

# Železniční mosty s předpjatou nosnou konstrukcí v síti Správy železnic



# Železniční mosty s předpjatou nosnou konstrukcí v síti Správy železnic



Na zpracování publikace se podíleli (v abecedním pořadí):

Fakulta stavební ČVUT v Praze:  
Tomáš Dejmek, Filip Kramoliš, Jiří Litoš, Pavel Ryjáček, Roman Šafář

Kloknerův ústav ČVUT v Praze:  
David Čítek, Milan Holý, Jiří Kolínsko, Stanislav Řeháček

Pontex, spol. s r.o.: Petr Komanec

Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.: Michal Drahorád



**M**  
**M**  
**MOTT**  
**MACDONALD**

Na řešení projektu „Diagnostika a statické posouzení železničních mostů s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu“ se dále podíleli:

SHP TS s.r.o.



INSET s.r.o.



# Obsah

<b>1. ÚVOD</b> .....	6
<b>2. PŘEDPJATÝ BETON PRO ŽELEZNIČNÍ MOSTY</b> .....	7
<b>2.1. Materiály předpjatých mostů</b> .....	7
2.1.1. Beton .....	7
2.1.1.1. Úvod.....	7
2.1.1.2. Složky betonu (pro výrobu betonu předpjatých železničních mostů) .....	7
2.1.1.3. Výroba, zpracování a ošetřování betonu .....	9
2.1.1.4. Mechanické vlastnosti ztvrdlého betonu .....	9
2.1.2. Injektážní malta .....	15
2.1.3. Betonářská výztuž.....	15
2.1.4. Předpínací výztuž.....	17
2.1.5. Kotvení předpínací výztuže .....	21
2.1.5.1. Kotvení předpínací výztuže soudržností – předem předpjatý beton.....	21
2.1.5.2. Kotvení a protikorozi ochrana předpínací výztuže v dodatečně předpjatém betonu .....	21
2.1.6. Související části konstrukcí .....	29
2.1.6.1. Uložení konstrukcí .....	29
2.1.6.2. Ukončení konstrukcí .....	33
2.1.6.3. Boční konzoly (římsy).....	35
<b>2.2. Vývoj navrhování předpjatých mostů</b> .....	38
2.2.1. Zatížení.....	38
2.2.2. Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu .....	39
2.2.2.1. Přehled uvedených předpisů – navrhování mostů z předpjatého betonu.....	39
2.2.2.2. Přehled základních údajů .....	39
<b>3. KONSTRUKCE Z PŘEDPJATÉHO BETONU NA ŽELEZNIČNÍCH MOSTECH ČR</b> .....	47
<b>3.1. Historie předpjatých železničních mostů</b> .....	47
3.1.1. Počátky používání předpjatého betonu na železničních mostech .....	47
3.1.2. Příklady realizovaných železničních mostů z předpjatého betonu.....	52
3.1.2.1. Deskové mosty.....	52
3.1.2.2. Trámové mosty – prefabrikované nosníky s horní mostovkou.....	55
3.1.2.3. Trámové mosty – monolitické nosníky s horní mostovkou .....	59
3.1.2.4. Mosty s parapetními nosníky.....	64
3.1.2.5. Mosty přes řeky, údolí, estakády .....	70
<b>3.2. Typové prefabrikované předpjaté konstrukce</b> .....	78
3.2.1. Nosníky KT .....	78
3.2.2. Nosníky KDP.....	80
3.2.3. Nosníky PSKT.....	82
3.2.4. Nosníky MPD .....	84
3.2.5. Nosníky MT.....	85
3.2.6. Nosníky T66 .....	87
<b>3.3. Ostatní typové nosníky</b> .....	90
3.3.1. Nosníky T-93 .....	90
3.3.2. Nosníky MK-T.....	90
3.3.3. Nosníky PETRA.....	91

<b>3.4. Atypické prefabrikované předpjaté konstrukce</b> .....	92
3.4.1. Nosníky tvaru „I“ .....	92
3.4.2. Nosníky tvaru „I“ – příčně předepnuté.....	94
3.4.3. Atypické nosníky komorového průřezu.....	95
<b>3.5. Monolitické předpjaté konstrukce</b> .....	99
3.5.1. Sdružený rám o třech polích s parabolickými náběhy.....	99
3.5.2. Dvoukloubové rámy se šikmými stojkami.....	100
3.5.3. Deska vylehčená troubami .....	102
3.5.4. Spojitý trám s lichoběžníkovým průřezem vylehčený troubami .....	103
3.5.5. Parapetní nosník .....	104
3.5.6. Komorové nosníky s převislými konci do krajních polí .....	107
3.5.7. Rámový parapetní nosník .....	108
<b>3.6. Současné předpjaté mosty v síti SŽ</b> .....	110
<b>4. PORUCHY PŘEDPJATÝCH ŽELEZOBETONOVÝCH NOSNÝCH KONSTRUKCÍ</b> .....	112
<b>4.1. Typické vady a poruchy předpjatých železničních mostů</b> .....	112
4.1.1. Úvod .....	112
4.1.2. Mechanické poškození betonu předpjaté konstrukce .....	113
4.1.3. Degradace betonu.....	115
4.1.4. Průsaky a vlhkost.....	117
4.1.5. Trhliny v konstrukci .....	120
4.1.6. Koroze a mechanické porušení betonářské výztuže.....	125
4.1.7. Koroze a mechanické poškození předpínací výztuže (kromě poruchy kotvení) .....	127
4.1.8. Porucha kotev předpínací výztuže.....	129
4.1.9. Vliv poruch dalších částí mostu na stav nosné konstrukce .....	131
<b>5. PROJEKT SPRÁVY ŽELEZNIC – DIAGNOSTIKA A STATICKÉ POSOUZENÍ ŽELEZNIČNÍCH MOSTŮ S NOSNOU KONSTRUKCÍ Z PŘEDPJATÉHO BETONU</b> .....	134
<b>5.1. Sumarizace a analýza výsledků diagnostických průzkumů</b> .....	136
5.1.1. Zkouška pevnosti betonu v tlaku .....	136
5.1.2. Stanovení objemové hmotnosti betonu .....	137
5.1.3. Zkouška statického modulu pružnosti betonu v tlaku .....	138
5.1.4. Zkouška nasákavosti betonu.....	138
5.1.5. Nedestruktivní stanovení mechanických vlastností betonu .....	139
5.1.6. Ověření přítomnosti chloridových iontů v betonu.....	140
5.1.7. Karbonatace povrchových vrstev betonu.....	141
5.1.8. Inspekce a zhodnocení stavu vnitřních dutin u předpjatých konstrukcí .....	144
5.1.9. Destruktivní ověření stavu předpínací výztuže .....	145
<b>5.2. Sumarizace a analýza výpočtů zatížitelnosti</b> .....	150
5.2.1. Podklady pro statické výpočty .....	150
5.2.2. Provádění statických výpočtů.....	151
5.2.3. Výsledky statických výpočtů .....	153
<b>6. PERSPEKTIVY PŘEDPJATÉHO BETONU V ŽELEZNIČNÍM MOSTNÍM STAVITELSTVÍ ČR</b> .....	155
<b>7. ZÁVĚR</b> .....	158
<b>8. LITERATURA</b> .....	159
<b>8.1. Typové podklady + původní dokumentace (archivní)</b> .....	159
<b>8.2. Diagnostiky a zatížitelnosti (současně provedené)</b> .....	160
<b>8.3. Normy a předpisy</b> .....	161



# 1. Úvodní slovo

Jednou z hlavních zásad, které uplatňuje Správa železnic, státní organizace (dále jen *Správa železnic*) v rámci péče o železniční mosty, je systematické provádění podrobné diagnostiky a statických přepočtů těchto staveb železničního spodku. Je to dáno jednak požadavky platné legislativy (Vyhláška 177/1995 Sb.) a jednak interně nastavenými pravidly pro optimální fungování správy mostů. Pro dlouhodobé zajišťování provozuschopnosti každého mostu v požadovaných provozních parametrech je jeho diagnostika a statický posudek klíčovou bezpečnostní garancí.

Všeobecná pravidla a metodiku posuzování mostů vymezila Správa železnic vydáním Předpisu SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů s účinností od 12. 4. 2021. Předpis sjednocuje postupy a vstupní parametry statických výpočtů konstrukcí železničních mostů a umožňuje využít rezerv v jejich provozuschopnosti.

V rámci systematického posuzování mostů byl v roce 2018 s nejvyšší prioritou zahájen projekt *Diagnostika a přepočty mostů s předpjatou nosnou konstrukcí* (dále také jen *projekt*). Vedle preventivních důvodů byl projekt reakcí i na tehdejší problémy konstrukcí z předpjatého betonu u nás i v Evropě.

Cílem první fáze projektu bylo podrobit všechny železniční mosty s tímto typem nosné konstrukce nadstandardnímu rozsahu mimořádných prohlídek. Prohlídky všech 167 železničních mostů s nosnými konstrukcemi z předpjatého betonu byly prováděny vlastními zaměstnanci Správy železnic a dokončeny byly v říjnu 2018.

Podle výstupů z první fáze projektu pak bylo vybráno 63 mostů, které byly ve druhé fázi prověřeny podrobněji – provedením podrobné diagnostiky a statického posouzení (přepočtu). Výběr mostů byl determinován především aktuálním stavebním stavem, ale zčásti také záměrem posoudit co nejvíce různých typů konstrukcí z předpjatého betonu historicky na české železnici použitých.

Projekt byl v letech 2019–2021 financován ze zdrojů SFDI v rámci plánu investiční výstavby železniční dopravní infrastruktury Správy železnic.

Podrobně popsání a analyzované výsledky projektu jsou obsaženy v rozsáhlé dokumentaci posudků jednotlivých mostů a v souhrnné formě pak i v závěrečné zprávě projektu. Posudky jednotlivých mostů budou využity při správě posuzovaných objektů, tj. především jako podklad pro plánování a realizaci stavebních akcí v rámci údržby, oprav i rekonstrukcí.

Na tomto místě můžeme z výsledků projektu konstatovat, že žádný z posouzených objektů nevykazuje kritické závady, které by vyžadovaly akutní stavební zásah nebo zásadní snížení provozních parametrů. Pouze na třech mostech bylo přistoupeno k částečnému omezení provozuschopnosti – při zachování traťové třídy zatížení byla snížena traťová rychlost. Na dalších mostech je z preventivních důvodů doporučeno rozšíření dohlédací činnosti.

Jedním z výstupů projektu Diagnostika a přepočty mostů s předpjatou nosnou konstrukcí je také tato publikace. Tématika železničních mostů s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu je zde pojednána z hlediska historie, současnosti a tak trochu i dalších perspektiv tohoto materiálu. Publikace s potřebným nadhledem zpracovává teoretická východiska i praktické zkušenosti odkazující na dokončený projekt.

Jmenovitý přehled dodavatelů projektu je uveden v závěru této publikace. Správa železnic pro realizaci projektu hledala partnery v zadávacím řízení s přísnými požadavky na odbornou způsobilost a kvalifikaci. S ohledem na vážnost případně odhalených problémů totiž musí autor posudku disponovat potřebnou odbornou erudicí a zázemím renomovaného subjektu stabilně působícího ve velmi specifickém odvětví diagnostiky a statického posuzování mostních konstrukcí v ČR. Na základě spolupráce v celém průběhu projektu jsme přesvědčeni, že se nám takové partnery najít podařilo, a tato publikace je toho mimo jiné dokladem.

Ing. Milan Čermák,  
vedoucí oddělení mostů a tunelů, Správa železnic

## 2. Předpjatý beton pro železniční mosty

### 2.1. Materiály předpjatých mostů

#### 2.1.1. Beton

##### 2.1.1.1. Úvod

**Beton** je materiál ze směsi cementu, hrubého a drobného kameniva a vody, s přísadami, příměsmi, s vlákny nebo bez nich, který získává své vlastnosti hydratací cementu. Beton nosné konstrukce musí mít takové mechanické vlastnosti, aby zajistil spolehlivé přenesení účinků zatížení, včetně účinků předpětí. Současně musí zajistit dostatečnou trvanlivost konstrukce včetně ochrany výztuže proti korozi.

Beton je možné dělit podle celé řady hledisek na různé druhy. Podle stupně hydratace rozeznáváme **čerstvý beton** a **ztvrdlý beton**. Čerstvý beton je beton, který je zcela zamíchán a je ještě v takovém stavu, který umožňuje jeho zhutnění zvoleným způsobem. Ztvrdlý beton je beton, který je v pevném stavu a má již určitou pevnost.

Podle objemové hmotnosti rozeznáváme **obyčejný beton** (s objemovou hmotností 2000 kg/m<sup>3</sup> až 2600 kg/m<sup>3</sup>), **lehký beton** (800 kg/m<sup>3</sup> až 2000 kg/m<sup>3</sup>) a **těžký beton** (více než 2600 kg/m<sup>3</sup>).

Na základě pevnosti v tlaku rozlišujeme tzv. **pevnostní třídy** betonu, označené (podle aktuálně platné ČSN EN 206+A2 [3-24] a ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38]) např. C30/37 pro obyčejný beton a LC30/33 pro lehký beton. První číslo v označení třídy znamená válcovou charakteristickou pevnost betonu v tlaku, druhé číslo je krychelná charakteristická pevnost betonu v tlaku. Obyčejný a těžký beton třídy vyšší než C50/60 a lehký beton třídy vyšší než LC50/55 se označuje jako **vysokopevnostní**. Častěji se ale používá výraz „**vysokohodnotný**“, jenž označuje beton, u kterého jsou na vyšší úrovni i další vlastnosti, např. trvanlivost, samozhutnitelnost apod. V posledních letech se i v mostním stavitelství častěji používá tzv. **ultravysokohodnotný beton** (UHPFRC – ultra high performance fiber reinforced concrete – ultravysokohodnotný beton vyztužený vlákny), což je rovněž materiál s cementovou maticí, ale s charakteristickou válcovou pevností v tlaku 110 (150) až 250 MPa. Navíc obsahuje ocelová vlákna, kterými se dosahuje duktilního chování (tažnosti) a kterými lze do určité míry nahradit betonářskou výztuž.

Beton je možno dělit i podle dalších hledisek – podrobnosti jsou uvedeny např. v ČSN EN 206+A2 [3-24]. Výsledné vlastnosti betonu však neovlivňuje jen složení, ale i další faktory – především jeho zpracování (uložení a hutnění) a ošetřování během hydratace.

##### 2.1.1.2. Složky betonu (pro výrobu betonu předpjatých železničních mostů)

###### 1) Cement

Základní požadavky na cement jsou uvedeny v normě ČSN EN 197-1 ed. 2 [3-22]; další údaje jsou například v knize Moderní beton [1-19].

**Cement** je hydraulické pojivo, tj. jemně mletá anorganická látka, která po smíchání s vodou vytváří kaši, která tuhne a tvrdne v důsledku hydratačních reakcí a procesů. Po zatvrdnutí zachovává svoji pevnost a stálost i ve vodě. Základem výroby (portlandského) cementu je pálení směsi přírodních nebo průmyslových surovin (vápenec, jíla, pyritové výpražky atd.), čímž vzniká slínek, který se následně mele v kulovém mlýně. Rozemletý slínek nemůže být používán samostatně, protože po smíchání s vodou reaguje tak rychle, že by nebylo možno beton zpracovat. Proto se ke slínku přidává vhodné množství (3,5–4,0 %) síranu vápenatého (ve formě sádrovce nebo anhydritu), který působí jako regulátor tuhnutí.

Přidáním dalších **složek (příměsí)** vznikají další druhy cementů, které se liší svými vlastnostmi i vhodným použitím. Mezi tyto příměsi patří pucolán, struska, popílek, křemičitý úlet (mikrosilika), kalcinovaná břidlice a mletý vápenec.

Podle ČSN EN 197-1 ed. 2 [3-22] se rozlišují následující **základní druhy cementu**, lišící se svojí směsností. Jsou to portlandský cement (CEM I), portlandský cement směsný (CEM II), vysokopepný cement (CEM III), pucolánový cement (CEM IV) a směsný cement (CEM V). Pro předpjaté mostní konstrukce se používal prakticky výhradně portlandský cement.

Dalším typem cementu je například hlinitanový cement, na který se ale norma ČSN EN 197-1 ed.2 [3-22] nevztahuje.

Cementy se dále dělí do tří tříd: 32,5; 42,5 a 52,5, kde číslo znamená tzv. normalizovanou pevnost cementu v tlaku v MPa po 28 dnech. Podle rychlosti nárůstu počáteční pevnosti se cementy dělí na tři třídy počáteční pevnosti – N s normálními počátečními pevnostmi, R s vysokými počátečními pevnostmi a L s nízkými počátečními pevnostmi.

K výrobě betonu dílce nebo monolitické konstrukce se vždy použije cement stejné pevnostní třídy a stejného původu.



## 2) Kamenivo

**Kamenivo** je zrnitý materiál, který vyplňuje největší část objemu betonu (cca 75 až 80 %). Obvykle je chemicky neaktivní a jeho hlavní funkcí je vytvoření pevné kostry betonu s minimální mezerovitostí. Kamenivo snižuje cenu betonu (cena kameniva bývá nižší než cena cementu), beton s ním dosahuje vyšší objemové stability i vyšší trvanlivosti. Zejména u vysokopevnostního/vysokohodnotného (i ultra vysokohodnotného) betonu ovlivňuje také jeho pevnost.

Požadavky na kamenivo jsou uvedeny v ČSN EN 12620+A1 [3-55], požadavky na lehké pórovité kamenivo jsou v ČSN EN 13055 [3-56]. Podrobné informace jsou ve [1-19].

Kamenivo můžeme dělit podle řady hledisek:

- podle petrografie (mineralogického složení),
- podle velikosti zrn na hrubé, drobné (hranici je velikost zrna 4 mm) a jemné; procentuální množství zrn různých velikostí nám určuje tzv. zrnitost kameniva, která je definována pomocí křivky zrnitosti,
- podle způsobu výroby na těžené, drcené a předrcené,
- podle původu na přírodní a umělé,
- podle hutnosti na hutné a pórovité.

U kameniva (a jeho zrn) zjišťujeme další vlastnosti, zejména:

- objemovou hmotnost (volně sypaného kameniva i samotných zrn),
- fyzikálně-mechanické vlastnosti (odolnost proti drcení, otěru, ohladitelnosti a ohrusu),
- tvar zrn – tvarový index a index plochosti,
- přítomnost agresivních a dalších nevhodných látek,
- mrazuvzdornost,
- vlhkost (důležitá pro stanovení celkového množství vody v čerstvém betonu) atd.

Pro výrobu betonu předpjatých železničních mostů se používá hutné přírodní kamenivo, které splňuje požadavky na třídu A podle ČSN EN 12620+A1 [3-55]. Nesmí se použít kamenivo obsahující amorfní formy  $\text{SiO}_2$ , aby se zabránilo škodlivým účinkům alkalicko-křemičité reakce (viz TKP staveb státních drah, kapitola 18). Směs kameniva musí být navržena tak, aby křivka zrnitosti byla plynulá, s definovanou maximální jmenovitou horní mezí frakcí kameniva. Pro betony třídy C12/15 a vyšší musí obsahovat minimálně jednu frakci drobného kameniva a minimálně dvě frakce hrubého kameniva, u betonu tříd nižších lze použít směs kameniva z jedné frakce drobného a jedné frakce hrubého kameniva.

## 3) Voda

**Voda** plní v betonu dvě funkce – zajišťuje hydrataci cementu a přispívá ke zpracovatelnosti čerstvého betonu.

Poměr hmotnosti vody a hmotnosti cementu se nazývá vodní součinitel  $w/c$ . Pro hydrataci cementu je nutné množství vody, které odpovídá vodnímu součiniteli  $w/c = \text{cca } 0,20\text{--}0,35$  (tzn. hmotnost vody odpovídá přibližně 20 až 35 % hmotnosti cementu). Protože se zvyšujícím se množstvím vody se snižuje pevnost betonu a zhoršují se i jeho další vlastnosti (mechanické vlastnosti i trvanlivost), nebývá účelné nadměrné přidávání vody do čerstvého betonu a potřebné zpracovatelnosti se dosahuje použitím přísad (plastifikátorů).

Požadavky na vlastnosti vody jsou stanoveny normou ČSN EN 1008 [3-31]. Podle této normy se rozeznávají následující typy vod:

- pitná voda – považuje se za vhodnou pro použití do betonu, nemusí se zkoušet,
- voda získaná při recyklaci v betonárně – běžně je vhodná pro použití do betonu, musí ale vyhovovat stanoveným požadavkům,
- podzemní voda – může být vhodná pro použití do betonu, ale je nutno ji vyzkoušet,
- povrchová voda a odpadní průmyslová voda – může být vhodná pro použití do betonu, ale je nutno ji vyzkoušet,
- mořská nebo brakická (poloslaná) voda – může se používat do betonu bez výztuže nebo bez jiného zabudovaného kovu.

Podle TKP [3-4] voda k výrobě předpjatého betonu nesmí obsahovat více chloridů než  $200 \text{ mg Cl} \cdot \text{l}^{-1}$ . Pro výrobu betonů, které budou vystaveny vlivu prostředí stupně XF1 – XF4, nesmí být jako záměsová voda použita voda recyklovaná.

#### 4) Přísady a příměsi

**Přísady** jsou materiály, které se používají k úpravě vlastností čerstvého nebo ztvrdlého betonu, přidávané během míchání betonu v malém množství v poměru ke hmotnosti cementu. Patří mezi ně například urychlovače tuhnutí, zpomalovače tuhnutí nebo plastifikátory. Vlastnosti je třeba vždy ověřit průkaznými i kontrolními zkouškami.

**Příměsi** jsou práškovité materiály, které se mohou přidat do betonu za účelem zlepšení určitých vlastností nebo k docílení speciálních vlastností betonu. Rozlišují se příměsi „téměř inertní“ (tzv. druh I – například pigmenty nebo filer použitý jako kamenivo) a „pucolány nebo latentní hydraulické příměsi“ (tzv. druh II – například popílek nebo křemičitý úlet). Použití příměsí zvyšuje požadavky na dávku záměsové vody nezbytnou k dosažení požadované konzistence, a proto je použití příměsí obvykle kombinováno s použitím plastifikačních přísad.

#### 2.1.1.3. Výroba, zpracování a ošetřování betonu

Po zamíchání jsou nezhydratované částice cementu obaleny tenkou vrstvou vody, jejíž tloušťka vzrůstá s narůstající hodnotou vodního součinitele. Hydratace cementu vede ke vzniku tzv. hydratačních produktů, především kalciumaluminátů a kalciumsilikátů, které zvětšují svůj objem do prostoru, vyplněného původně vodou. Kalciumalumináty získávají pevnost poměrně velmi rychle a projevem jejich vzniku je tuhnutí betonu. Výsledná pevnost však není příliš vysoká na rozdíl od pevnosti kalciumsilikátů, která se vyvíjí pomaleji, dosahuje však z důvodu jiného tvaru krystalů mnohem vyšších výsledných pevností. Projevem vzniku kalciumsilikátů je tvrdnutí betonu. Protože vlivem vývoje kalciumaluminátů by došlo velmi rychle ke ztuhnutí betonu a nebylo by možné jeho zpracování, zpomaluje se tuhnutí přidáním mletého sádrovce, který krystaly vznikajících kalciumaluminátů uzavře v látce nazývané primární ettringit, a tím počátek tuhnutí oddálí (další podrobnosti jsou například v [1-19]).

Při hodnotách vodního součinitele okolo 0,20–0,35 a při dostatečném přísunu vody (ošetřování čerstvého betonu) mohou hydratační produkty vyplnit prostor původně vyplněný vodou téměř kompletně. Při nižších hodnotách vodního součinitele není v betonové směsi dostatek záměsové vody pro kompletní hydrataci cementu. Důsledkem je skutečnost, že zbývající část nezhydratovaných cementových částic zůstává uvnitř zhydratované cementové pasty. Této skutečnosti se někdy využívá cíleně a zrna pojiva pak tvoří nejjemnější složku kameniva, vyplňující nejmenší mezery ve struktuře betonu. Při hodnotách vodního součinitele větších než cca 0,35, zbývající prostor, který byl původně vyplněn nadbytečnou záměsovou vodou, po vyschnutí zůstává prázdný a zvětšuje výslednou pórovitost betonu.

**Čerstvý beton** je možno zkoušet z řady hledisek – viz normy ČSN EN 12350-1 [3-41] až ČSN EN 12350-12 [3-52]. K zásadním zkouškám patří stanovení **konzistence** betonové směsi, kterou je možno provést například jako zkoušku sednutím podle ČSN EN 12350-2 [3-42], zkoušku VeBe podle ČSN EN 12350-3 [3-43]. Dále využíváme například zkoušku zhutnitelnosti podle ČSN EN 12350-4 [3-44] nebo rozlítím podle ČSN EN 12350-5 [3-45].

Zpracovatelnost („konzistence“) a řádné **zhutnění** betonové směsi má zásadní význam pro výslednou pevnost betonu.

Pokud je třeba zjišťovat v čerstvém betonu **objem vzduchu**, lze podle ČSN EN 12350-7 [3-47] použít metodu vodního sloupce nebo metodu tlakoměrnou.

#### 2.1.1.4. Mechanické vlastnosti ztvrdlého betonu

##### 1) Pevnost v tlaku

Pevnost v tlaku obyčejného betonu nižších a středních pevnostních tříd je dána především vlastnostmi výše popsané hydratované cementové pasty (orientačně je možno předpokládat, že pevnost betonu v tlaku je pevnosti hydratované cementové pasty přímo úměrná; pevnost kameniva se stává důležitou především u vysokopevnostního a ultra-vysokopevnostního betonu). Pevnost betonu tedy závisí především na vodním součiniteli, na stupni hydratace – tzn. na stáří betonu a na jeho ošetřování, na typu a pevnostní třídě cementu, na druhu a množství přísad a v některých případech i na druhu příměsí. Pro vysoké třídy betonu má význam také pevnost a tuhost kameniva. Pevnost betonu proto závisí především na složení betonu a na podmínkách během tvrdnutí betonu, tzn. na ošetřování a na účincích okolního prostředí.

Pro označení pevnosti betonu se v dokumentaci obvykle vychází z pevnosti ve **stáří 28 dní**. Podle různých norem, platných u nás v průběhu času, se rozlišují následující druhy tlakových pevností a jejich označení:

**a) podle aktuální normy ČSN EN 1992**

- **charakteristická hodnota** pevnosti betonu v tlaku  $f_{ck}$ , která představuje tzv. 95% kvantil, tzn. u 95% provedených zkoušek musí být dosaženo minimálně této hodnoty pevnosti a pouze u 5% zkoušek může být dosaženo hodnoty nižší,
- **střední hodnota** pevnosti betonu v tlaku  $f_{cm}$ , která představuje průměr z hodnot dosažených při zkouškách. Podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38] se předpokládá, že  $f_{cm} = f_{ck} + 8,0$  MPa,
- **návrhová hodnota** pevnosti betonu v tlaku  $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ , kde  $f_{ck}$  je charakteristická pevnost betonu v tlaku (válcová),  $\alpha_{cc}$  vyjadřuje především pokles pevnosti betonu v tlaku při dlouhodobém působení zatížení (pro navrhování betonových mostů v ČR se uvažuje hodnota  $\alpha_{cc} = 0,9$ ) a  $\gamma_c$  je dílčí součinitel spolehlivosti betonu, který se v běžných případech uvažuje hodnotou  $\gamma_c = 1,5$ . Návrhová hodnota pevnosti se používá pro posouzení mezní únosnosti konstrukcí, obvykle za předpokladu zplastizování použitých materiálů,
- pevnost betonu v tlaku se používá při označování betonu tzv. **pevnostními třídami**, např. C30/37, kde první hodnota „30“ vyjadřuje charakteristickou pevnost betonu v tlaku zkoušenou na válcích (tzv. válcová pevnost) a druhá hodnota „37“ vyjadřuje charakteristickou pevnost betonu zkoušenou na krychlích (tzv. krychelná pevnost). Jako základní hodnota, používaná pro navrhování konstrukcí, se uvažuje pevnost válcová,

**b) podle bývalé ČSN 73 1201 (1986) a ČSN 73 2400 (1987)**

- k označování betonu se používaly rovněž pevnostní třídy, např. B30, kde číselná hodnota udávala krychelnou pevnost betonu, stanovenou rovněž jako 95% kvantil,

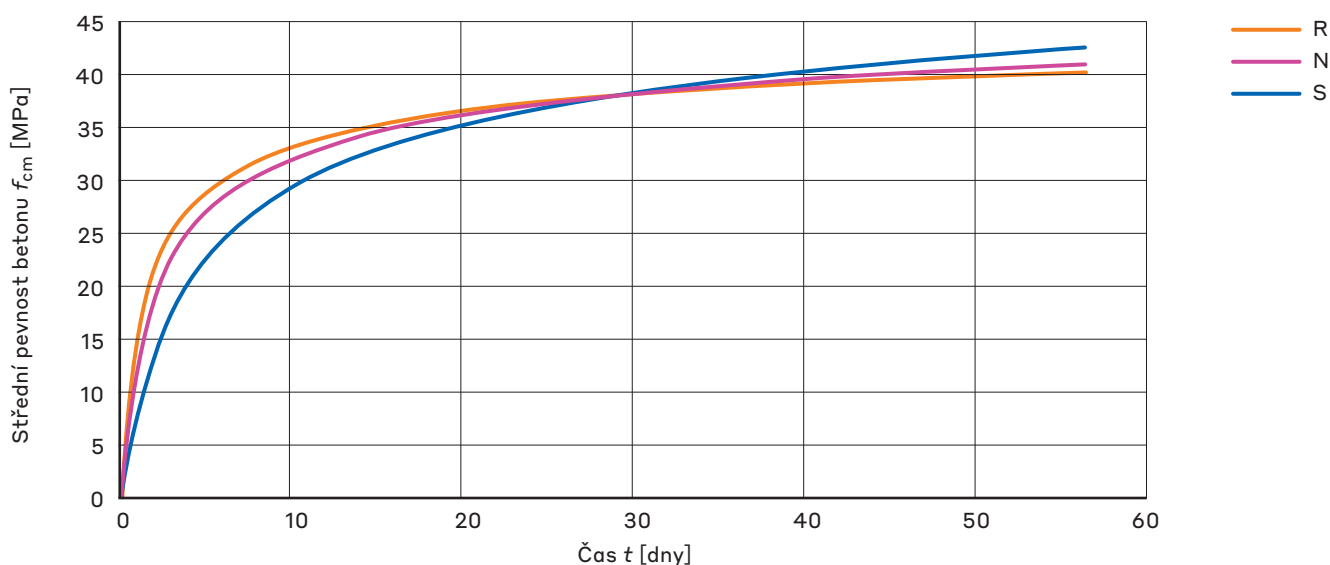
**c) podle předchozí ČSN 73 1251 (1969), ČSN 73 6206 (1971) a ČSN 73 6207 (1993)**

- k označování betonu se používaly tzv. značky, například zn. 330, kde číselná hodnota udávala průměrnou krychelnou pevnost betonu v tlaku, vyjádřenou v  $\text{kg/cm}^2$ ,

**d) podle Směrnice pro navrhování mostů (1951)**

- u betonu se rozlišovaly tzv. druhy, např. druh „g“ odpovídal pozdější značce 330. Další podrobnosti jsou uvedeny v kapitole 2.2.2.

