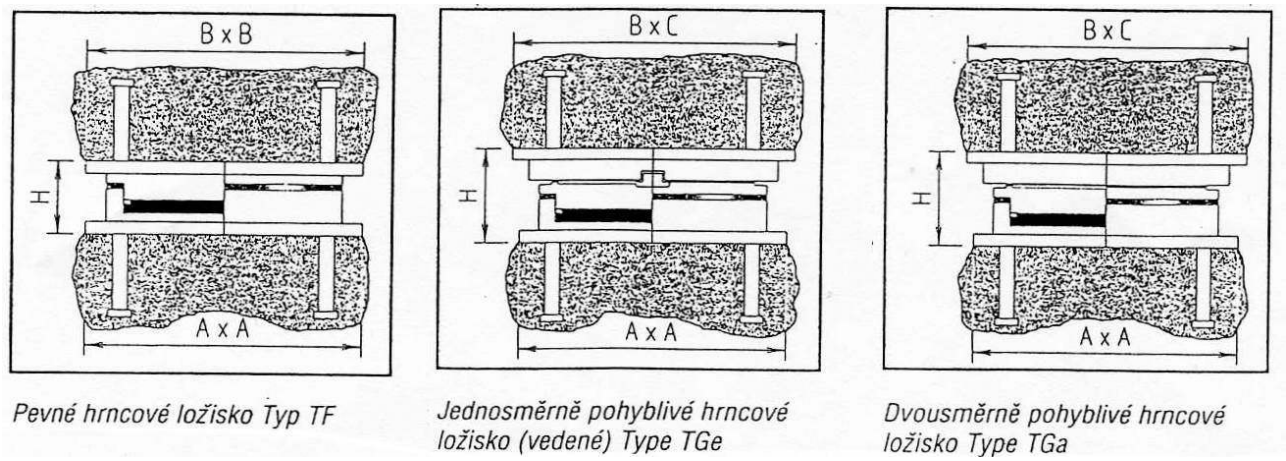


Obr. 13.1.4 Úpravy pevného ložiska pro různé způsoby omezení pohybu

Hrncová ložiska RW - TOPFLAGER

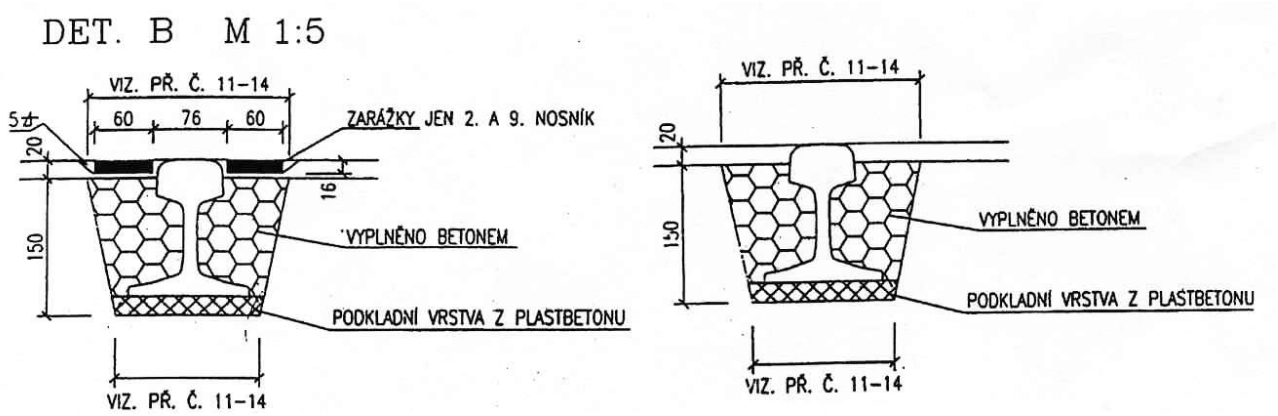
Jsou bezpečná přizpůsobivá s dlouhodobou životností. Jako pevná a kluzná ložiska jsou optimální pro uložení nosných částí dosahujících zatížení 1000-200000 KN.Přenášejí svislé síly ,vodorovné síly, natočení. Hrncová ložiska jsou tuhá robusní mají vynikající chování při přetížení hodí se pro mosty železniční. Tato ložiska se konstruují na míru dle individuálních zadání. Zohledňuji nejen síly, posuvy, ale i přilehlé části a metody výstavby. Tato ložiska jsou vybavena měřiči sil a posuvů a dvouosou vodováhou. Na obr. 13.1.5 je uvedeno standartní provedení třech typů těchto ložisek.

1. Pevné hrncové ložisko typ TF.
2. Jednosměrné pohyblivé hrncové ložisko typTGe.
3. Dvousměrné pohyblivé hrncové ložisko typ Tga. Toto ložisko je možno upravit i jako ložisko všesměrné.



Obr. 13.1.5 Hrncová ložiska pevná a pohyblivá

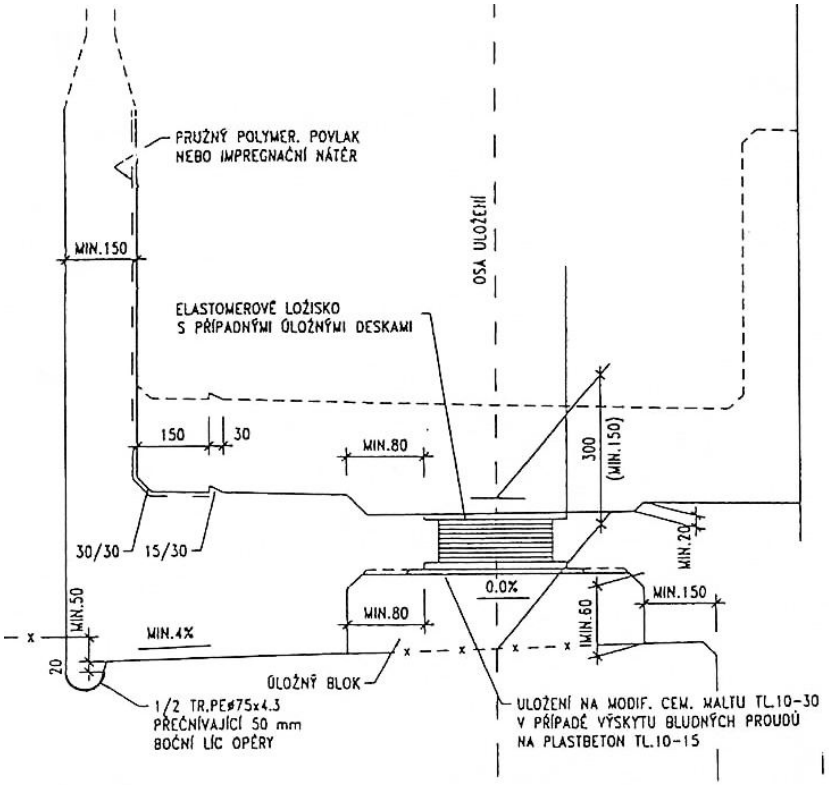
Konstrukce mostů na malé rozpětí do (15m) je možno ukládat způsobem, který je uveden na obr. 13.1.6. Toto uložení je snadno proveditelné, levné nevyžaduje údržbu je vhodné pro mosty deskové silniční i železniční. Princip úpravy spočívá v tom, že kolejnice je zabetonována v úložném prahu a tvoří hlavní část úložného systému. Pevného uložení se dosáhne pomocí zarážek jež brání pohybu nosné části konstrukce po hlavě kolejnice viz obr. 13.1.6. Určitá obecná zásada pro podepření nosné konstrukce je taková, že nosná část by měla být umístěna na třech bodech, protože třemi body je určena rovina. Tato zásada není někdy plně respektována, ale má své opodstatnění.



Obr. 13.1.6 Uložení nosné konstrukce na příčné kolejnici

V dřívější době bylo zvykem umisťovat ložiska do prohlubní v úložném prahu půdorysných rozměrů o málo větších než byl půdorysný rozměr ložiska a o hloubce 4-5cm (tak zvaná hnízda pro ložiska), tato úprava se dnes již nedělá a naopak ložiska se umisťují na ložiskové úložné bloky. Úprava včetně osazení ložiska se navrhuje dle schválených vzorových listů MD ČR VL 4 – Mosty viz obr. 13.1.7.

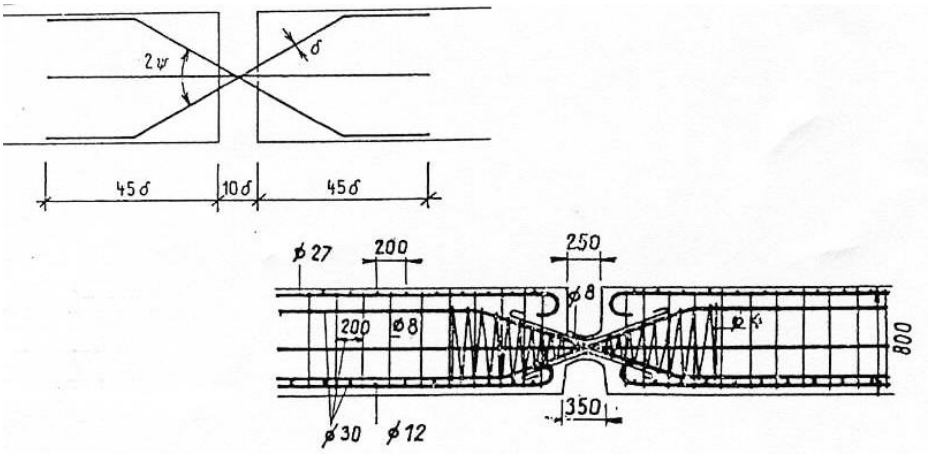
Ložiska se osazují vodorovně potřebný příčný sklon nosné konstrukce se dle potřeby dosahuje vyrovnávacími klíny umístěnými na horní desce ložiska nebo je dnes již možné horní desku ložiska nechat vybrousit do požadovaného příčného sklonu.



Obr. 13.1.7 Úprava uložení ložisek elastomerových na úložném prahu opěry

Železobetonová ložiska a klouby

Uložení nosné mostní konstrukce respektive její spojení se spodní stavbou v konstrukci rámovou je možno provést prostřednictvím železobetonových ložisek ,(pérových kloubů Mesnagerových a vrubových kloubů Freyssinetových). Jsou to prvky konstrukčně jednoduché a levné. Pérový kloub zavedl Mesnagér a je založen na spojení dvou tuhých desek zkříženými pruty, které samy jsou schopny přenést příslušný tlak. Na obr. 13.1.8 je zobrazen tento typ kloubu včetně jeho vyztužení.

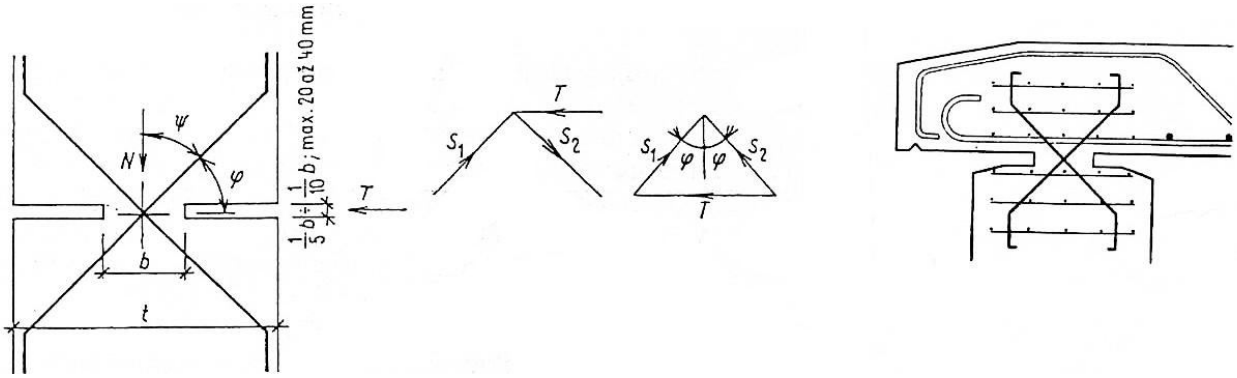


Obr. 13.1.8 Mesnagerův pérový kloub

Vrubový kloub Freyssinetův

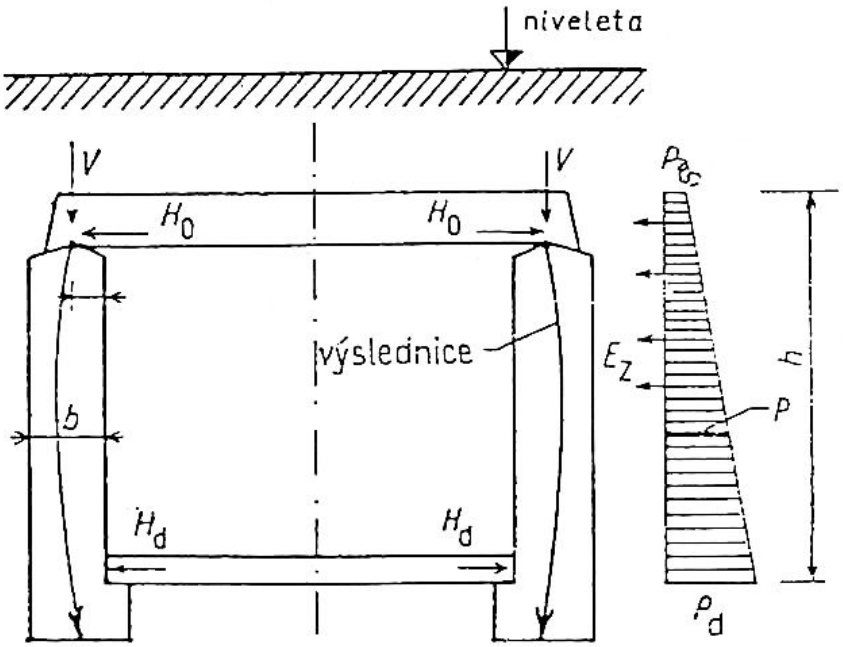
Vzniká zeslabením průřezu v místě teoretického kloubu dvěma úzkými zářezy (vruby) vedenými od povrchu konstrukce nejméně až ke střední třetině, kde zůstane tenká spojovací betonářská vrstvička viz obr. 13.1.9. Podle tloušťky vrstvičky jsou klouby dvojí a to s velmi tenkou vrstvičkou o výšce rovné 1/10 šířky

vrstvičky, nejvýše 20mm (úzké vruby) a s tlustší vrstvičkou, přibližně asi dvakrát vyšší (široké vruby). Konstrukce vrubových kloubů je založena na velkém vzrůstu pevnosti betonu v tenké vrstvě. Toho je dosaženo sevřením betonu mezi tlačícími plochami. Tření v těchto plochách brání příčnému roztahování a posouvání.



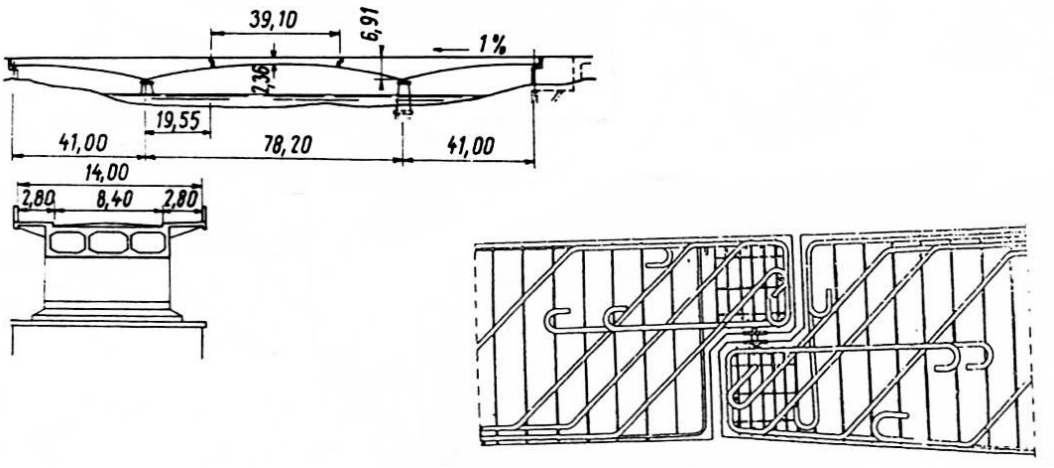
Obr. 13.1.9 Freyssinetův kloub s úzkým vrubem

Tento typ uložení se často používá u mostů do rozpětí 20m, kdy hovoříme o tak zvané rozpěrákové konstrukci u které je nosná konstrukce mostu tímto kloubem spojena s opěrou viz obr. 13.1.10. Při tomto uložení je pevné uchycení na obou stranách, (opěrách), nejsou dovoleny posuny a reakce od zemního tlaku je přenášena do druhé opěry, kde vyvolává zmenšení již existujícího zemního tlaku. Rozpětí je limitováno tepelnou roztažností nosné konstrukce a nemůže být libovolné. U tohoto uspořádání by měl být poměr výšky opěry k rozpětí větší než 1:3.



Obr. 13.1.10 Rozpěráková konstrukce (předpokládané účinky působících sil)

Nosná konstrukce mostu může mít i vložené pole tak jak ukazuje obr. 13.1.11 pak je třeba řešit uložení vloženého pole pomocí kloubu jehož úprava a vyztužení je provedeno na obr. 13.1.11. vpravo.



Obr. 13.1.11 Podélný a příčný řez mostem s vloženým polem (Villeneuve-St. Geoges přes rameno Seiny u Paříže), detail kloubového uložení středního pole.

?

1. Rozdělení a funkce ložisek.
2. Konstrukční provedení kloubů.

13.2 Přechodové konstrukce (dilatační závěry)

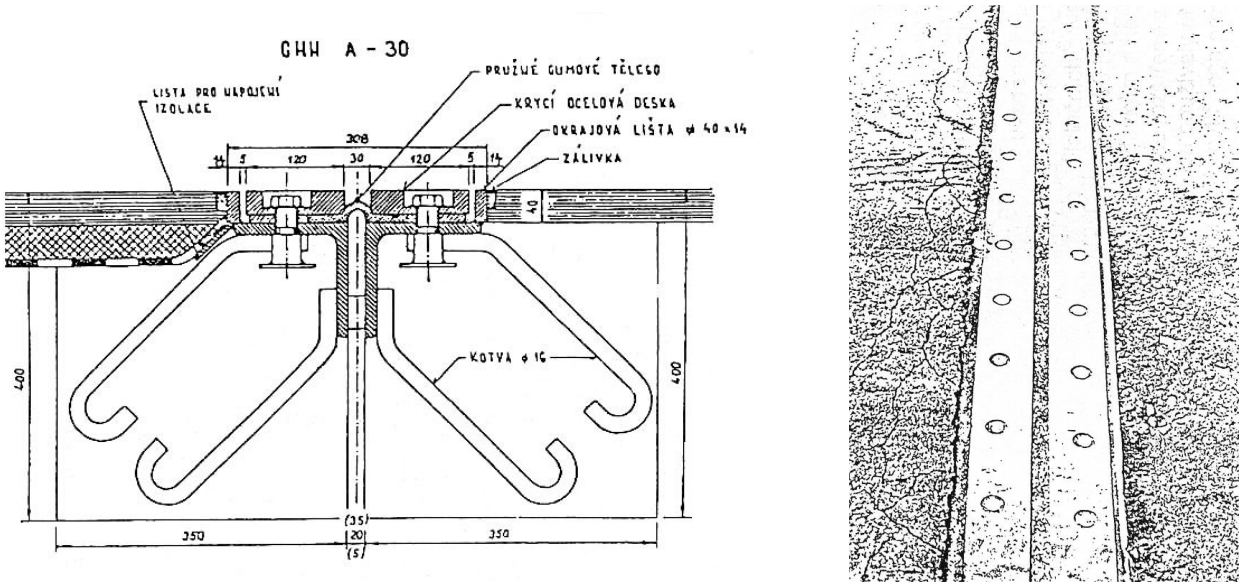
Požadované vlastnosti mostních závěrů jsou následující:

1. Umožňovat posun a pootočení vrchní stavby mostu beze změny kvality a plynulosti jízdní plochy.
2. Musí být dymenzovány na nejnepříznivější účinky kombinace zatížení a to i na účinky dynamické.
3. Typ mostního závěru musí být přizpůsoben mostní konstrukci zejména se jedná o kotvení.
4. Závěr musí být odolný proti korozi ,otřesům musí být nehlučný a vodotěsný.
5. U mostního závěru musí být vyřešeno účinné odvodnění.
6. Typ závěru musí být jednoduché konstrukce kterou je možno začlenit mezi vrchní stavbu mostu a opěru,musí být výrobně nenáročný mít jednoduché osazení a účinné kotvení
7. Práce spojené s osazením vyvedení závěru přes odrazné pruhy a chodníky musí být snadno proveditelné.
8. Mostní závěry musí umožnit snadnou údržbu včetně jejich úplné výměny.