Pevnost betonu v tlaku nezůstává v čase konstantní. Z hlediska působení krátkodobého zatížení pevnost betonu v tlaku časem narůstá, a to rychlostí, která závisí na řadě parametrů, zvláště na druhu a pevnostní třídě cementu, druhu a množství přísad a příměsí, na vodním součiniteli a na podmínkách okolního prostředí. Na obr. 2.1 je uveden nárůst střední hodnoty tlakové pevnosti betonu C30/37; ve stáří 28 dní je předpokládána střední pevnost betonu  $f_{cm28} = f_{ck28} + 8,0 = 30,0 + 8,0 = 38,0$  MPa. Výpočet je proveden podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38].



Obr. 2.1 – Nárůst střední pevnosti betonu C30/37 v tlaku podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38] – první dva měsíce po betonáži; průběh při použití cementu třídy R, N, S

Pevnost betonu v tlaku však závisí také na délce času, během kterého je beton vystaven konstantnímu (nebo téměř konstantnímu) napětí – při působení dlouhodobého zatížení pevnost betonu v tlaku v průběhu času naopak klesá. Maximální napětí, které beton může trvale přenášet bez porušení, se nazývá pevnost při trvalém zatížení. Pro beton zatížený ve stáří 28 dní odpovídá přibližně 80 % jeho pevnosti při krátkodobém zatížení (při navrhování betonových mostů podle norem řady ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38] je tato skutečnost zohledněna pomocí součinitele  $\alpha_{cc} = 0,9$ , kterým se násobí pevnost betonu v tlaku).

## 2) Pevnost v tahu

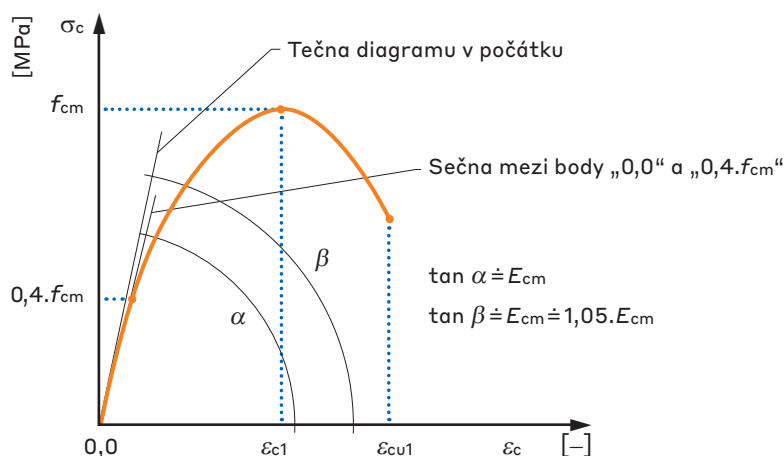
Pevnost betonu v tahu závisí prakticky na stejných parametrech, které ovlivňují pevnost betonu v tlaku. Pevnost betonu v tahu a tlaku není úměrná, zvláště u vyšších tříd betonu nárůst pevnosti v tlaku vede pouze k malému nárůstu pevnosti v tahu. Pevnost betonu v tahu také více závisí na velikosti prvku než pevnost v tlaku, na případném použití vrubu ve zkušební tělese. Závisí také podstatně na konkrétní zkušební metodě, kterou je zjišťována (rozeznáváme pevnost v dostředném tahu  $f_{ct}$ , pevnost v příčném tahu  $f_{ct,sp}$  a pevnost v tahu ohybem  $f_{ct,fl}$ ). Rozdílné pevnosti v tahu je dosaženo i při použití těžného a drceného kameniva; u drceného kameniva se zde příznivě projevuje lepší vazba mezi cementovou pastou a povrchem nepravidelně tvarovaných zrn (u pevnosti v tlaku bývá vliv kameniva méně výrazný).

Zásadní význam pro hodnotu pevnosti betonu v tahu mají vnitřní napětí, například od smršťování z vysychání, která často vedou ke vzniku mikrotrhlin již před počátkem působení vnějšího zatížení (následkem skutečnosti, že cementová pasta se nemůže volně smršťovat kolem zrn kameniva). Pevnost v tahu proto může po ukončení ošetřování dočasně poklesnout, než začne znovu narůstat (vlivem pokračující – ačkoliv již mnohem pomalejší – hydratace).

Z hlediska realizací vodotěsných izolací i z hlediska oprav betonových konstrukcí je důležitá také pevnost v tahu povrchových vrstev („odtrhová pevnost“), jejíž hodnota musí být natolik vysoká, aby bylo možno zajistit dostatečnou přídržnost izolačních nebo sanačních vrstev k povrchu betonové konstrukce. Zkoušku lze provést podle ČSN 73 1318 [3-8] nebo ČSN EN 1542 [3-32].

## 3) Pracovní diagram a modul pružnosti

Na obr. 2.2 je uveden typický pracovní diagram betonu (při působení krátkodobého tlakového namáhání), který vyjadřuje závislost mezi působícím normálovým napětím (na svislé ose) a odpovídajícím poměrným přetvořením (stlačení, na vodorovné ose). Na základě porovnání pracovních diagramů pro různé třídy betonu lze říci, že při vyšší třídě (tj. při větší pevnosti) je beton více křehký, tzn. k porušení dochází při menším přetvoření. V případě vysokopevnostních betonů je nutno počítat s velmi křehkým chováním prostého betonu (tento problém je řešitelný vhodně uspořádanou výztuží a/nebo pomocí vláken).



Obr. 2.2 – Pracovní diagram betonu v tlaku (podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38])

V pracovním diagramu na obr. 2.2 je možno vysledovat některé důležité veličiny:

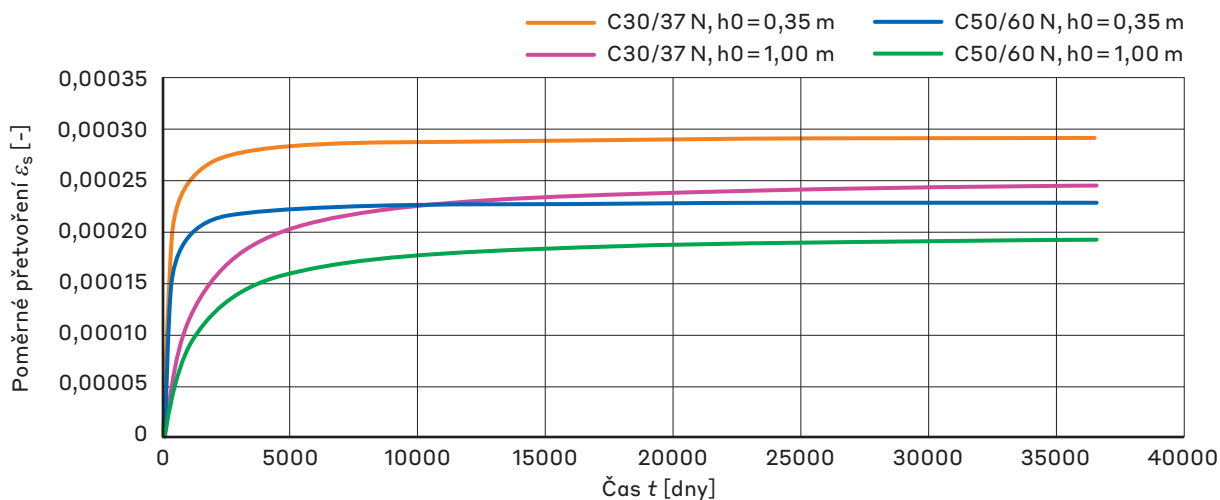
- pevnost betonu v tlaku  $f_{cm}$  (v daném případě je použita střední hodnota pevnosti; lze však vynést i tzv. návrhový pracovní diagram, který vychází z návrhových hodnot apod.),
- poměrné přetvoření betonu odpovídající dosažené pevnosti  $\varepsilon_{c1}$ ,
- maximální poměrné přetvoření betonu  $\varepsilon_{cu1}$ ,
- tangens úhlu  $\alpha$  odpovídá modulu pružnosti betonu v tlaku, v daném případě se jedná o tzv. sečnovou hodnotu. Ta je stanovena na základě úhlu k sečně mezi počátkem pracovního diagramu a bodem odpovídajícím napětí  $0,4 \cdot f_{cm}$  (podle jiných norem  $0,3 \cdot f_{cm}$ ). Další možností je stanovit tzv. tečnovou hodnotu, a to na základě úhlu k tečně pracovního diagramu, obvykle v počátečním bodě.

Až do napětí odpovídajícího přibližně 40 % jeho pevnosti se beton chová prakticky lineárně. Při vyšších hodnotách napětí je působení betonu v důsledku rozvoje mikrotrhlin a trhlin stále více nelineární a vede k trvalému poškození konstrukce (tato skutečnost je vyjádřena na obr. 2.2 narůstajícím zakřivením pracovního diagramu betonu při vyšších hodnotách napětí). Při navrhování betonových mostů podle dřívějších norem byla tato skutečnost zohledněna omezením hodnot napětí pomocí tzv. „dovolených namáhání“, při navrhování podle současných norem je tento požadavek splněn prostřednictvím posouzení mezních stavů použitelnosti, konkrétně mezního stavu omezení napětí.

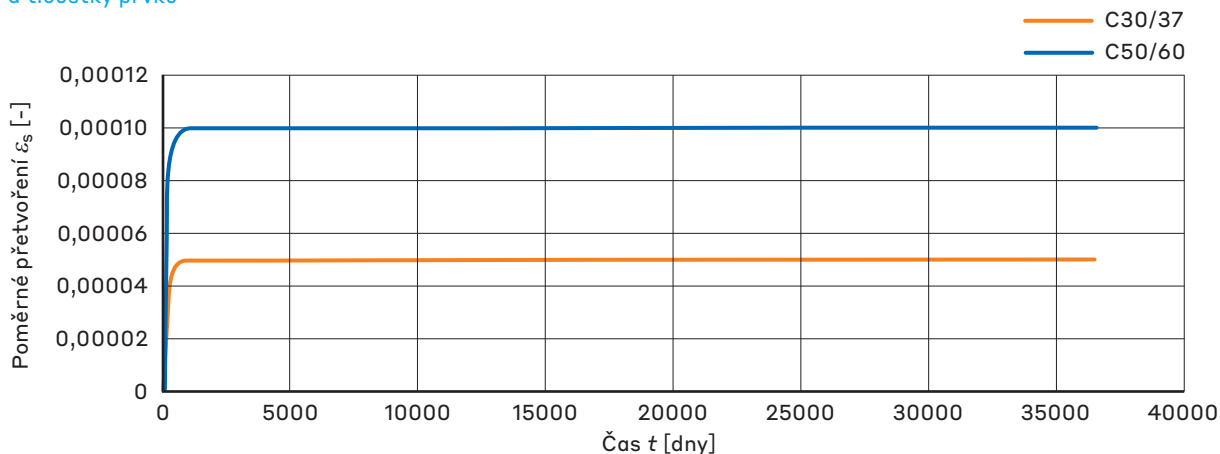
#### 4) Časově závislá přetvoření betonu

Časově závislé deformace mohou být závislé na napětí nebo (prakticky) nezávislé na napětí. Na napětí nezávislá přetvoření (nebo objemové změny) jsou především **smršťování a bobtnání**, které jsou způsobeny hlavně ztrátou nebo zvýšením vlhkosti v betonu.

Přetvoření závislé na čase i na napětí se nazývá **dotvarování**. Toto přetvoření je definováno jako rozdíl mezi nárůstem přetvoření v čase u vzorku vystaveného konstantnímu trvalému napětí a přetvořením nezávislým na zatížení pozorovaném na dalším, nezatíženém vzorku. Ve velmi úzkém vztahu s dotvarováním je relaxace, tj. časově závislé snížení napětí vyvozeného konstantní vnesenou deformací, způsobená stejnými fyzikálními procesy.



Obr. 2.3 – Smršťování z vysychání podle ČSN EN 1992-1-1 ed.2 [3-38] v období 100 let po betonáži pro vybrané třídy betonu a tloušťky prvků



Obr. 2.4 – Autogenní smršťování podle ČSN EN 1992-1-1 ed.2 [3-38] v období 100 let po betonáži pro vybrané třídy betonu a tloušťky prvků

**Smršťování betonu** můžeme rozdělit na několik různých druhů – pro betony běžných pevností bývá nejvýznamnější tzv. smršťování z vysychání (viz obr. 2.3), ke kterému dochází, když je beton vystaven působení vzduchu s relativní vlhkostí menší než 100 %. U vysokohodnotného a ultravysokohodnotného betonu bývá nejvýznamnější tzv. autogenní smršťování (viz obr. 2.4), které je provázáno s chemickými procesy probíhajícími během hydratace cementu a ke kterému dochází nezávisle na okolním prostředí. Autogenní smršťování vzniká v důsledku skutečnosti, že objem ztvrdlé cementové pasty je menší než součet objemu vody a cementu před začátkem chemických reakcí (hydratace). Při návrhu a posouzení konstrukcí se smršťování obvykle stanovuje jako součet smršťování autogenního a smršťování z vysychání. Celkové smrštění (poměrné přetvoření) po dlouhodobém působení dosahuje hodnoty v rozmezí okolo 0,0001 až 0,001, tj. asi 0,1 až 1,0 mm/m délky prvku.

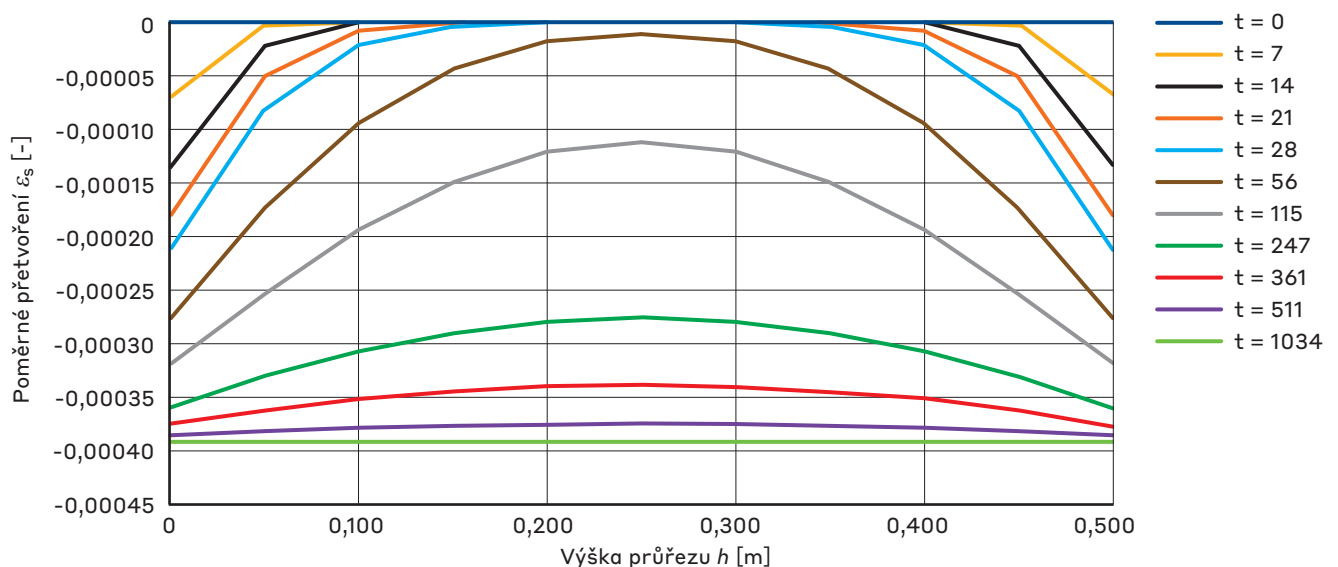
Dalším druhem smršťování je například tzv. plastické smršťování, tj. smršťování čerstvého betonu, který je dosud v plastickém stavu. U železobetonových konstrukcí se může kromě změny objemu projevit i vznikem trhlin na povrchu betonu nad horními pruty výztuže a snížením soudržnosti mezi výztuží a betonem následkem skutečnosti, že beton pod pruty výztuže navíc poklesne dolů.

U obyčejného betonu lze obvykle přibližně předpokládat, že ztráta vody v důsledku vysychání a odpovídající smrštění betonu jsou vzájemně úměrné. Protože vysychání betonu je poměrně pomalý proces, vývoj smršťování z vysychání v čase bývá také relativně pomalý. Lze však říci, že tenčí prvky vysychají rychleji, a smršťování z vysychání u nich proto také probíhá vyšší rychlostí, u silnějších prvků je naopak vysychání i odpovídající smršťování pomalejší (viz též **obr. 2.3**). Konečná smrštění by však v obou případech měla teoreticky dosáhnout obdobných hodnot, může k tomu ale být potřebný velmi dlouhý čas (i několik staletí).

Rozdílná rychlost vysychání a tomu odpovídající rychlost smršťování z vysychání (tzv. diferenční smršťování) se projeví i v rámci příčného řezu u konstrukcí složených z prvků výrazně odlišné tloušťky (například u letmo betonovaných konstrukcí s velmi tlustou dolní deskou), ale i v rámci jednoho konstrukčního prvku (např. desky nebo stěny) v jeho různých vrstvách. Oblasti betonu blízké k povrchu dosahují rovnovážného vlhkovstního stavu s okolním prostředím již po poměrně krátké době, ale s rostoucí vzdáleností od povrchu obsah vlhkosti v betonu narůstá. Vlivem nerovnoměrného rozdělení vlhkosti je po tloušťce prvku nerovnoměrný i průběh smršťování betonu. V důsledku této skutečnosti se v betonu vyvíjí vnitřní napětí – v oblastech blízkých k povrchu (s větším smrštěním – zkrácením) vznikají tahová napětí a ve vnitřní části prvku (s menším smrštěním) vznikají napětí tlaková (ta jsou však velmi nízká). Uvedená tahová napětí mohou vést ke vzniku povrchových trhlin. Příklad nerovnoměrného průběhu smrštění betonu po tloušťce prvku v důsledku jeho postupného vysychání je uveden na **obr. 2.5**. Vzniku smršťovacích trhlin je do značné míry možno zabránit důkladným ošetřováním čerstvého betonu – výsledné smrštění betonu se tím sice (významně) nezmenší, ale jeho počátek se odsune do doby, kdy je již beton díky vyšší pevnosti v tahu vůči vzniku trhlin odolnější.

Podobná napětí naopak nevznikají v důsledku autogenního smršťování, protože tato přetvoření se vyvíjejí téměř rovnoměrně v celém objemu prvku.

Další napětí v betonu vznikají rovněž z nerovnoměrného rozdělení teploty po tloušťce prvku v důsledku vývoje hydratačního tepla a ochlazování prvku vlivem působení okolního prostředí.



Obr. 2.5 – Rozdílný průběh smršťování z vysychání po tloušťce prvku v důsledku postupného úbytku vlhkosti betonu od povrchu (příklad pro tloušťku prvku 0,5 m a relativní vlhkost prostředí 80 % při obou površích). Vyneseno ve stáří betonu  $t = 0$  dní až  $t = 1034$  dní (asi 3 roky)

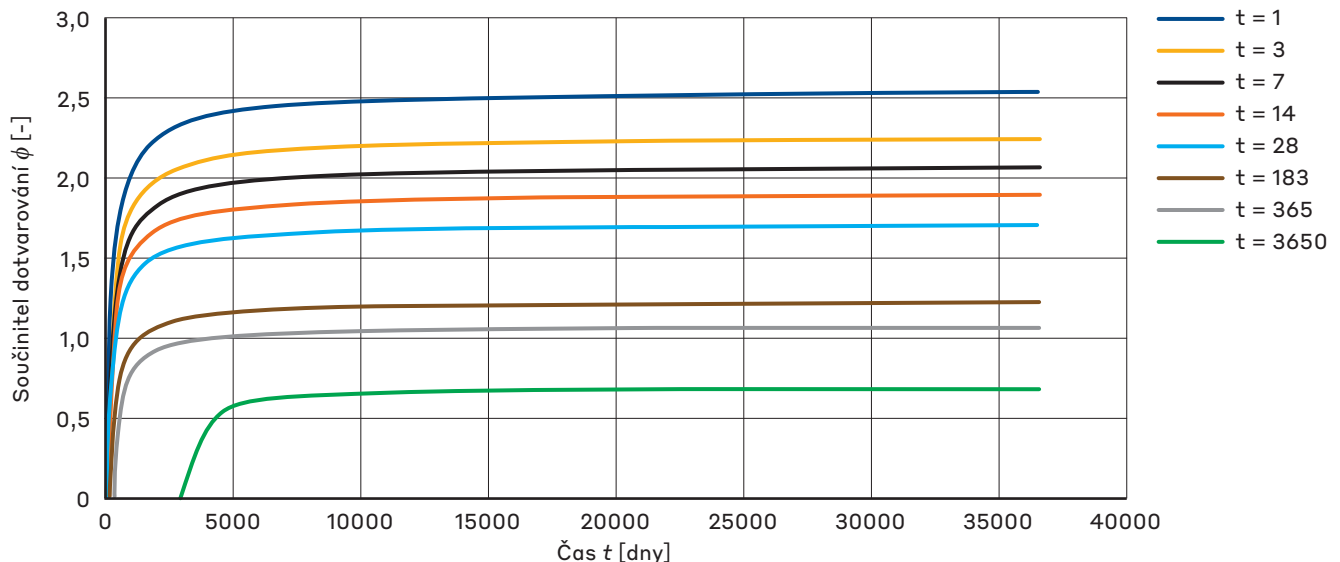
Vnitřní napětí v betonu vznikají i vlivem skutečnosti, že hydratovaná cementová pasta se obecně smršťuje okolo kameniva, které je relativně tuhé. Tato napětí mohou vést ke vzniku mikrotrhlin v kontaktní oblasti kamenivo – cementová pasta (v pastě při povrchu zrn kameniva). Další napětí od smršťování se vyvíjejí na staticky neurčitých konstrukcích, pokud je volné přetvoření od smršťování omezeno podporami nebo ostatními částmi konstrukce (například u rámových konstrukcí). Důsledkem mohou být trhliny přes celý průřez.

**Dotvarování**, pokud je v rozsahu provozních napětí, tzn. pro  $\sigma_c \leq cca 0,4 \cdot f_{ck}$ , lze považovat za lineární. Přetvoření od dotvarování jsou tedy lineárně závislá na napětí a je možné je vyjádřit pomocí součinitele dotvarování  $\phi$ , kterým se přenásobí pružná přetvoření.

Takto stanovené poměrné přetvoření od dotvarování platí za předpokladu, že v betonu po celou dobu působí konstantní napětí. Tento předpoklad však není v řadě případů splněn – například při výpočtu dotvarování od předpětí, kdy je předpínací síla v průběhu času průběžně snižována ztrátami. Výsledné dotvarování ve sledovaném okamžiku  $t$  je pak nižší, než by odpovídalo součinu součinitele dotvarování a počátečního pružného poměrného přetvoření. Pro tyto případy lze použít princip superpozice dotvarování, podle kterého může být přetvoření způsobené historií napětí  $\sigma_c(t)$  stanoveno rozložením historie napětí na malé přírůstky (resp. i úbytky)  $\Delta\sigma_c$ , vnesené v časech  $\tau_i$ , a vyvolávající v konstrukci další průběhy dotvarování – podle působícího napětí kladné nebo záporné.

Celkově je tedy možno říci, že dotvarování betonu závisí jak na vnitřních faktorech, jako jsou materiálové vlastnosti složek betonu a jeho celkové složení, tak i na vnějších faktorech, jako je klima okolního prostředí. Výrazně také závisí nejen na velikosti vneseného namáhání, ale také na stáří betonu, při kterém bylo toto namáhání do betonu vneseno (pokud je namáhání vneseno do staršího betonu, dotvarování je menší).

Na obr. 2.6 je průběh součinitele dotvarování v čase, stanovený pro různé stáří betonu v době vnesení zatížení. Hodnoty byly spočítány podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38]; porovnání průběhu součinitele dotvarování podle různých norem je v kapitole 2.2.2.



Obr. 2.6 – Průběh součinitele dotvarování  $\phi$  v čase pro různé stáří betonu ( $t_0$ ) v době vnesení zatížení (stanoveno pro beton C30/37 s cementem třídy R, RH = 70 %,  $h_0 = 500$  mm, výpočet podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38])

V rozsahu provozních napětí se nárůst dotvarování značně zpomaluje s rostoucí dobou zatížení. Po době trvání zatížení (asi 70 let) je nárůst dotvarování tak nízký, že se nezvýší o více než asi 5 % během dalších 70 let. U běžných konstrukčních betonů bývá konečná hodnota součinitele dotvarování v rozmezí přibližně  $1 < \phi_\infty < 5$ , tzn. přetvoření od dotvarování může dosahovat až cca pětinašobku počátečního pružného přetvoření (obvykle dosahuje asi dvou- až trojnásobku).

Dotvarování betonu může ovlivnit chování betonových konstrukcí příznivým i nepříznivým způsobem. Jestliže je konstrukce vystavena trvalému zatížení, její deformace budou vlivem dotvarování narůstat (např. průhyb železobetonového prvku namáhaného ohybem). V prvku z předpjatého betonu dotvarování způsobuje (vlivem postupného zkracování prvku) snižování (ztrátu) předpínací síly. U železobetonových nebo spřažených ocelobetonových průřezů (s betonovou částí vystavenou tlaku) dotvarování způsobuje redistribuci namáhání z betonu do oceli.

Dotvarování betonu má naopak příznivý vliv na postupné snižování napětí způsobených vnesením deformací – příkladem mohou být namáhání spojitých konstrukcí v důsledku nerovnoměrného poklesu podpěr.

## 2.1.2. Injektážní malta

Injektážní malta slouží k vyplnění kabelových kanálků po napnutí a zakotvení předpínací výztuže. Malta musí vyplnit celý volný prostor kabelových kanálků a zajistit jak dostatečnou soudržnost mezi výztuží a betonem (kabelovým kanálkem), tak ochranu předpínací výztuže proti korozi. Musí tedy v zásadě vykazovat potřebnou zpracovatelnost, pevnost a odolnost proti změnám objemu.

Podle ČSN EN 447: 2011 (73 2410) Injektážní malta – základní požadavky [3-25] je hlavním účelem injektování kanálků zajistit ochranu předpínací výztuže proti korozi, zajistit soudržnost předpínací výztuže s betonem, umožnit převedení únosnosti v tlaku v konstrukci ve směru příčném k vnitřním kabelům a vyplnit všechny dutiny, kde by se mohla shromáždit voda a způsobit poškození mrazem.

K výrobě injektážní malty se podle současných požadavků používá portlandský cement druhu CEM I podle ČSN EN 934-2+A1 [3-28] a voda splňující požadavky ČSN EN 1008 [3-31]. Je možno použít přísady splňující požadavky ČSN EN 934-4 [3-29] a ČSN EN 934-2+A1 [3-28], jako příměs je možno použít křemičité úlety splňující požadavky ČSN EN 13263-2+A1 [3-58], případně i další povolené příměsi. Injektážní malta nesmí obsahovat více než:

- chloridů ( $\text{Cl}^-$ )  $\leq 0,10$  % hmotnosti cementu,
- síranů ( $\text{SO}_3^{2-}$ )  $\leq 0,45$  % hmotnosti cementu,
- siřičitých iontů ( $\text{S}^{2-}$ )  $\leq 0,01$  % hmotnosti cementu.

Smí se použít pouze takové injektážní médium, jehož vhodnost byla prokázána průkaznými zkouškami před zahájením injektování. Podle ČSN EN 447: 2011 (73 2410) [3-25] je nutno provést síťovou zkoušku a dále zkouškami ověřit tekutost, odloučení vody, objemové změny, pevnost, dobu tuhnutí a objemovou hmotnost v tekutém stavu.

V minulosti se podle [1-9] injektážní malta rovněž vyráběla jako směs cementu, vody, kameniva a přísad, obvykle se však používala pouze cementová kaše z cementu a vody. Vyráběla se z cementu třídy nejméně 325, vodní součinitel byl v rozmezí 0,38–0,43. Za vhodnou příměs byla označována moučka z přírodního kameniva nebo písek frakce 0–1 mm, zejména pro injektování kanálků větších průřezů (nad  $D = 42$  mm), aby se omezilo smrštění malty. Doporučovalo se množství 20 až 30 kg moučky, nebo 20 až 50 kg písku na 100 kg cementu. Přitom se neměla zvýšit dávka vody potřebná k dosažení téže zpracovatelnosti jako u cementové kaše o více než 0,3 kg na 1 kg moučky, nebo o 0,2 kg na 1 kg písku. V [1-9] se rovněž uvádí, že (zejména v zahraničí) se pro omezení nabývání injektážní malty za mrazu přidával do injektážní malty líh (v poměru líh:voda = 1:8), resp. pro omezení sednutí malty se někdy používal hliníkový prášek (v množství 0,03 % z hmotnosti cementu; hliník reaguje s volným vápnem v cementu a vzniká vodík, který zajistí nabývání malty). Protože však líh způsobuje pokles pevnosti malty, zvětšuje odlučování vody a oddaluje tuhnutí malty, a protože může u předpínací výztuže vyvolat křehnutí vlivem vodíku, který obsahuje, nedoporučovalo se u nás toto řešení používat.

Vývoj požadavků na materiál a na konstrukční uspořádání mostních objektů z předpjatého betonu je uveden v kapitole 2.2.2.

## 2.1.3. Betonářská výztuž<sup>1</sup>

V průběhu času se používala řada různých betonářských výztuží – jejich vlastnosti potřebné pro posuzování konstrukcí je možno nalézt například v [3-2]. V poslední době před zavedením evropských norem se u nás používala především betonářská výztuž z oceli 10 425 a 10 505. Výztuž z oceli 10 425 byla válcovaná za tepla a mikrolegovaná titanem či vanadem. Její vyznačená mez kluzu  $R_e$ , pevnost  $R_m$  a svařitelnost byly zaručovány výrobcem.

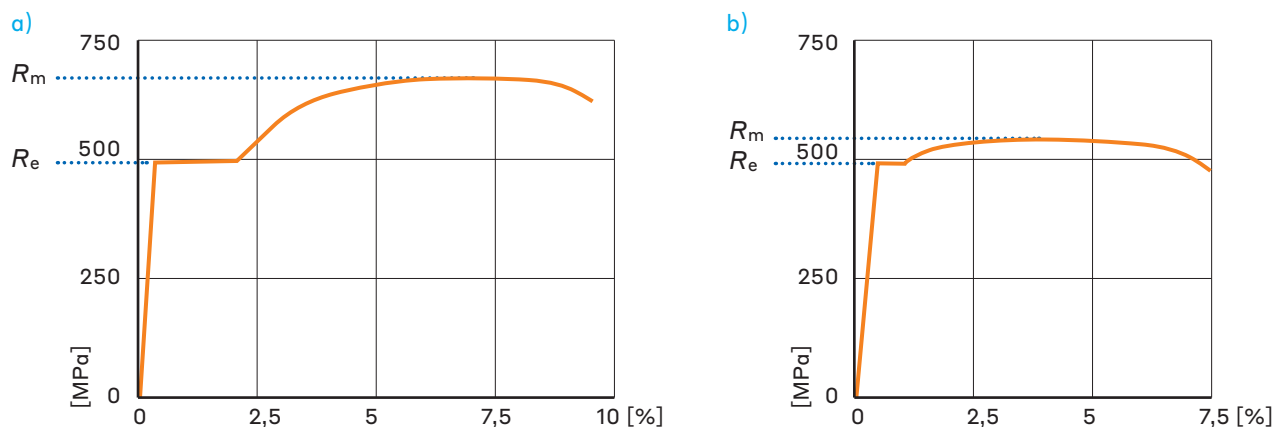
Betonářská výztuž 10 505 byla vyráběna dvěma různými způsoby:

- z oceli legované vanadem (pro dosažení vyšší meze kluzu) za tepla válcované ve stavu tepelně nezpracovaném (označení 10 505.0),
- převážně byla dodávána z nelegované oceli za tepla válcované ve stavu tepelně zpracovaném řízeným ochlazením (označení 10 505.9).

Na pracovním diagramu výztuže 10 505.0 je na úrovni vyznačené nejmenší meze kluzu  $R_e = 490$  MPa patrná prodleva, při které se ocel přetváří, aniž by bylo nutno zvyšovat napětí. Po překonání prodlevy roste napětí potřebné k dalšímu přetváření. Nejmenší pevnost  $R_m = 720$  MPa má výrazný odstup od meze kluzu. Tažnost oceli  $A_{10} = 10$  % (obr. 2.7a).

<sup>1</sup> Zpracováno s využitím [1-9].





Obr. 2.7 – Pracovní diagram oceli 10 505.0 za tepla válcované ve stavu tepelně nezpracovaném (a – vlevo) a pracovní diagram oceli 10 505.9 za tepla válcované ve stavu řízeně ochlazovaném (b – vpravo)

Odstup mezi  $R_e$  a  $R_m$  a rozdíl poměrných přetvoření  $\varepsilon$  jim příslušejících zabraňují, aby se běžně vyztužený průřez porušil přetržením výztuže při přetížení nad úroveň vypočtené meze únosnosti. Výztuž se totiž v oboru prodlevy přetváří natolik, že v taženém betonu vznikají široké trhliny a konstrukce se nadměrně prohýbá, aniž by došlo k jejímu křehkému porušení po přetržení výztuže, což umožňuje opustit dotčený prostor či vyklidit vybavení.

Podle zavedeného číselného označení betonářských ocelí vyjadřuje pátá číslice „5“ ocel válcovanou za tepla se zaručenou svařitelností. To platí i pro ocel 10 505.0.

Pro vyloučení legujících přísad byla zavedena výroba oceli 10 505.9, tepelně zpracované řízeným ochlazováním z do-válcovací teploty po vyválnování za tepla. Při tomto výrobním postupu se žhavá vyválnovaná ocelová tyč vycházející z válců ochlazuje v chladicím úseku vodou. Tak je ocel při povrchu tyče zakalena do hloubky rovné asi šestině průměru průřezu. Po východu z chladicího úseku je zakalená ocel popuštěna žhavým jádrem tyče. Vlastnosti oceli v průřezu tyče se mění se vzdáleností od povrchu. Řízeným ochlazováním nabývá ocel vyšší smluvní meze kluzu. Tento pracovní postup zavedly ocelárny pro snížení výrobních nákladů a vyloučení legujících přísad.

Ocel 10 505.9 vykazuje  $R_e = 500$  MPa, pevnost  $R_m = 550$  MPa, malou prodlevu a poměrně krátký pracovní diagram (obr. 2.7b). Malý odstup mezi  $R_e$  a  $R_m$  může způsobit, že při náhodném přetížení betonové konstrukce je zatížení při nápadném rozvoji trhlin v betonu blízké zatížení na mezi únosnosti a konstrukce nemusí před případným zřícením dostatečně varovat.

Pátá číslice „5“, která dříve značila zaručenou svařitelnost, u této oceli neplatí – výztuž řízeně ochlazovaná není zaručeně svařitelná. Její svařitelnost je nutno posuzovat podle výsledků zkoušek, protože při přestoupení teploty 500 °C by se snížila mez kluzu, kterou ocel nabyla řízeným ochlazováním.

Kromě oceli 10 505.9 byla zaváděna i ocel 10 555.9. Obě byly válcovány týmiž válcí, což může vyvolat nedorozumění.

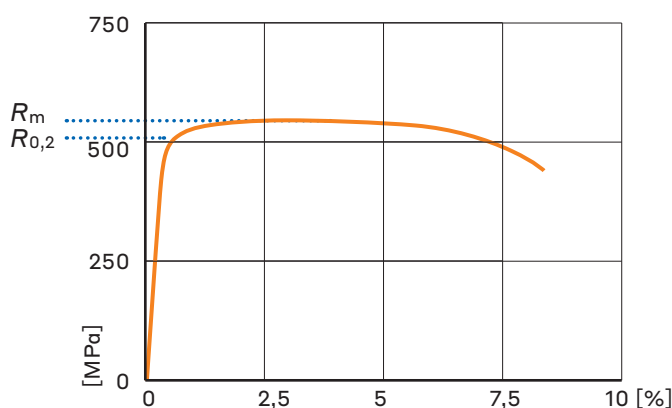
Svařované výztužné sítě KARI jsou vyráběny z drátů tažených za studena vykazujících  $R_{0,2} = 500$  MPa,  $R_m = 550$  MPa a tažnost  $A_{10} = 8\%$  (obr. 2.8). Síť se označují podle průměrů podélných a příčných drátů, roztečí drátů, rozměrů sítě a přesahů. Spojení drátů v síť zajišťují nenosné bodové odporové svary. Vlastnosti drátů tažených za studena se při ohřátí výrazně mění a sítě nemohou být stavební výrobou opatřovány nosnými svary.

V současné době platí pro betonářskou výztuž norma ČSN EN 10080 (42 1039) „Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně“ [3-40]. Norma stanoví všeobecné požadavky a definice pro provozní charakteristiky svařitelné betonářské oceli používané pro výztuže betonových konstrukcí dodávaných jako konečné výrobky ve tvaru:

- tyčí, svitků (válcovaného drátu, drátu taženého) a rozvinutých výrobků,
- továrně vyrobených strojově svařovaných sítí,
- příhradových nosníků.

Upřesnění konkrétních hodnot pro výztuže používané v České republice je v normě ČSN 42 0139 „Ocelová výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel žebříková a hladká“ [3-5] z roku 2011.

Oceli jsou podle ČSN 42 0139 [3-5] označovány písmenem B, mezi kluzu v MPa (např. 500) a písmenem vyjadřujícím třídu tažnosti (duktility). V současné době se používá převážně ocel **B500B**, která svými vlastnostmi prakticky odpovídá oceli 10 505.9. Svařované výztužné sítě KARI odpovídá označení B500A, příp. B550A; v současné době není v ČR vyráběna ocel třídy C (ocel B500C je vyráběna například v polské huti v Ostrowieci).



Obr. 2.8 – Pracovní diagram drátu taženého za studena (sítě KARI)

ČSN 42 0139 [3-5] uvádí kritérium posuzování svařitelnosti betonářské oceli; u svařitelných ocelí je omezeno množství některých prvků (C, S, P, N, Cu) a hodnota uhlíkového ekvivalentu, který se stanoví podle vztahu (na základě hmotnosti prvků v %):

$$C_{eq} = C + Mn/6 + (Cr + Mo + V)/5 + (Ni + Cu)/15.$$

Aby byla ocel svařitelná, musí být pro hotové výrobky  $C_{eq} \leq 0,52$  a pro tavby  $C_{eq} \leq 0,50$ .

Pracovní diagramy uvedené na předcházejících obrázcích u jednotlivých druhů oceli se pro účely navrhování nahrazují idealizovaným pracovním diagramem, který je uveden v ČSN EN 1992-1-1 ed. [3-37].

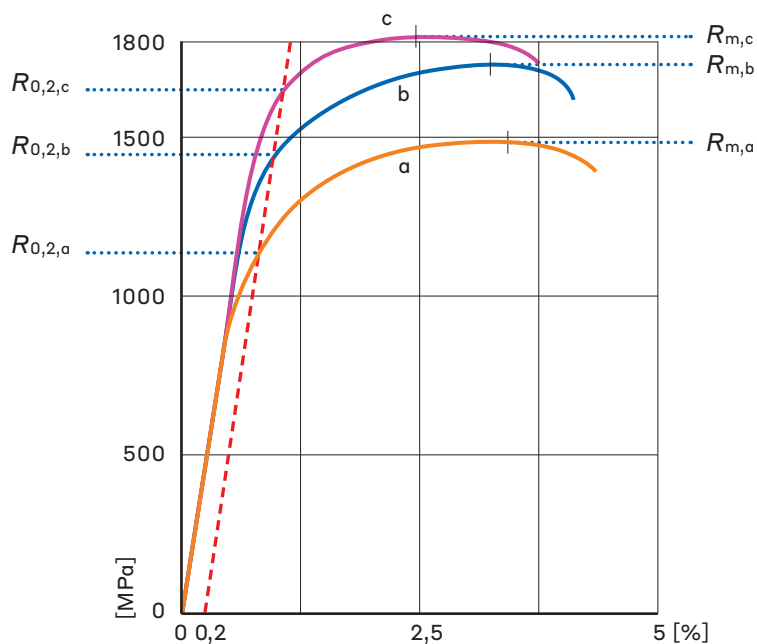
Vývoj požadavků na materiál a na konstrukční uspořádání mostních objektů z předpjatého betonu je uveden v **kapitole 2.2.2**.

## 2.1.4. Předpínací výztuž<sup>2</sup>

Jako předpínací výztuž se v průběhu času používala řada materiálů, jejichž vlastnosti potřebné pro posuzování konstrukcí je možno nalézt například v [3-2].

Pro předpínací výztuž je převážně užíván patentovaný za studena tažený hladký drát z vysokouhlíkové oceli a lana z něj svinutá. Patentování je izotermické kalení, při kterém je drát ohřátý na teplotu 950 °C ochlazen v olovené lázni na teplotu 500 °C. Následně se drát zpracovává tažením za studena – silou se protahuje postupně se zmenšujícími průvlaky za teploty, která podstatně neovlivní takto získané mechanické vlastnosti drátu (průměr kuželovitých otvorů v průvlacích je menší než průměr drátu). Po tažení za studena vykazuje patentovaný nepopouštěný drát  $R_{0,2} = cca 0,7 \cdot R_m$  a relaxaci  $\Delta\sigma = cca 12\%$  (**obr. 2.9**). Průměr patentovaného drátu je Ø P2 až P7. Dokud nebylo zavedeno popouštění drátu, bylo při provádění konstrukcí z dodatečně předpjatého betonu nutno drát Ø P4,5 nebo Ø P7 dodávaný ve svitcích průměru 500 mm před sestavou kabelu vyrovnávat v rovnačce (**obr. 2.10**) proháněním soustavou přítlačných kladek. Podle [1-9] byl drát ve svitcích malého průměru namáhán zakřivením na velké napětí – např. hodnotě protažení krajního vlákna drátu Ø P7 svinutého do svitku o průměru 600 mm  $\varepsilon = 3,5/300 = 11,69\%$  odpovídá podle pracovního diagramu napětí 1280 MPa, které je dokonce vyšší než mezní napětí. Tím se zhoršovaly mechanické vlastnosti drátu, zejména mez pružnosti a dotvarování. V krajním případě v nepříznivých podmínkách uložení by drát mohl být napaden již ve svitku korozním praskáním.

<sup>2</sup> Zpracováno s využitím [1-9].



Obr. 2.9 – Pracovní diagramy patentovaného drátu Ø P5 mm – a) nepopouštěného, b) popouštěného, c) stabilizovaného

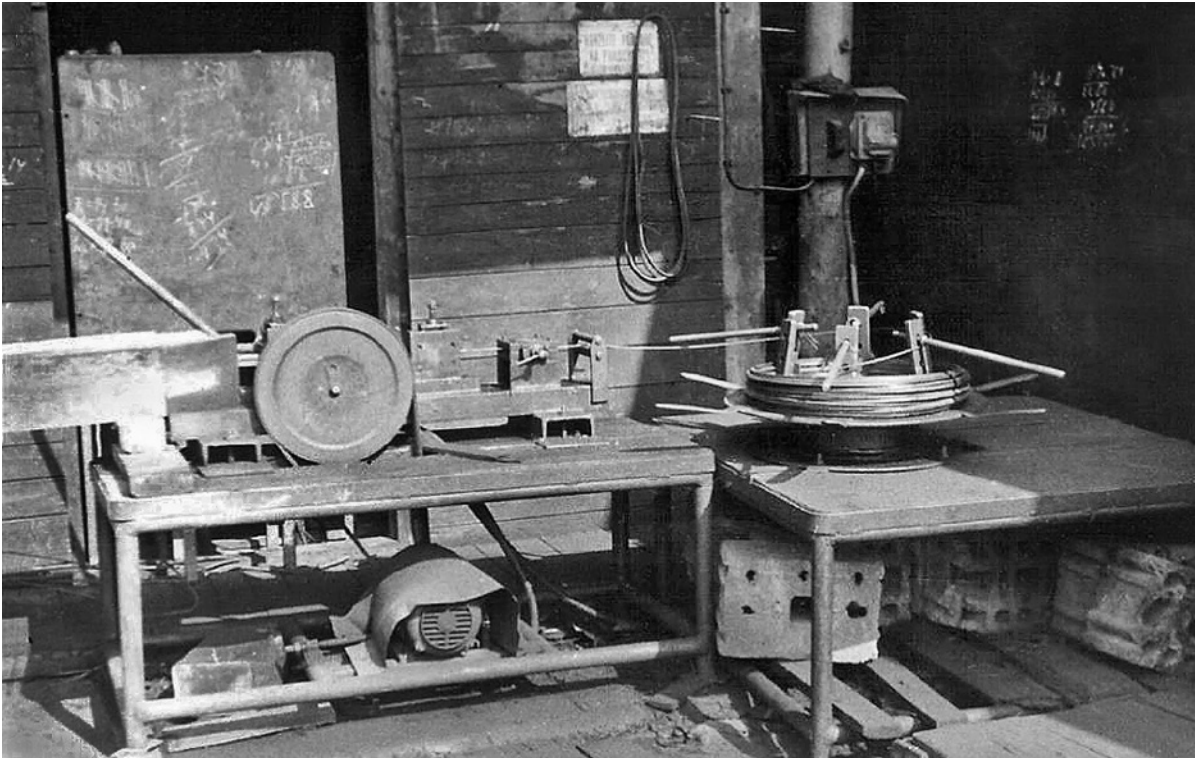
Hladké dráty jsou určeny pro výztuž, která není kotvena soudržností (dodatečně předpjatý beton). Pro konstrukce z předem předpjatého betonu byl pro zvětšení soudržnosti s betonem drát opatřován vtisky nebo byl splétán do dvojic či trojic. Splétané dráty byly svinuty ze dvou nebo tří drátů téhož průměru Ø P2 až Ø P3. Označovány byly počtem drátů a průměrem výchozího drátu, např. Ø P3x2,5. Svinutí sedmi drátů v lano umožnilo dále zmenšit počet výztužných vložek v konstrukci. Lano Ø L12,5 je svinuto ze šesti drátů Ø P4,0, které ovíjejí drát Ø P4,5. Obdobně sestava lana Ø L15,5 je 6 Ø P5,0 + 1 Ø P5,5. Lana jsou označována svým průměrem. Pro zvýšení  $R_{0,2}$  a zmenšení relaxace jsou dráty či lana popouštěna nebo stabilizována. Popouštěním, tj. ohřátím na teplotu 360 °C, získají popouštěné patentované dráty či lana  $R_{0,2} = \text{cca } 0,85 \cdot R_m$  a  $\Delta\sigma = \text{cca } 7\%$ . Do označení popouštěné výztuže je vloženo písmeno *p*. Popouštěné dráty či lana byla dodávána ve svitcích průměru většího než 1200 mm a nebylo nutno je rovnat. Stabilizací, tj. popouštěním za současného prodloužení o 1%, dosáhnou stabilizované patentované dráty či lana  $R_{0,2} = \text{cca } 0,9 \cdot R_m$  a  $\Delta s = \text{cca } 4\%$ . Do označení stabilizované výztuže se vkládá písmeno *s*. Patentované, popouštěné a stabilizované dráty a lana vykazují houževnatost a odolnost proti příčným tlakům a vrubům v samotných kotvách.

Podle [1-9] svinutí zmenšuje pevnost spletených drátů a lan až o 5% a zlaněných drátů až o 15%. Zlaněné dráty Ø P2 x (2 x 2) nebo Ø P3 x (2 x 2) se svinuly protisměrně ze dvou nebo tří spletených drátů Ø P2 x 2.

Někteří zahraniční výrobci upustili od patentovaného drátu a pro snížení výrobních nákladů zavedli řízeně ochlazování válcovaného drátu z doválcovací teploty. Tento drát byl po tažení za studena podroben i popouštění či stabilizaci. Řízeně ochlazovaný drát vykazuje uspokojivou  $R_{0,2}$  a  $R_m$ , ale je nedostatečně houževnatý, protože je v samosvorných kotvách vlivem příčného tlaku a vrubů porušován. Tento drát značený ŘOVD byl v osmdesátých letech minulého století u nás ojediněle použit. Existují názory, že některá lana dovážená i později ze zahraničí byla vyráběna z řízeně ochlazovaného drátu.

Pro předpínací výztuž byla rovněž vyvinuta za tepla válcovaná tyčová ocel 10 607, u které byly vysoké mechanické vlastnosti při dostatečné houževnatosti zajištěny legujícími přísadami (manganem a vanadem) – tzv. „slitinová ocel“. Vykazovala  $R_e = 600$  MPa,  $R_m = 900$  MPa a tažnost  $\delta_5 = 8\%$ . Po tváření oceli za studena byla získána  $R_{0,2} = 810$  MPa (obr. 2.9). Při zavádění předpětí byla ocel napínána na napětí  $\sigma = 720$  MPa, relaxace byla  $\Delta\sigma = 5\%$ . Pro dutinové stropní panely z předem předpjatého betonu byly dodávány žebírkové pruty do průměru 14 mm. Pro dodatečně předpjatý beton byly dodávány hladké tyče do průměru 32 mm. Tyče byly kotveny na matici a šroub. Závit M33 se stoupaním 2 mm byl na tyči Ø Y32 válcován za studena závitovou válcovací hlavou upnutou do soustruhu. Tyče osazené v kabelových kanálcích byly napínány hydraulickým válcem a kotveny maticemi. Žebírkové pruty z oceli 10 607 se široce uplatnily u hromadně vyráběných stropních panelů. To umožnilo hutím ze stejných taveb vyrábět i hladké tyče pro dodatečně předpjatý beton užívané ojediněle u mostů na příčnou výztuž. Po zaměření výroby stropních panelů na předpínací výztuž z patentovaných drátů upustily hutě pro nedostatečný odbyt od taveb oceli 10 607 a tyčová předpínací výztuž se nadále dovážela ze zahraničí.

Tyče ze „slitinové oceli“ mnohem lépe odolávají povrchové korozi než patentovaný drát a jejich průřez je mohutnější.

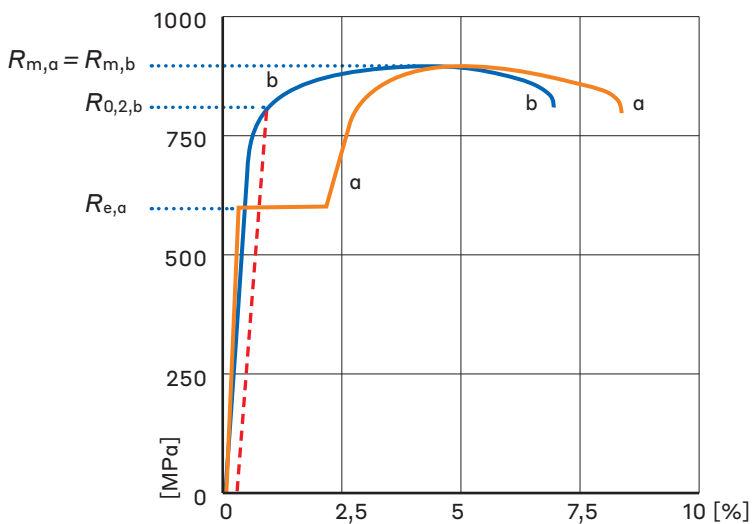


Obr. 2.10 – Rovnačka patentovaného drátu doplněná nůžkami na jeho stříhání

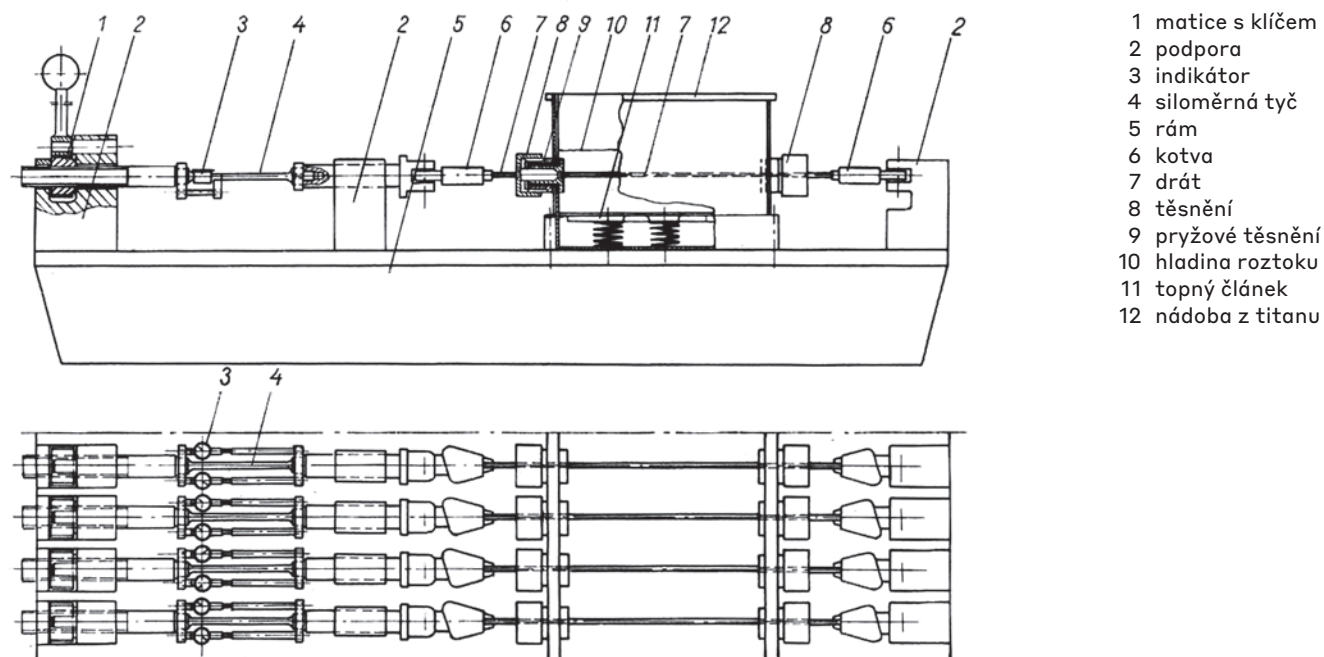
Odolnost proti koroznímu praskání se určovala na napnutých vložkách výztuže uložených v ohřátém roztoku thio- kyanatanu amonného (obr. 2.12) podle doby trvání zkoušky do porušení vložky (obr. 2.13). Obdobným způsobem se zkouška provádí i podle ČSN EN ISO 15630-3 [3-66].

Důležitou vlastností předpínací výztuže je tzv. **relaxační chování** (tzn. postupné snižování napětí při konstantním přetvoření), které přispívá ke ztrátám předpínací síly (jedná se o ztrátu relaxací předpínací výztuže). Konečné hodnoty relaxace i její předpokládaný průběh v čase se v různých předpisech postupně do určité míry měnily – podle normy ČSN 73 6207 [3-16], která u nás byla platná před zavedením evropských norem pro navrhování konstrukcí (Eurokódů), byl konečný úbytek napětí u drátů stabilizovaných, popouštěných a nepopouštěných maximálně 6 až 15 %.

Podle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38] se rozeznávají tři třídy relaxačního chování předpínací výztuže – třída 1 (platná pro dráty a lana s normální relaxací), třída 2 (pro dráty a lana s nízkou relaxací) a třída 3 (za tepla válcované a upravené tyče).



Obr. 2.11 – Pracovní diagramy oceli 10 607 – a) za tepla válcované, b) tvářené za studena



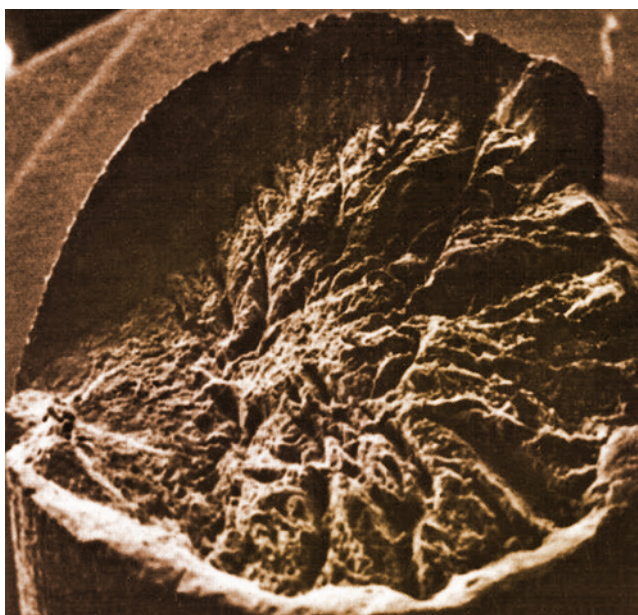
- 1 matice s klíčem
- 2 podpora
- 3 indikátor
- 4 siloměrná tyč
- 5 rám
- 6 kotva
- 7 drát
- 8 těsnění
- 9 pryžové těsnění
- 10 hladina roztoku
- 11 topný článek
- 12 nádoba z titanu

Obr. 2.12 – Zařízení na zjišťování odolnosti proti koroznímu praskání

V **agresivním prostředí** je možno použít kovovou výztuž povlakovanou, která je opatřena ochrannou epoxidovou nebo kovovou vrstvou. Kovový povlak se nesmí porušit ani místně (např. v kotvení), jinak vznikne po zabetonování galvanický článek, který může být příčinou bodové koroze a náhlého porušení výztuže. Další možnou úpravou předpínací výztuže jsou tzv. Monostrandy, tj. jednotlivá předpínací lana umístěná v samostatné polyetylenové trubce vyplněné tukem nebo voskem. Monostrandy se v mostním stavitelství používají nejčastěji ve volných kabelech nebo v mostních závěsích.

V současné době se pro předpínací výztuž připravuje norma EN 10138 [3-67], zatím však nebyla vydána. Vývoj požadků na materiál a na konstrukční uspořádání mostních objektů z předpjatého betonu je uveden v **kapitole 2.2.2**.

Pracovní diagramy uvedené na předcházejících obrázcích u jednotlivých druhů oceli se pro účely navrhování nahrazují idealizovaným pracovním diagramem, který je uveden v ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38].



Obr. 2.13 – Průřez drátu porušený vlivem korozního praskání

## 2.1.5. Kotvení předpínací výztuže

Po napnutí předpínací výztuže je nutno předpínací výztuž zakotvit. Kotvení výztuže může být provedeno:

- kotvou – použitím u dodatečně předpjatých konstrukcí (viz kap. 2.1.5.2) a také v čele výrobního zařízení pro předem předpjaté konstrukce,
- smyčkou (dodatečně předpjaté konstrukce),
- soudržností s betonem (předem předpjaté konstrukce, viz kap. 2.1.5.1).

### 2.1.5.1. Kotvení předpínací výztuže soudržností – předem předpjatý beton<sup>3</sup>

Při výrobě prvků z předem předpjatého betonu se nejprve napne předpínací výztuž mezi čely tuhého výrobního zařízení. Po betonáži prvku a dosažení potřebné pevnosti betonu se předpínací výztuž uvolní z kotev, následkem čehož má napnutá předpínací výztuž snahu se zkrátit, a tím vnese předpínací sílu do konstrukce, která zkrácení výztuže klade odpor. Protože v čele vlastní konstrukce není žádná kotva pro zachycení a přenesení předpínací síly, přenáší se síla z výztuže do konstrukce pouze soudržností mezi ocelí a betonem.

Na kotvení předpínací výztuže soudržností má vliv řada činitelů – především vlastnosti betonu, stáří konstrukce, vlastnosti výztuže, způsob zavádění předpětí a zatížení. U vhodně složeného, hutného a řádně ošetřeného betonu se při zvyšování krychelné pevnosti zlepšuje i soudržnost. Závislost však není zcela úměrná a poměrný přírůstek soudržnosti bývá menší než přírůstek krychelné pevnosti.

### 2.1.5.2. Kotvení a protikorozní ochrana předpínací výztuže v dodatečně předpjatém betonu<sup>4</sup>

Pro kotvení předpínací výztuže v dodatečně předpjatém betonu se používají tzv. předpínací systémy (systémy dodatečného předpínání), kterými se rozumí ucelený komplex výrobků, zařízení, technologických postupů, údajů a opatření zajišťující spolehlivé dodatečné předepnutí konstrukce.

Konstrukční prvky systému dodatečného předpínání jsou:

- předpínací výztuž,
- kotvení,
- spojky,
- kabelové kanálky nebo ochranné obaly předpínací vložky,
- výplňový materiál uvnitř kotvení, kabelových kanálků a ochranných obalů (např. cementová injektážní malta, mazivo, vosk),
- trubky nebo speciální prvky pro vytvoření deviátoru pro vnější předpínací výztuž,
- výztuž proti štěpným silám,
- speciální příslušenství umožňující montáž, napínání, injektování kabelových kanálků, uvolňování napětí a výměnu předpínací sestavy (odvzdušňovací a odvodňovací otvory kabelových kanálků, zabudované hadice pro injektáž, odvodnění a odvzdušnění, specifické podpěry předpínací výztuže, provizorní nebo trvalé ochranné kryty kotvení a spojky, spojky pro spojování délek/sekcí kabelových kanálků nebo kabelových kanálků a kotvení atd.).

Předpínací výztuž je obvykle kovová (ocelová), výjimečně může být nekovová (vyrobená pak obvykle na bázi uhlíkových nebo skleněných vláken a určená pro silně agresivní prostředí). Podrobnosti o kovových materiálech používaných pro předpínací výztuž jsou uvedeny v kapitole 2.1.4.

Z hlediska použití předpínací výztuže v mostních konstrukcích můžeme rozeznávat následující nejčastější případy:

- vnitřní předpínací výztuž se soudržností – buď předem napínaná výztuž obalená přímo betonem, nebo dodatečně napínaná výztuž vedená uvnitř betonového průřezu v kanálcích vyplněných cementovou maltou,
- vnitřní předpínací výztuž bez soudržnosti – umístěná uvnitř betonového průřezu v kanálcích vyplněných mazivem nebo voskem (např. Monostrandy),
- vnější předpínací výztuž bez soudržnosti („volné kabely“) – vedená mimo betonový průřez, například v dutině komorového nosníku.

Napínání kabelů může být prováděno z jedné strany nebo z obou stran (konců). Z hlediska možnosti vnesení předpínací síly se pak kotvení dělí na kotvení pro napínání (aktivní – na napínaném konci kabelu) a kotvení pevné (pasivní – na nenapínaném konci kabelu).