Za poslední období prošly konstrukce dilatačních závěrů různými inovacemi a různými úpravami. Ve většině případů se projevily během provozu nedostatky,které bylo třeba odstranit. To vedlo k dalšímu zdokonalování a změnám. V uvedené kapitole jsou ukázky některých dilatačních závěrů které se při použití osvědčily,i vykázaly určité nedostatky.

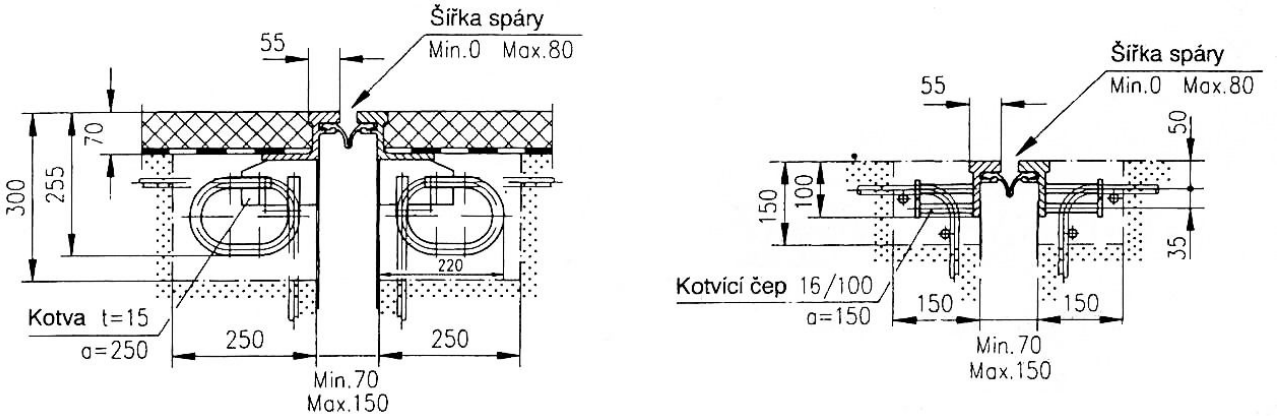
V roce 1984 vyšel katalog dilatačních závěrů ve kterém je uveden přehled mostních dilatačních závěrů tak, jak se vyvíjely za posledních 50let. Naprostá většina těchto závěrů se stala nevyhovující vzhledem k uvedeným požadavkům a nebo vyhovovaly pouze částečně.

Mezi tyto závěry patřily i velice rozšířené závěry GHH A30 a 60 a dále Transflex 50,100,160,250 Na mostech středního rozpětí se používaly především závěry GHH.Na obr. 13.2.1 je uvedena konstrukce tohoto závěru a dále i stav po 4 létech provozu.



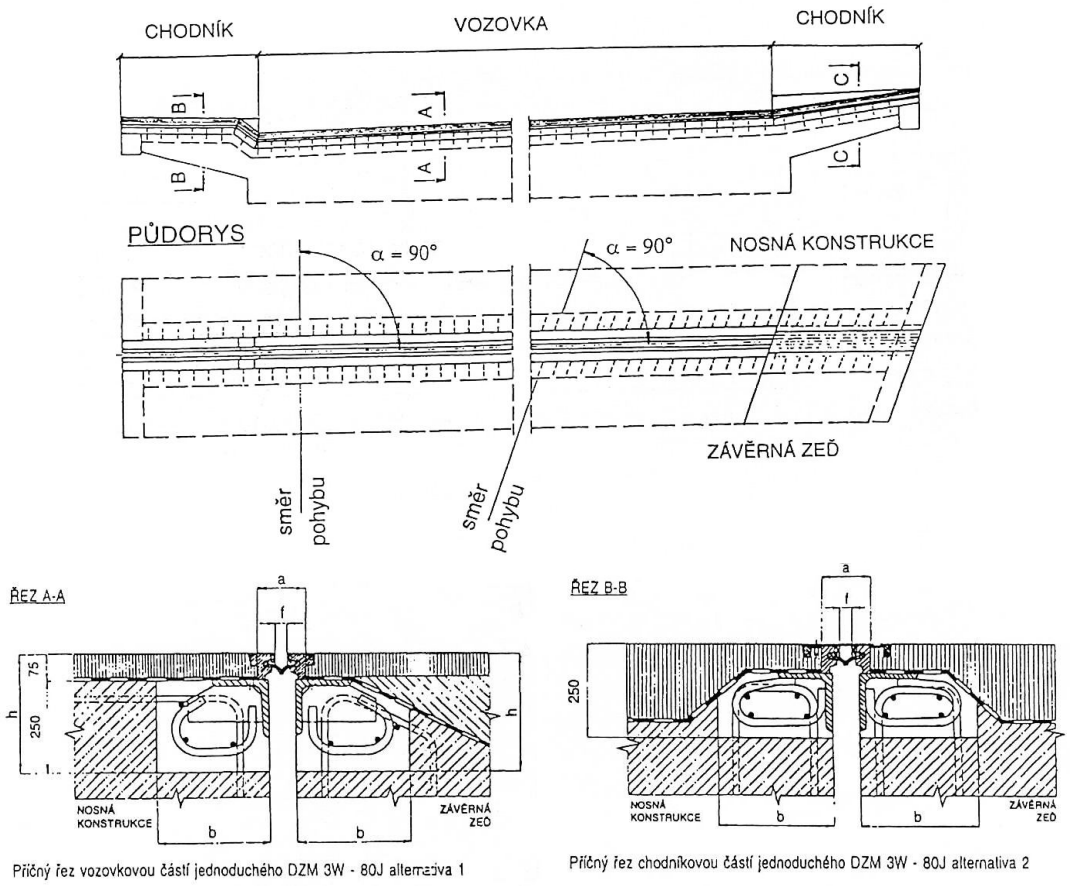
Obr. 13.2.1 Dilatační závěr GHH příčný řez a realizace po čtyřech létech provozu

Dnes se u nás používají pro malé posuny na mostech závěry MAGEBA typ RS.Tento závěr se skládá ze dvou ocelových krajových profilů, které jsou ze spodní části přivařeny kotvícími prvky.Mezi těmito profily je protažen těsnící vodotěsný gumový pás, který dovoluje dilatační pohyb od 0 do 80mm ± (40mm) Tento závěr splňuje požadavky těžkého dopravního provozu. Dilatační mostní závěr typ RS-A je uspořádán pro živičné vozovky. Výška živičné vrstvy 7-16mm,tíha dilatačního závěru 70kg/m. Typ RS-B je konstruován pro betonové vozovky bez možnosti připojení izolace. Na obr. 13.2.2 jsou zobrazeny obě úpravy dilatace v příčném řezu.



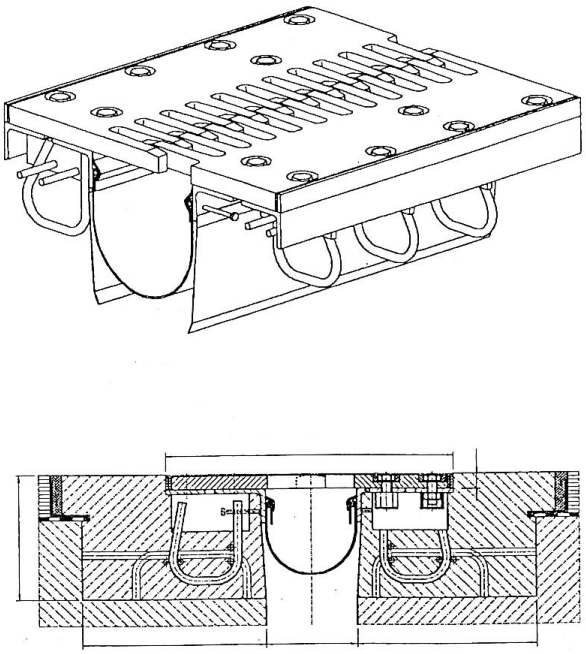
Obr. 13.2.2 Mostní závěr Mageba typ RS (pro živičné vrstvy a betonové vrstvy)

Podobný závěr je možno spatřit na našich mostech od firmy SHW Esseligen 3W, který je schopný dilatačních pohybů od ± 40-360mm. Tento závěr je zobrazen v provedení pro menší dilatační pohyby na obr. 13.2.3 a to v návaznosti na příčný řez a půdorys.



Obr. 13.2.3 Úprava mostního závěru ve výkresové dokumentaci (závěr DZM 3W)

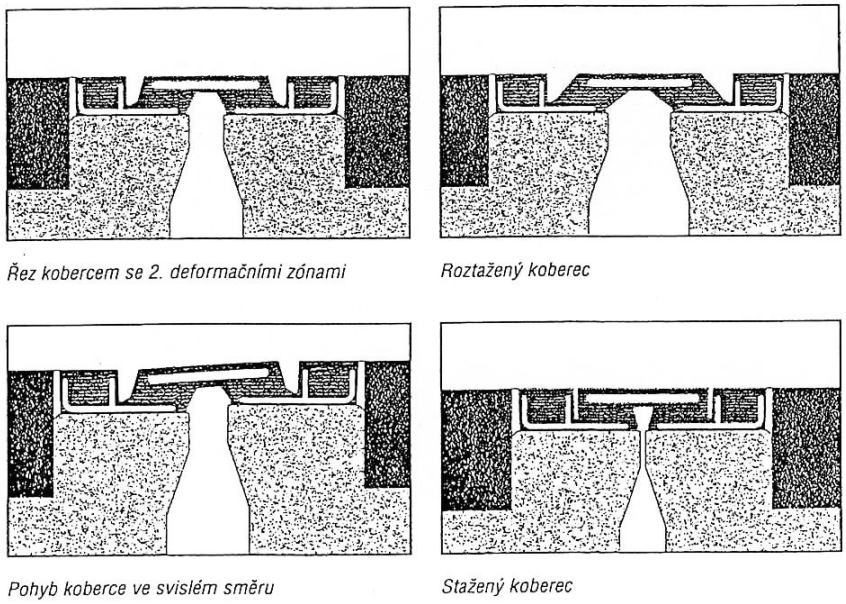
Pro větší posuny byl v roce 1996 vyvinut mostní hřebenový závěr TRANS GRIP, který vznikl na principu závěrů GHH, avšak byly odstraněny nedostatky a nevýhody jeho předností jsou nízká hlučnost a nízké náklady na údržbu.na obr. 13.2.4 je tento závěr vyobrazen v příčném řezu a prostorovém uspořádání.



Obr. 13.2.4 Hřebenový mostní závěr

Euroflex-kobercový mostní závěr.

Jedná se o celopryžovou konstrukci absolutně vodotěsnou nepodléhající procesu stárnutí, nekorodující s velmi nízkou hladinou hluku. Na obr. 13.2.5 je uvedena konstrukce tohoto závěru.

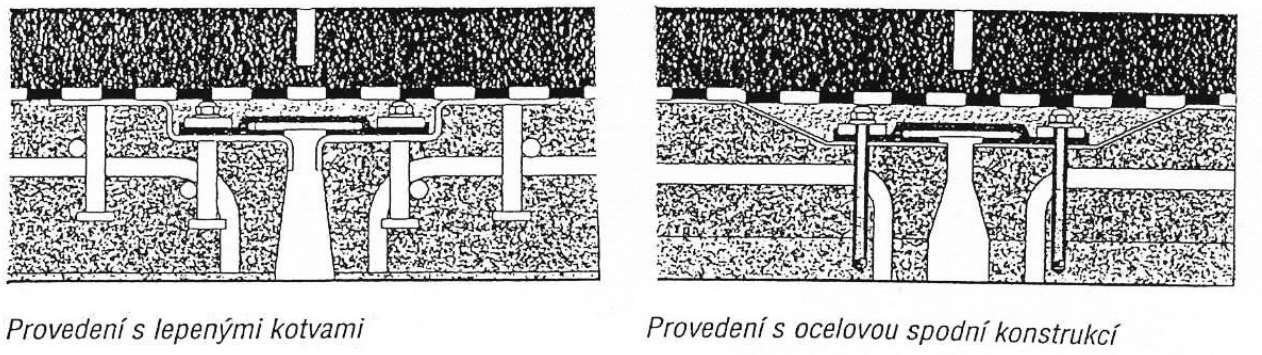


Obr. 13.2.5 Euroflex-kobercový mostní závěr

Upevnění závěru je provedeno pomocí pevné umělohmotné vrstvy,která zajišťuje utěsněné spojení nebo se používají ocelové trny.

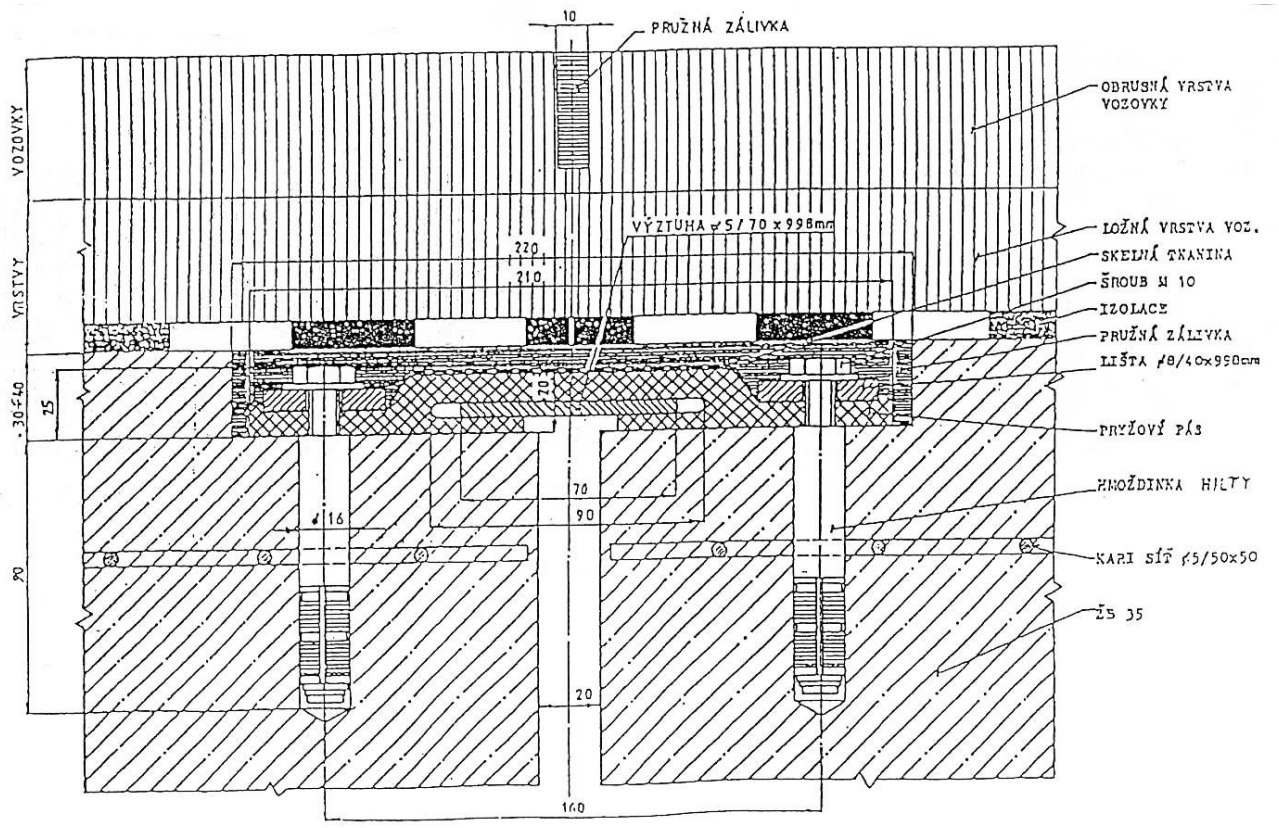
Podpovrchové mostní závěry

Euroflex M3OU dodává se z jednodílného pryžového profilu bez spojení.Mostní závěr je montován pod vozovku případně pod betonové římsy chodníků. Poškození pryžového profilu je téměř vyloučeno spára mezi nosnou konstrukcí a opěrou je přemostěna pomocí volné ocelové vložky. Tloušťka vozovky nad dilatací by měla být alespoň 80mm. Na obr. 13.2.6 je uvedeno uspořádání příčného řezu tímto závěrem.



Obr. 13.2.6 Podpovrchový mostní závěr

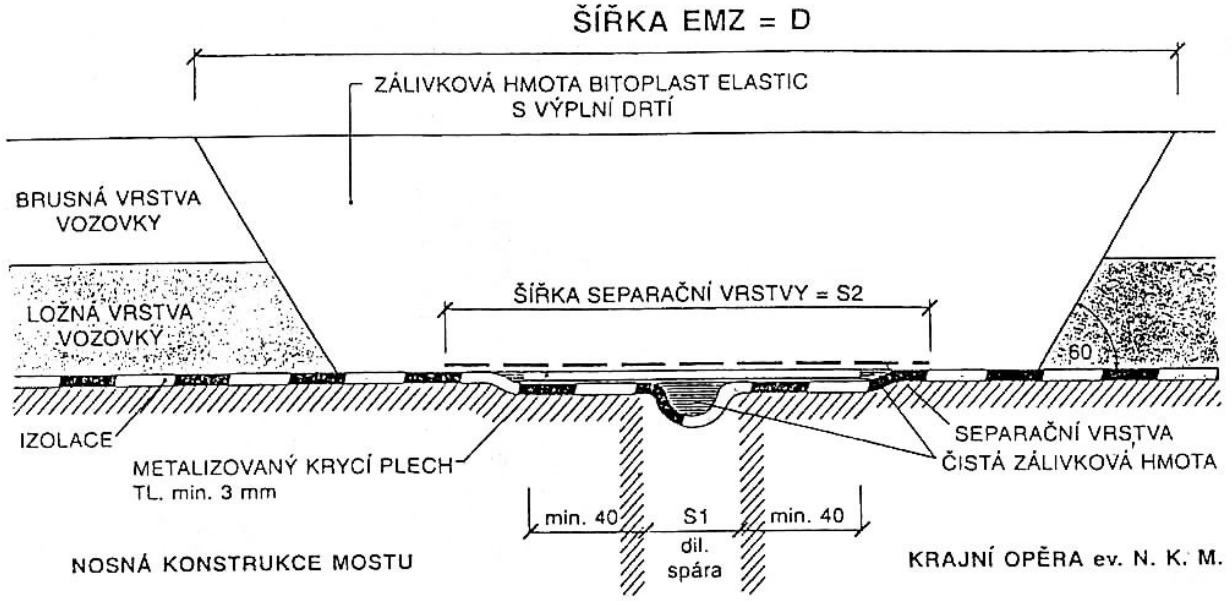
Podobný závěr je pod názvem PPD 20, jde o pryžový pás tl. 20mm šířky 210mm uložený pod vozovkou mezi opěrou a nosnou konstrukci dle obr. 13.2.7.