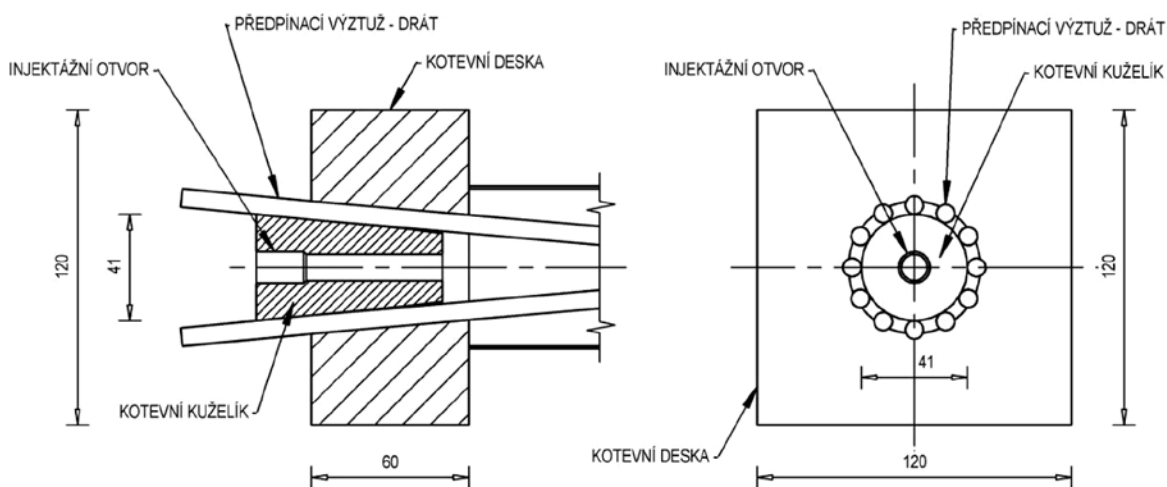
<sup>3</sup> Zpracováno s využitím [1-9]. <sup>4</sup> Zpracováno s využitím [1-9], [3-19], [3-20], [3-69] až [3-71] a firemních podkladů

Během vývoje konstrukcí z předpjatého betonu byla vyvinuta a používána řada způsobů kotvení předpínací výztuže. V mostním stavitelství se u nás pro aktivní kotvení kabelů z drátů i kabelů z lan používají (a i v minulosti se používaly) především samosvorné kotvy, kde se předpínací síla z výztuže vnáší do kotvy pomocí tření mezi předpínací výztuží, kuželovitým otvorem v kotevní objímce a kotevním kuželíkem. Tření se zvyšuje příčným vroubkováním styčných ploch (pro kotvení drátů se používají hladké plochy otvoru v kotevní objímce a vroubkovaný povrch kotevních kuželíků).

Podle [1-9] je obecně pevnost (resp. únosnost) předpínací výztuže v kotvení nižší než mimo kotvu. Toto snížení únosnosti předpínací vložky je způsobeno úpravou výztuže v kotvení (např. vyříznutím závitů na konci předpínacích tyčí; vyválnování závitů je možno provést i bez snížení únosnosti výztuže), přídatným namáháním tažené výztuže v kotvení (např. vlivem zakřivení, lomení, nebo sevření), vlivy povrchu částí kotvení, se kterými je výztuž v kontaktu (např. vrrypy na styku s vroubkováním zakaleného kuželíku apod.).

V minulosti se u nás používaly **kabely z rovnoběžných drátů** – pro jejich kotvení byly vyvinuty kotvy, určené pro kabely tvořené 13 Ø P4,5; 20 Ø P4,5; 12 Ø P7 a 24 Ø P7 (podle [3-69], [3-19] a [1-9]). Kotvy jsou samosvorné – jednotlivé dráty kabelu jsou rozmístěny po obvodu kónického otvoru v kotevní desce a zajištěny (přitlačeny k vnitřnímu povrchu kónického otvoru) kotevním kuželíkem s vroubkovaným povrchem a s injektážním otvorem v ose kuželíku – schéma kotvy pro kabel z 12 Ø P7 je na **obr. 2.14**. Kotva pro kotvení jednoho kabelu se skládá ze čtvercové nebo obdélníkové kotevní desky s jedním kuželovým otvorem a z kotevního kuželíku; v případě sdružené kotvy se kotvilo několik kabelů v jedné kotevní desce, ve které pak bylo několik kotevních otvorů vedle sebe. Podle [1-9] nebylo u kotev kabelů z drátů nutno počítat s výše uvedeným snížením pevnosti předpínací výztuže vlivem jejího zakřivení nebo zalomení.

Podle [1-9] byly desky kotev vyráběny z oceli 11 600 a kuželíky z chromové oceli 14 100 nebo z ušlechtilé uhlíkové oceli 12 060. Nesměly se řezat plamenem (nebo zahřívat jiným podobným způsobem), aby se nezměnily vlastnosti oceli a nedošlo v ní k vnitřnímu pnutí. Kotevní deska se při výrobě dále tepelně nezpracovávala a její povrch nebyl obvykle upravován ani chráněn proti korozi. Kuželíky se kalily tak, aby vroubky měly tvrdost podle Rockwella  $H_{RC} = 58$  (této tvrdosti bylo možno dosáhnout u oceli 12 060 tak, že byla ve vodě ochlazena z teploty 830°C a následně popuštěna při teplotě 180°C).



Obr. 2.14 – Kotva pro kabel z 12 Ø P7

Popsané kotvy byly upraveny oproti kotvám, které byly navrhovány podle dříve platné ÚN 74 2870 z roku 1961 [3-69]. Podle [125] byly odchylky dány zkušenostmi s používáním kotev a novými poznatky – byla zvýšena tvrdost kuželíku, pro výrobu kuželíku byla předepsána ocel vhodná ke kalení a byla zvětšena tloušťka desky a délka kuželíku. Aby se omezil výskyt vrubů, byl upraven povrch kuželíku tak, že jeho vroubkování po délce postupně vymizelo. Další úprava se týkala injektování – u starších typů kotev se injektážní malta vhněla do kanálků mezerami mezi dráty kabelu, u novějších typů kotev byl doplněn injektážní otvor v ose kuželíku.



Obr. 2.15 – Železniční most u obce Myslín– kotva pro kabel z drátů (KT-24); most v km 50,453 na TÚ 0281 Protivín–Zdice

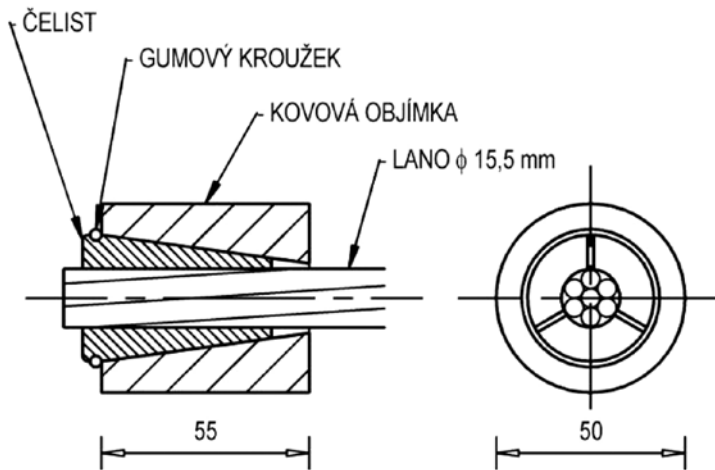
Podle dřívější ÚN 74 2870 [3-69] byly také vyráběny kotvy pro kabely ze 7  $\varnothing$  P4,5 a z 9  $\varnothing$  P4,5. Kotvy byly řešeny obdobně, ale do kuželových otvorů v kotevní desce byly za studena vylisovány podélné drážky tvořící lůžka pro jednotlivé kotvené dráty. Účelem lůžek bylo zpevnění materiálu tvářením za studena, a tím zmenšení pokluzů kabelu v kotvě – pokluz u tohoto typu kotev dosahoval v praxi max. 1,6 mm a kotvy byly určeny pro kotvení kabelů v krátkých konstrukcích.



Obr. 2.16 – Kabel z 20  $\varnothing$  P4,5 vyjmutý ze zrušené konstrukce (kabelový kanálek, patentované dráty, injektážní malta); viditelná koroze kovové hadice kabelového kanálku je zřejmě do značné míry způsobena tím, že kabel byl po vyjmutí z konstrukce asi 2 týdny vystaven vnějšímu prostředí.

Pro kotvení kabelů z 24  $\varnothing$  P7 byla určena samosvorná kotva typu MK 150 (J. Horel). Kotva byla rovněž založena na obdobném principu a skládala se z válcové objímky s kuželovým otvorem, z kuželíku a ze čtvercové podkladní desky. V závitových drážkách otvoru v objímce byla vložena kuželovitá šroubovice z drátu  $\varnothing$  P4,5. Kuželík byl po celé výšce vroubkován a kalen.





Obr. 2.17 – Jednoduchá kotva pro jedno lano  $\varnothing$  Lp 15,5 (podle ON 74 2874: 1978 [3-70])

Pro spojování kabelů z drátů byly vyvinuty spojky (např. podle ON-ISGR-4, B. Slánský, nebo podle SSŽ, H. Hlasivec). Spojky byly založeny na principu dvou zrcadlově otočených a vzájemně propojených kotev. Na nenapínané straně bylo možno kabely z drátů kotvit také smyčkou.

Pro aktivní kotvení kabelů z lan se rovněž používají samosvorné kotvy, na rozdíl od kotvení drátů ale každé lano prochází vlastním kuželovitým otvorem v kotevní objímce a je sevřeno kotevním kuželíkem rozděleným podélně (obvykle) tři částmi tak, aby vnitřní otvor v ose kuželíku mohl být těsně dotlačen na povrch lana. Na obr. 2.17 je znázorněna jednolanová kotva podle ON 74 2874: 1978 Ocelové kotvy a spojky na kotvení a nadpájanie káblov z lán  $\varnothing$  Lp 15,5 konštrukcií z predpätého betónu [3-70].

Kotvy pro kabely z lan podle výše uvedené normy [3-70] se dělily podle počtu lan v kabelu na jednoduché a sdružené, podle konstrukce se sdružené kotvy dále dělily na kotvy se sousým zakotvením lan v objímce kotvy a kotvy se šikmým zakotvením lan v objímce kotvy.

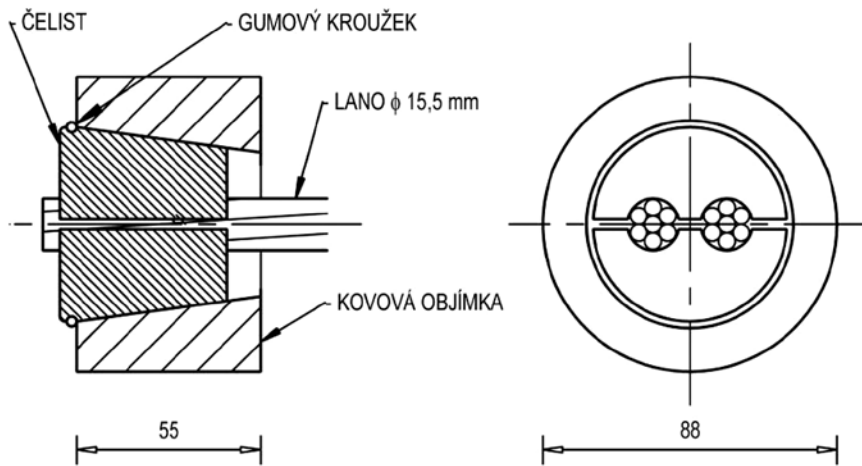
Předmětem uvedené normy [3-70] byly rovněž spojky, které slouží pro spojení dvou předpínacích vložek tak, že vytvářejí jednu spojitou předpínací vložku. Během výstavby – před betonáží a předepnutím navazující části konstrukce – spojka dočasně plní funkci kotvy pro první část kabelu.

Pro dodatečně předpjaté mostní konstrukce se nejčastěji používají kabely se soudržností z lan o průměru 15,5 mm, dnes i 15,2 (resp. 15,3) nebo 15,7 mm. Lana jsou sestavena do kabelů umístěných vždy v jednom kabelovém kanálku. Počet lan v jednom kabelu může být 1 až cca 35 (příp. až cca 55, počet lan v kabelu se liší u jednotlivých výrobců). Pro předepnutí mostních konstrukcí v podélném směru se nejčastěji používají kabely sestavené z 12, 15, 19 nebo 22 lan. V příčném směru může být v případě potřeby předepnuta buď deska mostovky, nebo příčníky, případně oba tyto konstrukční prvky současně. Pro příčný směr se často používají kabely o menším počtu lan (cca 4–6), a zejména pro předpínání relativně tenkých desek mostovky lze s výhodou použít kabely v plochých kanálcích (v tomto typu kabelů bývá možnost použít maximálně 5 lan), díky kterým lze dosáhnout maximální možné excentricity předpínací výztuže vůči těžištové ose tenkého betonového prvku, a tím i její maximální účinnosti. Pro omezení napětí v hlavním tahu bývá v některých případech používáno i svislé předpětí stěn; protože se však jedná o krátké předpínací prvky, používají se obvykle z důvodu omezení ztrát pokluzem předpínací tyče.

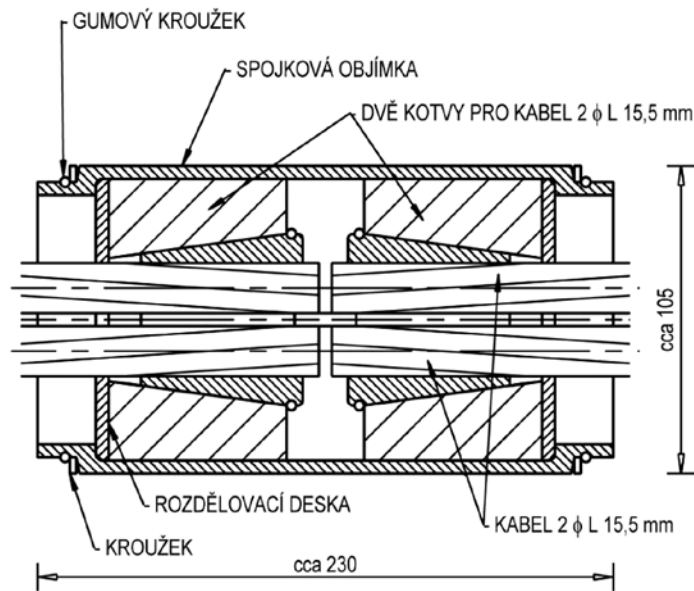
Na obr. 2.20 je sdružená kotva MONO podle [1-15]. Na obr. 2.21 je složená spojka, kterou opět tvoří dvě zrcadlově otočené a vzájemně propojené kotvy.

Na obdobném základním principu jsou založeny i aktivní kotvy a lanové spojky používané v současných předpínacích systémech. Pro aktivní i pasivní kotvení kabelů se soudržností je možno použít např. deskovou kotvu podle obr. 2.22, nebo stupňovitou kotvu podle obr. 2.23. Výhodou stupňovité kotvy je, že k přenosu předpínací síly do betonu nedochází pouze na čelní ploše kotvy, ale i prostřednictvím řady žebírek na kuželovém tělese kotvy, čímž je přenos síly efektivnější a umožňuje omezit prostorové nároky kotvení.

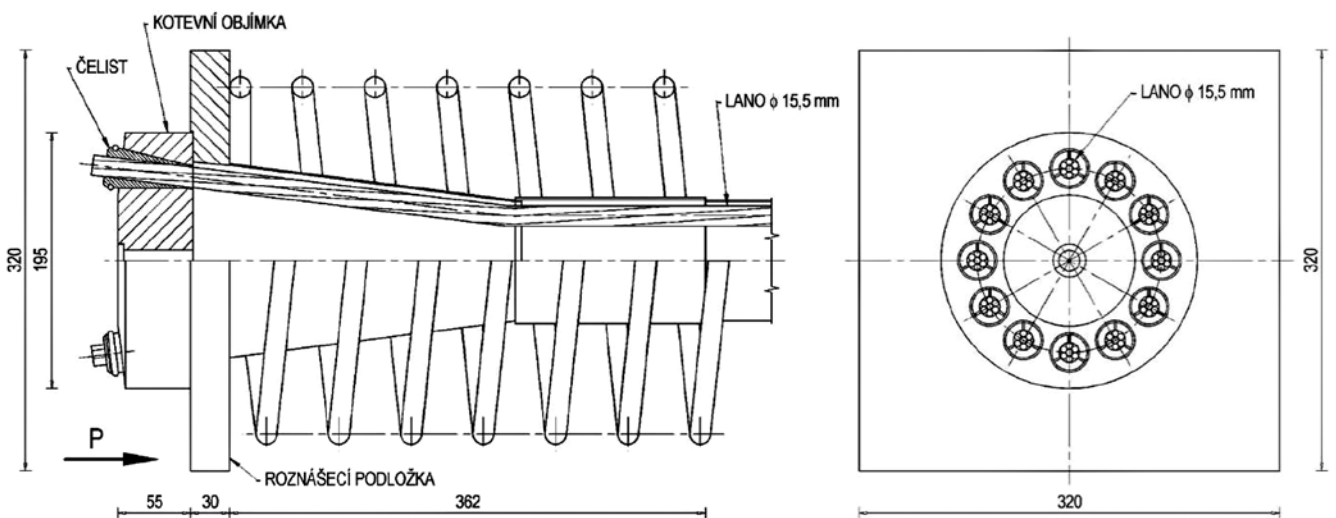
Na obr. 2.24 je spojka pro kabely z lan. Pro pasivní kotvení je možno použít také cibulovou kotvu podle obr. 2.25, která pro přenesení předpínací síly do konstrukce využívá soudržnosti mezi výztuží a betonem. Pro zvýšení účinnosti kotvení jsou navíc konce lan rozpleteny.



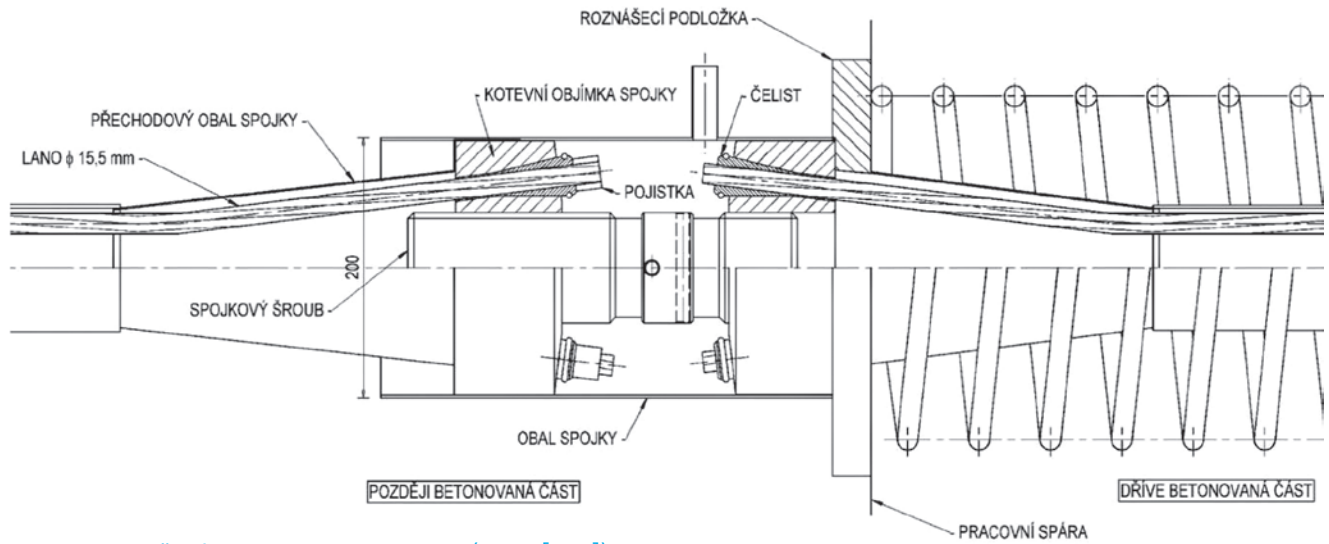
Obr. 2.18 – Jednoduchá kotva pro dvojpramenné lano  $\varnothing L_p 2 \times 15,5$  (podle ON 74 2874: 1978 [3-70])



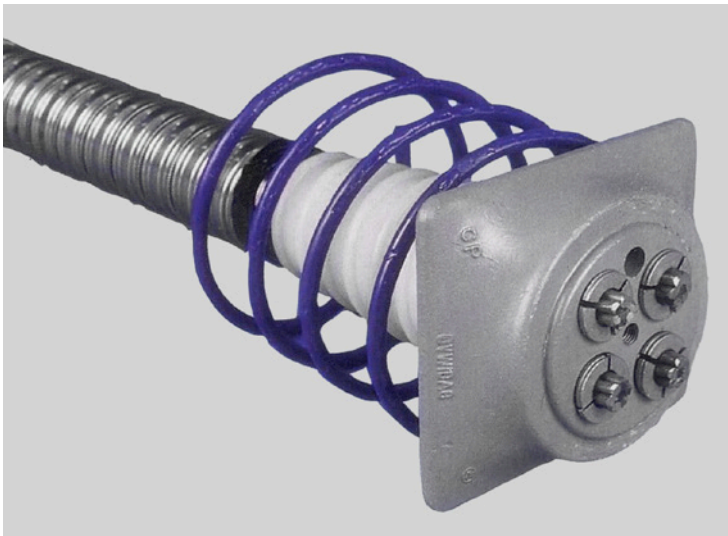
Obr. 2.19 – Složená spojka pro napojení kabelu  $\varnothing L_p 2 \times 15,5$  (podle ON 74 2874: 1978 [3-70])



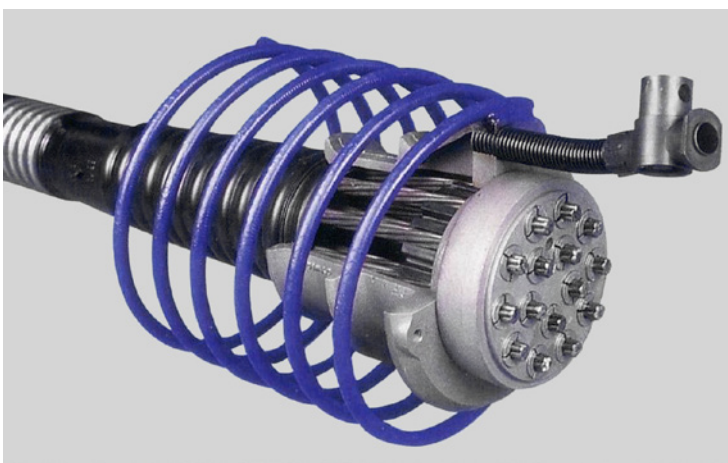
Obr. 2.20 – Sdružená kotva MONO (podle [1-15])



Obr. 2.21 – Složená spojka pro 9 nebo 12 lan (podle [1-15])



Obr. 2.22 – Desková kotva předpínací výztuže (podle Dywidag)

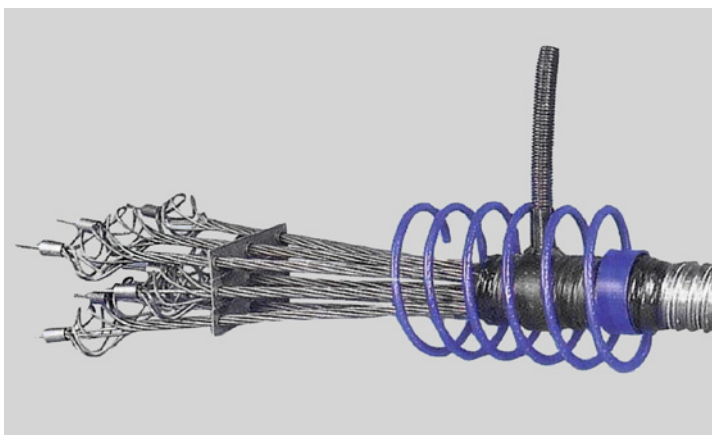


Obr. 2.23 – Stupňovitá kotva předpínací výztuže (podle Dywidag)



Obr. 2.24 – Příklad spojky předpínací výztuže (podle Dywidag)

**Volné kabely** se používají obvykle pro podélný směr konstrukcí; bývají nejčastěji vedeny uvnitř komorové konstrukce (případně například mezi trámy trémových konstrukcí s otevřeným průřezem) a jejich směr je určován pomocí tzv. deviátorů. S výhodou se používají také pro zesilování stávajících konstrukcí. Výhodou volných kabelů v porovnání s vnitřními kabely se soudržností je zejména možnost poměrně snadné kontroly předpínací síly a v případě potřeby i možnost dopnutí nebo i výměny kabelu. Tím, že ve stěnách nosných konstrukcí je použitím volných kabelů sníženo množství předpínací výztuže, je také možno dosáhnout menší tloušťky a/nebo snadnějšího probetonování stěn nosné konstrukce.



Obr. 2.25 – Cibulová kotva pro pasivní kotvení předpínací výztuže (podle Dywidag)



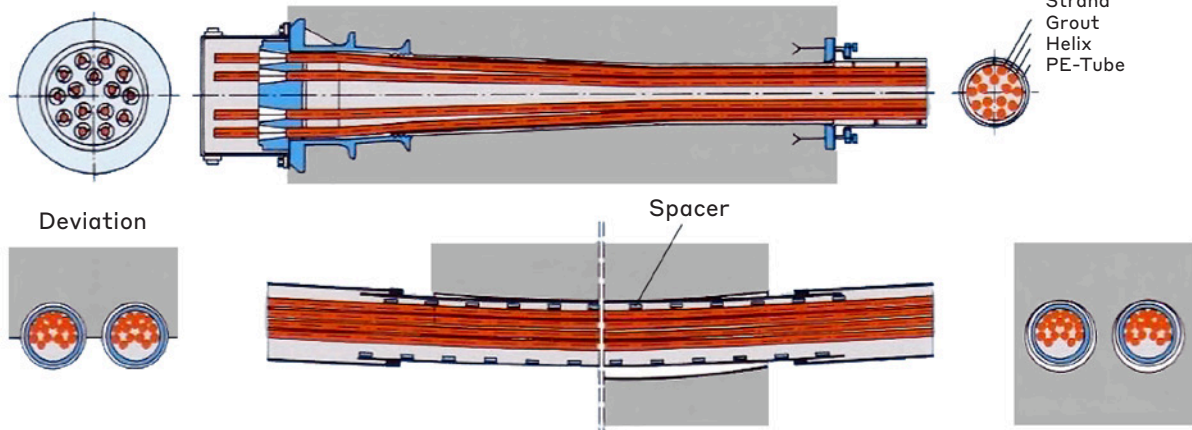
Obr. 2.26 – Železniční most v Březnu u Chomutova – Pracovní spára spojitě mostní konstrukce z dodatečně předpjatého betonu, umístěná v bodě nulového ohybového momentu (cca 20 % rozpětí pole za pilířem): část kabelů je napínána a spojková v pracovní spáře, část prochází bez přerušování a je napínána až z další pracovní spáry. Na spojkách jsou osazeny plastové odvětrávací trubičky; most v km 0,425 na TÚ 0101 Praha–Chomutov

Naopak k nevýhodám volných kabelů patří vyšší cena nebo menší excentricita výztuže vůči těžiškové ose nosné konstrukce, a tím i její nižší účinnost (projevuje se výrazněji zejména u nízkých průřezů). Při započítání pouze nesoudržné předpínací výztuže vychází obecně nižší únosnost konstrukce na mezi únosnosti, v konstrukci proto bývá nutno navrhnut větší množství betonářské výztuže. Na obr. 2.27, 2.28 a 2.29 je uvedeno možné konstrukční řešení volných kabelů včetně příkladů kotvení.

Kabelové kanálky pro předpínací vložky se soudržností jsou vytvořeny zabetonováním trubek (podle ČSN EN 523 [3-26] „hadic“), které zůstávají v betonu, nebo zabetonováním a následným vyjmutím trubek nebo tyčí. Pro vytváření kabelových kanálků se zabetonovanými trubkami je možno použít ocelové bezešvé nebo svařované trubky, trubky z tenkého plechu se sdrápkovým šroubovým švem nebo s přeplátovaným svařovaným švem a trubky z plastů nebo z jiných materiálů.

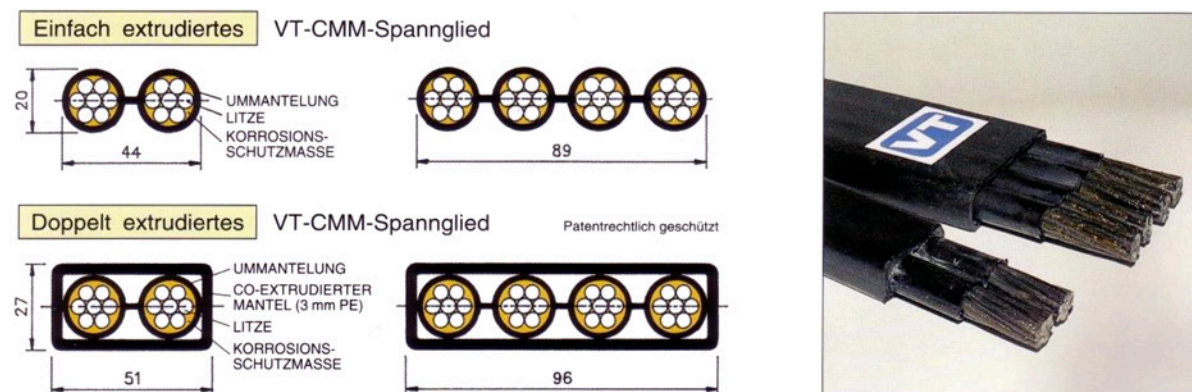
Obvykle se používají ocelové trubky stáčené z plechu. Plastové kanálky (HDPE) se používají v případech, kdy je požadována vyšší mechanická odolnost kanálku, důkladnější ochrana proti účinkům bludných proudů nebo proti korozi obecně, nebo snížení součinitele tření.

Type „MC“ system



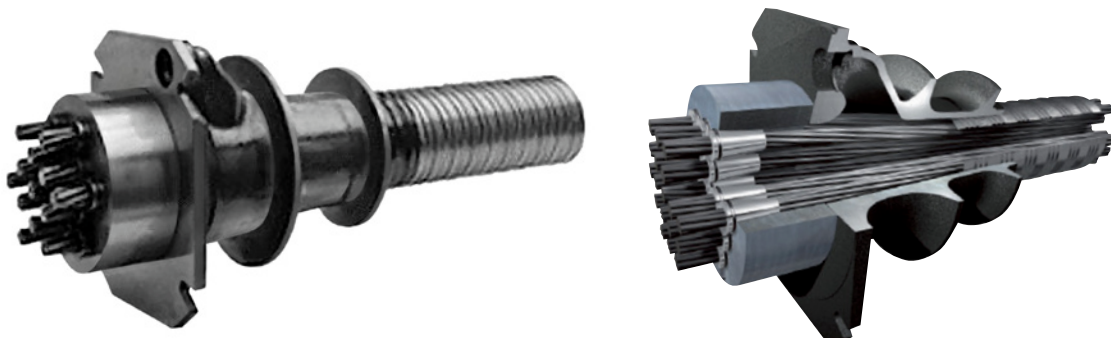
Obr. 2.27 – Příklad řešení volných kabelů (podle Dywidag – dřívější provedení); význam termínů: strand – lano, grout – injektážní hmota, helix – spirála, PE-tube – polyetylenová trubka, spacer – distanční podložka

Po napnutí a zakotvení předpínací výztuže se zbývající vnitřní prostor kabelových kanálků vyplňuje injektážní hmotou – obvykle se používá cementová malta (viz kap. 2.1.2). U vnitřní předpínací výztuže se soudržností se injektáží zajišťuje soudržnost výztuže s betonem a ochrana výztuže proti korozi (důkladná injektáž kabelových kanálků má zcela zásadní vliv na trvanlivost předpjaté konstrukce). U vnější a nesoudržné předpínací výztuže injektáž zajišťuje ochranu výztuže proti korozi. Aby bylo zajištěno důkladné vyplnění kanálků injektážní hmotou, musí být kanálky vybaveny otvory a trubičkami pro vstup malty i pro odvodnění a odvzdušnění kanálků. Tyto trubičky je nutno umístit zejména na obou koncích kabelu, u nejvyšších bodů (například nad mezilehlými pilíři) i v dalších místech, kde by se mohla hromadit voda nebo vzduch (např. v prostoru horní části kotev a spojek). Příklad odvzdušňovacích trubiček na spojkách kabelů je na obr. 2.26.



Obr. 2.28 – Příklad řešení volných kabelů (podle VT-JHP). Význam termínů: Einfach extrudiertes – jednou extrudováno (jednoduchá ochranná PE-trubka), Doppelt extrudiertes – dvakrát extrudováno (zdvojená ochranná PE-trubka), Spannglied – předpínací kabel, Ummantelung – ochranný obal, Litze – předpínací lano, Korrosionsschutzmasse – protikorozní ochranná hmota (tuk, vosk), Co-extrudierter Mantel (3 mm PE) – vnější extrudovaný obal (3 mm PE), Patentrechtlich geschützt – patentově chráněno.

Aby bylo zajištěno kvalitní provedení injektáže, je nutno v pravidelných časových intervalech provádět zkoušky injektovatelnosti. Během zkoušky se vytvoří typický úsek kabelu včetně problematických oblastí (vrcholové oblouky, kotvy, spojky apod.) a obetonuje se na betonový průřez cca 0,3 x 0,3 m. Po zatvrdnutí betonu se provede injektáž kanálku. Následně se zainjektovaný kabel rozřeže a posuzuje se kvalita zainjektování vnitřního prostoru kanálku. Na obr. 2.30 je příklad kvalitně zainjektovaného kabelového kanálku po provedení zkoušky injektovatelnosti.



Obr. 2.29 – Příklad kotvy použitelné pro kotvení kabelů se soudržností i bez soudržnosti, vč. volných (podle Freyssinet)



Obr. 2.30 – Příklad kvalitně zainjektovaného kabelového kanálku (po zkoušce injektovatelnosti)

Dle změny 2 normy ČSN EN 1992-2 ed. 2 [3-38] se nově zavádí pojem „stupeň protikorozní ochrany předpínací výztuže PL“ (Protection Level). V závislosti na stupni ochrany se volí požadavky na navrhování konstrukcí z hlediska mezního stavu omezení trhlin. U tříd PL2 a PL3 vede například k využívání plastových kanálků pro dosažení vyšší odolnosti a vodotěsnosti.

## 2.1.6. Související části konstrukcí

Na nosné konstrukce (nejen) předpjatých železničních mostů navazují další součásti, které do značné míry ovlivňují působení i trvanlivost konstrukcí. Patří k nim především uložení konstrukcí, ukončení konstrukcí a boční konzoly (římsy). Nejčastější případy jsou zde krátce popsány.

### 2.1.6.1. Uložení konstrukcí

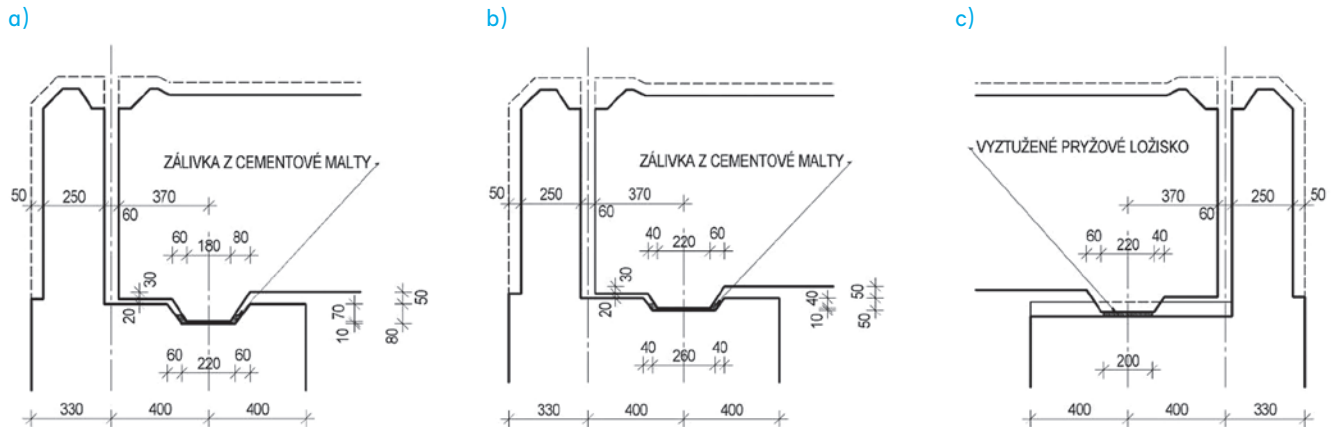
Nosné konstrukce železničních mostů lze uložit na podpěry v principu obdobným způsobem jako konstrukce jiných mostních objektů (např. pomocí různých typů ložisek), případně se používají (nebo v minulosti používaly) i jiné způsoby, které využívají snadno dostupný materiál (např. uložení na kolejnici), nebo jsou vhodné z hlediska rychlé a snadné montáže (obvykle) prefabrikovaných prvků (např. uložení na ozub). Z hlediska minimalizace údržby je vhodné hlavní nosnou konstrukci vetknout do podpěr a vytvořit konstrukce rámové (resp. integrované); toto řešení lze obvykle použít pro dilatující délku konstrukce zhruba 50 až 100 m (tzn. pro celkovou délku konstrukce cca 100 až 200 m při umístění „pevného bodu“ přibližně do poloviny).

### 1) Uložení na kolejnici

Při tomto způsobu uložení se do úložného prahu zabetonuje kolmo na podélnou osu mostu kolejnice, spodní líc nosné konstrukce se nad kolejnicí zesílí „opancéřováním“ pomocí vodorovného zakotveného ocelového plechu. Jedná se o řešení jednoduché a levné, má však rovněž podstatné nevýhody (značné tření v uložení, problematická ochrana nosné konstrukce proti účinkům bludných proudů) a dnes se prakticky nepoužívá.

### 2) Uložení na ozub

V tomto případě se na dolním líci nosné konstrukce vytvoří železobetonový lichoběžníkový ozub, který se osadí do obdobně tvarované kapsy na povrchu úložného prahu. Z důvodu dokonalého kontaktu i elektrického odizolování nosné konstrukce od spodní stavby se prostor mezi povrchy kapsy a ozubu (cca 10–20 mm) vyplní elektricky izolující zálivkou. V místě posuvného uložení bývá v některých případech ozub podložen pryžovou vrstvou.



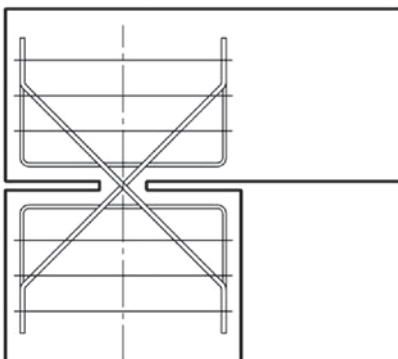
Obr. 2.31 – Uložení nosné konstrukce na ozub (příklad pro nosník KDP): a) s (možným) rozpěrným účinkem, b) pevné uložení, c) posuvné uložení

Jedná se opět o řešení velmi jednoduché a levné. Konstrukce v tomto případě působí spíše jako rozepřená (nelze však počítat s tím, že ozub sám o sobě zajistí stabilitu podpěr), a je proto vhodné spíše pro kratší konstrukce (do cca 10–20 m dilatující délky). Uložení nepůsobí staticky zcela čistě a jednoznačně – z hlediska podélných posunů není ani posuvné (pokud není použita pryžová vrstva), ani spolehlivě pevné. Rovněž elektrické odizolování nosné konstrukce nemusí být dlouhodobě funkční, především z důvodu vlhkosti a znečištění v prostoru uložení.

### 3) Betonové klouby

Rozeznáváme dva základní druhy kloubů – vrubové, u kterých se přenášení účinků zatížení přisuzuje betonu, a pérové, u kterých se přisuzuje výztuži. U vrubových kloubů se v tenké vrstvě oslabí betonový průřez tak, aby došlo vlivem působícího zatížení k jeho zplastizování, a tím k umožnění pootočení. Pro příčná zatížení bývá v kloubu výztuž – buď ve formě zkřížených prutů, nebo jako kolmé trny. U pérových kloubů se účinky zatížení přenášejí výztuží a beton slouží jako ochrana výztuže proti korozi.

Výztuž v kloubu je vhodné chránit proti korozi i ochranným povlakem (pokovení a/nebo nátěr). V případě kloubů v prostředí s bludnými proudy se okolo trnů zřídí vrstva elektroizolujícího polymerbetonu.



Obr. 2.32 – Pérový kloub

#### 4) Ocelová ložiska

Ocelová ložiska lze navrhnout v podélném směru jako pevná i jako posuvná („válcová“). Při správném návrhu a provedení umožňují tato ložiska poměrně spolehlivý způsob uložení nosné konstrukce. Uvedený typ ložisek neumožňuje příčné posuny a příčná pootočení, protože však železniční mosty obvykle bývají relativně úzké, nebývá tato skutečnost podstatným problémem.

Z důvodu izolace proti průchodu bludných proudů do nosné konstrukce je nutno ložiska osadit do vrstvy elektricky izolujícího polymerbetonu.



Obr. 2.33 – Železniční most u Pustovět – ocelová ložiska posuvná (vlevo) a pevná (vpravo); most v km 34,516 na TÚ 0761 Beroun–Rakovník

#### 5) Elastomerová ložiska

Elastomerové ložisko tvoří elastomerový blok obdélníkového nebo kruhového půdorysu, který je pro zvýšení svlé tuhosti vyztužen zavulkanizovanými ocelovými plechy. Posuny i pootočení jsou umožněny zkosením elastomerového bloku, proto pro větší posuny je nutná větší výška ložiska (resp. větší tzv. účinná výška, která je dána „čistou“ výškou elastomeru po odečtení tloušťky výztužných plechů). Pro velké posuny je možné ložiska doplnit kluznou vrstvou, toto řešení se však používá pouze výjimečně. Případně posuny v ložisku rektifikovat, nebo ložiska pro posuny přednastavit (používá se rovněž výjimečně).



Obr. 2.34 – Elastomerové ložisko zkosené vlivem vodorovného posunu nosné konstrukce

Elastomerová ložiska bývají obvykle doplněna horní a dolní ocelovou úložnou deskou, ke které mohou být přivařeny ocelové trny pro zakotvení do nosné konstrukce a do spodní stavby. Pokud nelze počítat s dostatečnou třecí silou mezi povrchem elastomerového bloku a ocelovou úložnou deskou, je možné mezi těmito dvěma prvky použít smykové zarážky. V případě, že je nutno omezit posun v jednom nebo i v obou vodorovných směrech, doplní se ložisko ocelovou vodící konstrukcí. Ložiska se opět osazují do vrstvy elektricky izolujícího polymerbetonu. Typickou oblastí použití elastomerových ložisek jsou konstrukce o rozpětí polí cca 20 až 30 m.



## 6) Hrnková ložiska

Hrnková ložiska v principu tvoří ocelová nádoba („hrnec“) vyplněná elastomerem a uzavřená ocelovým víkem. Takto uspořádané ložisko je ložisko „pevné“, tzn. přenáší svislé, podélné i příčné síly (reakce) a umožňuje pootočení v podélném i v příčném směru.

Pokud je nutno umožnit v ložisku také posuny, doplní se nad ložisko kluzná vrstva, která se skládá z vrstvy teflonu (nebo obdobně působícího materiálu) a z leštěného nerezového plechu – v tomto uspořádání ložisko umožňuje posuny ve všech směrech. V případě, že je potřebné umožnit posuny pouze v jednom směru („jednosměrně posuvné ložisko“), doplní se do kluzné vrstvy ještě vodící lišta ve směru posunu.

Hrnková ložiska se obvykle používají pro přenesení větších reakcí a posunů, tzn. pro objekty o rozpětí cca 20 m a více. Osazují se rovněž do vrstvy elektricky izolujícího polymerbetonu.

## 7) Kalotová ložiska

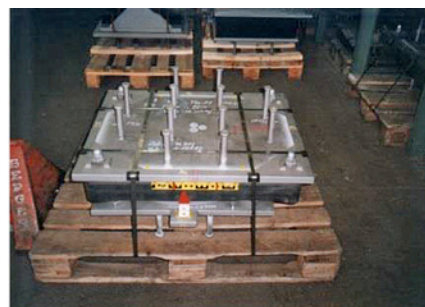
Pro uložení konstrukcí lze použít též kalotová ložiska, u kterých se možnosti pootočení dosahuje využitím kulové kluzné plochy, využívající opět kombinaci teflonu (nebo podobného kluzného materiálu) a leštěné korozivzdorné oceli. Pokud je nutno vytvořit ložisko všesměrně nebo jednosměrně posuvné, používá se obdobné řešení jako u ložisek hrncových.

Pořizovací cena kalotových ložisek bývá vyšší než u hrncových ložisek, jejich výhodou bývají menší rozměry, delší životnost a větší potočení.

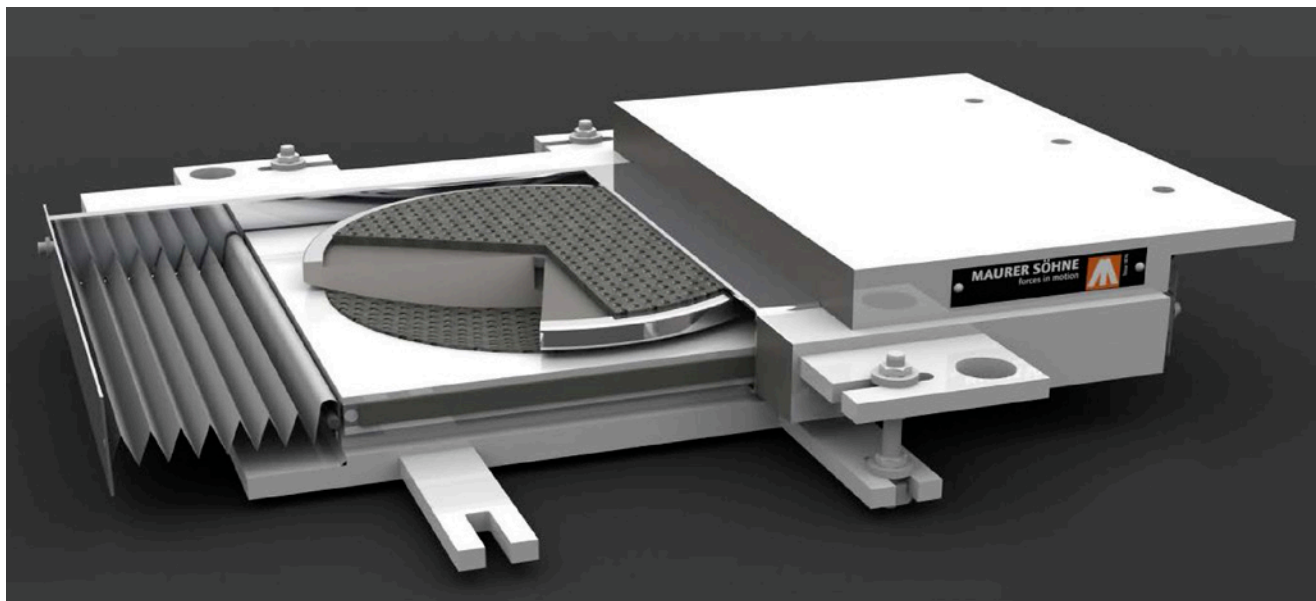
## 8) Přenesení podélných sil

Brzdné a rozjezdové síly působící na železniční mosty dosahují mnohem větších hodnot než u jiných mostních objektů. Jejich zachycení je možno provést například následujícími způsoby:

- při rozdělení konstrukce na řadu prostých nosníků působí na každé (podélně) pevné uložení poměrně malá brzdná síla z relativně krátké délky konstrukce,
- u spojitých nosníků bývá obecně nejvhodnější umístit pevná ložiska přibližně doprostřed celkové délky nosné konstrukce. Při větší délce konstrukce, a tím i větších brzdných a rozjezdových silách, je možno umístit pevná ložiska na dva, případně i více vnitřních pilířů. Spodní stavba i nosná konstrukce jsou pak namáhány v důsledku objemových a teplotních změn, ale brzdná síla, a při vhodném řešení i celková síla na jeden pilíř, se sníží. Je možno použít i speciálně zesílený střední pilíř s pevným uložením, například ve tvaru obráceného písmene „V“ (ve směru podélné osy mostu),
- u dlouhých spojitých konstrukcí se pevné uložení umístí na jednu z koncových opěr, které je možno pro přenos velkých podélných sil navrhnout lépe než poměrně štíhlé pilíře. Do opěry se nosná konstrukce přikotví předpínací výztuží nebo podélným ocelovým prvkem,
- je možno použít i speciální „tlumiče“, které nekladou odpor pomalým posunům a nepřenášíjí pomalu vnášené síly (například posuny a síly z tření v ložiskách v důsledku teplotních změn, pro které se použijí standardní pevná ložiska), ale zachytí krátkodobě působící síly, například brzdné nebo seismické. Pevná ložiska se pak umístí například na pilíři uprostřed délky konstrukce, tlumiče na koncových opěrách. Podélné síly se potom na jednotlivé podpěry rozdělí v poměru jejich tuhosti.



a) Obr. 2.35 – Hrnková ložiska: a) rozložené (hrnec a víko s kluznou vrstvou), b) víko uložené na hrnec (na horní ploše víka je kluzná vrstva s vodící lištou pro jednosměrně posuvné ložisko), c) kompletní ložisko s kotevními trny na horní i na dolní desce



Obr. 2.36 – Kalotové ložisko (podle podkladů Maurer SE a Cirmon s.r.o.)

### 2.1.6.2. Ukončení konstrukcí

Podle dilatující délky je možno použít v principu tři způsoby ukončení hlavní nosné konstrukce:

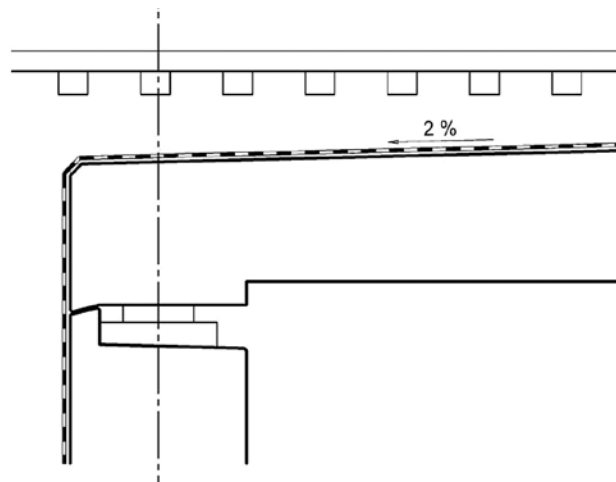
- ukončení s ozubem přes koncovou podpěru,
- ukončení s mostním dilatačním závěrem,
- ukončení s příčnými přepážkami a vzduchovou mezerou.

#### 1) Ukončení s ozubem přes koncovou podpěru

Tento způsob ukončení hlavní nosné konstrukce lze použít pro dilatující délky do přibližně 20 m. Konstrukce je opatřena přesahem až za rub koncové podpěry a zde je ukončena sníženým ozubem tak, aby voda z povrchu nosné konstrukce nemohla zatékat na úložný práh.

#### 2) Ukončení s mostním závěrem

Toto řešení je vhodné pro dilatující délky přibližně 20–100 m. Koncová podpěra je opatřena závěrnou zídou a mezera mezi závěrnou zídou a čelem nosné konstrukce se překryje mostním závěrem. Lze použít závěry obvyklých typů, používané i pro mosty pozemních komunikací – především kobercové a lamelové. U mostů s průběžným kolejovým ložem je nutno tyto závěry opatřit horní krycí deskou, aby do mezer v závěru nezapadla zrna štěrku, která by mohla bránit správné funkci mostního závěru. Krycí desky bývají z důvodu elektrické izolace nosné konstrukce od spodní stavby plastové.



Obr. 2.37 – Schéma ukončení nosné konstrukce s ozubem



Obr. 2.38 – Železniční most v Březnu u Chomutova – ukončení nosné konstrukce mostním dilatačním závěrem (na vodorovné části závěru je již osazena krycí deska proti zapadávání zrn štěrku do mezer v mostním závěru); most v km 0,425 na TÚ 0101 Praha–Chomutov

Přes mostní závěr je obecně možno převést bezстыkovou kolej, pokud tomu nebrání jiné předpisy (např. v souvislosti s maximální přípustnou dilatující délkou).

### 3) Ukončení s příčnými přepážkami a vzduchovou mezerou

Při dilatující délce přibližně 100 m a více by již docházelo vlivem dilatačních posunů nosné konstrukce k ředění a zahušťování průběžného kolejového lože nad koncovými podpěrami. Proto by zde mělo být kolejové lože přerušeno příčnými přepážkami tak, aby k posunům docházelo ve vzduchové mezeře. Přepážky jsou kotveny do čela nosné konstrukce i do závěrné zídky a mohou být buď ocelové nebo betonové. V případě, že jsou přepážky betonové, bývají do jejich horního povrchu kotveny speciální podkladnice pro připevnění kolejnic. Používají se podkladnice pro přímé upevnění koleje do nosné konstrukce, které umožňují poměrně značnou rektifikaci polohy koleje ve svislém i ve vodorovném směru. Současně mají takovou tuhost, aby působení kolejnic uložených na tyto podkladnice bylo obdobné jako u kolejnic uložených na pražce ve štěrkovém loži. V případě ocelových přepážek jsou kolejnice uloženy na pražcích; poslední pražec bývá v bezprostřední blízkosti přepážky (aby byly splněny požadavky na maximální přípustnou osovou vzdálenost mezi pražci) a prostor mezi tímto pražcem a přepážkou, kde není možno použít vyplnění štěrkovým ložem (z důvodu malé šířky mezery), se opatří pryžovou matrací. Při extrémně velkých podélných posunech lze kolejnice ještě podepřít i v mezeře mezi přepážkami pomocí speciálního nůžkového mechanismu.



a) b)  
Obr. 2.39 – Železniční estakáda Parník v Dlouhé Třebové – ukončení nosné konstrukce příčnými přepážkami: a) přepážky před zašterkováním mostu a zřízením koleje, b) po zřízením koleje; most v km 250,241 na TÚ 1501 Česká Třebová – Praha

### 2.1.6.3. Boční konzoly (římsy)

Boční konzoly (římsy) jsou kotveny do nosné konstrukce podél jejich podélných okrajů. Slouží k uzavření žlabu kolejového lože z boční strany, je do nich kotveno zábradlí a podél konzol (říms) bývají vedeny kabelové žlaby pro uložení sdělovacích a zabezpečovacích kabelů. Konzoly a římsy mohou být prefabrikované i monolitické.

Poměrně častým řešením je použití prefabrikovaných konzol s označení KO-1 (o skladebné šířce 0,80 m) a KO-2 (o skladebné šířce 1,30 m) – viz **obr. 2.40**. Na starších konstrukcích se vyskytují i další typy podobných konzol, například K70 (o skladebné šířce 0,70 m). Konzoly jsou sestaveny z dílů o skladebné délce (ve směru podélné osy mostu) obvykle 1,50 m. K nosné konstrukci bývá každý dílec prefabrikované konzoly přikotven pomocí dvou šroubů s okem a s ocelovou závlačí, kterou se konzoly připevní do ok z betonářské výztuže vyčnívajících z nosné konstrukce. Mezi jednotlivými dílci jsou příčné spáry široké 0,02 m; v příčných spárách mezi jednotlivými dílci i v podélné spáře mezi konzolami a okrajem nosné konstrukce dochází často k zatékání. K nejmenším problémům se zatékáním obvykle dochází v případě, že jsou příčné spáry vyplněny asfaltem nebo maltou (v mezipodporových úsecích). Důležité je také provedení kvalitního systému vodotěsné izolace. V místě příčných spár je rovněž vhodné použít pod izolací těsnicí asfaltové provazce.



Obr. 2.40 – Prefabrikovaná konzola

Další možností je provedení bočních konzol monoliticky – příklad možného řešení, s tvarem podobným jako u prefabrikovaných konzol, je na **obr. 2.41**. Monolitické konzoly bývají kotveny pomocí betonářské výztuže vyčnívající z nosné konstrukce. Monolitické konzoly bývají rozděleny příčnými spárami obdobně jako dílce prefabrikovaných konzol, aby se zabránilo spolupůsobení konzol s nosnou konstrukcí. I zde však ve spárách dochází často k zatékání – z tohoto hlediska obvykle působí nejlépe konzoly, které jsou příčnými spárami rozdělené pouze nad podpěrami.



Obr. 2.41 – Monolitická konzola

V případě menších požadavků na šířku konzol je možno nad okraji nosné konstrukce vybetonovat podélné zídky a na nich monolitické římsy – viz **obr. 2.42**.



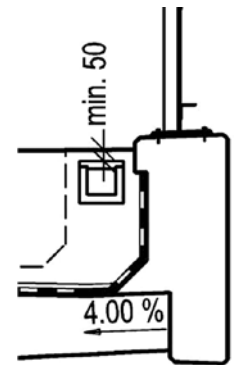
Obr. 2.42 – Podélná zídka a monolitická římsa

Existují rovněž řešení, kdy jsou z okrajů nosné konstrukce vyloženy lokální tyčové konzoly, na kterých jsou uloženy kabelové žlaby. Prostor mezi jednotlivými tyčovými konzolami je vyplněn prefabrikovanými prvky tvaru „L“ – viz **obr. 2.43**.



Obr. 2.43 – Tyčové konzoly podpírající kabelové žlaby

Podpěry trakčního vedení bývají ve všech těchto případech obvykle kotveny do spodní stavby mostu. Příklad řešení používaného v současné době je na **obr. 2.44**. Monolitické železobetonové římsy bývají kotveny pomocí betonářské výztuže vyčnívající z nosné konstrukce. Římsy mohou být případně pro urychlení realizace alespoň částečně prefabrikovány (např. může být prefabrikovaná vnější část římsy, zatímco zbývající části jsou dobetonovány monoliticky – **obr. 2.45**). Svislá vnitřní plocha konzoly bývá opatřena asfaltovými izolačními pásy s integrovanou ochrannou geotextilií. V příčných spárách pod izolačním pásem je vhodné použít těsnící asfaltový provazec, zatímco horní a vnější povrchy příčných spár je vhodné opatřit nalepenými pryžovými pásy s velkou průtažností (cca 400 %). Tento typ říms je v případě potřeby možno lokálně rozšířit do tvaru úložných bloků pro přikotvení stožárů trakčního vedení.



Obr. 2.44 – Monolitické železobetonové římsy



Obr. 2.45 – Monolitické železobetonové římsy s lícovými prefabrikáty a s rozšířenými bloky pro kotvení stožárů trakčního vedení

## 2.2. Vývoj navrhování přeprjatých mostů

### 2.2.1. Zatížení

Od počátků používání konstrukcí z předpjatého betonu pro železniční mosty byly postupně v platnosti následující normy obsahující údaje o zatížení:

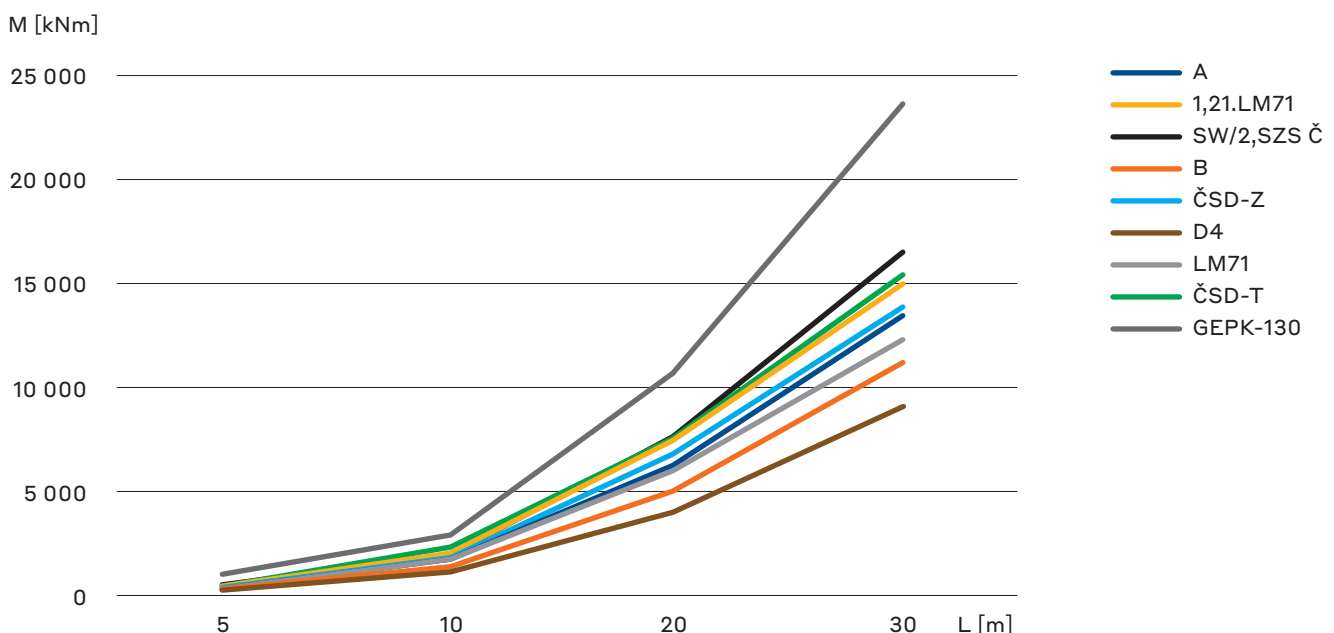
- 1) ČSN 73 6202: 1953 Zatížení a statický výpočet mostů,
- 2) ČSN 73 6203: 1969 Zatížení mostů,
- 3) ČSN 73 6203: 1986 Zatížení mostů,
- 4) ČSN P ENV 1991-3: 1997 (73 6203) Zásady navrhování a zatížení konstrukcí. Část 3: Zatížení mostů dopravou,
- 5) ČSN EN 1991-2: 2004 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,
- 6) ČSN EN 1991-2: 2005 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou,

V těchto normách byly uvedeny následující zatěžovací vlaky:

- a) „Ideální zatěžovací vlaky A, B, C“ a „skupina náprav“, pokud byla účinnější – od roku 1953,
- b) „Ideální zatěžovací vlak UIC-71“. Z tohoto ideálního vlaku se odvozoval tzv. „základní zatěžovací vlak ČSD Z“ (přenásobením součinitelem  $\omega = 1,12$ ) a „těžký zatěžovací vlak ČSD T“ (přenásobením součinitelem  $\omega = 1,25$ ) – od roku 1986,
- c) „Speciální zatěžovací schéma SZS ČSD“, které se používalo od roku 1989 na tratích 1. třídy „spolu“ s vlakem ČSD T (uvažovalo se účinnější z těchto zatížení),
- d) od roku 2010 (po předcházejícím několikaletém používání ve formě tzv. přednorem) jsou v platnosti evropské normy pro navrhování stavebních konstrukcí, tzv. Eurokódy. Podle těchto norem se uvažují následující zatěžovací modely:
  - „model zatížení 71“ (a „model zatížení SW/0“ pro spojitě mosty), který reprezentuje normální železniční dopravu na hlavních železničních tratích. Hodnoty zatížení obou zatěžovacích modelů se pro navrhování mostů přenásobují součinitelem  $\alpha$ . V ČR se podle třídy trati uvažuje součinitel  $\alpha = 1,10$  nebo  $1,21$ ,
  - „model zatížení SW/2“, který reprezentuje těžká zatížení,
  - „model zatížení HSLM“, který reprezentuje zatížení od osobních vlaků o rychlostech překračujících 200 km/h,
  - model zatížení „nezatížený vlak“, který reprezentuje účinek nezatíženého vlaku.