Obr. 13.2.7 Podpovrchový mostní závěr PPD 20

Elastické mostní závěry

Technologicky jde o lité přechody s výplňovou kostrou z drceného kameniva a zálivkou z hmot na bázi modifikovaných živičných směsí. Spára pro závěr se připraví vyřezáním stávající původní či nově položené vozovky. Tvar řezu je šikmý dle obr. 13.2.8. Ukládání výplňového materiálu se provádí po vrstvách, proléváním vrstev předem nahřátého kameniva výplňovým zálivkovým pojivem.Zálivková hmota používaná u těchto konstrukcí je bitoplast elastik.

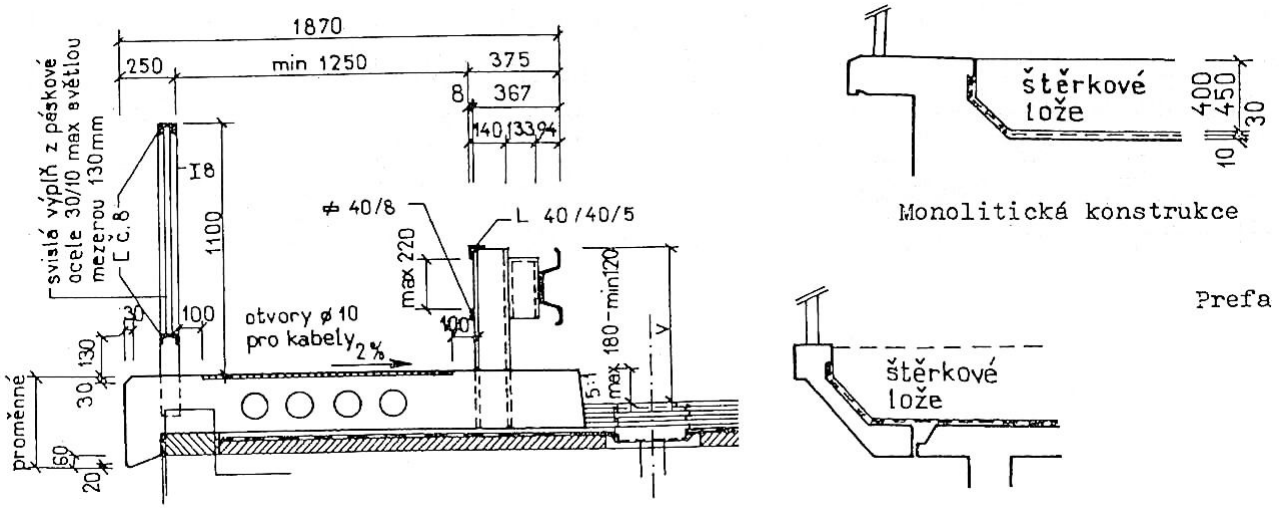


Obr. 13.2.8 Elastický mostní závěr

1. Popište povrchové a podpovrchové dilatační závěry.

13.3 Římsy a chodníky mostů.

Římsy slouží k uchycení zábradlí nebo svodidla (zábradelního svodidla) k vytvoření zvýšené obruby na mostech bez chodníků a nebo jsou součástí chodníků. Římsy mohou být provedeny jako monolitické nebo prefabrikované či kombinovaným způsobem. Klasické uspořádání této konstrukční části včetně chodníku je vyznačeno na obr. 13.3.1 jsou však možné i jiné úpravy přicházející v úvahu u železničních mostů.



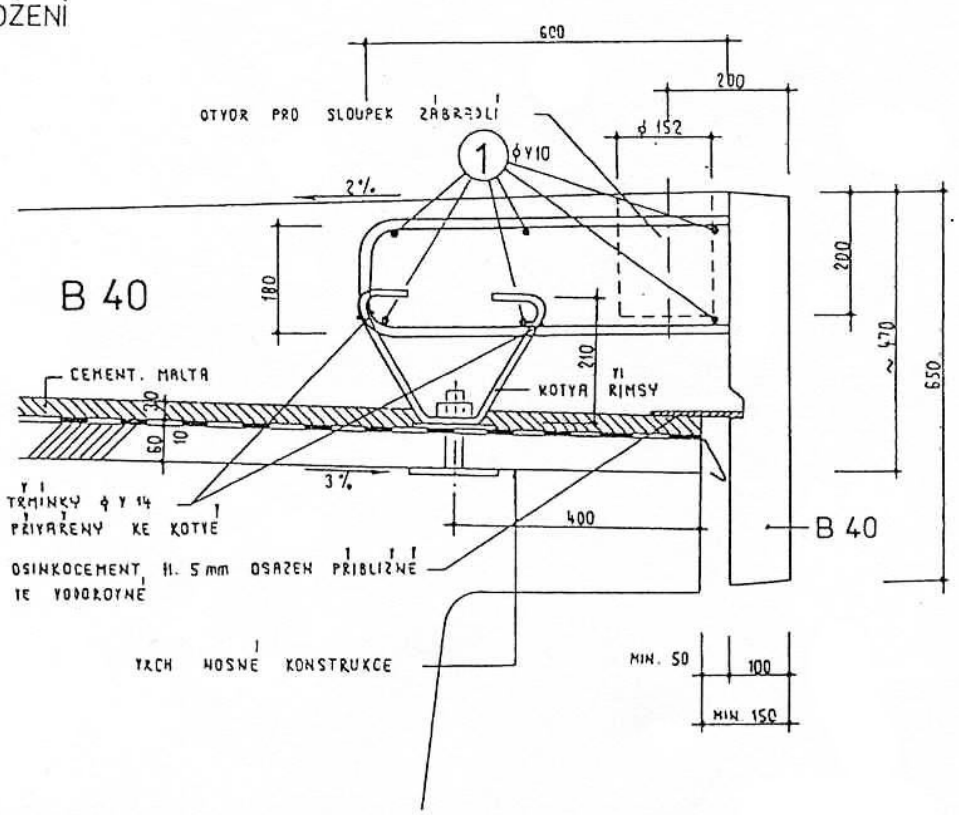
Obr. 13.3.1 Různé možnosti úpravy konstrukce římsy

V poslední době se na mostech používá kombinovaného způsobu při zhotovování říms a chodníků a to v tom směru, že se monoliticky vybetonuje římsa i s chodníkovou částí za použití lícních prefabrikátů. Lícní prefabrikát zajišťuje funkci pohledovou a bednící, má tloušťku 100mm a délku 2000mm. Prefabrikáty mají různou výšku 550, 600, 650 mm a mívají dva druhy vyčnívajících třmínků nízký ,vysoký ,které zajišťují kotvení do monolitické části.Délka těchto třmínků je 600mm. Kotvení může být upraveno i jiným způsobem.

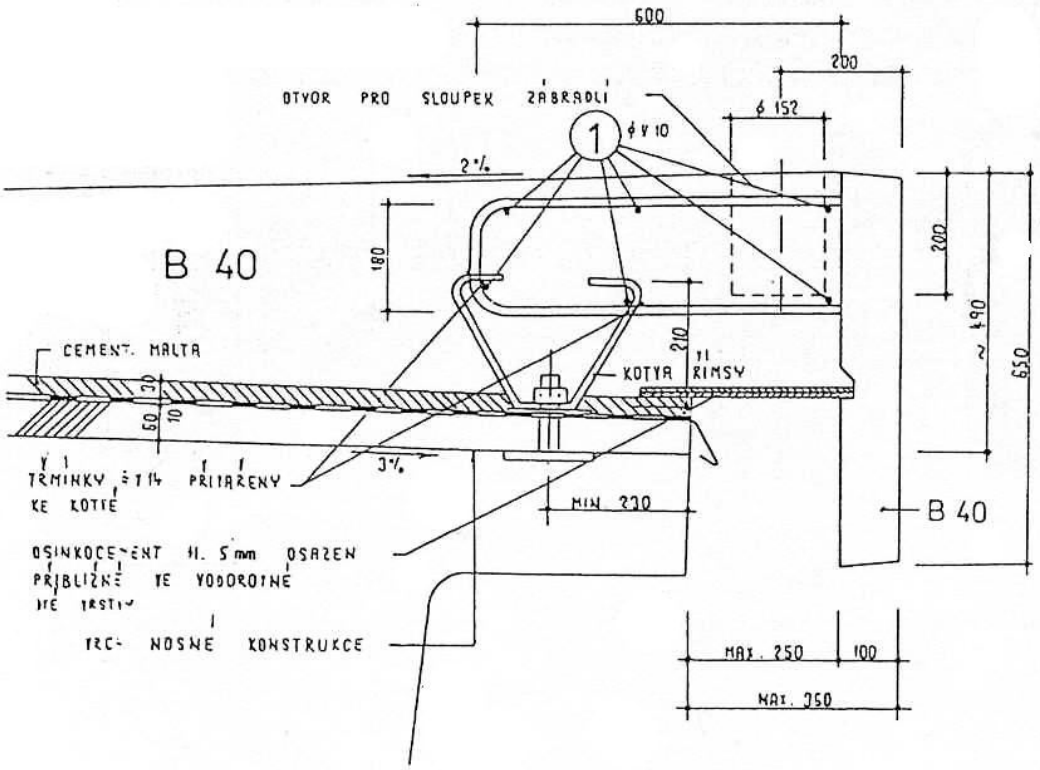
Prefabrikáty se ukládají autojeřábem, vyrovnají se směrově a výškově do požadované polohy a vyčnívající třmínky ∅ V14 se přivaří ke kotvám římsy. Minimální vzdálenost os kotev od líce nosné konstrukce je 230mm maximální 400mm. Na obr. 13.3.2 je ukázán způsob zhotovování této konstrukční části i s kotvením.

PŘÍČNÝ ŘEZ

MINIMÁLNÍ VYLOŽENÍ

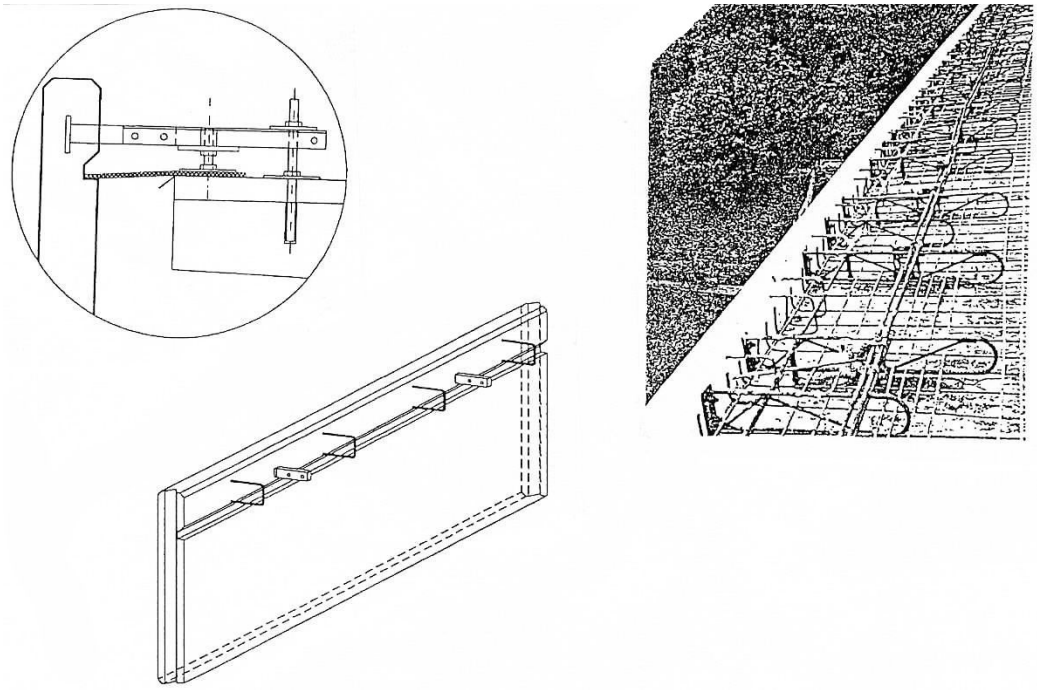


MAXIMÁLNÍ VYLOŽENÍ



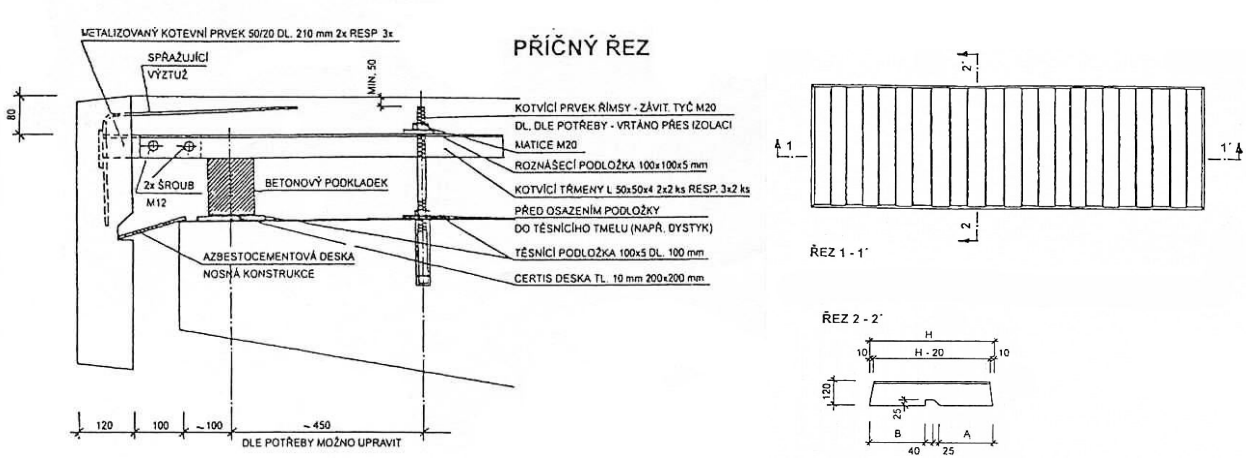
Obr. 13.3.2 Ukázka způsobu kotvení římsy včetně změny vyložení

Maximální a minimální uložení může být s výhodou využito u mostů v oblouku o velkém poloměru, kdy nosnou konstrukci vytvoříme přímou a obloukového tvaru dosáhneme proměnným vyložením římsy. Na dalším obr. 13.3.3 je uvedena podobná konstrukce římsy s lícním panelem typ SMP-ŘLP a to ve stavu vyarmování před betonáží.



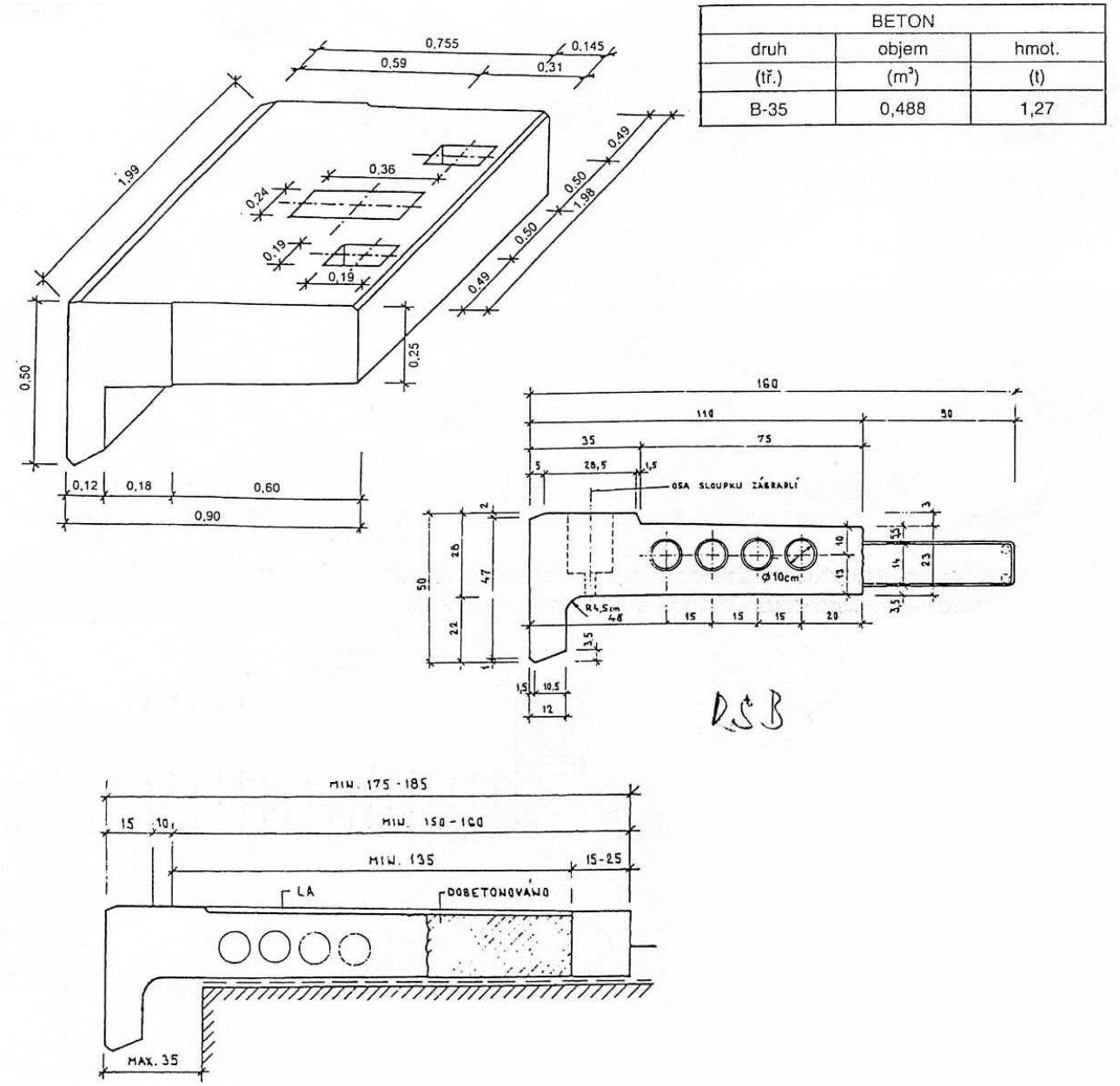
Obr. 13.3.3 Římsa s lícním panelem SMP-ŘLP

Další způsob obdobný je uveden na obr. 13.3.4. Ten využívá pro zajištění polohy římsového prefabrikátu betonový podkladek ostatní součásti jsou podobného provedení.



Obr. 13.3.4 Provádění římsy z obkladových prefabrikátů za pomocí betonového podkladku

Pro zhotovení římsy je možno použít i kompletní římsové tvárnice v tomto případě svodidlové RSH a samozřejmě, že existuje celá řada různě upravených prefabrikátu, které je možno pro zhotovení říms s chodníkovou části či pouze jako odrazný pruh použít.



Obr. 13.3.5 Římsová tvárnice RSH s rozměry, tvárnice RSB její použití při chodníkové úpravě

?

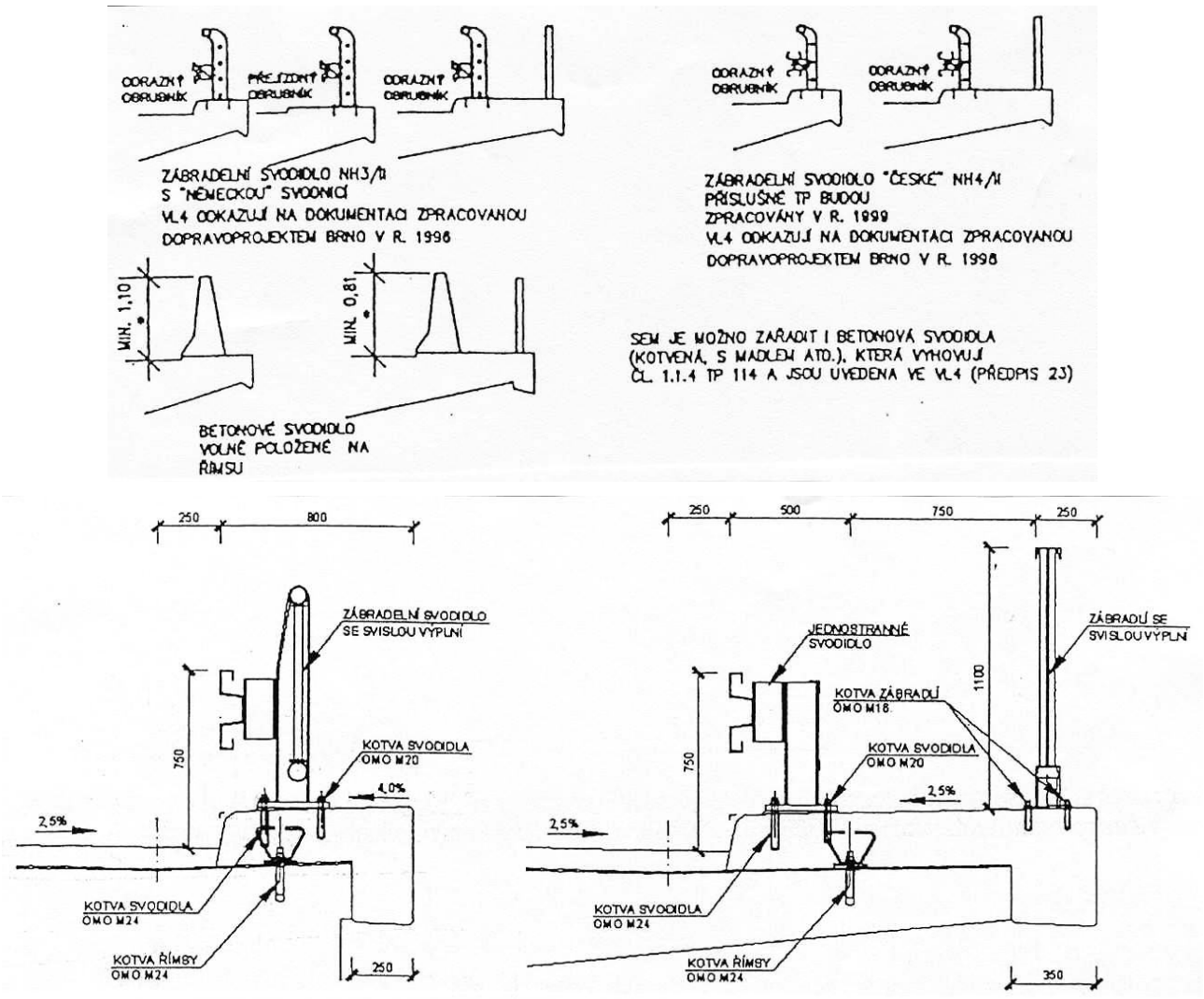
1. Výhody a nevýhody římsy monolitické a prefabrikované.
2. Konstrukční uspořádání říms monolitických a prefabrikovaných.

13.4 Mostní zábradlí a svodidla

Častým materiálem pro mostní zábradlí je ocel. Hodí se takové zábradlí svým vzhledem ke štíhlým mostním konstrukcím, které se toho času staví. I zde však dochází ke změnám neboť původní náš typový podklad 59 prodělal revizi a na základě evropské normy EN 1317-1 a 1317-2 protože naše republika je členem CEN jsme povinni tuto normu respektovat a to do šesti měsíců po jejím vydání. Došlo tedy

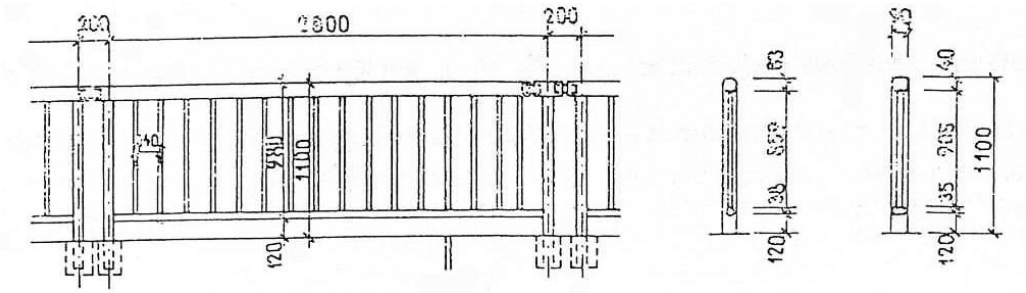
k úpravám vydání ČSN EN 1317-1 Silniční záchytné systémy, terminologie a ČSN EN 1317-2 Svodidla a zábradlí.

Stávající svodidlo NHKG bude třeba na mostech nahrazovat svodidlem NH/I a úpravy na mostech co do bezpečnostního zařízení navrhovat dle způsobu uvedených na obr. 13.4.1.



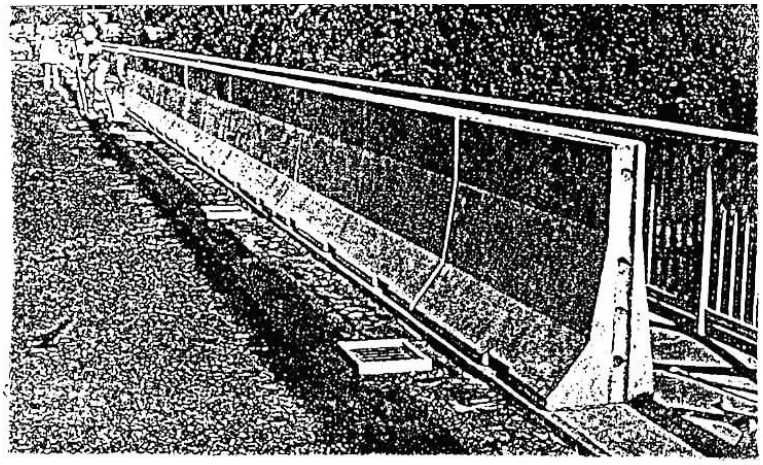
Obr. 13.4.1 Možnosti úprav bezpečnostního zařízení na mostech včetně způsobu kotvení

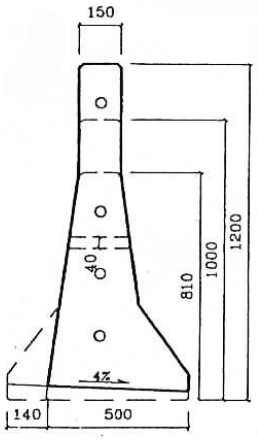
Požadavky na konstrukční uspořádání zábradlí se zatím nemění na obr. 13.4.2 je uveden klasický způsob, jak zhotovit ocelové mostní zábradlí. Při umístění na mostní konstrukci existují dvě řešení. Do osy mostu vložit sloupek nebo střed jednoho zábradelního pole. Druhé řešení je používanější. Na železničních mostech může být zábradlí funkčně nahrazeno plnostěnným nosníkem s výškou 900mm je-li šířka pásnice tedy madla alespoň 200mm. Jinak se provádí rovněž zábradlí ocelové podle vzorových listů dráhy.



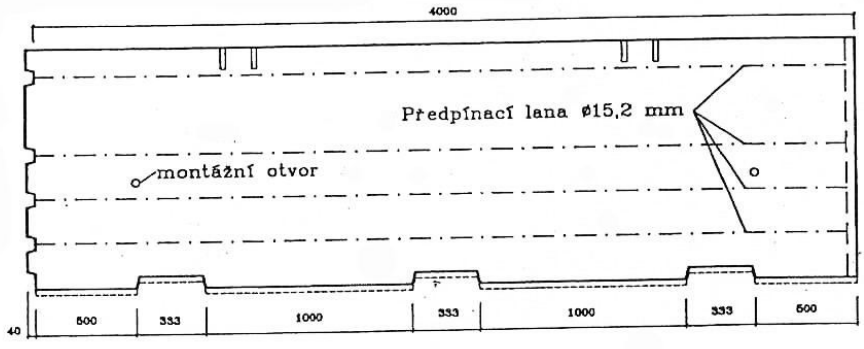
Obr. 13.4.2 Klasické ocelové zábradlí

Na obr. 13.4.3 je uvedeno kombinované uspořádání betonového svodidla se zábradlím. Jsou zde uvedeny rozměry běžného dílu svodidla a pohled na realizované příčné uspořádání.





POHLED – BĚŽNÝ DÍL



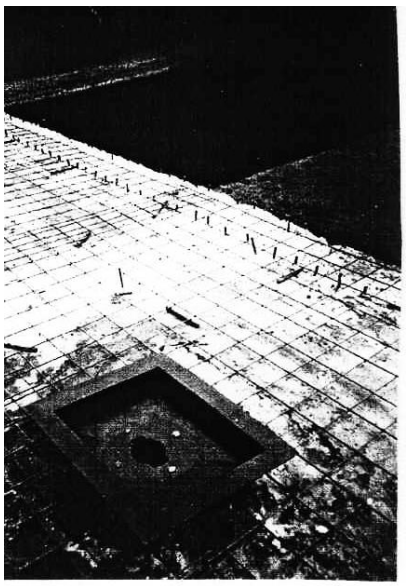
Obr. 13.4.3 Betonové svodidlo společně se zábradlím, (tvar a rozměry běžného dílu)

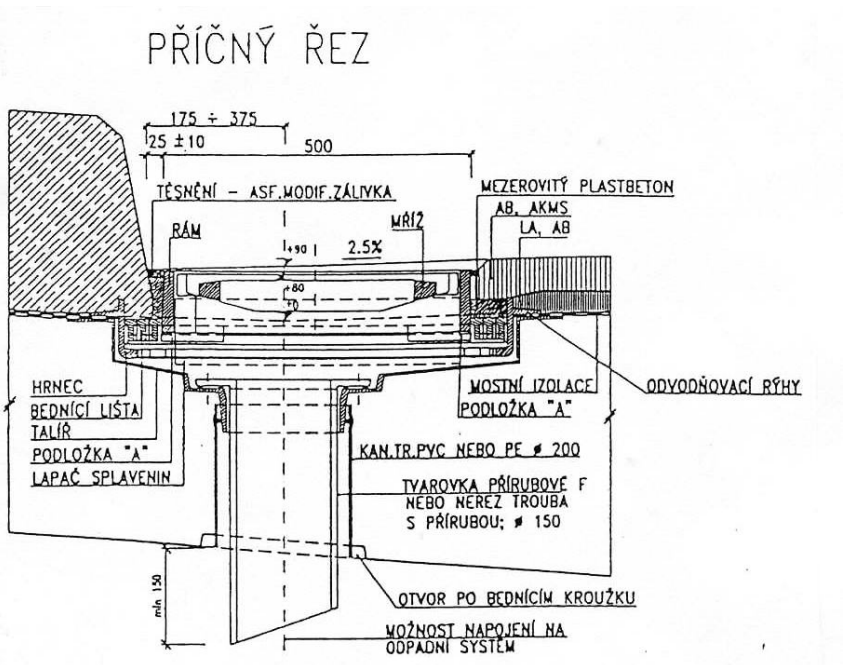
?

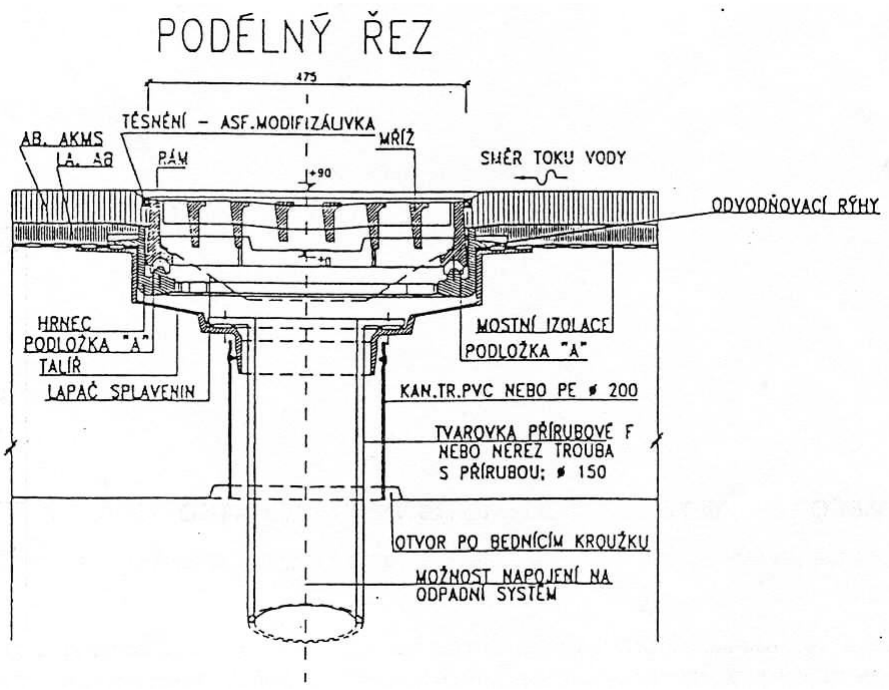
1. Montáž zábradlí a svodidel vzhledem ke středu mostu (postup).
2. Dilatace zábradlí, možnosti provedení.

13.5 Odvodnění mostů.

Odvedení srážkové vody z povrchu mostu,vody prosáklé pod kryt vozovky, vody zateklé do dutin i jiných částí mostu je nezbytné jak pro bezpečnost provozu na mostě tak i pro trvanlivost celého mostu i jeho částí. Systém odvodnění sestává ze sběrných ploch na povrchu mostu, z odvodňovačů a případně z odpadního potrubí. Velikost sběrné plochy je dána vzdáleností odvodňovačů a šířkou ze které voda stéká k odvodňovači. Samotný odvodňovač sestává z vrchní a spodní části. Vrchní část vtoková je zabudována v mostním svršku, spodní výtoková je zabudována v konstrukci mostu. Podle umístění se rozlišují odvodňovače gigolové, obrubníkové a zvláštní. Vzdálenost odvodňovačů se pohybuje kolem 8-25m. U malých mostů (do 15m) se odvodňovače u monolitických deskových konstrukcí nenavrhují a voda se odvádí za opěry a odtud drenáží mimo most. Do roku 1997 byly nabízeny odvodňovače rozměrů 500x500 (Vltava) a 300x300 (Morava) se svislým odtokem. Po roce 1998 byl připraven odvodňovač 500x300 (Labe) s řešením odtoku, bočním příčným, podélným a kloubovým. U všech typů odvodňovačů je rektifikace v příčném směru zajištěna pohybem rámů s mříží v hrnci. Výšková rektifikace se provádí rektifikačními podložkami 0-20mm. Podklad pro osazení mostního odvodňovače tvoří díl talíř, který se osazuje do betonu mostní desky při betonáži. Na tomto dílu jsou hlavní úpravy pro napojení odtokového potrubí pomocí těchto variant, (přímé odtoky, odtoky tvarovkou F, kloubové odtoky, boční odtoky. Na obr. 13.5.1 je zobrazení talíře umístěného do bednění a dále příčný a podélný řez odvodňovačem rozměrů 500x500.





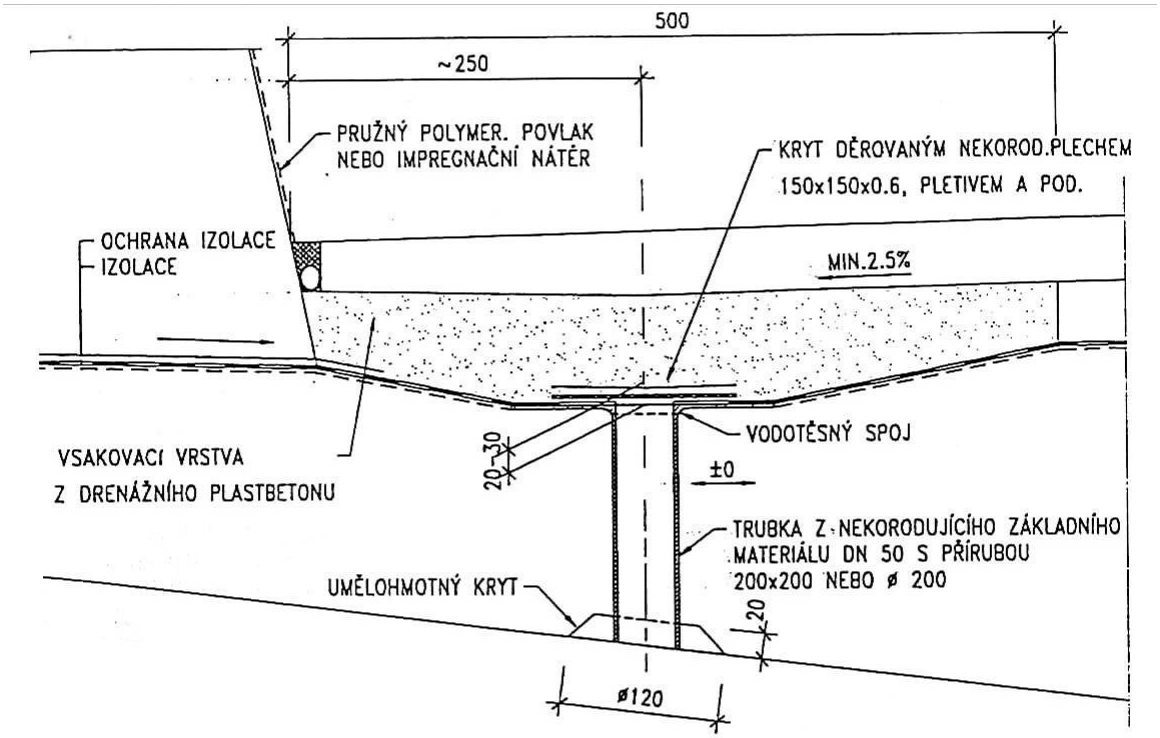


Obr. 13.5.1 Umístění odvodňovacího talíře do konstrukce odvodňovač 500x500

Minimální tloušťka vozovky 60mm.

Požadavky na rektifikaci: v příčném směru ±35mm, ve výšce sestavy 0-120mmm.

Pro návrh odvodňovačů zvolené velikosti a tvarů je nutno vycházet z šířky plochy, kterou je zapotřebí odvodnit, z velikosti podélného sklonu na mostě z drsnosti povrchu a z požadavku ,aby šířka hladiny vody nepřesáhla při odtoku 1m. Výpočtem ověříme volbu odvodňovače případně jejich vzdálenost. Jestliže se nebude odvodňovač na mostě umisťovat je třeba respektovat vzorové listy MD ČR a zajistit odvedení prosáklé vody z povrchu vozovky dle úpravy uvedené na obr. 13.5.2.



Obr. 13.5.2 Odvodňovací trubka povrchu izolace se vsakovací vrstvou

1. Podmínky pro umístění odvodňovače na mostě.
2. Typy odvodňovačů (kde objednat).

13.6 Izolace na mostech

K důležitým úkonům při výstavbě mostů patří zhotovení řádné izolace a její zabezpečení proti porušení. Izolace prošli rovněž vývojovým procesem. Původní izolace z natavitelných izolačních pásů NAIP byla postupně vytlačenanovým uspořádáním, které sestávalo z asfaltového izolačního mastixu (MAI) kombinovaného s adhésní vrstvou z modifikovaného asfaltu (BALES, PEA, IZOFLEX, OKTAHAFTMASSE) a expanzní výztužnou textilií ze skelných vláken. Tento systém byl aplikován na největších dálničních mostech v létech 80. V roce 1990 otevřením našeho trhu zahraničním technologiím nastal prudký rozvoj komplexních technologií izolací na mostech. Pozornost se soustředila i na detaily při provádění izolací jako jsou (ukončení izolace u odvodňovačů), těsnění prostupujících konstrukcí (zábradelní sloupky, svodidla). Toho času jsou na našem trhu uplatňovány pouze komplexní izolační systémy praxi dokonale prověřené a v podstatě nelze kombinovat jednotlivé prvky převzaté z různých izolačních systému.