Statické účinky zatěžovacích vlaků se přenásobují dynamickým součinitelem předepsaným v jednotlivých normách.

Zejména při navrhování prefabrikovaných konstrukcí se uvažoval také kolejový jeřáb GEPK-130. Toto zatížení vychází v porovnání s ostatními zatěžovacími modely jako nejúčinnější. Proto při přepočtech vychází zatížitelnost a přechodnost konstrukcí navržených i na účinky jeřábu GEPK-130 vyšší než u srovnatelných konstrukcí, které na tyto účinky navrženy nebyly. Porovnání statických účinků vybraných zatěžovacích vlaků je uvedeno na **obr. 2.46**.



Obr. 2.46 – Porovnání ohybových momentů uprostřed pole prostého nosníku – ideální zatěžovací vlaky podle jednotlivých norem a předpisů a kolejový jeřáb GEPK-130 (bez dynamických účinků)

## 2.2.2. Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu

První železniční mosty z předpjatého betonu byly uvedeny do provozu v roce 1954, proto prvním předpisem, jehož požadavky zde uvádíme, je „Směrnice pro navrhování mostů“ z roku 1951 [3-1]. K předpisům a normám uvedeným v následující kapitole byly v průběhu času většinou vydávány změny a opravy – podrobnosti je možno nalézt například v [1-23].

### 2.2.2.1. Přehled uvedených předpisů – navrhování mostů z předpjatého betonu

- Směrnice pro navrhování mostů: 1951,
- ČSN 73 2001: 1959 Projektování betonových staveb,
- ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu,
- ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu,
- ČSN 73 2001: 1970 Projektování betonových staveb,
- ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí,
- ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu,
- ČSN P ENV 1992-1-1: 1994 (73 1201) Navrhování betonových konstrukcí. Část 1.1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208) Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty,
- ČSN EN 1992-1-1: 2019 (73 1201) ed. 2 Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby,
- ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí: Část 2: Betonové mosty – Navrhování a konstrukční zásady,
- ČSN 73 6214: 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí.

### 2.2.2.2. Přehled základních údajů

V této kapitole je uveden stručný přehled a vzájemné porovnání základních údajů z dotčených norem. V Tab. 2.1 je uveden přehled a vzájemný převod označení betonu podle norem, které u nás postupně platily pro navrhování železničních mostů z předpjatého betonu. V Tab. 2.2 jsou uvedeny minimální požadované třídy (značky, druhy) betonu pro tyto konstrukce (další podrobnosti jsou například v [1-23]). Obecně lze říci, že označení betonu vychází v první řadě z jeho pevnosti v tlaku ve stáří 28 dní, přičemž v jednotlivých normách se k označení betonu používaly tzv. „druhy“, „značky“ a „třídy“.

„**Značka**“ betonu byla používána v dřívějších normách a vyjadřovala průměrnou hodnotu krychelné pevnosti betonu v  $\text{kg/cm}^2$  (například „zn. 330“).

„**Třída**“ se používala a používá v novějších normách založených na teorii mezních stavů a vyjadřuje pevnost betonu v tlaku vyjádřenou v MPa a stanovenou jako 95% kvantil, tzn. 95 % vzorků musí vykazovat vlastnosti lepší nebo minimálně stejné, jaké jsou uvedeny v označení třídy, a pouze 5 % vzorků může vykazovat vlastnosti horší. V označení třídy např. „B30“ byla uvedena krychlená pevnost betonu v tlaku (30 MPa); v označení např. „C25/30“ první číslo vyjadřuje pevnost zkoušenou na válcích („válcovou“, v uvedeném příkladu 25 MPa) a druhé číslo pevnost zkoušenou na krychlích („krychelnou“, zde 30 MPa).

„**Druhy**“ betonu se používaly v nejstarších normách a k označení betonu používaly písmena, později i čísla (stejná jako „značky“ – tj. vyjádření pevnosti v  $\text{kg/cm}^2$ ).



Tab. 2.1 – Značení betonů podle jednotlivých norem a jejich převod

<b>Druh betonu podle „Směrnice“, 1951</b>	<b>Značka betonu podle ČSN 73 2001-1959, ČSN 73 2004-1960, ČSN 73 1251-1969, ČSN 73 2001-1970, ČSN 73 6206-1971 ČSN 73 6207-1993</b>	<b>Třída betonu podle ČSN 73 2400 a ČSN 73 1201</b>	<b>Třída betonu podle ČSN EN 206, ČSN P ENV 1992 a ČSN EN 1992</b>
a	60	(B3)	(C3/3,5)
b	80	B5	(C4/5)
c	105	B7,5	(C6/7,5)
d	135	B10	C8/10
	(160)	B12,5	(C10/12,5)
e	170	(B13,5)	(C11/13,5)
	(200)	B15	C12/15
f	250	B20	C16/20
	(300)	B25	C20/25
g	330	(B28)	(C23/28)
	(350)	B30	C25/30
	400	B35	(C28/35)
	(425)	(B37)	C30/37
	(450)	B40	(C33/40)
	500	B45	C35/45
	(550)	B50	C40/50
	600	B55	C45/55
	(650)	B60	C50/60

*Poznámka: třída nebo značka betonu uvedená v závorce nebyla v příslušné normě zavedena.*

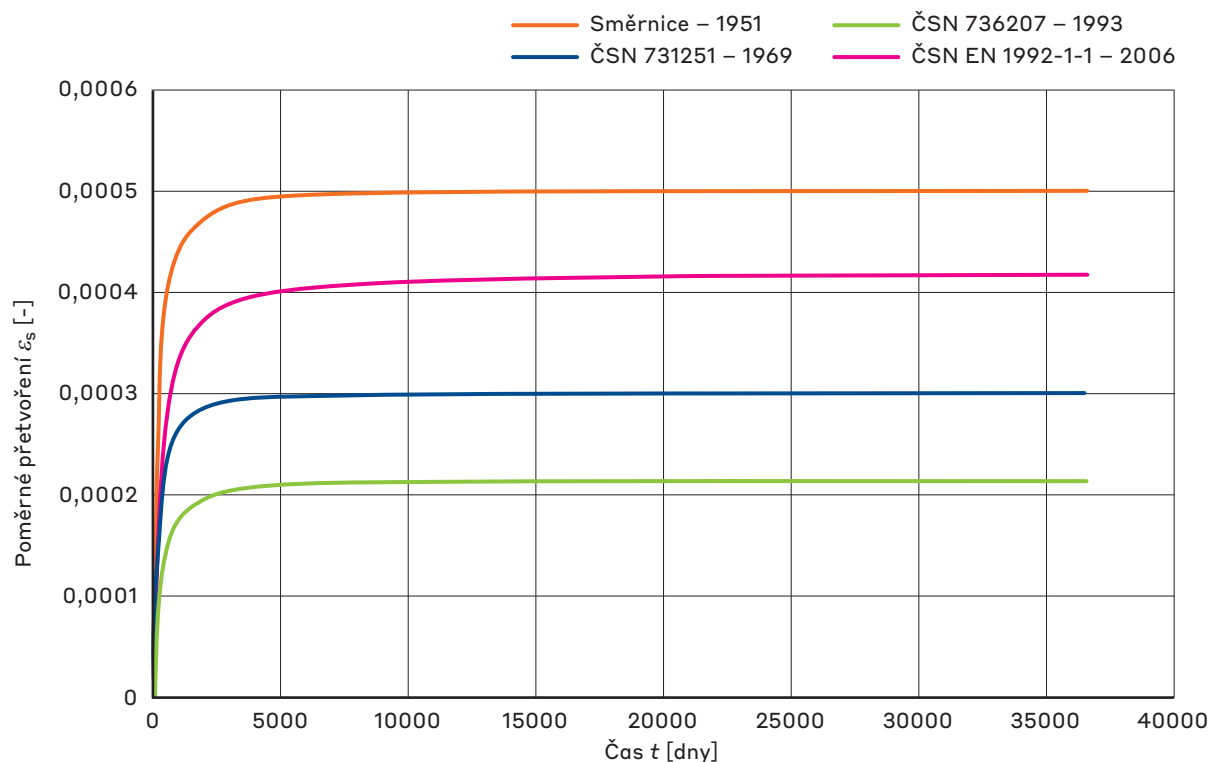
Tab. 2.2 (začátek) – Minimální nutné třídy (značky, druhy) betonu pro předpjaté železniční mosty

Norma a rok vydání	Minimální požadovaná třída (značka, druh) betonu
Směrnice pro navrhování mostů: 1951, vč. změny kapitoly 9	<p>1) Předem předpjaté konstrukce:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- při vnesení předpětí: min. 330 kg/cm<sup>2</sup> (33 MPa),</li> <li>- po 28 dnech: min. 400 kg/cm<sup>2</sup> (40 MPa).</li> </ul> <p>2) Dodatečně předpjaté konstrukce:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- v době vnesení předpětí, nejpozději však po 28 dnech tvrdnutí: min. 330 kg/cm<sup>2</sup> (33 MPa).</li> </ul>
ČSN 73 201: 1959 Projektování betonových staveb, vč. změn, doplňků a oprav	Tato norma sloužila pro navrhování nosných (nikoliv však mostních) konstrukcí z prostého betonu a železobetonu. Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu (ČSN 73 2004: 1960) se na ni ale odvolává v částech, které se týkají betonářské výztuže (materiálových vlastností, ...).
ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu	<p>1) Předem předpjaté konstrukce:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- beton druhu 400, 500 a 600.</li> </ul> <p>2) Dodatečně předpjaté konstrukce:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- beton druhu 330, 400, 500 a 600.</li> </ul>
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změny 07/1962	Z hlediska výše uvedených vlastností betonu změny normy neobsahovaly závažné úpravy.
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna b – 1/1965	<p>1) Předem předpjaté konstrukce:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- beton druhu 400, 500 a 600, výjimečně i druhy 250 a 330, pokud s tím souhlasilo ministerstvo stavebnictví.</li> </ul> <p>2) Dodatečně předpjaté konstrukce:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- beton druhu 330, 400, 500 a 600.</li> </ul>
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna c – 1/1970	Části normy, které se týkaly navrhování (včetně volby a vlastností materiálů), byly zrušeny a nahrazeny ČSN 73 1251 z roku 1969. Z ČSN 73 2004 byly ponechány v platnosti pouze části týkající se provádění a stavební kontroly.
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna d – 7/1970	Byla zrušena část normy týkající se provádění a obecná část týkající se stavební kontroly. V platnosti zůstala pouze část týkající se stavební kontroly a zkoušení prefabrikátů. Zrušené části byly nahrazeny normou ČSN 73 2401 z roku 1969.
ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu	<p>1) Předem předpjaté konstrukce:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- min. zn. 400, 500 a 600, výjimečně a po předchozím schválení ministerstva stavebnictví i zn. 250 a 330.</li> </ul> <p>2) Dodatečně předpjaté konstrukce:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- min. zn. 330, 400, 500 a 600.</li> </ul>
ČSN 73 1251 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu, Změna a) – 6/1982	Z hlediska výše uvedených vlastností betonu změna normy neobsahovala závažné úpravy.
ČSN 73 2001: 1970 Projektování betonových staveb, vč. změn	Tato norma sloužila pro navrhování nosných konstrukcí z prostého betonu a železobetonu, podle změny a) neplatí pro mosty. ČSN 73 1251: 1969 se na ČSN 73 2001 odvolává v částech, které se týkají betonářské výztuže.

Tab. 2.2 (pokračování) – Minimální nutné třídy (značky, druhy) betonu pro předpjaté železniční mosty

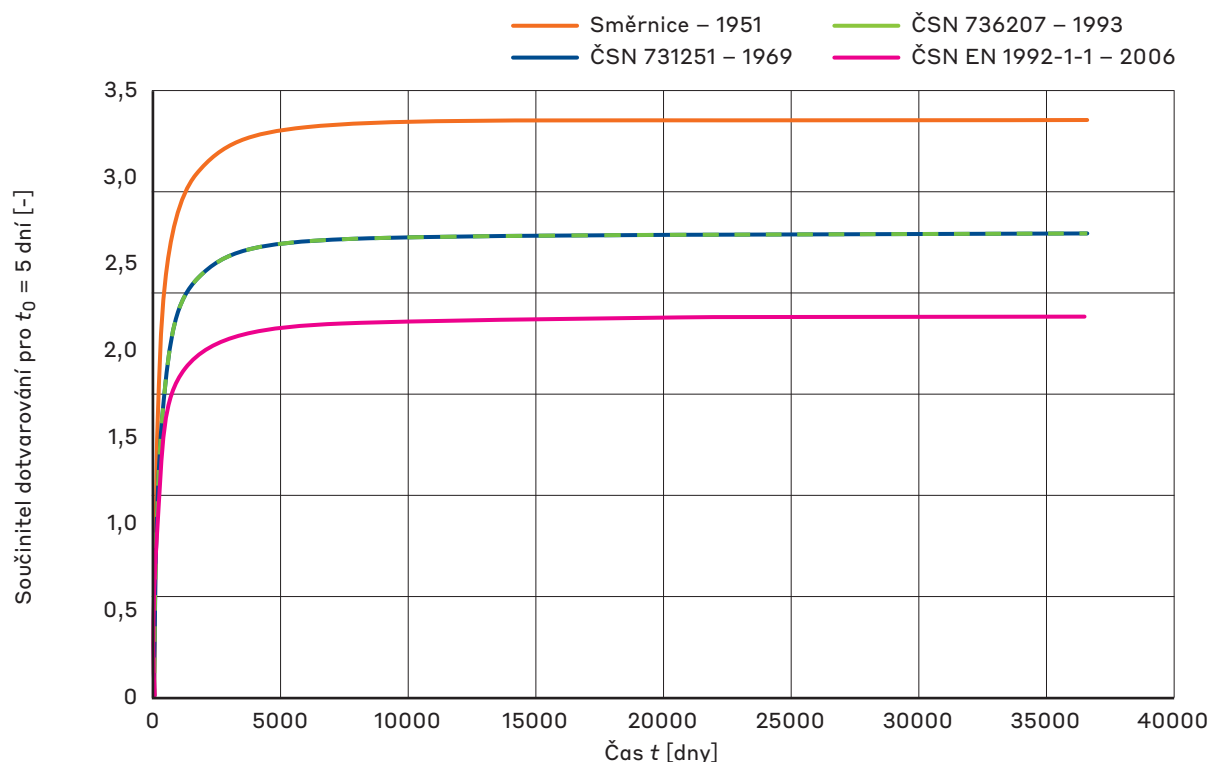
Norma a rok vydání	Minimální požadovaná třída (značka, druh) betonu
ČSN 73 6206: 1971 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí	Tato norma sloužila pro navrhování mostních konstrukcí z prostého betonu a železobetonu. Norma pro navrhování mostních konstrukcí z předpjátého betonu (ČSN 73 6207: 1993) se na ni však odvolává v částech, které se týkají betonářské výztuže – materiálových vlastností i konstrukčních zásad (zejména krytí výztuže betonem).
ČSN 73 6206, Změna a-10/1989	Z hlediska zde uváděných informací změna normy neobsahovala podstatné úpravy.
ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, Změna 2 (1994)	Změna normy uváděla (v části „Konstrukční pokyny“) požadavky na minimální značku betonu v závislosti na klasifikaci prostředí.
ČSN 73 6206 Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, Změna Z3 (2005)	Změna normy stanovila parametry pro návrh železobetonových mostních konstrukcí z betonů pevnostních tříd C12/15 až C70/85.
ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjátého betonu	<p>1) Předem předpjaté konstrukce:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- min. zn. 400, 500 a 600, ale pokud byly předepnuty žebírkovými tyčemi z oceli 10 607, i z betonu zn. 250 a 330.</li> </ul> <p>2) Dodatečně předp.konstrukce:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- min. zn. 330, 400, 500 a 600; v odůvodněných případech i zn. 450.</li> </ul>
ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjátého betonu, Změna 1/1998	Změna normy stanovila především pravidla pro navrhování spřažených konstrukcí beton – beton.
ČSN 73 6207 Navrhování mostních konstrukcí z předpjátého betonu, Změna Z2/2006	<p>Konstrukce z předem předpjátého betonu se navrhovaly z betonu pevnostních tříd C30/37 až C70/85 podle ČSN EN 206-1. Pokud byly předepnuty žebírkovými tyčemi z oceli 10607.0, mohly být i z betonu pevnostních tříd C20/25 a C25/30.</p> <p>Konstrukce z dodatečně předpjátého betonu se navrhovaly z betonu pevnostních tříd C25/30 až C70/85.</p>
ČSN P ENV 1992-1-1: 1994 (73 1201) a ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208)	Jedná se o tzv. předběžné normy, které vždy platily pouze jako souběžná norma se stávající ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207. Realizované návrhy mostů byly podle těchto norem zpracovány pouze ve výjimečných případech (zřejmě spíše nikdy), a proto zde tyto normy podrobně nerozebíráme.
ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: 2011 (73 1201) a ČSN EN 1992-2: 2007	<p>Pro betonové mosty se doporučuje používat třídy C30/37 až C70/85, pokud zadavatel nestanoví jinak (např. prostřednictvím TKP).</p> <p>Podle ČSN EN 1992-2, Změna Z2/2014 je doporučená minimální a maximální třída betonu C20/25 a C90/105, pokud zadavatel nestanoví jinak.</p>
ČSN 73 6214 – 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí	Norma obsahuje doplňující pravidla k normám řady ČSN EN 1992. Další požadavky na třídu betonu zde nejsou.

V grafu na obr. 2.47 je vynesena průběh smršťování betonu podle jednotlivých norem, spočítaný pro dobu předpokládané životnosti mostních objektů (100 let). Podrobné údaje o vstupních hodnotách uvažovaných ve výpočtu jsou v [1-23].



Obr. 2.47 – Porovnání průběhu smršťování betonu podle jednotlivých norem

V grafu na obr. 2.48 jsou vyneseny hodnoty součinitele dotvarování pro dobu předpokládané životnosti mostního objektu (100 let) a za předpokladu stáří betonu v době vnesení zatížení 5 dní (přibližné obvyklé stáří betonu při vnesení předpětí).



Obr. 2.48 – Součinitel dotvarování betonu pro  $t_0 = 5$  dní podle jednotlivých norem

V Tab. 2.3 je přehled základních údajů o předpínací výztuži. V grafu na obr. 2.49 je vyneseno průběh relaxace předpínací výztuže v čase – podrobnosti jsou uvedeny v [1-23].

Tab. 2.3 (začátek) – Předpínací výztuž

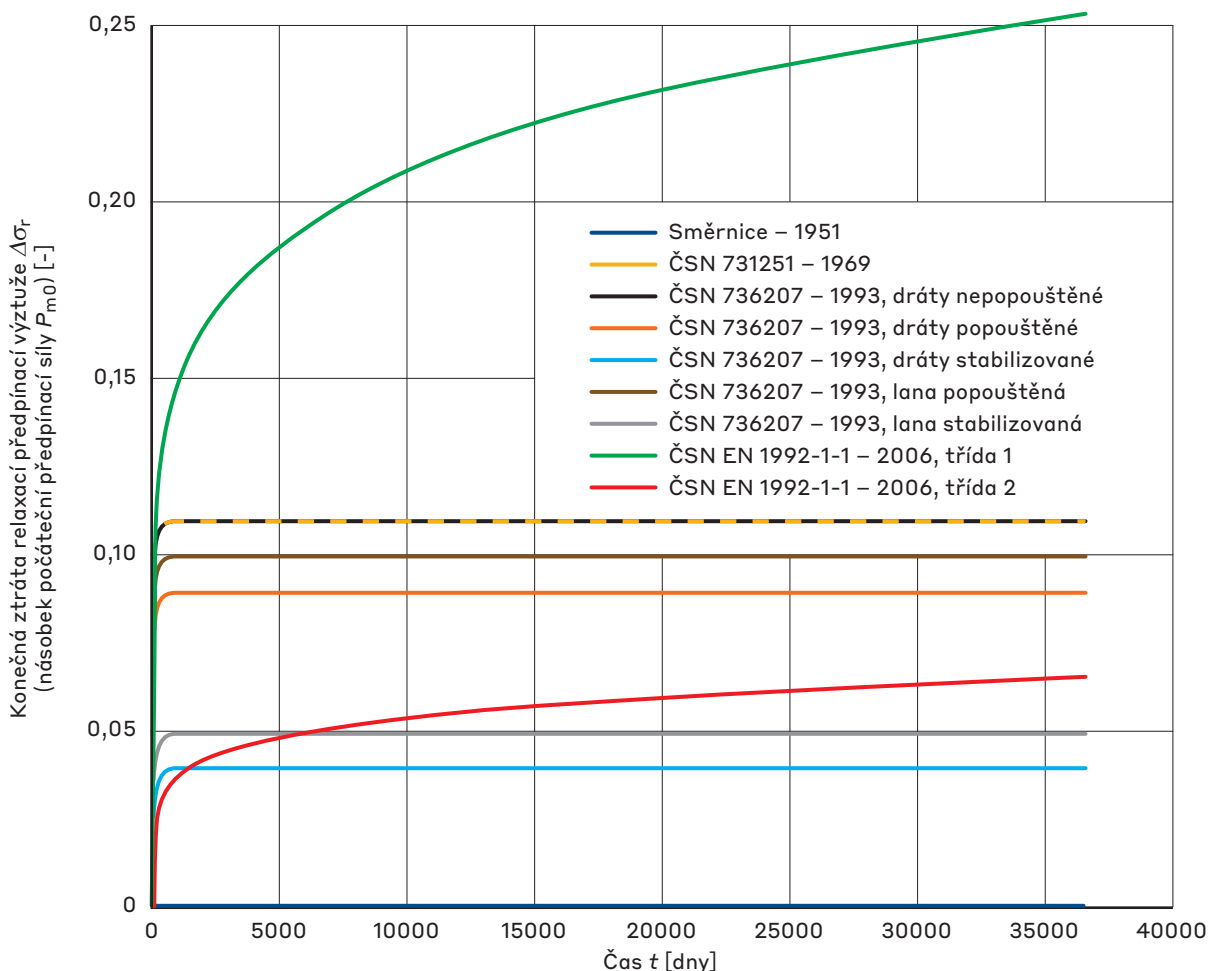
Norma a rok vydání	Údaje o předpínací výztuži
Směrnice pro navrhování mostů: 1951, vč. změny kapitoly 9	Ocel pro předpínací výztuž musela mít minimálně: - mez průtažnosti (mez 0,2 %) ... 6500 kg/cm <sup>2</sup> (650 MPa), - mez pevnosti ... 9000 kg/cm <sup>2</sup> (900 MPa),
ČSN 73 201: 1959 Projektování betonových staveb, vč. změn, doplňků a oprav	Norma neobsahovala údaje týkající se předpínací výztuže.
ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu	Pro předpínací výztuž se užívaly hladké patentované dráty kruhového průřezu o průměru 2,0 až 7,0 mm. Bylo možno používat i dráty spletené ze dvou nebo tří hladkých patentovaných drátů o jmenovitém průměru 2,0 až 3,0 mm, ale vždy téhož průměru.  U předem předpjatých konstrukcí, u kterých byla předpínací výztuž kotvena soudržností, se používaly pouze spletené patentované dráty.  Zaručená nejmenší pevnost v tahu byla 140 kg/mm <sup>2</sup> (1400 MPa) u drátů Ø 7,0 mm až 200 kg/mm <sup>2</sup> (2000 MPa) u drátů Ø 2,0 mm.  Zaručená nejmenší mez průtažnosti byla 100 kg/mm <sup>2</sup> (1000 MPa) u drátů Ø 7,0 mm až 160 kg/mm <sup>2</sup> (1600 MPa) u drátů Ø 2,0 mm.
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změny – 07/1962	Pro předpínací výztuž se užívaly hladké ocelové patentované dráty podle ČSN 42 6441 Ocelový drát tažený pro předpínací výztuž.
ČSN 73 2004 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, Změna b – 1/1965	Pro předpínací výztuž bylo možno použít i zlaněné patentované dráty, které byly zlaněny svinutím dvou nebo tří spletených drátů. Tyto spletené dráty sestávaly ze dvou hladkých patentovaných drátů jmenovitého průměru 2 mm.
ČSN 73 2004, Změna c – 1/1970	Změnou c – 1/1970 byla veškerá ustanovení normy týkající se navrhování zrušena a nahrazena normou ČSN 73 1251.
ČSN 73 2004, Změna d – 7/1970	Změnou d – 7/1970 byla zrušena část normy týkající se provádění a obecná část týkající se stavební kontroly (byly nahrazeny normou ČSN 73 2401). V platnosti zůstala pouze část týkající se kontroly a zkoušení prefabrikátů.
ČSN 73 1251: 1969 Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu	Používaly se hladké patentované dráty, nebo dráty spletené ze dvou nebo tří hladkých patentovaných drátů o jmenovitém průměru 2 až 3 mm (vždy téhož průměru).  Pro konstrukce z předem předpjatého betonu zn. 400, 500 nebo 600 (kotvené soudržností) se používaly pouze spletené patentované dráty (ty se naopak nesměly používat pro konstrukce z předem předpjatého betonu zn. 250 nebo 330).  Jinou předpínací výztuž bylo možno použít na základě souhlasu ministerstva stavebnictví.  Nejmenší pevnost v tahu u používaných drátů (v normě bylo uvedeno 12 druhů) byla 1400 až 2000 MPa (podle druhu drátu), nejmenší mez $\sigma_{0,2}$ byla 1000 až 1600 MPa a nejmenší tažnost byla 3 %.

Tab. 2.3 (pokračování) – Předpínací výztuž

Norma a rok vydání	Údaje o předpínací výztuži
<p>ČSN 73 1251 <i>Navrhování konstrukcí z předpjatého betonu, Změna a) – 6/1982</i></p>	<p>Kromě patentovaného drátu uváděla změna normy i tyčovou předpínací výztuž z oceli 10 607. Její vlastnosti se uvažovaly takto:</p> <p>a) dovolené namáhání při napínání výztuže ... 540 MPa,  b) dovolené namáhání při zatížení hlavním  - v tahu ... 450 MPa,  - v tlaku ... 320 MPa,  c) dovolené namáhání při zatížení celkovém  - v tahu ... 520 MPa,  - v tlaku ... 370 MPa,  d) mezní napětí ... 590 MPa.</p>
<p>ČSN 73 2001: 1970 <i>Projektování betonových staveb, vč. změn</i></p>	<p>Norma neobsahovala údaje týkající se předpínací výztuže.</p>
<p>ČSN 73 6206: 1971 <i>Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí, vč. změn</i></p>	<p>Norma neobsahovala údaje týkající se předpínací výztuže.</p>
<p>ČSN 73 6207: 1993 <i>Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu</i></p>	<p>Pro předpínací výztuž norma uvádí:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- nepopouštěné dráty podle ČSN 42 6441,</li> <li>- popouštěné a stabilizované dráty podle ČSN 42 6448,</li> <li>- žebírkové tyče podle ČSN 42 5536,</li> <li>- popouštěná a stabilizovaná lana.</li> </ul> <p>Hladké nepopouštěné, popouštěné nebo stabilizované dráty se mohou použít pro předpínací výztuž, která není kotvena soudržností.</p> <p>Spletené dráty, které jsou svinuty ze dvou nebo tří hladkých nepopouštěných drátů o jmenovitém průměru 2,0 mm až 3,0 mm (vždy téhož průměru), se mohou použít pro předpínací výztuž, která je kotvena soudržností. Rovněž žebírkové tyče válcované za tepla z oceli 10 607.0 ve stavu tepelně nezpracovaném se mohou použít pro předpínací výztuž, která je kotvena soudržností.</p> <p>Popouštěná lana byla uvedena o průměru 7,8 mm; 12,5 mm a 15,5 mm se jmenovitou pevností 1620 až 1800 MPa a se smluvní mezí 0,2 v rozsahu 1380 až 1530 MPa.</p> <p>Stabilizovaná lana uvedená v normě měla průměr 12,5 mm a 15,5 mm, jejich jmenovitá pevnost byla 1620 a 1800 MPa a smluvní mez 0,2 byla 1380 a 1530 MPa.</p>
<p>ČSN 73 6207, <i>Změna 1</i></p>	<p>Změna normy připouštěla používání výztuží v této normě neuvedených na základě průkazných zkoušek provedených podle ČSN P 74 2871, při kterých se zjistily mechanické a technologické vlastnosti výztuže, určila se odolnost výztuže proti křehnutí vlivem vodíku apod. Mez 0,2 předpínací výztuže neměla být větší než 0,9 násobek pevnosti. V podmínkách k použití bylo třeba stanovit charakteristiky předpínací výztuže nutné pro navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu podle přílohy G.</p> <p>Rovněž kotvení předpínací výztuže v kotvě, spojce nebo smyčce se mohlo při navrhování konstrukce použít na základě ověření spolehlivosti a bezpečnosti průkazní zkouškou.</p> <p>U kotvení předpínací výztuže pro konstrukce vystavené dynamickému nebo mnohokrát opakovanému zatížení se mohlo požadovat provedení průkazní zkoušky únavové pevnosti podle ČSN P 74 2871.</p>

Tab. 2.3 (dokončení) – Předpínací výztuž

Norma a rok vydání	Údaje o předpínací výztuži
ČSN 73 6207, Změna Z2	Změna Z2 obsahovala aktualizaci požadavků, které bylo nutno splnit pro schválení výztuže a kotvení pro použití v předpjatých mostních konstrukcích.
ČSN P ENV 1992-1-1: 1994 (73 1201) α ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208)	Jedná se o tzv. předběžné normy, které vždy platily pouze jako souběžná norma se stávající ČSN 73 6206 a ČSN 73 6207. Realizované návrhy mostů byly podle těchto norem zpracovány pouze ve výjimečných případech (zřejmě spíše nikdy), a proto zde tyto normy podrobně nerozebíráme.
ČSN EN 1992-1-1: 2011 (73 1201) α ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208)	<p>Eurokód 2 platí pro předpínací výztuž, kterou tvoří dráty, tyče nebo lana. Oceli vyhovující Eurokódu 2 jsou specifikovány charakteristickými hodnotami pevnosti v tahu <math>f_{pk}</math>, smluvní meze kluzu 0,1% – tzn. <math>f_{p0,1k}</math> a protažením při maximálním zatížení <math>e_{uk}</math>. Vlastnosti předpínací oceli jsou uvedeny v EN 10138 nebo v příslušném evropském technickém schválení. Předpínací vložky (dráty, lana, tyče) musí být dále klasifikovány podle tříd udávajících relaxační chování, rozměru a povrchových charakteristik.</p> <p>Předpínací výztuž musí mít odpovídající duktilitu specifikovanou v EN 10138 (má platit, že <math>f_{pk} / f_{p0,1k} \geq 1,1</math>).</p> <p>Návrhovou hodnotu modulu pružnosti <math>E_p</math> pro lana lze předpokládat rovnou 195 GPa. Skutečná hodnota může být v rozsahu 185 GPa až 205 GPa v závislosti na výrobním postupu.</p>



Obr. 2.49 – Relaxace předpínací výztuže podle jednotlivých norem

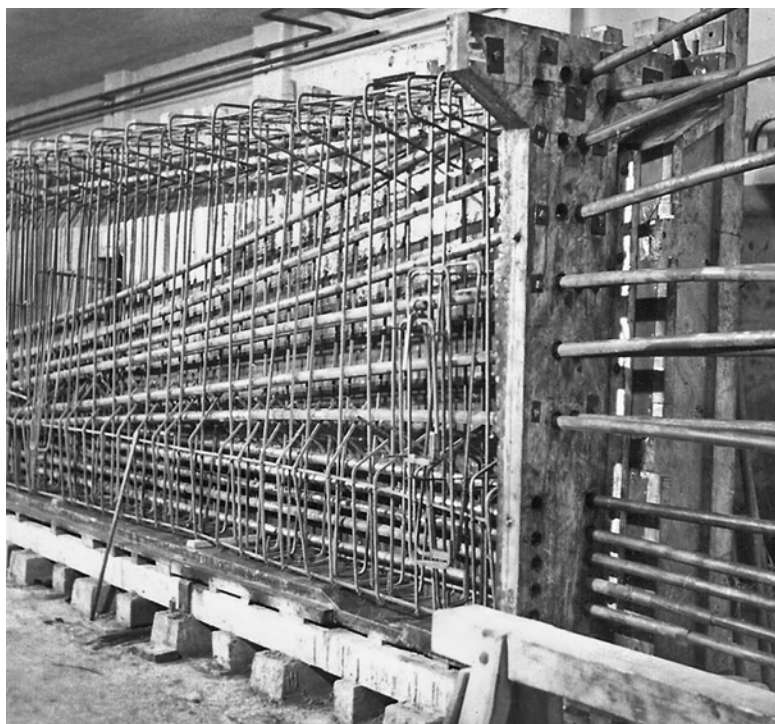
## 3. Konstrukce z předpjatého betonu na železničních mostech ČR

### 3.1. Historie předpjatých železničních mostů<sup>5</sup>

#### 3.1.1. Počátky používání předpjatého betonu na železničních mostech

Předpjatý beton se stal bezprostředně po druhé světové válce, díky intenzivnímu rozvoji této nové technologie především ve Francii, Německu, Belgii a Velké Británii, dominantním stavebním materiálem pro nosné konstrukce mostů, převážně středních rozpětí. Po mostech silničních přišly ke slovu i mosty železniční, kde se ve vhodných úpravách a kombinacích uplatnil i pro mosty malých rozpětí. Vzorovým příkladem byly spřažené železniční mosty anglického inženýra Abelese, složené z betonových strunobetonových dílců průřezu obráceného T a monolitické dobetonávky, které vykazovaly vynikající nominální pevnost předpjaté části v tahu za ohybu, kdy docházelo ke vzniku trhlin až při hodnotách cca 10 MPa.