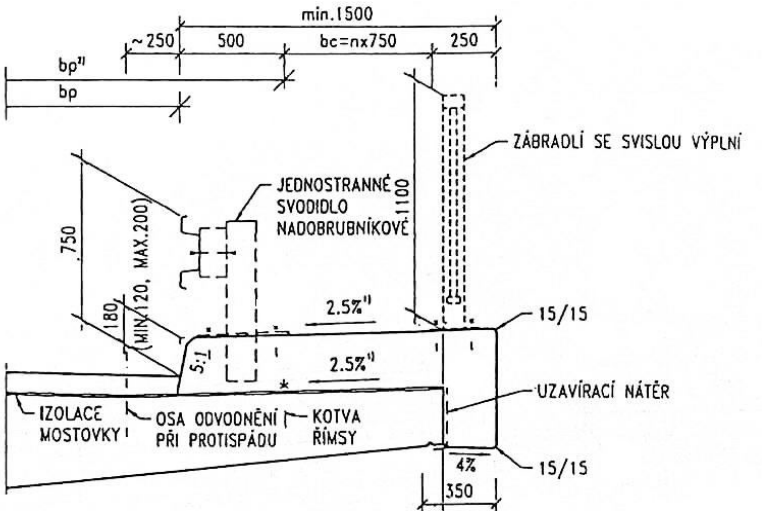
Uvedená tabulka obsahuje stručný přehled izolačních systému, které toho času u nás existují a je možné se s těmito systémy seznámit, případně na základě jednání s investorem vybraný systém po schválení navrhnout a realizovat na příslušné mostní konstrukci. Pro úplnost třeba podotknout že počet vybraných systému je dnes již 23nikoliv uvedených 18. Při provádění izolací je třeba postupovat dle technických a prováděcích předpisů, které musí každá zhotovitelská firma předložit investorovi ke schválení. TPP schvaluje pro pozemní komunikace ŘSD ČR, pro mosty drážní Ředitelství českých drah. Izolace na mostech pozemních komunikací se provádějí jako celoplošná rovněž u mostu železničních je možno hovořit o celoplošné izolaci.

Na obr.13.6.2 je uvedena ukázka jak izolace na mostě a v místech chodníků musí být provedena.

MDS ČR byly k 30. 9. 1999 schváleny následující izolační systémy:

P.č.	Název	Stát	Schválení	Typ
1.	PARAMOELAST PV S 50-25MP PARAMOELAST PV S 55-25MP	ČR	01/97	Asfalt. pásy
2.	NOVA BOND PONTI NOVA BOND PONTI/MINERAL	Itálie	03/97	Asfalt. pásy
3.	BITUMELIT PR 4 (5)	ČR	06/97 03/99	Asf. pásy s pečetící vrstvou PRODORAL BT Asf. pásy s pečetící vrstvou Ergoflex-DUR 500 S
4.	PARAFOR PONTS + MISTRAL C	Francie	05/98	Asfalt. pásy
5.	TERANAP 431 P	Francie	05/98	Asfalt. pásy pro mosty s přesypávkou a hloubené tunely
6.	ISOFLAMM – Ponti 5	Rakousko	05/98	Asfalt. pásy
7.	PARAMOPLAST PV S 55-15BM PARAMOPLAST PV S 50-15PM	ČR	07/98	Asfalt. pásy
8.	PROTEADUO, TESTUDO-SP NOVA P SNCF 4	Itálie	10/98	Asfalt. pásy
9.	BAKOR 790-11	Kanada	04/96	Membrána–modif. asfalt s přísadou pryže nanášený za horka
10.	QUBIK TK	Dánsko	03/96	Epoxidehtová mostní vozovka pro IV., V. a VI. tř. doprav. zatížení
11.	ELIMINÁTOR	Velká Británie	06/98 05/99 nahrazuje plně schválení z 06/98	Membrána-metylmetakrylát nanášený za studena
12.	ispo CONCRETIN TE 21 (dvousložk. epoxi pryskyřice s aminoaduktovým tvrdidlem modifikovaná dehtem	SRN	proz. souhlas 08/98 schváleno 12.4.1999	Nátěr za studena, - pro ocelové mosty
13.	ETANPLAST	Francie	11/98	Vícevrstvý systém na bázi modif. asfaltů pokládaný strojně
14.	Ispo Concretin TEP dehto-epoxid-polyuretan	SRN	05/99	Tenkovrstvá mostní vozovka pro III. až VI. tř. doprav. zatížení (přímo pojížděné izol. systémy)
15.	IPERTEC 40 PA, MAXITEC P	Itálie	08/99	Asfaltové pásy
16.	CONIPUR 255 (265 Z)	Švýcarsko	08/99	Hmota na bázi polyuretanů nanášená C.255 – stříkáním C. 265 Z – nátěrem
17.	KV PL 5B (4B) Büsscher BARUPLAST a KV E 55B (45B) Büsscher BARUPLAN	Rakousko	08/99	Asfaltové pásy
18.	THOROSEAL FX 122	Belgie	09/99	Cementoakrylátová hmota ⇒ membrána tl. 2 mm - s výztuží 3 mm

Tab. 13.6.1 Přehled izolačních systému pro izolace mostů



Obr. 13.6.2 Celoplošné provedení izolace na mostě

Pro doplnění informací je vhodné uvést obecně skladbu vrstev u izolačního systému.

Od nosné konstrukce mostu přijde penetrační nátěr, lepící nátěr, výztužná vložka,(může plnit funkci expanzní vrstvy), pečetící vrstva tl.5mm, vlastní izolace, ochranné vložky, vrstva chránící izolaci proti porušení, ložná a obrusná vrstva vozovky. Dnes již existuje izolace přímo pojížděná avšak systém je vhodný pouze pro mosty na místních komunikacích s nízkou intenzitou provozu. Tento systém má však uplatnění jako přímo pojížděná izolace na parkovacích plochách nadzemních a podzemních parkovišť.

1. Vyjmenujte obecnou skladbu izolace na mostech.

?

13.7 Vozovky na mostech pozemních komunikací.

Návrh vozovky na mostě ovlivňuje řada faktorů. Patří mezi ně intenzita dopravy, klimatické podmínky navržený izolační systém tuhost nosné mostní konstrukce a další. V zásadě je možno navrhovat na mostech vozovky tuhé i netuhé. Ve většině případu se dnes dává přednost používat na mostech vozovky netuhé pokud možno se stejnou skladbou obrusných vrstev, jaká je navržena mimo mostní konstrukci v širé trati. Zpravidla se navrhují obrusné vrstvy dvě, na dálnicích pro velká zatížení a možnosti případných oprav vrstvy tři. Vyskytují se i názory na přímé pojíždění upravené nosné konstrukce bez izolací, které přicházejí z Ameriky. Návrh vozovky na mostech je třeba provést v souladu s normou ČSN 7362342 Navrhování a provádění vozovek na mostech a pozemních komunikacích. Velmi častou přímo pojížděnou vrstvou vozovky na mostě je dle Katalogu vozovek pozemních komunikací asfaltový beton jemnozrnný dopravní zatížení I v tloušťce 50mm označovaný ABJ I dle ČSN 736121 nebo asfaltový koberec mastixový střednězrnný, dopravní zatížení I, tloušťky 40mm, označovaný AKMS I dle ČSN736121. Vrstva nacházející se pod obrusnou vrstvou je označována jako vrstva ložní, kterou tvoří pod asfaltovým betonem asfaltový koberec mastixový nebo vrstva podobných kvalit v tloušťce min. 40mm. Pro návrh obrusných vrstev na mostě jsou významné rovněž materiálové charakteristiky konstrukčních vrstev vozovek mezi něž patří modul pružnosti, Poissonovo číslo, charakteristiky únavy. V katalogu návrhu vozovek str. 11 tabulka 5 je uvedena i možná zaměnitelnost konstrukčních vrstev netuhé vozovky. Tuhé vozovky na mostech se navrhují méně. Toho času je tato problematika předmětem výzkumného úkolu, který zadalo ke zpracování ministerstvo dopravy.

Příklad skladby vozovky na mostě pro běžnou intenzitu dopravy:

ABJ	50mm	ČSN 736121	nebo	AKMS I	45mm	ČSN 736121
AKMS	40mm	ČSN 736121		LAH IV	40mm	ČSN 736122

Příklad skladby vozovky pro dálniční úpravu třívrstvou na mostě

AKMS I	40mm	ČSN 736121
ABVH I	60mm	ČSN 736121
LAS IV	30mm	ČSN 736122

Je třeba upozornit, že při pokládce konstrukčních asfaltových vrstev s technologickou přestávkou je třeba před pokládkou nové vrstvy provést spojovací nátěr.

?

1. Postup při návrhu vozovky na mostech.
2. Problémy přímo pojížděných vozovek na mostech.

13.8 Mostovka na mostech železničních

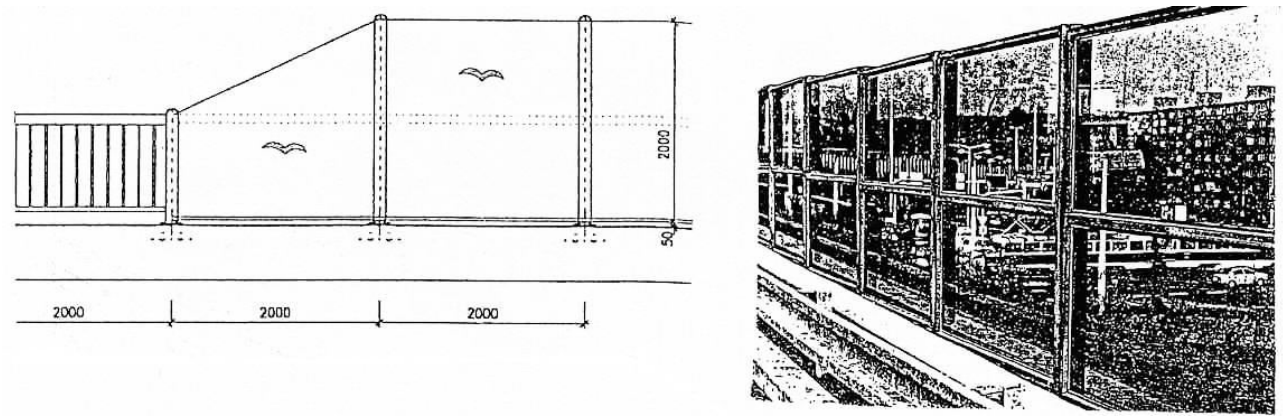
V minulosti úpravy mostovek na železničních mostech byly různé. (puklovky, žlabiny, později ortotropní desky s přímým a nepřímým upevněním pražců. Toho času se budují mosty uspořádané tak, že štěrkové lože je průběžné a plynule přechází z přímé trati přes nosnou konstrukci mostu. Viz kap. obr.

13.9 Protihlukové stěny

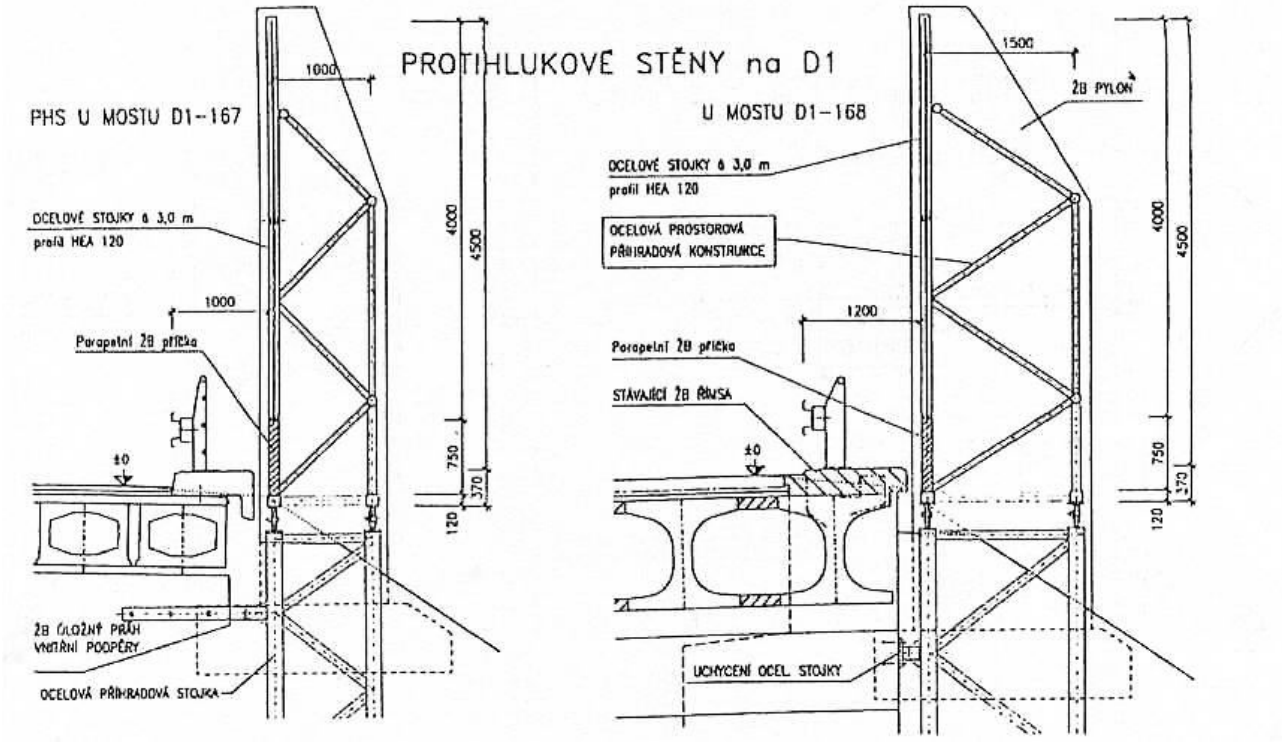
Vývoj a koncepce návrhu

Na nových mostních konstrukcích s nutností omezit hluk projektant již od samého začátku navrhne vhodné uspořádání protihlukových stěn u kterých toho času již nejsou problémy s ukotvením ocelových nosných stojek, se stabilitou stěny aniž by provedenými úpravami došlo ke snížení únosnosti mostu. Rozhodujícím namáháním pro protihlukové stěny jsou vodorovné účinky od zatížení větrem. Stojky stěn jsou kotveny do říms prostřednictvím kotevních přípravků nebo pomocí specielních hmoždinek. Pro ocelové stojky do výšky 2-3 m je možno použít profil HEA 120, kde stojky jsou vzdáleny 2 až 3m od sebe. Tomuto modulu je přizpůsoben výrobní program vhodných výplní, které jsou aplikovány jako průhledné př.(Plexiglás, Paraglás). Na obr. 13.9.1 je ukázka protihlukové stěny nízké v pohledu a řezu kotvené do římsy.

V případech, že je třeba realizovat protihlukovou stěnu dodatečně na mostní konstrukci, která již byla vybudována a svým typem neumožňuje kotvení nosných částí stěny do římsy je třeba navrhnout samostatnou ocelovou konstrukci protihlukové stěny což je naznačeno na obr. 13.9.2. Jedná se zpravidla o lehkou ocelovou prostorovou příhradovou konstrukci s výplní, jak ukazuje obr. 13.9.1, na kterém je návrh takovéto protihlukové stěny dodatečně zhotovené demonstrován.



Obr. 13.9.1 Nízká protihluková stěna v pohledu a řezu



Obr. 13.9.2 Řez samostatnou ocelovou konstrukcí protihlukové stěny

13.10 Přechody mostů

Všeobecné zásady

Přechod z nosné konstrukce mostu do běžné trati a jeho součásti musí být navrženy tak, aby ve všech reálně v úvahu připadajících návrhových situacích byla zajištěna spolehlivost proti:

- ztrátě únosnosti
- vzniku deformací, které by mohly být příčinou konstrukčních poruch nebo které by mohly způsobit nepřiměřené deformace svahů či jiných ploch nebo části přilehlých konstrukcí.
- porušení povrchu (po případě vnitřní erozi)
- vzniku zvýšených tlakových účinků na opěru mostního objektu

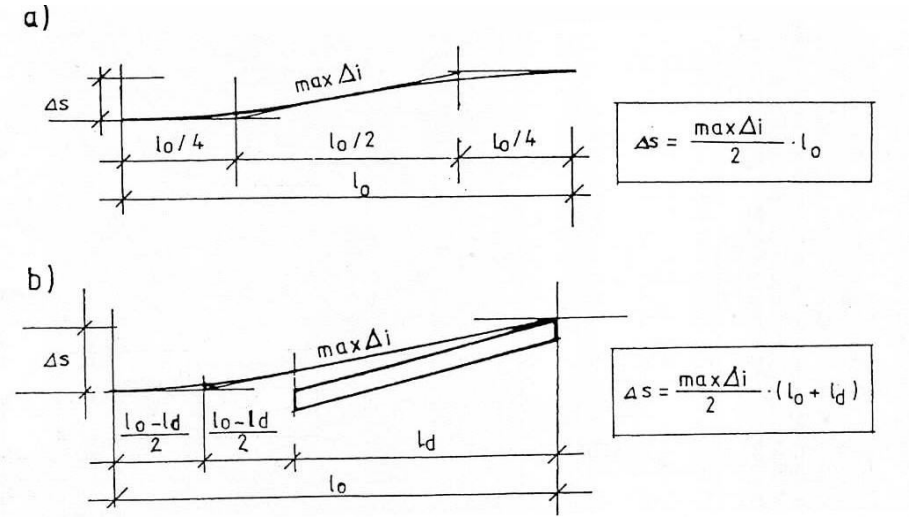
Uvedené podmínky se považuji za splněné, jsou-li přechodové oblasti a přilehlé objekty navrženy dle platných norem.

Návrhové požadavky

Změna sklonu nivelety Δi v přechodové oblasti jako důsledek případné deformace násypu se uvádí v % a je definována:

a) u přechodu bez přechodové desky jako rozdíl mezi sklonem nivelety a sklonem tečny v inflexním bodě průhybové křivky.

b) u přechodu s přechodovou deskou – jako rozdíl mezi původním a vzniklým sklonem nivelety po poklesu volného konce přechodové desky viz obr.13.10.1.



Obr. 13.10.1 a - b) Definice změny sklonu nivelety a tvaru přechodové oblasti

Největší přípustná změna sklonu je u dálnic a silnic I třídy s vozovkou s cementovým krytem 0,2 %, s netuhou vozovkou 0,4% a u ostatních silnic a místních komunikací nejvýše 0,8%. Jestliže získáme velikost výškového sedaní Δsvýpočtem dle ČSN 736244 str.9 můžeme délku přechodové oblasti vypočítat:

a) u přechodu bez přechodové desky $l_o = 2\Delta s / \Delta i$

b) u přechodu s přechodovou deskou a zesíleným přechodovým klínem $l_o = (2.\Delta s / \Delta i) - l_d$

U konstrukcí se zesíleným přechodovým klínem se za l_d uvažuje náhradní délka přechodové desky $l_d = 1/2h_0$,

kde ve vzorcích jednotlivé symboly značí:

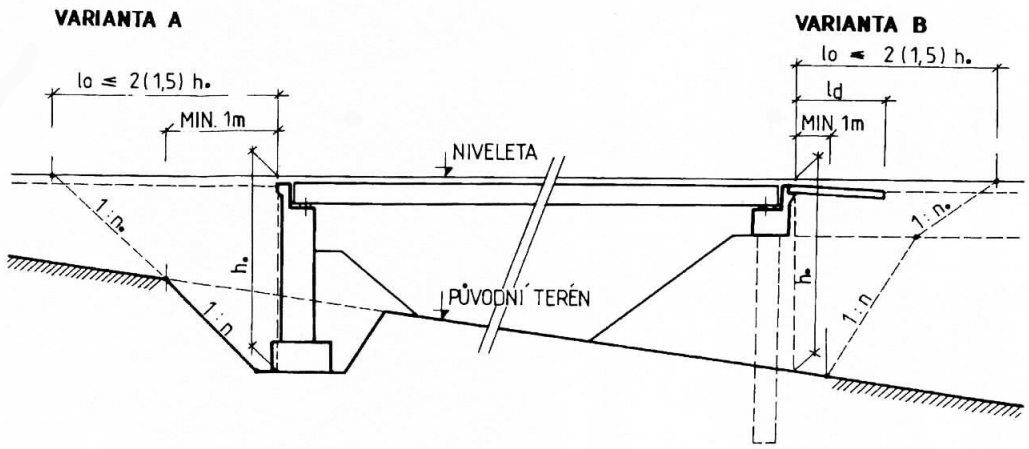
Δs je vypočtený výškový rozdíl dle vzorce str. 9 ČSN 736244 souvisí se sedáním

Δi limitní změna sklonu nivelety (v čísle desetinném)

l_d délka přechodové desky v metrech

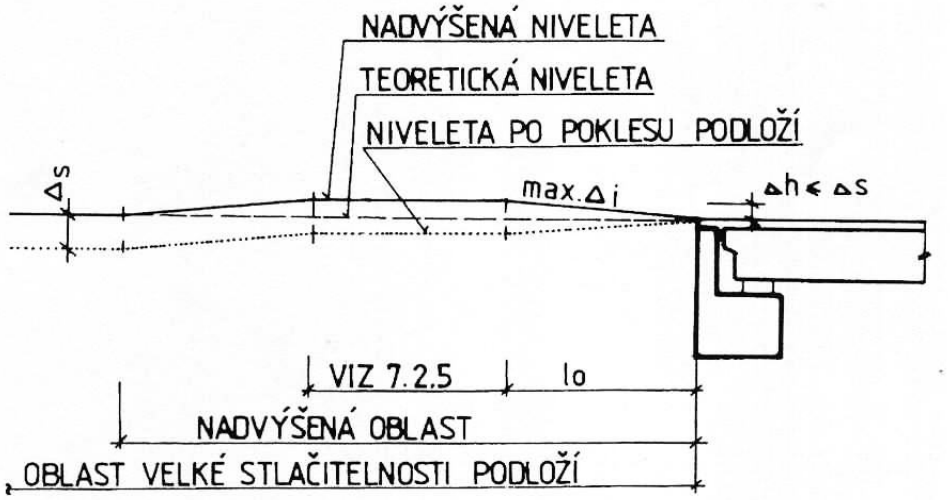
h_o výška přechodové oblasti v metrech

Délka přechodové oblasti se určí z hospodárných a konstrukčních důvodů podle ustanovení daných článkem 7.2.4. normy ČSN 736244 zpravidla je možno uvažovat tuto oblast dle obr. 13.10.2.



Obr. 13.10.2 Maximální délka přechodové oblasti l_o

Přesahuje-li délka přechodové oblasti vypočtená ze vzorce délku uvažovanou dle obr. 13.10.3 je účelné provést nadvýšení vozovky Δh nejvýše na hodnotu Δs podle obr.



Obr. 13.10.3 Schéma nadvýšení nivelety

Druhy přechodů.

Přechodové desky se navrhují:

- u mostu s přilehlým násypem výšky do 3m
- u mostu s násypem do výšky 6m v podmínkách 1 geotechnické kategorie dle ČSN 736133 z 1998
- u mostů na silnicích III třídy, místních komunikacích obslužných a účelových
- vždy jedná-li se o plošné založení opěry a vypočtená délka přechodové oblasti vyhovuje kriteriu na obr. 13.10.2 maximální délce přechodové oblasti.

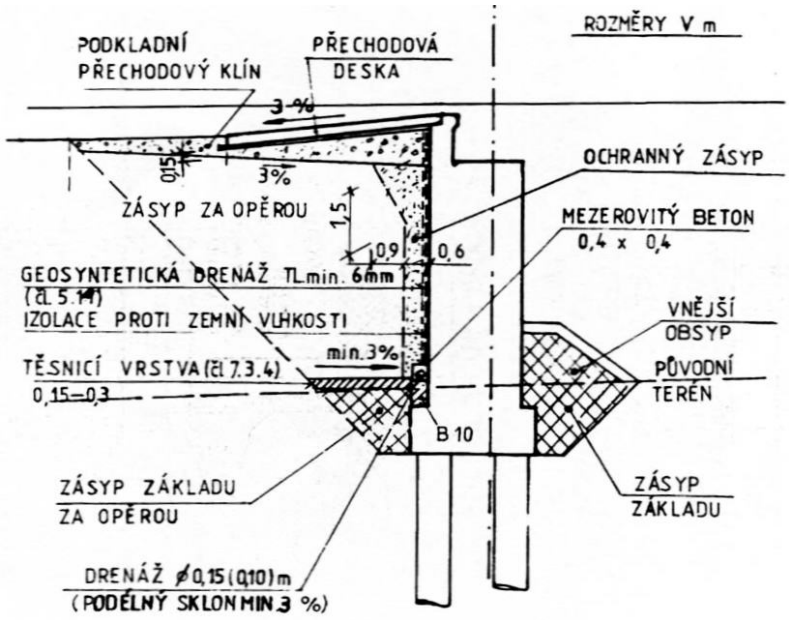
Vlastní přechodová deska se navrhuje z betonu C 25/30 -2bb a dimenzuje se na ohybový moment od celkového zatížení ve smyslu ČSN 736203 z diagramu na obr. 4 ČSN 736206 je možno určit množství hlavní podélné výztuže.

Hlavní podélná výztuž se klade při spodním povrchu rovnoběžně s osou komunikace.Ohyby se navrhují pouze konstruktivní podélná výztuž při horním povrchu se navrhuje v množství 25% hlavní výztuže % se připouští 0.3%. Příčná výztuž při dolním povrchu se navrhuje v závislosti na šikmosti desky

90-60º 25% hlavní podélné výztuže,

59-45º 50% hlavní podélné výztuže

Krycí vrstva betonu při horním okraji min 20mm při dolním okraji kromě podkladního betonu v tl 10cm ještě 10mm.



Obr. 13.10.4 Příklad konstrukce s přechodovou deskou

Samostatný přechodový klín

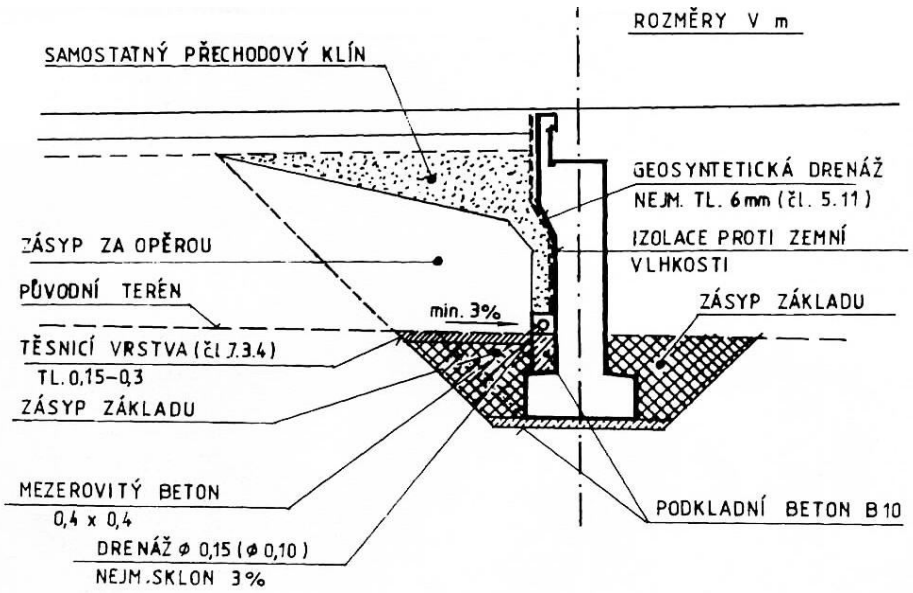
Při návrhu tohoto přechodu sec dodržují tyto zásady:

a) Přechodový klín se navrhuje přibližně do jedné třetiny výšky opěry nad terénem a spodní hrana přechodového klínu musí být ve sklonu min 3 %.

b) Izolace opěry musí být doplněna o účinnou drenážní vrstvu př. geokompositum ENKADRAIN.

c) Samostatný přechodový klín se navrhuje ze štěrkodrti (ŠD) 0-32mm, nebo stejnozrnného mezerovitého betonu (ČSN 736124), nebo stabilizace cementem SIII dle (ČSN 736125), nebo KAPS II (ČSN 736127) či jiného málo stlačitelného materiálu.

d) Zemina části násypu pod přechodovým klínem musí být zhutněna podle tabulky A_1 přílohy A normy ČSN 736244. Na obr. 13.10.5 je úprava přechodu samostatným přechodovým klínem.



Obr. 13.10.5 Příklad konstrukce přechodu se samostatným přechodovým klínem

?

1. Konstrukční uspořádání přechodu na mostech pozemních komunikací, všeobecné zásady.
2. Možnosti řešení přechodu na železničních mostech.

14. Zatěžovací zkouška mostů.

Zatěžovací zkouškou se má prověřit statická po případě dynamická funkce navržené mostní konstrukce zkušebním zatížením. Zatěžovací zkouška mostu podává ucelený obraz o celkovém stavu konstrukce mostu a jeho únosnosti. Průběh zatěžovací zkoušky má být v souladu s ČSN 736209," Zatěžovací zkoušky mostů" z února 1996. Zatěžovací zkoušky se provádějí tehdy jsou-li vyžadovány orgánem státní správy rozhodujícím o uvedení mostu do provozu. Dále se zpravidla provádějí u mostních objektů, pokud byly navrženy v projektové dokumentaci, předepsány vedoucím hlavní prohlídky, nebo investorem po dohodě se správcem mostního objektu a to zejména u mostních objektů neobvyklých statických soustav a mimořádných rozpětí, u mostních objektů vyráběných s užitím nových technologií nebo nových materiálů a u mostů rekonstruovaných u kterých bylo výrazně zasaženo do nosného systému, někdy též u mostních provizorií. Zkoušky se obvykle také provádějí, je-li třeba:

a) posoudit spolehlivost a jakost mostu pokud je toto posouzení předepsáno v systému, který zajišťuje spolehlivost a jakost mostu,

b) ověřit výpočtové modely,

c) posoudit spolehlivost konstrukce mostu v případě, že jsou pochybnosti o shodě provedení konstrukce s požadavky návrhu,

d) posoudit spolehlivost mostu v případě, že nebylo možné bezpečně zjistit potřebné parametry pro výpočet při návrhu konstrukce.

Dynamické zatěžovací zkoušky se také provádějí u mostů u nichž se předpokládá v průběhu životnosti kontrola spolehlivosti porovnáním změn dynamických charakteristik (vlastních frekvencí, tvaru kmitání, útlumu.)

Zatěžovací zkoušku mohou provádět pouze zkušebny nebo laboratoře, které jsou pro tyto zkoušky akreditovány a nebo mají pro tyto zkoušky pověření od ústředního orgánu státní správy ve věcech dopravy.

14.1 Účel zatěžovacích zkoušek

Účelem je získat podklady pro ověření:

- statické, po případě dynamické funkce zkoušené konstrukce
- spolehlivosti konstrukce v mezních stavech použitelnosti
- výpočtových modelů a uvažovaných vstupních charakteristik výpočtu.

14.2 Druhy zatěžovacích zkoušek.

a) statické zatěžovací zkoušky při nichž zkušební zatížení vyvozuje na mostní konstrukci statické účinky

b) dynamické zatěžovací zkoušky při nichž zkušební zatížení vyvozuje na mostní konstrukci dynamické účinky.

14.3 Příprava zkoušené mostní konstrukce.

Zatěžovací zkouška se smí uskutečnit teprve po provedení hlavní prohlídky mostního objektu podle ČSN 736221. Před statickou zkouškou se výškově zaměří alespoň podpěry a středy rozpětí polí mostní konstrukce po obou stranách podélné osy a všechny pozorované body podle ČSN 736221. U drážních mostů se zaměří poloha koleje vzhledem k ose mostu a k hlavní nosné konstrukci (kontrola prostorového uspořádání) výškové zaměření se vykoná před i po zkoušce a to i při zkoušce dynamické.

14.4 Měřené veličiny

a) svislý průhyb v místech největších očekávaných průhybů mostních polí,

b) pokles podpěr a zatlačení ložisek,

dále se při statické zkoušce doporučuje sledovat

c) teplotu vzduchu a konstrukce

d) poměrné přetvoření v exponovaných místech mostní konstrukce

e) průhyby posuny a pootočení

f) sedání základů

g) vznik a rozvoj trhlin

Pokud při zatěžovací zkoušce dojde ke ztrátě stability některého mostního prvku nebo k překročení mezních šířek trhlin je nutno zkoušku přerušit a objasnit příčiny.

Podle druhu nosné konstrukce mostu a jejího rozpětí měří se svislé průhyby a vodorovné posuvy ve více bodech. Jedná-li se o nosníky jako prvky nosného systému měří se průhyby na všech nosnících tak aby bylo možno stanovit příčné roznášení. U deskových konstrukcí se měří průhyb na okrajích příčného řezu a pod každým dopravním pruhem nebo kolejí.

Při dynamické zkoušce se sleduje a zaznamenává ještě navíc časový průběh zátěžových charakteristik sil vnášených do konstrukce při zatížení budiči kmitů s měnitelnou frekvencí, impulzními raketovými motory, bucharem apod.

14.5 Velikost zkušebního zatížení a jeho účinky

Pro zkoušku mostu se použije zkušební zatížení, které vyvodí na konstrukci účinky o velikosti

$$U_N = kU_{V_s}$$

Veličina k je tak zvaná účinnost a její hodnota při statické zkoušce musí být v intervalu 0,5<k<1,0, pro dynamické zkoušky musí platit δ k≤1,0

U_N statický účinek od zkušebního zatížení.

U_{Vs} statický účinek od normové hodnoty svislého pohyblivého nahodilého krátkodobého zatížení včetně dynamického součinitele δ použitého při navrhování či přepočtu.

δ dynamický součinitel použitý při navrhování nebo přepočtu.

14.6 Průběh statické zatěžovací zkoušky.

a) zkušební zatížení se umístí do určené polohy v době co nejkratší bez nárazu a otřesů vhodná vozidla zatěžovací vjedou do příslušné polohy rychlostí 5Km/ hod.

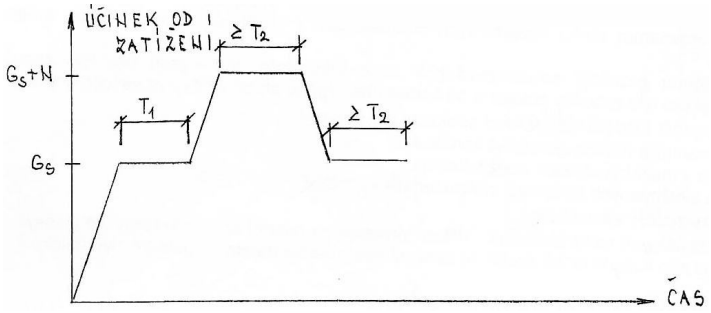
b) zkušební zatížení musí působit na mostní objekt tak dlouho až se měřené veličiny ustálí nejméně po dobu T_2 danou v kriteriích.

c) odlehčuje se obvykle v jednom stupni při použití vozidel jejich pomalým odjetím z mostní konstrukce doba odlehčení se určí stejným způsobem jako doba po kterou působilo plné zatížení.

d) po dobu působení zkušebního zatížení i po odlehčení se měří sledované veličiny průběžně nebo ve vhodných časových intervalech,přírůstky měřených veličin se musí sledovat a podle jejich průběhu se řídí postup zatěžování. Na obr. 14.1 je uveden základní zatěžovací postup u statické zkoušky.

T_1 minimální doba působení stálého zatížení před zatěžkávací zkouškou

T_2 minimální doba působení zkušebního zatížení při zkoušce



Obr.14.1. Základní zatěžovací postup

Betonové mostní konstrukce se zkoušejí nejdříve za tři měsíce po dokončení betonáže hlavních nosných konstrukcí a zainjektování kabelových kanálků soudržné předpínací výztuže. Ve vyjímečných případech je možno tuto lhůtu zkrátit až na 28dní pokud v té době neklesla teplota pod + 5°C.

Minimální doba působení stálého zatížení před zatěžovací zkouškou je u mostu z betonu T_1 =72 hod

Minimální doba působení plného zkušebního zatížení při zatěžovací zkoušce T_2 =30 min z hlediska použitelnosti je konstrukce spolehlivá ,jestliže :

- šířka trhlin u prostého, železového a předpjatého betonu při normové hodnotě svislého pohyblivého zatížení nepřesahuje hodnoty v tabulce 14.1
- se trhliny neobjeví při zatížení menším než 90 % z teoreticky stanoveného zatížení pro vznik prvních trhlin podle norem
- se trhliny po odlehčení uzavřou na šířku menší než 1/2 hodnoty uvedené tabulce 14.1.

Nosné konstrukce	Třída prostředí podle ČSN 736206	Mezní šířka trhlin mm
Železobetonové	1 suché 2,3, vlhké 4,5	0,4 0,3 max 0,1 jinak dle agresivity
Částečně předpjaté	1 2,3 4,5	0,2 0,1 dodatečně 0.,0 předem 0,0
Omezené a plně předpjaté	jakékoliv	0,0

Tab. 14.1. Mezní šířka trhlin

?

1. Co to je zatěžovací zkoušky, co se měří, jaké jsou druhy zatěžovacích zkoušek, jaká je velikost zkušebního zatížení ?

15. Údržba mostů

Mostní konstrukce je tak jako kterýkoliv jiný předmět nebo výrobek vystavena po uvedení do provozu vlivům působícím na její životnost. Je pravdou, že každé zařízení, stroj či stavba podléhají opotřebení, různým nepříznivým vlivům okolí a je třeba zajišťovat zde pravidelnou údržbu a podle potřeby i rekonstrukci. Odkládat tuto činnost někdy i až za hranice hospodárnosti se nevyplácí. Mnohdy se setkáváme

v provozu i v plánovacích složkách s neudržitelnou a naprosto nevhodnou praxí, že když mostní stavba nepotřebovala jeden rok téměř nic, bude toto pokračovat i nadále po celou dobu životnosti. I za předpokladu stoprocentní dokonalosti návrhu, provedení, kvality materiálů a pod. potřebuje každý výrobek v určitých obdobích má-li být zaručena jeho správná funkce i nadále odbornou prohlídku a kvalitní opravu závad a nedostatků Poruchy mostů nebo jejich částí mají většinou stejné nebo podobné příčiny, jako poruchy jiných staveb nebo výrobků.

Specifikovat jejich pravou původní příčinu je jeden z nejdůležitějších a většinou nejobtížnějších úkolů pro úspěšnou údržbu a rekonstrukci. Hodnotíme-li závady mostních konstrukcí a příčiny jejich poruch nelze se omezovat pouze na závady týkající se nosných konstrukcí. Předmětem hodnocení musí být samozřejmě i závady a poruchy, které se mohou vyskytnout na kterékoliv části nebo příslušenství mostního objektu včetně předmostí. Vznik a neodstranění kterékoliv závady může mít vliv na snížení životnosti mostu, snížení jeho nosnosti a v neposlední řadě i na snížení bezpečnosti provozu na mostě nebo pod ním. S přihlédnutím na potřebnou zatížitelnost mostní konstrukce na její životnost a upotřebitelnost i na bezpečnost provozu lze nedostatky rozdělit do dvou skupin s tím že se v praxi mohou vyskytovat jak samostatné, tak v kombinaci:

a) Závady staticky neovlivňující konstrukci, neohrožující její bezpečnost a spolehlivost, na druhé straně působící nepříznivě esteticky a psychicky. Při jejich zvětšování nebo dlouhodobém působení mohou někdy i druhotně způsobit závady, které již konstrukci bezprostředně ohrožují (jde na příklad o nedostatky ve vedení trasy přes most, nevhodné dodatečné úpravy,nerovnosti vozovky, nehomogennost šířkového uspořádání trasy,nivelety, povrchu vozovky před mostem atd.).

b) Závady staticky již konstrukci ovlivňující to je, ohrožující její spolehlivost a snižující její bezpečnost a životnost. Tyto nedostatky, příčiny závad a poruch se mohou vyskytovat na starých i nových mostech, konstrukcích z různých typů materiálů a technologií. Mohou mít příčiny v chybném založení stavby, v návrhu a ve výstavbě podpěr, v uložení nosné konstrukce, ve vlastní nosné konstrukci, v příslušenství mostu- především v izolaci mostů, v odvodnění, v dilatačních závěrech v přechodových roznášecích deskách.