K uplatnění předpjatého betonu v železničních mostech v poválečném období v celé Evropě přispěl nejen obecný nedostatek konstrukční oceli, ale především jeho podstata, předpětí vytvářející tlakovou rezervu v betonu, která vylučuje tahová napětí při dynamickém namáhání železničním provozem, a tím omezuje únavové jevy v mostní konstrukci. Relativně hmotnější nosná konstrukce zmenšuje též nepříznivé účinky environmentální, otřesy a hluk, zejména dnes při běžném používání průběžného šterkového lože.



Obr. 3.1 – Vyztužení trámu

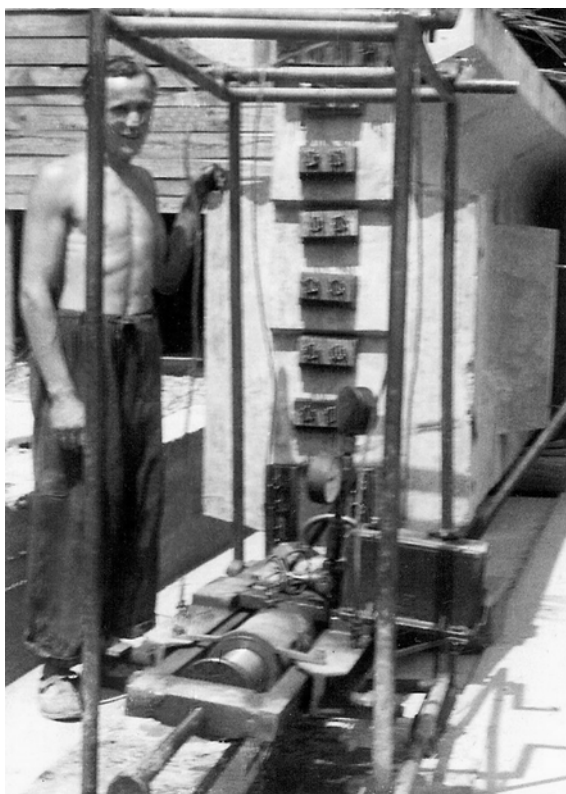
Po kladných zkušenostech se silničními mosty z předpjatého betonu (první silniční most z předpjatého betonu u nás byl realizován v roce 1947 v Koberovicích na rozpětí 13,20 m) provedl Ústav pro zprůmyslnění stavebnictví (dále ÚZS) při Ministerstvu stavebnictví na výzvu Ministerstva dopravy z konce roku 1952 práce nutné pro zavedení železničních mostů z předpjatého betonu. Bylo rozhodnuto, že předpjatý beton bude v ČSR poprvé uplatněn u železničních mostů nad rozšiřovanou Křižíkovou ulicí v Praze-Karlíně, kde bylo nutno nahradit tři klenby Negrelliho viaduktu. Nosná konstrukce mostů měla být sestavena z trámů z kabelobetonu, tj. z dodatečně předpjatého betonu s předpínací výztuží sdruženou do kabelů. Most byl navržen projektovou kanceláří SUDOP (Ing. Antonín Bébr), podklady pro navrhování a provádění konstrukce zajistil a zatěžovací zkoušky zkušebních trámů i hotových mostů provedl ÚZS (Ing. Miloslav Klimeš a Ing. Bohumír Voves). Trámy byly vyrobeny ve výrobě n.p. Montostav (dříve Baraba) v Liticích nad Orlicí (Ing. Jan Otta a Ing. Zdeněk Jíra).

<sup>5</sup> Zpracováno s využitím Přílohy P1 z [1-23], pro kterou byly použity podklady od Ing. Františky Vlkové, prof. Ing. Bohumíra Vovse, DrSc., Ing. Karla Dahintera, CSc. a Ing. Renaty Dlouhé a s využitím informací od Ing. Pavla Matyáše a firemních podkladů SUDOP PRAHA, a.s. a Pontex, s.r.o.

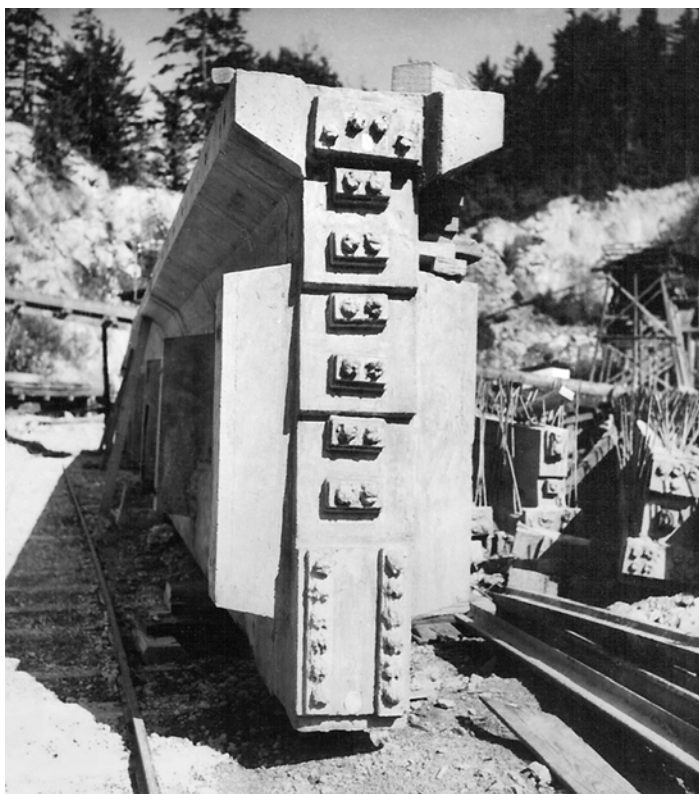


Nejprve byl zpracován návrh dvou mostů s rozpětím 25,00 m a dvou mostů s rozpětím 22,50 m pro zatěžovací vlak A na dvou dvokolejných železničních tratích rozbíhajících se protisměrnými oblouky. Nosnou konstrukci mostu pod každou kolejí tvořil rošt s pěti prostě podepřenými trámy průřezu T. Výška trámů byla po délce proměnná pro zajištění střechovitěho sklonu 2 %. Z boků trámů vycházely části devíti příčníků. Spojení trámů v rošt zajistily kabely procházející příčnickými a přírubami trámů. Roštová soustava byla volena tak, aby tíha trámů nepřesáhla nosnost dostupných jeřábů a aby byla použitelná v kolejových rozvětveních. Pro požadovanou hospodárnost byla výška trámů rovná až dvanáctině rozpětí.

Pro ověření způsobu navrhování a provádění mostů byly vyrobeny a odzkoušeny dva zkušební trámy odpovídající navrženému nejvíce zatíženému trámu rozpětí 25,00 m. Zkušební trámy byly vyráběny v dřevěné oplechované formě. Kabelové kanálky vytvářely ocelové trubky, které byly po zavadnutí betonu vytaženy. Pro betonářskou výztuž byla použita ocel Roxor (obr. 3.1). Beton zn. 600 (C45/55) měl toto složení: 450 kg portlandského cementu třídy 450 ze Štramberku na 1 m<sup>3</sup> hotového betonu, litická žulová drť 15/25 nebo 7/15 mm a labský písek 0/4 mm smíšené v poměru hmotností 70:30 při vodním součiniteli 0,32. Betonovou směs zhušťovaly příložné vibrátory. Pro předpínací výztuž byl užit patentovaný nepopouštěný drát Ø P4,5 mm, který byl dodáván ve svitcích malého průměru, a proto byl ve výrobě rovnán v rovnačce. Trámy byly předepnuty kabely z 12 Ø P4,5 napínanými na napětí 1200 MPa napínacím zařízením Baraba a kotvenými v kotvách Baraba (obr. 3.2). Kotvy Baraba předcházely kotvám podle ČSN 74 2870. Síla v napínacím zařízení byla vyvozována hydraulickým válcem a měřena podle manometru. Přímé kabely byly napínány z jedné strany, zvedané kabely z obou stran. Protážení napínaných kabelů odpovídalo protážení vypočítanému z modulu přetvárnosti 170,5 GPa odvozenému z kontrolních zkoušek dodaného drátu. Po zavedení předpětí (obr. 3.3) byly kabelové kanálky vyplněny injektáží maltou z cementu a vody při vodním součiniteli 0,40.



Obr. 3.2 – Napínání kabelů



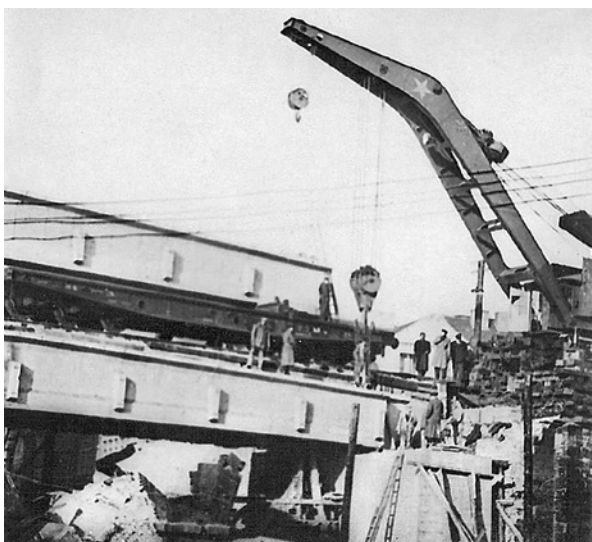
Obr. 3.3 – Čelo předepnutého trámu

Při zatěžovací zkoušce byl první zkušební trám zatížen dvěma hydraulickými válci v pěti stupních tak, aby v rozhodujícím průřezu byl vyvozen až 1,25násobek momentu od celkového zatížení (tedy stupeň bezpečnosti  $s = 1,25$ ) s odlehčením na každém stupni. Zatížení při  $s = 1,25$  bylo opakováno třikrát. Poté bylo zatížení zvětšováno plynule. Při  $s = 1,60$  vznikly první trhliny, které se po odlehčení zcela uzavřely a při  $s = 1,33$  znovu otevřely. Trám byl zatěžován do stupně  $s = 2,59$ , který byl větší než požadovaný  $s = 1,75$ . Při tom trhliny v betonu dosahovaly až k přírubě trámu, kde v tlačném betonu vznikl kloub a průhyb byl tak velký, že nebylo možné zatížení zvětšovat. Po odlehčení se většina trhlin uzavřela. Podle přepočtu odpovídá vzniku trhlin napětí betonu v tahu 8,10 MPa; na zkušebních tělesech byla zjištěna pevnost v tahu za ohybu 7,73 MPa. Z průhybu při  $s = 1,25$  lze po přepočtu usuzovat na modul pružnosti  $E = 45,5$  GPa; předpisy udávaly pro beton značky 600 modul  $E = 41,0$  GPa.



Obr. 3.4 – Přeprava trámů

Protože nebylo zařízení pro zatěžování na únavu dostupné, byl druhý zkušební trám zatěžován obdobně jako první trám dvěma hydraulickými válci opakovaně tisíckrát na stupeň  $s = 1,50$ . Trám se choval pružně, ke vzniku trhlin nedošlo.



Obr. 3.5 – Železniční most přes ulici Křižíkovu v Praze – osazování trámů v Praze-Karlíně; most v km 410,800 na TÚ 1501 Česká Třebová – Praha (v současné době je konstrukce nahrazena)



Obr. 3.6 – Železniční most přes ulici Křižíkovu v Praze – osazený trám v Praze-Karlíně; most v km 410,800 na TÚ 1501 Česká Třebová – Praha (v současné době je konstrukce nahrazena)

Po příznivém výsledku zatěžovacích zkoušek obou zkušebních trámů bylo rozhodnuto o provedení čtyř pojednávaných mostů. Trámy vyrobené tímž způsobem jako zkušební trámy byly přepraveny po železnici (obr. 3.4) na stavenišť, jeřábem osazeny na opěry (obr. 3.5 a 3.6) a příčným předpětím spojeny v rošt.

Před předáním do provozu byly zatěžovací zkoušky dvou mostů rozpětí 22,50 m provedeny 20. 5. 1954 a dvou mostů rozpětí 25,00 m 17. 12. 1954. Provedená měření prokázala, že mosty vyhovují všem požadavkům. Spolupůsobení trámů v příčném směru každého mostu bylo příznivější než předpoklad podle Leonhardta užitý ve statickém výpočtu. Ze změřených průhybů by bylo možné ve smyslu statického výpočtu usuzovat na modul pružnosti betonu nejméně 49,9 GPa po zanedbání řady činitelů ovlivňujících průhyb, které nejsou ve výpočtu uvažovány. Během zatěžování mostů nebyly zjištěny jevy (např. vznik trhlin a trvalý průhyb), které by se daly přisoudit závadám.

Most sestavený z trámů byl použit u tří dalších mostů, např. v Pečkách. Trámy dopravené z výroby po železnici byly osazeny železničními jeřáby vedle mostu určeného k odstranění (obr. 3.7) a příčnými kabely spojeny v rošt (obr. 3.8). Po uložení železničního svršku byl během výluky železničního provozu odstraněn stávající most a celý hotový most byl příčně zasunut na ložiska.

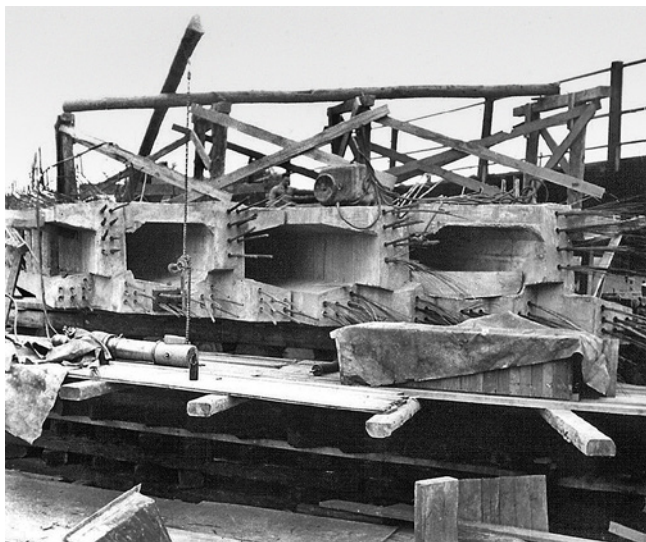


Obr. 3.7 – Železniční most přes řeku Výrovka v Pečkách – osazování trámů; most v km 362,088 na TÚ 1501 Česká Třebová – Praha (v současné době je konstrukce nahrazena)



Obr. 3.8 – Železniční most přes řeku Výrovka v Pečkách – rošt sestavený z trámů; most v km 362,088 na TÚ 1501 Česká Třebová – Praha (v současné době je konstrukce nahrazena)

Ačkoliv se tyto konstrukce osvědčily, měly také určité nevýhody – poměrně velká výška trámů znemožňuje prostou výměnu za běžné ocelové mosty, a zejména u jednokolejných mostů příčné předpínání trámů v rošt prodlužuje práce na staveništi. Proto byly vyvinuty konstrukce složené ze dvou samostatných (vzájemně příčně nepropojených) nosníků komorového průřezu pod jednou kolejí, které jsou dodatečně předepnuty pouze podélně a jejichž výška je nižší než  $1/17$  rozpětí. Tak byl proveden železniční most v Bdeněvesi o rozpětí 22 m, který byl sestaven vedle stávajícího mostu, opatřen izolací, ochrannou omítkou a částečně kolejovým ložem (obr. 3.9). Během desetihodinové výluky provozu byl dne 30. 10. 1957 odstraněn stávající most, na jeho místo zasunut nový most (obr. 3.10), doplněno kolejové lože, osazen železniční svršek a provedena zatěžovací zkouška. Zatížení lokomotivou vyvolalo 48 % ohybového momentu a 46 % posouvající síly od nahodilého zatížení uvažovaného ve statickém výpočtu. Pružné průhyby byly rovné 59,5 % průhybu vypočteného. Závady nebyly zjištěny (obr. 3.11).

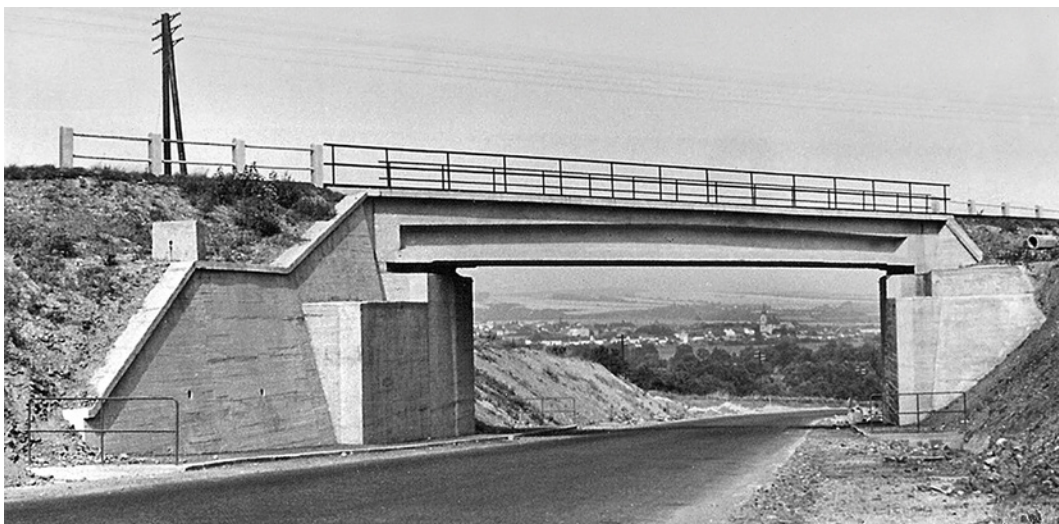


Obr. 3.9 – Železniční most v Bdeněvesi – montáž nosníků; most v km 362,050 na TÚ 0203 Plzeň–Cheb (v současné době je konstrukce nahrazena)



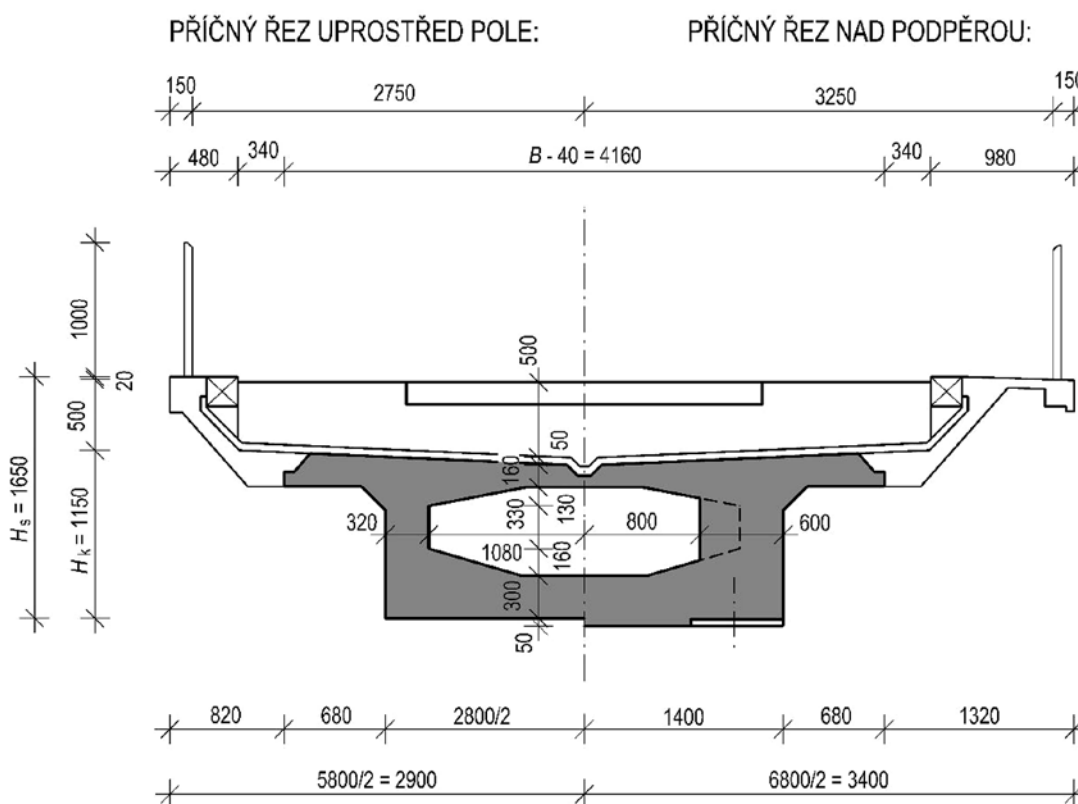
Obr. 3.10 – Železniční most v Bdeněvesi – příčný výsuv mostu; most v km 362,050 na TÚ 0203 Plzeň–Cheb (v současné době je konstrukce nahrazena)

Zavedení předpjatého betonu u železničních mostů se považovalo za úspěšné a byla provedena řada mostů z dodatečně i předem předpjatého betonu.



Obr. 3.11 – Železniční most v Bdeněvsí – pohled; most km 362,050 na TÚ 0203 Plzeň–Cheb (v současné době je konstrukce nahrazena)

V letech 1961–62 byla vypracována jednotná koncepce typizace nosných konstrukcí železničních mostů, jejímž zpracováním byl pověřen projektový ústav SUDOP. Pro nejmenší mosty do délky 9 m byly zvoleny železobetonové deskové dílce s označením KDZ (konstrukce desková železobetonová). Pro větší mosty to byl již beton předpjatý; pro délky 9 a 10,50 m ve tvaru deskových dílců vylehčených válcovými dutinami s označením KDP. Pro délky 12 až 27 m byly typizovány komorové nosníky, a to ve dvou řadách: do 15 m z dílců KDP a do 27 m z dílců KT. Ve všech uvedených případech byly vždy vkládány dva dílce pod jednu kolej, především z důvodu snazší dopravy a montáže omezením hmotnosti a geometrických rozměrů dílců. Jedinou výjimkou byl dílec KT1-18, který byl jediný pod kolejí (obr. 3.12).



Obr. 3.12 – Schéma nosné konstrukce mostu z nosníku KT1-18

Prefabrikace hlavní nosné konstrukce byla prováděna prefabrikací říms, připevňovaných soustavou roubíků a svorníků umožňující určitou rektifikaci jejich polohy. Konzoly byly vyráběny ve dvou základních tvarech, pro širokou trať KO-1 a pro staniční obvod KO-2.

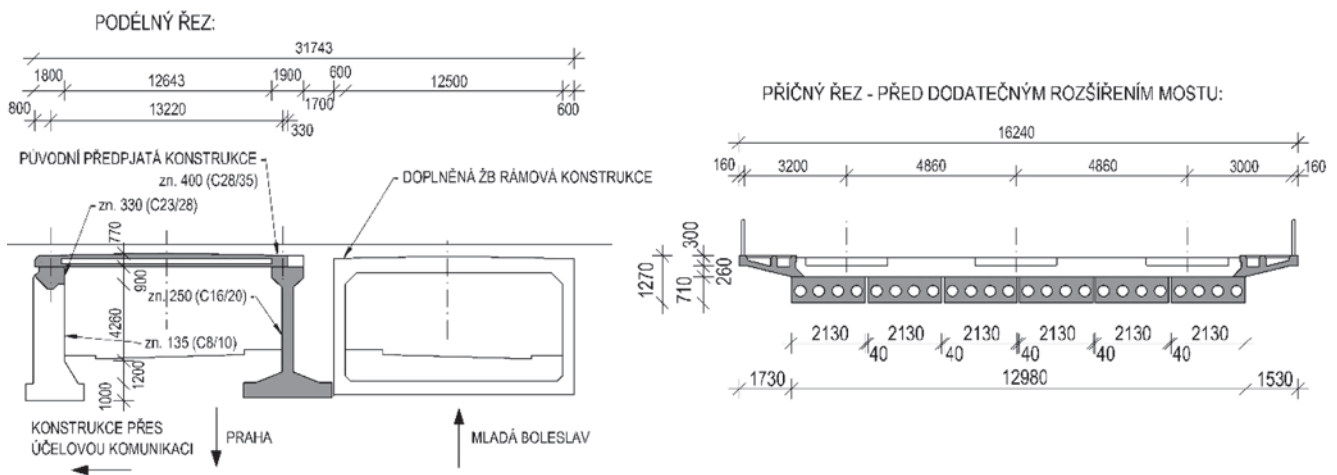
### 3.1.2. Příklady realizovaných železničních mostů z předpjatého betonu

V této kapitole je uveden přehled jednotlivých charakteristických druhů železničních mostů podle typů nosných konstrukcí realizovaných v dobách počátků používání předpjatého betonu pro železniční mosty, tzn. zhruba od poloviny padesátých do poloviny šedesátých let minulého století. Mosty jsou uspořádány podle jednotlivých typů konstrukcí, od menších rozpětí k větším.

#### 3.1.2.1. Deskové mosty

**Železniční most přes dálnici D10 ve Staré Boleslavi v km 348,054 na TÚ 0921 Lysá nad Labem – Všetaty (obr. 3.13, 3.14)**

Pro přemostění silnice I/10, v tehdejší době pouze dvoupruhové, ale s úpravou pro budoucí čtyřpruhovou, byly navrženy vylehčené prefabrikované desky podélně střechovitého tvaru, z předpjatého betonu zn. 500 (C35/45). Dílce délky 13,80 m a hmotnosti 46 t byly vyráběny v Prefě, dopraveny na staveniště po železnici, nosná konstrukce byla zkompletována mimo železniční trať a osazena drážními jeřáby. Pro předpětí konstrukce byly použity kabely z 18 Ø P 4,5 mm. Po uložení působí jako rozepřená (uložená prostřednictvím vrubových kloubů). Most byl postaven v roce 1961. Později byla mostní konstrukce rozšířena v příčném směru i v podélném směru – pro směr silnice I/10 z Prahy do Mladé Boleslavi bylo doplněno mostní pole s nosnou konstrukcí tvořenou železobetonovým monolitickým rámem. Další konstrukce – přes účelovou komunikaci – byla doplněna v blízkosti mostu za krátkým zemním tělesem.



Obr. 3.13 – Železniční most přes dálnici D10 ve Staré Boleslavi – schéma; most v km 348,054 na TÚ 0921 Lysá nad Labem – Všetaty



a)

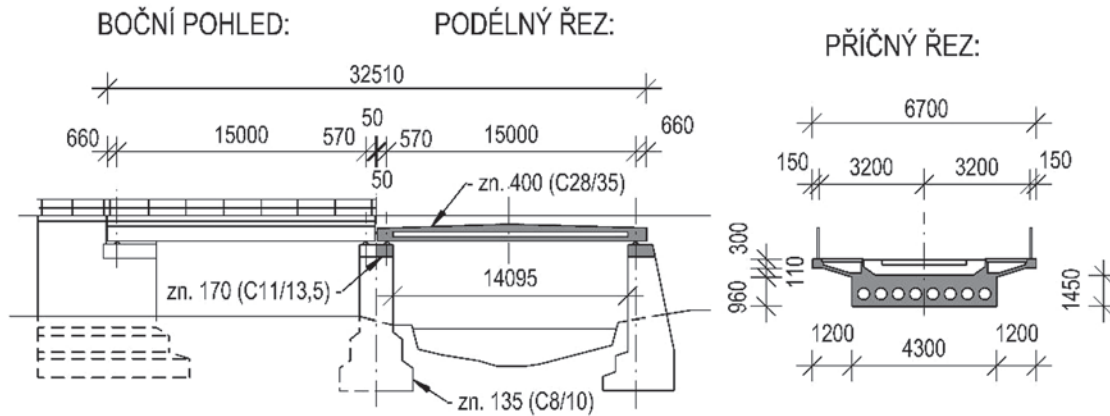


b)

Obr. 3.14 – Železniční most přes dálnici D10 ve Staré Boleslavi: a) pohled od Mladé Boleslavi – původní předpjatá konstrukce je ve středním poli, z této strany je však viditelné pozdější rozšíření mostu; b) pohled od Prahy – detail (původní předpjatá je bližší konstrukce); most v km 348,054 na TÚ 0921 Lysá nad Labem – Všetaty

**Železniční most přes řeku Botič na odstavném nádraží v Praze v km 1,150 na TÚ 0894 Praha-Vršovice – Praha-odstavné nádraží Praha Jih (obr. 3.15, 3.16)**

Vylehčené deskové nosné konstrukce obdobného tvaru byly použity i jako monolity. V tomto případě jednokolejného mostu o dvou prostých polích byla provedena každá deska v celé šíři mostu včetně římsových konzol. Rozpětí polí je 15 m, šikmost křížení je 62°, beton desky je zn. 400 (C28/35). Konstrukce je předepnuta pomocí kabelů ze 17 Ø P 4,5 mm. Most byl postaven v roce 1964.