Základní povinností správců mostů u všech druhů komunikací je udržet mostní objekty v požadované provozní způsobilosti při ekonomickém vynaložení nákladů na údržbu. **O mostní konstrukce musí tyto organizace dbát s péči správného hospodáře a za správu mostního objektu a jeho údržbu jsou plně zodpovědné. Tuto činnost vykonávají podle určitých předpisů ve kterých je stanovena náplň, jak postupovat. Vzhledem k novému územnímu uspořádání naší republiky na samostatné územní celky došlo i k novému určení správců mostů. Podobně se chystají i změny a reformy na Českých drahách a tak v blízké budoucnosti řada stávajících předpisů o správě a údržbě se bude měnit a inovovat. V obecném pojetí budou tyto předpisy a pokyny řešit zejména:**

- zabezpečení řízené koordinace údržbových prací se zajištěním nutných údržbových i stavebních kapacit, krytých finančním plánem správců a udržovatelů mostů.
- zásady časového a věcného harmonogramu údržby mostů umožňující i předstih potřebný k zajištění strojního, materiálového i dalšího vybavení organizací pro údržbu a opravy mostů.
- časový harmonogram prohlídek mostů včetně opatření k zajištění odborné kontroly na všech stupních státní správy.
- dořešení konkrétních vztahů mezi technickými požadavky na údržbu mostů a správními povinnostmi.

Základní způsob údržby vyžaduje spolehlivý zdroj informací to je zejména běžné kontrolní prohlídky. Výsledky těchto prohlídek musí být natolik úplné, aby umožnily tvorbu plánů případně jejich upřesňování. Vlastní kvalita a způsobilost mostního objektu se určuje při hlavních a mimořádných prohlídkách. Tyto prohlídky v případě potřeby se mohou doplnit kontrolní zatěžovací zkouškou mostu. Přibývající stáří mostních staveb a v posledních létech stále se zvyšující požadavky provozu i prostředí nás nutí, aby se problematice trvanlivosti těchto staveb i vzrůstajícím nákladům na obnovu a údržbu věnovalo více pozornosti. Některé zahraniční státy, jako je Německo, Rakousko, ale i jiné mají vypracovány některá nová

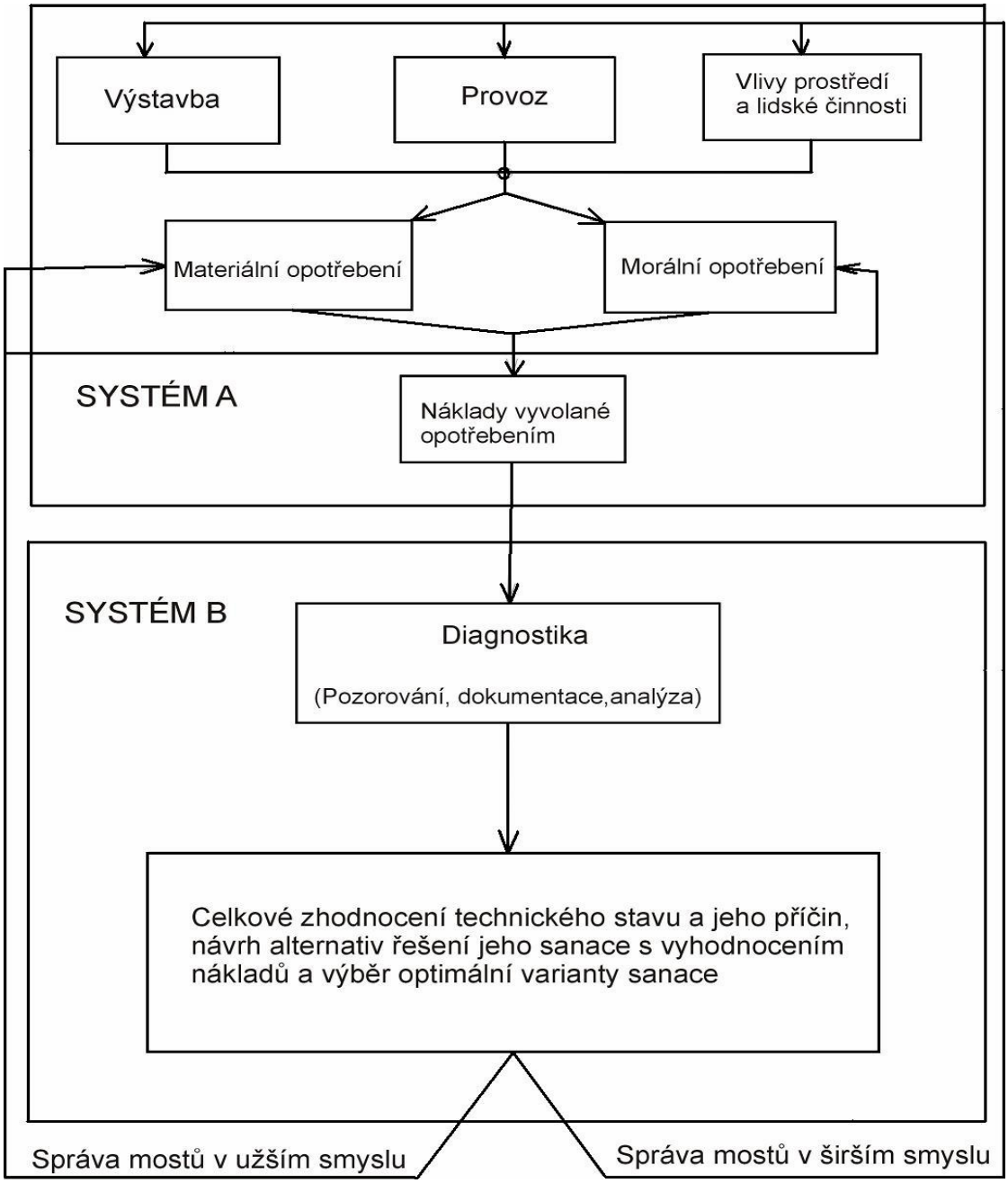
pravidla pro použití různých postupů na opravy i ochranu mostních konstrukcí, která jsou schvalována a využívána investory zajímajícími se požadavky maximálně trvanlivé a nenáročné údržby mostů. Zde by bylo dobré využít těchto poznatků při tvorbě podobných pravidel platných i v našich stávajících podmínkách. Problematika vlastního odstraňování závad, obnova a rekonstrukce mostů jsou toho času obsahově tak náročné, že vyžadují vlastní samostatné textové zpracování pojednávající o materiálech, možnostech oprav povrchů, o trhlinách a jejich vyplňování, o účincích vlhkosti, tepla, vlivu zatížení, o metodách a možnostech zesilování konstrukcí, kde zjištěné stávající poznatky se mohou popsat a dle potřeby z části nebo, jako celek aplikovat při realizaci či vyřešení určitého konkrétního problému souvisejícího se zjištěnou závadou na mostní konstrukci. Do této oblasti patří také toho času se velmi rychle rozvíjející obor Diagnostika mostů, který pomocí strojního mnohdy finančně nákladného vybavení stanoví současný stav mostní konstrukce ,jaké poruchy se na mostě vyskytují a jaké příčiny způsobily, že tento stav nastal případně ze znalosti příčin fundování odborníci jsou schopni zpracovat i návrh na opravu mostní konstrukce.

16. Údržba, opravy a rekonstrukce mostů

V této části bude tato problematika rozvedena jen v míře, odpovídající záměru této učebnice. Podrobnější informace je možno najít v [15.1].

16.1 Správa mostů

Úkolem správců mostů je zajistit v průběhu exploatace mostů předpoklady statických výpočtů mostů a vytvořit podmínky pro zajištění jejich předpokládané životnosti. Správou mostů rozumíme činnosti spojené s převzetím mostů do výkonu správy,vedení evidence mostů, dohlédací činnost, diagnostiku a její vyhodnocení, návrh údržby, oprav a rekonstrukcí mostů, případně jejich likvidaci. Blokové schéma hlavních činností správce mostů je na obr. 15.1.



Obr. 15.1 Správcovství mostů

Po dokončení stavby je nutno most kolaudovat. Kolaudaci vykonává stavební úřad, který vydává stavební povolení.

16.1.1 Správa železničních mostů

Rámcovým předpisem pro výkon správy železničních mostů je předpis ČD S5“ Správa mostních objektů[15.2]. Správu mostů vykonávají příslušné jednotky SDC(Správa dopravní cesty).V r. 2003 proběhla transformace českých drah, kdy vznikla samostatná společnost ČD,a.s., zajišťující provoz na dopravní cestě a

státní organizace Správa dopravní cesty (SDC) jakožto vlastník dopravní infrastruktury.Jejich náplň činnosti pozůstává z následujících aktivit:

a) *Evidence železničních mostů*. Obsahuje seznam mostních objektů, soubor mostní dokumentace, soubor mostních revizních správ.

a) *Dohlédací činnost*. Je to souhrnné označení pro pravidelné systematické inspekce včetně jejich vyhodnocení a je vykonáván dvojstupňově.Prvním stupněm jsou *běžné prohlídky*, vykonávané místními správci alespoň jednou za rok Druhý stupeň představují *podrobné prohlídky-revize,* prováděné specializovanými pro tento účel revizními četami. Zjištěné závady se zapisují do revizní zprávy Provádějí se podle stavu a typu konstrukce za 3 až 5 let. Kromě toho je pracovníky správy tratí vykonáván stálý dohled, a kontrolní zatěžovací zkoušky. Při *stálém dohledu* se zjišťuje stav na povrchu mostu. *Kontrolní prohlídky* se vykonávají z nějakého důvodu, např. když byly předchozími prohlídkami zjištěny vážné závady, nebo když jsou pochybnosti o funkčnosti mostu.

Celkový stav mostů se hodnotí stupni 1-3(1-dobrý, 2-vyhovující,3-nevyhovující).

16.1.2 Správa silničních mostů

Správu mostů vykonávaly příslušné jednotky SÚS (Správa a údržba silnic), které zajišťovaly běžné prohlídky mostů, ale výkonem hlavních prohlídek byly pověřeny krajské správy Ředitelství silnic a dálnic. Komunikace silnic I. třídy přešly pod správu příslušných krajských správ ředitelství silnic a dálnic, SÚS přešly od 1. 10. 2001 z majetku ČR do majetku krajů. Od r. 2002 byly pověřeny prováděním hlavních prohlídek na silnicích II. a III. třídy Správy krajských silničních sítí, Rozsah a obsah správců silničních mostů je dnes stanoven dvěma normami a to: ČSN 73 6220- Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací a ČSN 73 6221-Prohlídky mostů pozemních komunikací. Jejich náplň činnosti je podobná jako u železničních mostů.

Prohlídky mostů jsou zabezpečeny a prováděny dle harmonogramů a časově podle požadavků normy s ohledem na stavební stav mostů:

a) běžné prohlídky a to na všech mostech, které zajistily příslušná SSÚD

b) hlavní a mimořádné prohlídky

Při prohlídkách mostů se stanoví stavebně- technický stav vyjádřený klasifikačním stupněm I až VII (I. – bezvadný, VII. – havarijní), nezbytná následná opatření a technický režim pro další údržbu.

16.1.3 Moderní systémy správcovství mostů

Moderní systémy správcovství mostů plně využívají možnosti výpočetní techniky. Základem stávajících systémů správcovství mostů je odpovídající softwarové vybavení Příkladem takového řešení je americký systém Computer Aided Managemment of Roud and Bridge – CAMRB.

Podobný systém byl vytvořen v Belgii *BMS* (Bridge Management System) a na jeho tvorbě se pracuje i v ČR [3].

V ČR byl v roce 2001 zahájen výzkumný úkol **Systém hospodaření s mosty**, jehož zadavatelem je MDS ČR. Hlavním řešitelem tohoto VÚ je Pontex s.r.o., dalšími spoluřešiteli jsou VIAPONT s.r.o., VARS BRNO a.s. Fakulta stavební ČVUT Praha a VUT Brno. Systém má umožnit sjednocení metodiky hodnocení stavu a systému hospodaření s mostními objekty pro správce všech mostů v ČR**. Jednotný systém hodnocení má umožnit objektivní informace o celkovém stavu mostních objektů na silniční síti a kvalitnější možnosti finančního plánování pro provádění údržby a oprav mostních objektů.**

Základní moduly jsou tyto:

- inventární
- inspekční
- údržbový
- administrativní

Jednotlivé moduly jsou mezi sebou propojeny.

U **Českých drah** pracuje od roku 1998 odborný software – **Mostní evidenční systém**. Ten plní nejen funkci databáze potřebných údajů, ale svou strukturou a funkcemi je i důležitým nástrojem pro řízení a vzájemnou informovanost všech pracovníků, zúčastněných ve správě.

Pro rychlé stanovení přechodnosti přes mosty byl SUDOPem Praha vyvinut systém *CASANDRA* (viz. tab. 14.1)

Tab. 15.1 Systém CASANDRA

Okruhy řešených problémů (větve)		
větev A Zjišťování a evidence stavebního stavu mostů	větev B Zjišťování a evidence zatížitelnosti mostů	větev C Stanovení účinnosti zatížení a posuzování přechodnosti přes mosty
Jednotlivé programy systému a jejich zařazení do větví		
1. Databáze závad mostů - revize	2. Databáze zatížitelnosti 3. Program pro generovaný odhad zatížitelnosti 4. Program pro výpočet zatížitelnosti klenby 5. Program pro výpočet zatížitelnosti zabetonovaných nosníků	6. Program M.Q.A.(výpočet účinnosti zatížení) 7. Program pro posouzení přechodnosti zatížení

16.2 Závady mostních konstrukcí a jejich analýza,údržba a opravy

16.2.1 Ocelové mosty

Rozsah poškození a jejich charakter závisí na stáří konstrukce, typu, způsobu exploatace, vlivu prostředí a údržbě.

U **nýtovaných konstrukcí** jsou to :

- koroze
- volné nýty, způsobené vnitřními vadami nýtů, nedodržením technologie výroby hlavně teploty při zatahování nýtů, jejich nevhodným umístěním, popřípadě jejich přemáháním v důsledku zatížení.

- únavové trhlinky jsou řídké.

Podobně tomu je u **šroubových spojů**, použití hrubých šroubů na nosné části konstrukce je nepřípustné. Výjimku tvoří uchycení mostnice na podélník, kde může dojít k uvolnění matice. U svařovaných konstrukcí jsou to především únavové trhliny a křehké lomy.

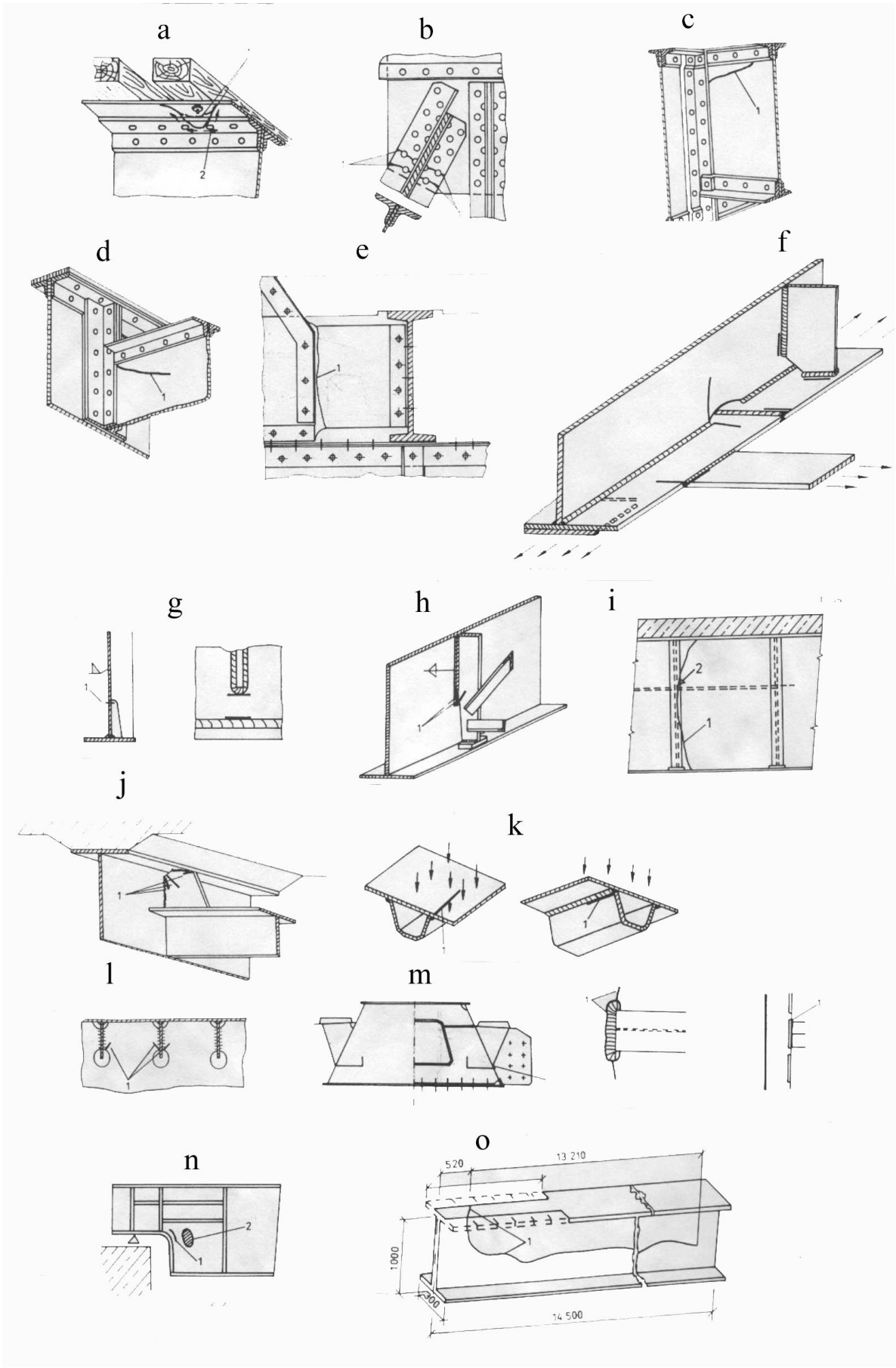
Udržování protikorozní ochrany

U nátěrových systémů navržených podle tohoto předpisu lze plánovat první údržbu po ukončení očekávané životnosti tj. po 10 až 15 letech. U dříve prováděných systémů (syntetických) se uvažoval cyklus oprav po 8 letech. U kovových povlaků je nutná údržba zpravidla po 20 letech (před vznikem koroze). Volba vhodného typu (stupně údržby závisí zejména od stavu korozního napadení. K plánování, sledování a vyhodnocování činností protikorozní ochrany mostních objektů se využívá Mostní evidenční systém MES, modul plánování stavebních počinů.

Křehký lom a únavové trhliny

Oba jevy nastávají v důsledku **lokálních špiček napětí** mající zpravidla prostorový charakter, které vznikají v konstrukcích v místech geometrických nebo strukturálních vrubů. Tyto špičky vznikají při jakémkoliv narušení plynulosti toků napětí např. při náhlé změně průřezu, v blízkosti spojů, zejména začátcích a koncích svarů, a vnitřních vad. Vznik křehkého lomu je kromě toho podmíněn nízkou teplotou a nevhodným materiálem. Může nastat při relativně nízké hladině napětí od zatížení. **Únavový lom nastává při dynamickém, v čase proměnném zatížení. Projevuje se trhlinami**, jejichž rozšíření na kritickou délku způsobuje lom a podstatně zkracuje životnost konstrukce. Včasné objevení trhlin a sledování jejích růstu v rámci diagnostiky mostů má proto prvořadou důležitost z hlediska životnosti mostů. Z výše uvedených důvodů je výskyt obou jevů především zaznamenán u **svařovaných konstrukcí s plošnými prvky** (komorové mosty, mosty s deskovými ocelovými mostovkami) s vysokou hladinou vnitřního pnutí a prostorovým charakterem napětí,

Některé v praxi se vyskytující únavové lomy jsou na obr. 15.1



Obr. 15.1 Příklady únavových lomů

V obr. 15.1 a-c jsou typické lomy nýtovaných mostních konstrukcí. V obr. a je únavový lom v pásnici podélníku pod mostnicí, vznikají příčným ohybem pásnice při průhybu mostnice.- V obr. b je lom v nýtovém přípoji diagonály příhradové konstrukce.- V obr. c,d je trhlina v místech křížení podélníku s příčníkem, vznikající v důsledku ohybových momentů v podélníků, který se při návrhu starších konstrukcí zanedbával.- V obr. c je lom ve stabilizujícím příčném diafragmatu, v místě uložení podélníku na příčník. Příčinou je nevhodně navržený velmi „tvrdý“ detail.- V obr. f je lom v pásnici, šířící se od začátku koutového svaru stojiny v blízkosti styku pásnice.- V obr. g je lom ve stěně hlavního nosníku v místě připojení příčné výztuhy stěny a v místě krčního svaru.- V obr.h je trhlina ve stěně hlavního nosníku, vznikající od sekundárního ohybového momentu od nevhodně připojeného příčného ztužidla.- Obr. i je analogický k e, vznikl v místě napojení příčného ztužidla u spřažené mostní konstrukce.- V obr. j je trhlina, která se rozšířila po celé výšce stěny od konstrukčního vrubu, kterým bylo křížení podélné a příčné výztuhy stěny.- V obr.k se trhliny v podélných uzavřených lichoběžníkových výztuhách plechové mostovky šíří podél přípojných svarů z místa vady ve svaru. Jsou způsobeny prostorovou napjatostí, vznikající ve svarech pod kolem vozidla.- V obr.l jsou trhliny v místě průniku podélné výztuhy s příčnou výztuhou u plechové deskové mostovky.- V obr.m se trhliny šíří od vrubu, vznikajícího v místě napojení pásnice konzoly na stojinu komorového nosníku a v místě napojení podélné výztuhy- V obr. n je trhlina, vznikající v místě náhlé změny průřezu v blízkosti uložení hlavního nosníku. 1 je označena kmitající vyboulená část. V obr.o je křehký lom na širokopřírubovém nosníku.

16.2.2 Údržba a opravy ocelových mostů

Podle druhu, rozsahu a technické náročnosti dělíme údržbu a opravy na:

- nestavební údržbu (provozní)
- stavební údržbu
- opravy
- velké opravy a rekonstrukce

Oprava únavových trhlin

Účelem je zamezit, resp. zpomalit šíření trhlin a oddálit tak dosazení jejich kritické délky až za dobu jejich předpokládané životnosti.

Možné technologické postupy jsou tyto:

- odvrtání čela trhliny
- zrušení reziduálního napětí příčným svarem
- změna nominálního napětí
- tepelné ovlivnění čela trhliny ohřevem

Oprava spojů na mostě

Spoje jsou velmi citlivé při opravě a to z těchto důvodů:

- podmínky pro jejich kvalitní provedení jsou velmi nepříznivé.
- zabudovaná konstrukce je pod napětím v důsledku stálého a dlouhodobého zatížení a klimatických vlivů a dochází ke kmitání konstrukce jako celku a jejich prvků.
- Z hlediska vnitřního pnutí od svařování jsou na tom příznivěji prvky, namáhané tahem, u kterých po odlehčení dochází ke snížení vnitřního pnutí. u prvků namáhaných tlakem je tomu naopak.

Výměna uvolněných nýtů se může uskutečnit náhradou novým nýtem, přesným šroubem nebo VP – šroubem. Přitom je nutno respektovat skutečnost, že **každý spoj má jinou tuhost** a tudíž, že při použití spojovacích prostředků různé tuhosti v jednom spoji dochází k redistribuci vnitřních sil, namáhajících spoj, což může vést k přemáhání spojovacích prostředků s větší tuhostí.

Nejlépe je náhrada nýtů nýty, což někdy může být neekonomické. V tom případě je lepší vyměnit všechny nýty se spoji za VP šrouby.

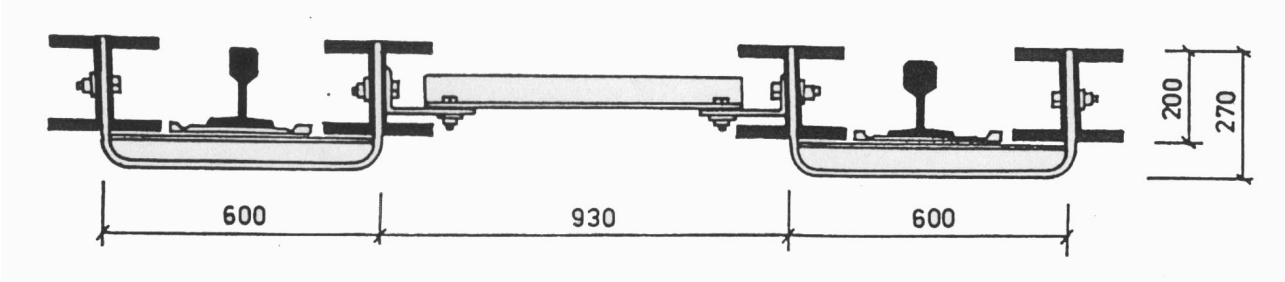
Rekonstrukce ocelových mostů

Rekonstrukce mají investiční charakter a mění technické parametry mostu. Zajišťují se dodavatelským způsobem. Vychází se z diagnostiky mostu, rozsahu poškození, míry snížení použitelnosti mostů a finančních možností. Jejich cílem je zajistit požadovanou spolehlivost a životnost mostu s minimálním omezením provozu a s optimalizací nákladů.

Základním požadavkem při přestavbě mostů je zachovat plynulý provoz po komunikaci. Z toho důvodu mají mimořádný význam mostní provizoria. Vzhledem k jejich charakteru a konstrukčnímu řešení je nutno na provizoriích snížit rychlost. Pro přípustnou rychlost jsou podstatné tyto okolnosti:

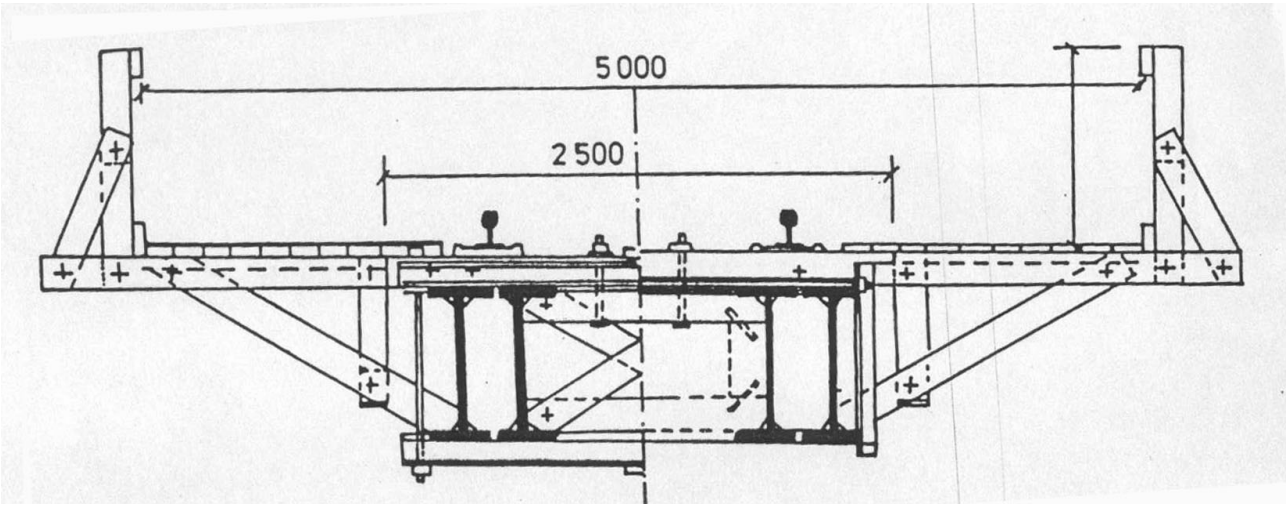
- způsob vyztužení, zajišťující prostorovou tuhost
- způsob uložení

Některé nejčastěji používané typy železničních mostních provizorií jsou na obrázcích 15.2 a 15.3



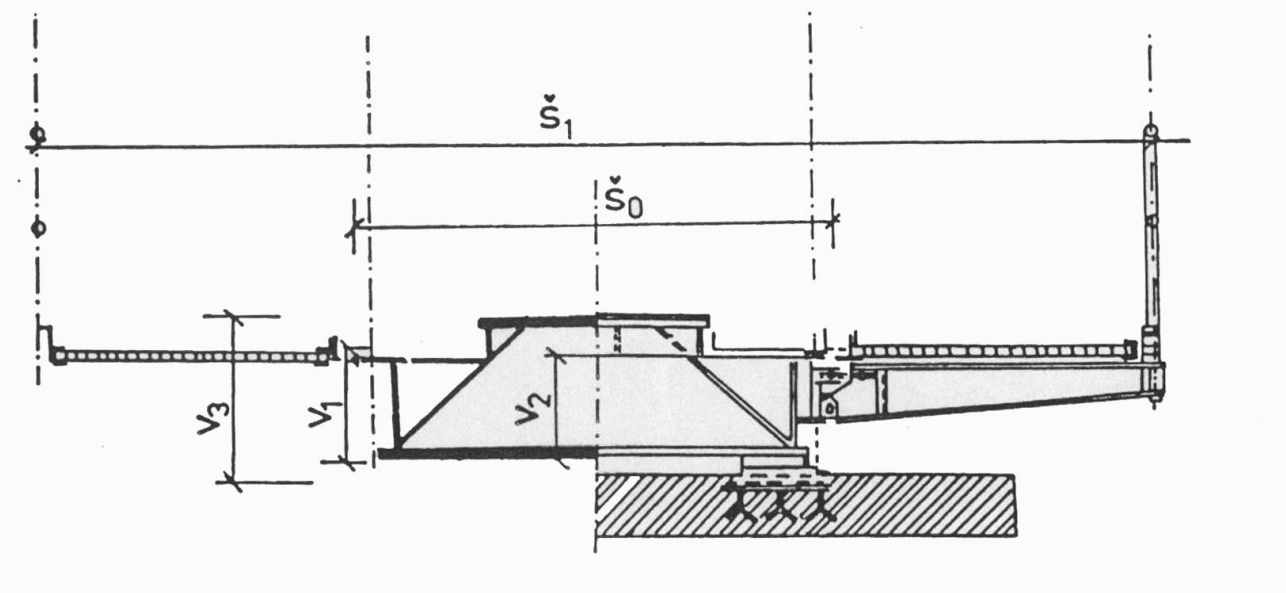
Obr. 15.2 Provizorium – DNT 4,2

Toto provizorium se používá na opravy prvkové mostovky.za provozu Pozůstává z dvojčitých nosníků, které se položí na mostnice. Kolejnice je uložená na krátkých příčnících, které odlehčují opravovanou mostovku. Maximální rychlost pojezdu je 20 km/hod



Obr. 15.3 Provizorium ze čtyř volných nosníků

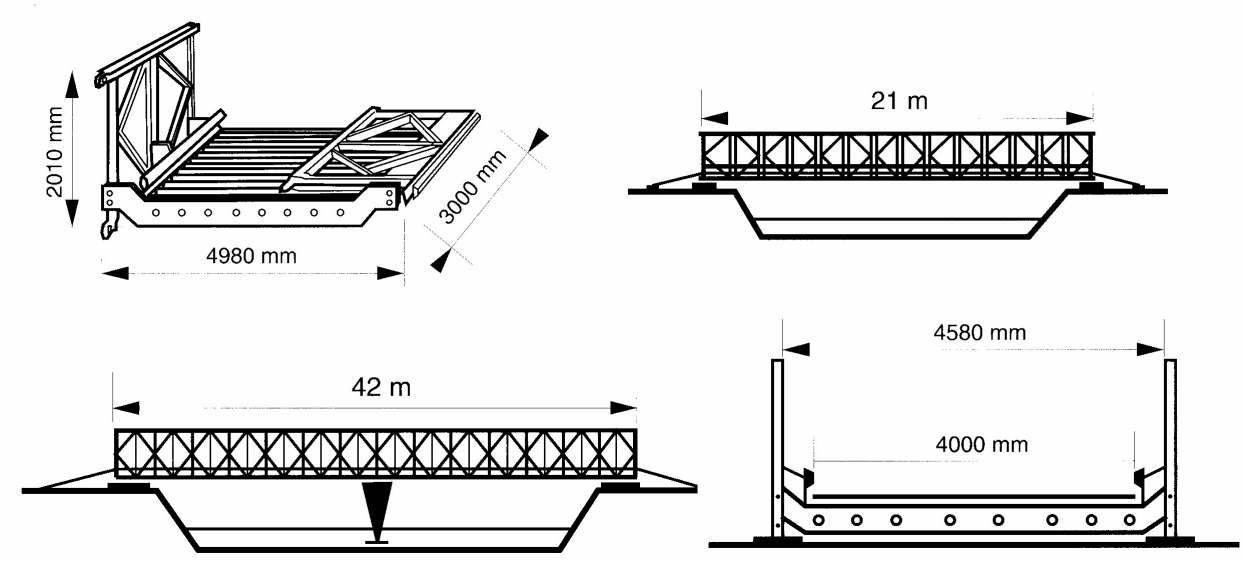
Používá se na rekonstrukce na rozpětí 14-16 m. do rychlosti 30 km/hod



Obr. 15.4 Jednokomorové provizorium Pro rozpětí 12 až 21 m.

Toto provizorium se má velmi tuhý příčný řez a pokud je dobře uloženo, může být pojížděno rychlostí 90 km/ hod.. Volné nosníky jsou příčně stažené ocelovými táhly a ztuženy a dřevěnými příčnými ztužidly.

Pro mosty pozemních komunikací se používá řada stavebnicových konstrukcí, vyvinutých původně pro potřeby armády. Jako příklad je uveden most MS.



Obr. 15.5 Stavebnicový silniční most MS

Základ tvoří blok příhrad spojených s mostovkou do modulu 3 m.Při přepravě lze příhrady sklopit. Rozpětí lze měnit podle potřeby do rozpětí 42 m. Únosnost je 20t-normální,60t - výhradní

Jako provizorní podpěry se s výhodou používají ocelové rošty, vyrobené z válcovaného materiálu I nebo U popřípadě trubek. Velmi se používají ocelové bárky Pižmo, vyvinuté pro potřeby armády. Jejich výhodou je relativně malá hmotnost a dobrá manipulovatelnost.

Rekonstrukci můžeme provést

- zesilováním stávající konstrukce se sanací spodní stavby
- přestavbou celého mostu

Zesilujeme tehdy, prokázal-li statický přepočet nevyhovující zatížitelnost některých prvků, je-li jinak konstrukce v dobrém stavu a je-li z určitých důvodů výhodnější nepřerušit provoz a nebo ho přerušit jen minimálně.

Zesílení můžeme provést následujícími způsoby:

- Zesílením konstrukčních prvků včetně spojů a přípojů
- Změnou dispozičního uspořádání
- Změnou statického systému

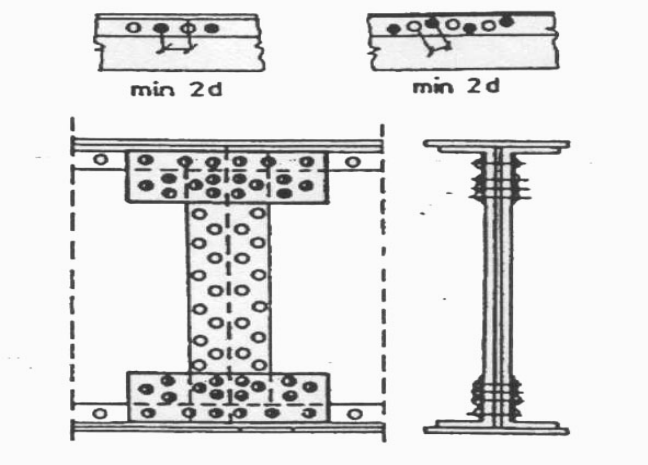
Při zesilování konstrukčních prvků v zabudované konstrukci musíme dbát na to, **abychom zesílením nevnesli do konstrukce nežádoucí vruby**, které by mohly snížit životnost konstrukčního prvku. Zejména jde o **vnitřní pnutí od svařování**. Z toho důvodu se zesílení navařením určitých prvků nejeví příliš vhodné.

Tažené a tlačené prvky se obvykle zesilují příložkami, ohýbané prvky potom přidáním pásnic**. Při výpočtu zesílení je nutno zohlednit okolnost, že zesílený prvek s jinými průřezovými charakteristikami je schopen přenášet jen to zatížení, které působí až po zesílení, zatím co prvou část zatížení (především od vlastní tíhy konstrukce) musí přenést nezesílený prvek,**

U tlačených prvků dochází navíc zesílením ke změně tuhosti a tím i redukčního součinitele vzpěrnosti, u ohýbaných prutů potom ke změně výšky a průřezového modulu.

Zesilování nýtových spojů se provádí jedním z následujících způsobů:

- převrtáním otvoru a použitím nýtu většího průměru
- zahuštěním spoje
- přidání dalších nýtů pomocí zvětšení styčné plochy

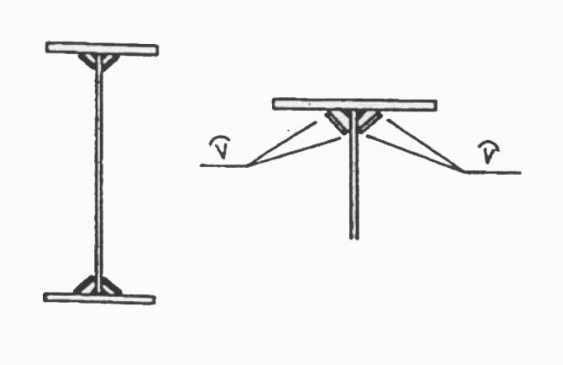


Obr. 15.6 Zesílení nýtového spoje

a) zahuštěním b)přidáním dalších nýtů

Zesilování svarových krčních svarů provádíme navařením dalších svarových housenek nebo přivařením krycích příložek podle obr. 15.7

Tento způsob provede zesílení pomocí tupých svarů, které jsou z hlediska vnitřního pnutí výhodnější.



Obr. 15.7 Zesílení krčních svarů

Složitější případy rekonstrukce budou předmětem magisterského studia.

?

1. Popište druhy závad ocelových mostních konstrukcí.
2. Správa mostů, systém Českých drah.
3. Popište způsob údržby a oprav mostních objektů.
4. Co to jsou rekonstrukce mostů ?.
5. Co to jsou mostní provizoria ?

Literatura ke kap. 15

[15.1] Tomica V./Sokolík,A.- Zemko, Š.: 'Udržba a rekonštrukcia mostov

[15.2] ČD S5" Správa mostních objektů.

[15.3] ČSN 73 6220- Zatížitelnost a evidence mostů pozemních komunikací

[15.4] ČSN 73 6221-Prohlídky mostů pozemních komunikací.