Obr. 3.15 – Železniční most přes řeku Botič na odstavném nádraží v Praze – schéma; most v km 1,150 na TÚ 0894 Praha-Vršovice – Praha-odstavné nádraží Praha Jih



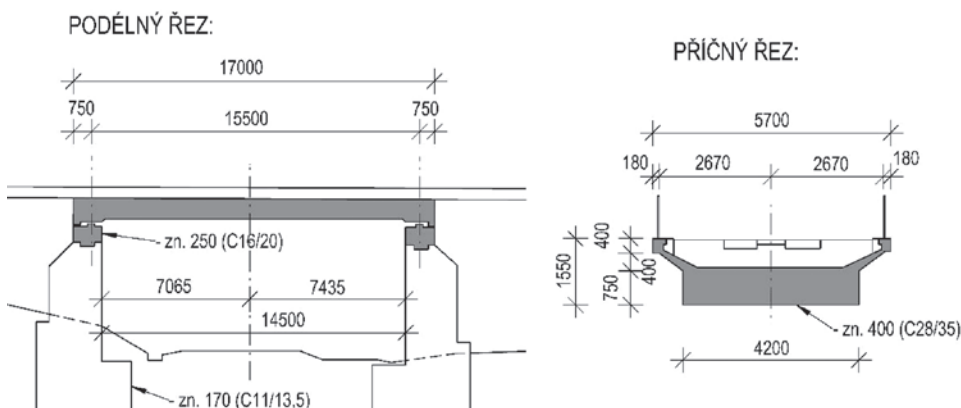
a)

b)

Obr. 3.16 – Železniční most přes řeku Botič na odstavném nádraží v Praze: a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 1,150 na TÚ 0894 Praha-Vršovice – odstavné nádraží Praha Jih

**Železniční most v Kaznějově – vlečkový most (obr. 3.17, 3.18)**

Pro přemostění trati Plzeň–Žatec na tovární vlečce byla navržena monolitická deska konstantní tloušťky z betonu zn. 400 (C28/35). Vzhledem k častým problémům s vylehčovacími tělesy byla navržena deska plná, přes určité nutné zvýšení množství předpínací výztuže bylo dosaženo významného zjednodušení technologie. Byly použity již „100 t“ (1 MN) kabely s 24 dráty P7 mm. Nosná konstrukce je šikmá, šikmost je 42°19'. V současné době není vlečka včetně mostu využívána.



Obr. 3.17 – Železniční most v Kaznějově (vlečkový most) – schéma



a)

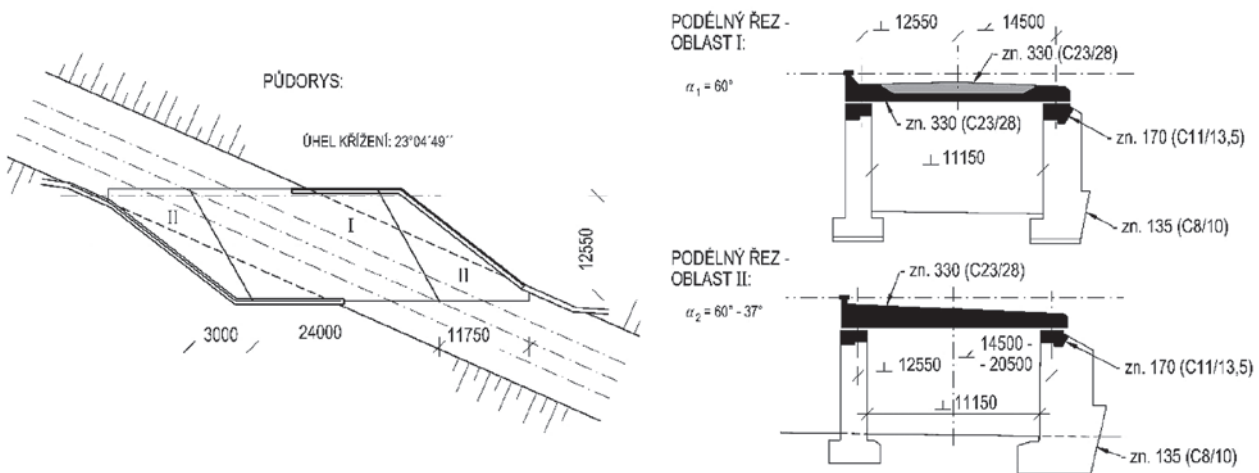


b)

Obr. 3.18 – Železniční most v Kaznějově (vlečkový most): a) pohled na most; b) povrch mostu (2021)

### Železniční podjezd odjezdové koleje na odstavném nádraží v km 1,925 na TÚ 1714 Praha-Vršovice – Praha-Krč (obr. 3.19, 3.20)

Úhel křížení dvou dvoukolejných tratí  $23^\circ$  si vyžádal vybudování objektu značného půdorysného rozsahu. Původní železobetonovou nosnou konstrukci bylo nutno vzhledem k výpadku dodávek betonářské oceli velkých průměrů změnit na předpjatou. Zatímco okrajové, méně provozně zatížené části s jednostranným podélným sklonem byly předepnuty jako plné trojúhelníkové desky, střední střešovitá část byl navržena jako spřažený průřez a betonována ve dvou etapách. První etapu tvořila spodní část desky s náběhy na koncovou část nad uložením. Ta byla po zatvrdnutí předepjata v ní uloženou kabelovou předpínací výztuží. Ve druhé etapě byla dobetonována horní část desky, vyztužená pouze betonářskou výztuží. Konstrukce je předepnuta pomocí kabelů z  $24 \text{ } \varnothing \text{ P } 7 \text{ mm}$ . Most byl postaven v roce 1964.



Obr. 3.19 – Železniční podjezd odjezdové koleje na odstavném nádraží Praha Jih – schéma; most v km 1,925 na TÚ 1714 Praha-Vršovice – Praha-Krč



a)



b)

Obr. 3.20 – Železniční podjezd odjezdové koleje na odstavném nádraží Praha Jih: a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 1,925 na TÚ 1714 Praha-Vršovice – Praha-Krč

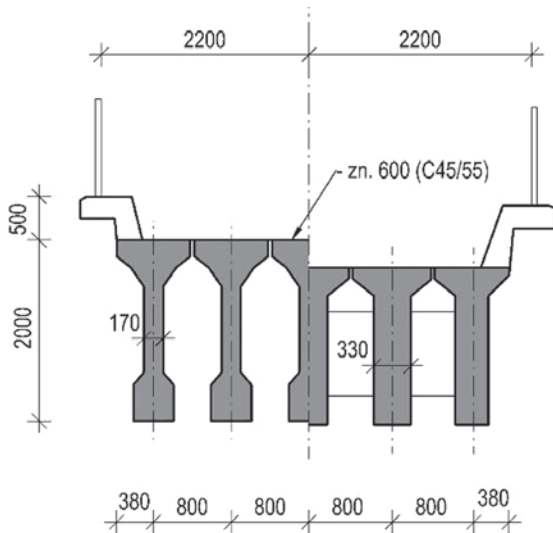
### 3.1.2.2. Trámové mosty – prefabrikované nosníky s horní mostovkou

#### Železniční most přes ulici Křižíkovu v Praze v km 410,800 na TÚ 1501 Česká Třebová – Praha (obr. 3.21)

Jedná se o první železniční most s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu v celé bývalé ČSR. Tu tvoří prefabrikované nosníky z betonu zn. 600 (C45/55) tvaru „T“ se střechovitým podélným sklonem, spojené v trámový rošt příčným předpětím v horní přírubě a příčných ztužidlech. Rozpětí polí jsou 22,50 a 25,00 m (viz kap. 3.1.1).

Konstrukce z těchto nosníků byla použita ještě na několika dalších objektech, uvažovalo se i o její typizaci s doplněním o rozpětí 20 m. Výsledky praktických zkušeností z výstavby, velká pracnost příčného předpětí, problémy s ochranou a bezpečností práce při manipulacích i dopravě vedly k opuštění nosníků „T“ a následně k přechodu na nosníky tvaru „I“.

Most byl postaven v roce 1954. V současné době je již přestavěn na nový se spřaženou ocelobetonovou konstrukcí.



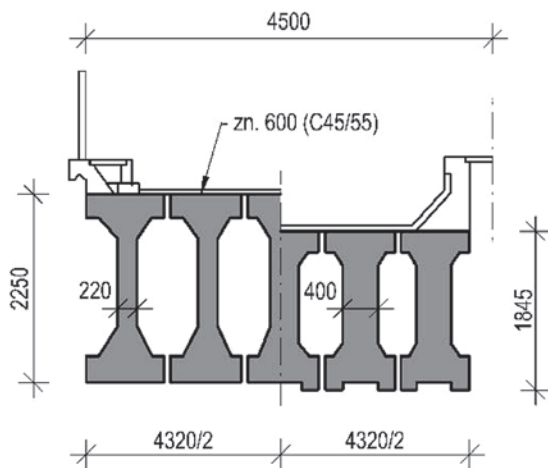
a)

b)

Obr. 3.21 – Železniční most přes ulici Křižíkovu v Praze: a) příčný řez; b) pohled na most; most v km 410,800 na TÚ 1501 Česká Třebová – Praha (v současné době je konstrukce nahrazena)

#### Železniční most přes řeku Odruvu u Velké Všeboře v km 450,675 na TÚ 0203 Plzeň–Cheb (obr. 3.22)

Most ležel na trati Plzeň–Cheb a přemostoval řeku Odruvu pěti nosníky tvaru „I“ o rozpětí 36 m se střechovitým podélným sklonem, které po příčném předpětí v horní i dolní přírubě vytvářejí vícekomorový průřez. Nosníky byly vyráběny ve třech dílech o hmotnosti 2 x 26,9 t a 34,5 t v Prefě a dopravovány po železnici na staveniště, kde byly z dílů sestaveny a předepnuty jednotlivé nosníky a následně celá nosná konstrukce. V současné době je konstrukce nahrazena spřaženou ocelobetonovou.

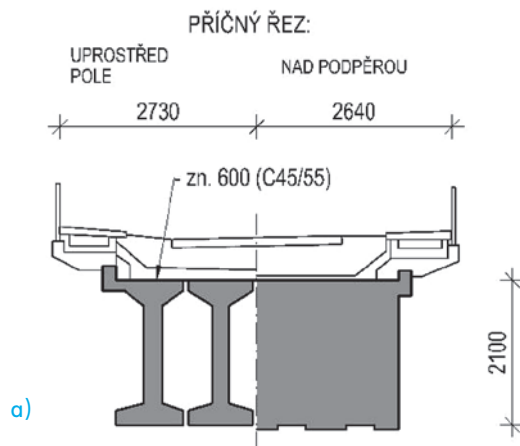


Obr. 3.22 – Železniční most přes řeku Odruvu u Velké Všeboře – příčný řez; most v km 450,675 na TÚ 0203 Plzeň–Cheb



**Železniční most na Polanecké spojnici v Ostravě v km 5,872 na TÚ 2521 Český Těšín – Ostrava-Kunčice (obr. 3.23)**

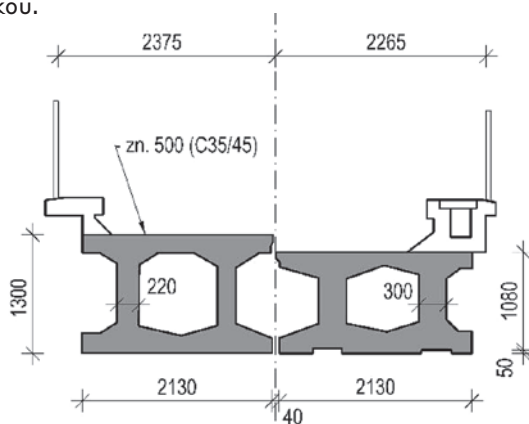
Jednokolejný most o pěti polích s rozpětím 30 m na trati Havířov – Český Těšín byl největším objektem s komorovou nosnou konstrukcí vytvářenou příčným sepnutím jednotlivých prefabrikovaných nosníků tvaru „I“ v horní i v dolní přírubě. Nosná konstrukce tohoto mostu sestávala ze čtyř nosníků konstantní výšky z betonu zn. 600 (C45/55) vyráběných v dílech o maximální hmotnosti 37 t. Další technologický postup byl analogický jako u předcházejícího mostu. Most byl postaven v roce 1962.



Obr. 3.23 – Železniční most na Polanecké spojnici v Ostravě: a) příčný řez; b) pohled na most; c) povrch mostu; most v km 5,872 na TÚ 2521 Český Těšín – Ostrava-Kunčice

**Most u Bdeněvsí (obr. 3.24)**

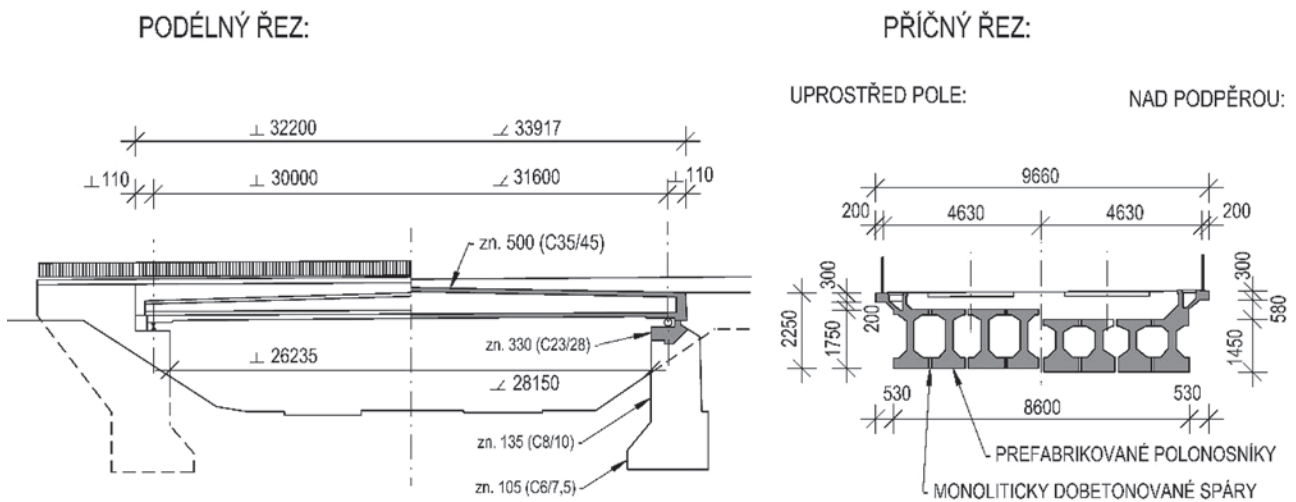
Most na trati Plzeň–Cheb o rozpětí 22 m, který sestával ze dvou samostatných komorových nosníků, představoval další vývojový typ, který měl odstranit pracné příčné předpětí. Nosníky měly opět střechovitý podélný sklon a byly vyráběny v dílech, dále se pokračovalo běžnou technologií na staveništi. Ve výluce byly kompletní poloviny nosné konstrukce příčně zasunuty a osazeny na ložiska na opěrách. V současné době je most nahrazen novou ocelovou konstrukcí s ortotropní mostovkou.



Obr. 3.24 – Železniční most v Bdeněvsí – příčný řez; most v km 362,050 na TÚ 0203 Plzeň–Cheb

**Železniční most přes Chodovskou ulici v Praze v km 3,007 na TÚ 0206 Praha-Vršovice – Praha-Radotín (obr. 3.25, 3.26)**

Železniční dvoukolejný nadjezd byl dalším vývojovým typem trámových mostů, který měl odstranit problémy s vnitřním bedněním komorových nosníků. Nosná konstrukce mostu sestává ze dvou dvojic komorových nosníků střešovitého tvaru, pod každou kolejí je jedna dvojice. Komorové nosníky byly vyráběny jednotlivě na staveništi ze dvou podélných prefabrikátů tvaru „I“ se širokými přírubami, a to v celé délce. Na výrobní podlaze byla do nich vnesena první etapa předpětí. Poté byly podélně a příčně zasunuty na místo, jednotlivě osazeny na ložiska a zmonolitněny, následně byla provedena druhá etapa předpětí. Pro předpětí nosné konstrukce byly použity kabely z 20 drátů Ø P4,5 mm. Nosná konstrukce je šikmá – šikmost je 84°. Most byl postaven v roce 1962.



Obr. 3.25 – Železniční most přes Chodovskou ulici v Praze – schéma; most v km 3,007 na TÚ 0206 Praha-Vršovice – Praha-Radotín



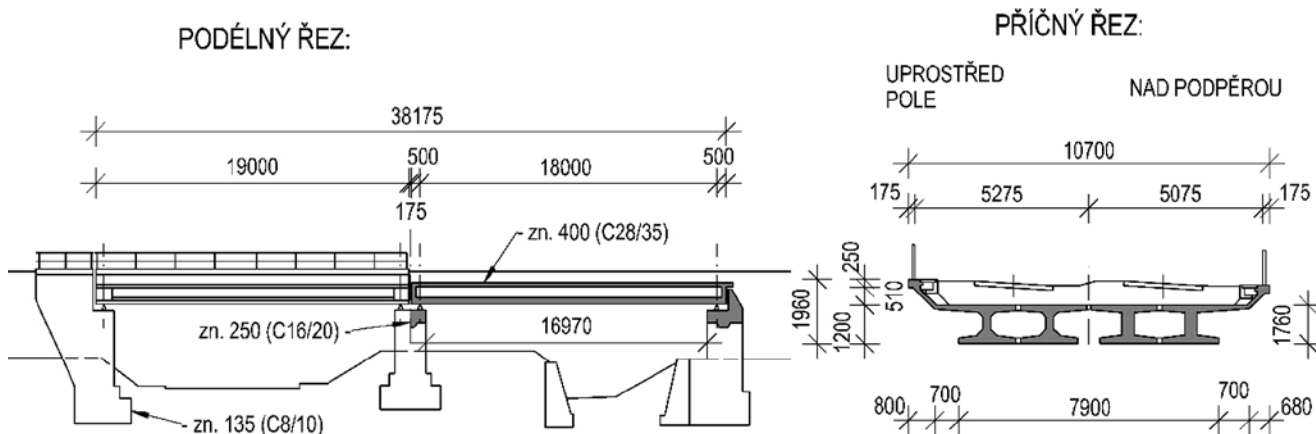
a)

b)

Obr. 3.26 – Železniční most přes Chodovskou ulici v Praze: a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 3,007 na TÚ 0206 Praha-Vršovice – Praha-Radotín

### Železniční most přes silnici III. třídy a potok Bystřice v obci Kozlíky v km 12,805 na TÚ 0661 Ústí nad Labem – Bílina (obr. 3.27, 3.28)

Při zdvojkolejnění trati Trmice–Bílina byla při rekonstrukcích stávajících mostů a novostavbách dosažena určitá unifikace hlavních nosných konstrukcí železničních mostů. Byl zvolen komorový nosník délky 18 m a konstantní výšky 1,20 m, který byl vytvořen zmonolitněním na místě ze dvou širokopřířbových prefabrikovaných „I“ nosníků, dovážených z centrální výroby. Pro předpětí konstrukce byly použity kabely z 24 Ø P 7 mm. Most byl postaven v roce 1966.



Obr. 3.27 – Železniční most přes silnici III. třídy a potok Bystřice v obci Kozlíky – schéma; most v km 12,805 na TÚ 0661 Ústí nad Labem – Bílina



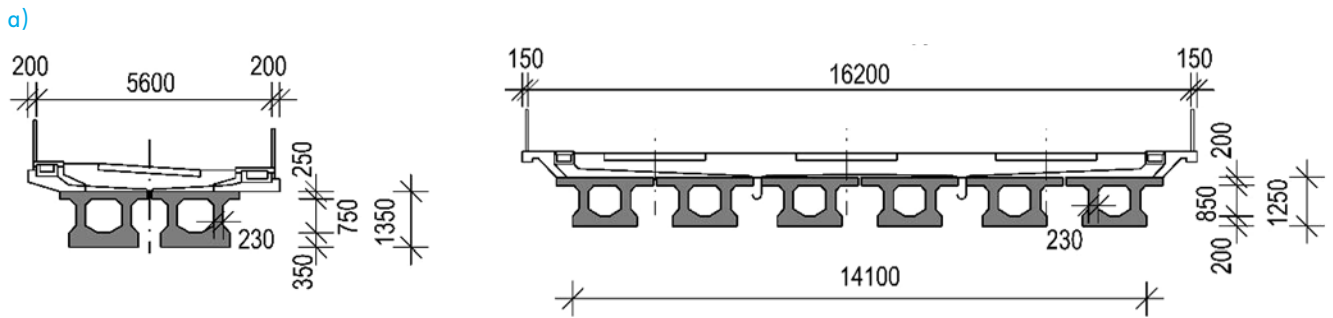
a)

b)

Obr. 3.28 – Železniční most přes silnici III. třídy a potok Bystřice v obci Kozlíky: a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 12,805 na TÚ 0661 Ústí nad Labem – Bílina

### Železniční mosty při rekonstrukci tratí Beroun–Rakovník – Lužná (obr. 3.29)

V tomto případě se jednalo o největší použití typizovaných nosníků KDP a KT v tehdejší době (konstrukce neodpovídají plně konstrukcím KDP podle později schváleného typového podkladu). Celková délka nosných konstrukcí mostů dosahovala 500 m a objem prefabrikovaného předpjatého betonu z centrální výroby byl cca 1300 m<sup>3</sup>. Nosníky délek 15, 18, 20 a 21,50 m byly sestavovány ze tří nebo čtyř dílů, ve výjimečných případech montážních omezení i z více dílů. Použitý beton byl zn. 400 (C28/35), resp. zn. 500 (C35/45), předpínací výztuž tvořily kabely z 24 drátů PZ Ø 7mm. Most byl postaven v roce 1965.



b)  
Obr. 3.29 – Železniční mosty při rekonstrukci tratí Beroun–Rakovník–Lužná: a) příčné řezy mostů; b) pohled na most a povrch mostu v km 8,110 na TÚ 0171 Lužná u Rakovníka – Rakovník

### 3.1.2.3. Trámové mosty – monolitické nosníky s horní mostovkou

#### Železniční most u Kralup nad Vltavou v km 1,508 na TÚ 0821 Kralupy nad Vltavou – Neratovice (obr. 3.30)

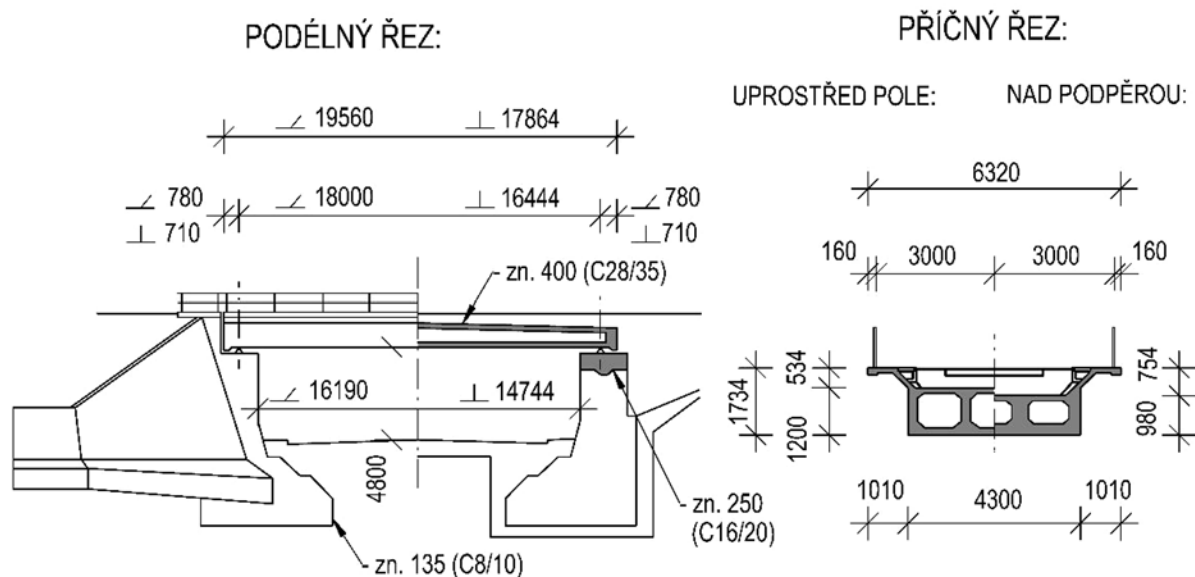
První most s tříkomorovými monolitickými nosníky z betonu zn. 400 (C28/35), s předpínacími kabely z 20 drátů  $\varnothing P4,5$  mm, o rozpětích  $3 \times 27$  m a  $1 \times 18$  m, byl součástí velkého přemostění Vltavy. Obdobný typ nosné konstrukce byl ještě zopakován na dalších mostech – jejich popis viz dále. Most byl postaven v roce 1964.



a) b)  
Obr. 3.30 – Železniční most u Kralup nad Vltavou (součást přemostění Vltavy): a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 1,508 na TÚ 0821 Kralupy nad Vltavou – Neratovice

### Železniční nadjezd elektrárny v Prunéřově – vlečkový most (obr. 3.31, 3.32)

Byla aplikována nosná konstrukce předchozího mostu s polem o rozpětí 18 m při novostavbě. Šikmost mostu je  $66^\circ$ . Dodatečně byl most rozšířen konstrukcí se zabetonovanými ocelovými nosníky.



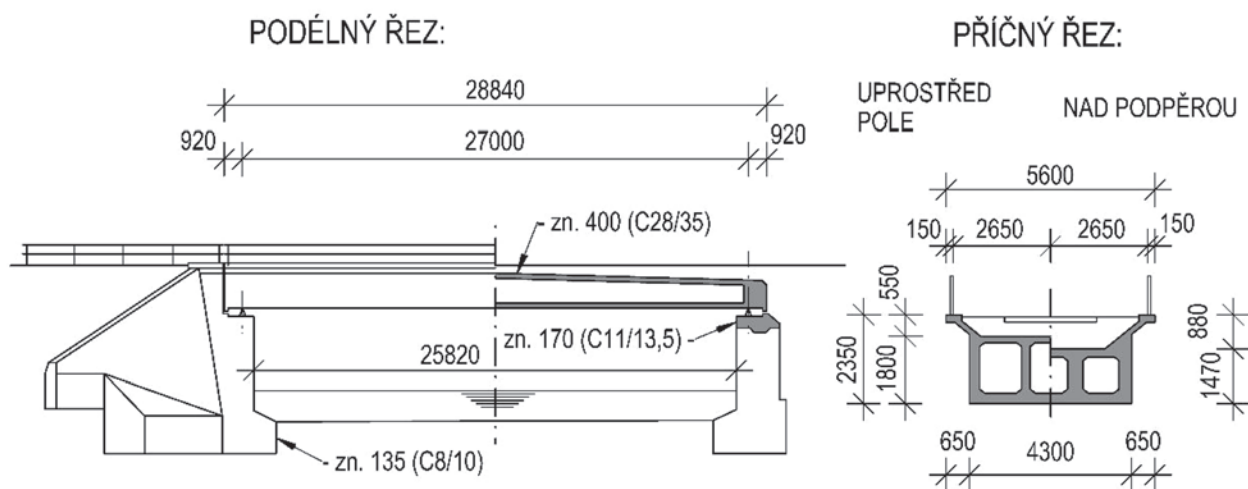
Obr. 3.31 – Železniční nadjezd elektrárny v Prunéřově (vlečkový most) – schéma (stav před rozšířením)



a) b)  
Obr. 3.32 – Železniční nadjezd elektrárny v Prunéřově (vlečkový most): a) pohled na most; b) povrch mostu (vlevo původní most, vpravo rozšíření)

**Železniční most přes řeku Bílinu v Úpořinách – vlečkový most (obr. 3.33, 3.34)**

Aplikováno pole o rozpětí 27 m při rekonstrukci trati, která byla vedena po provizorní objížďce.



Obr. 3.33 – Železniční most přes řeku Bílinu v Úpořinách (vlečkový most) – schéma



a)

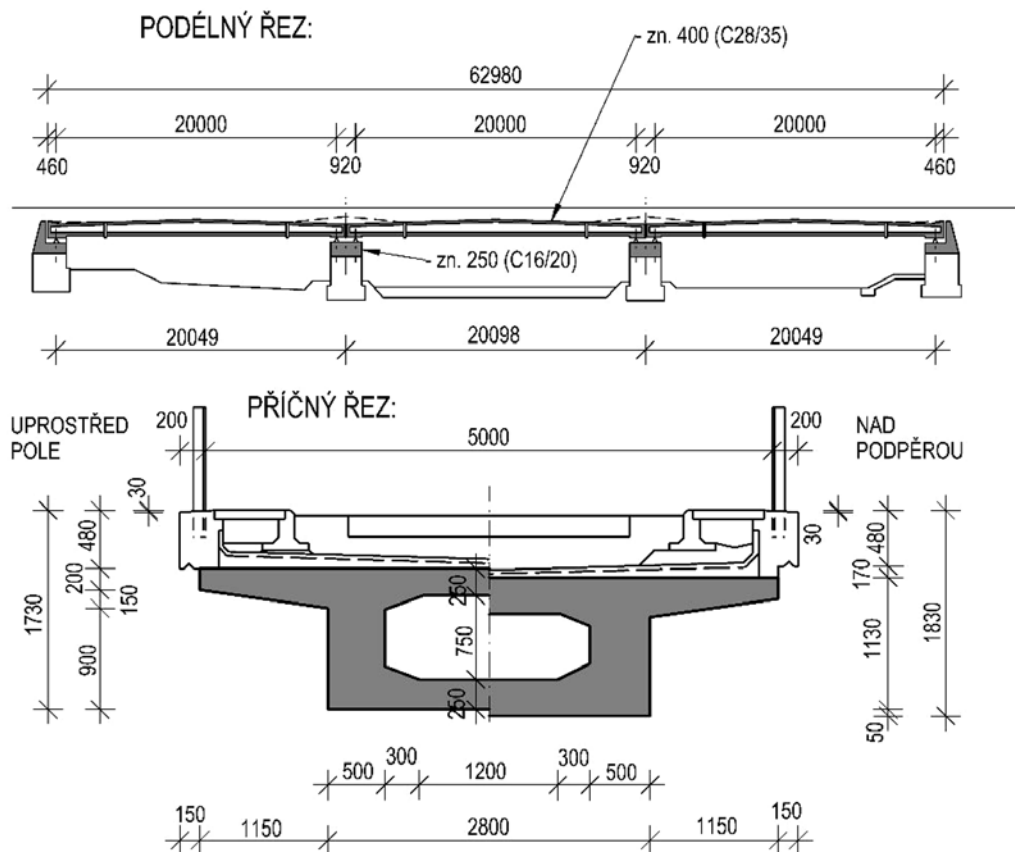
b)

Obr. 3.34 – Železniční most přes řeku Bílinu v Úpořinách (vlečkový most): a) pohled na most; b) povrch mostu

### Most přes řeku Nežárku ve Veselí nad Lužnicí v km 36,236 na TÚ 1781 Nemanice – Veselí nad Lužnicí – v současnosti lávka (obr. 3.35, 3.36)

Při rekonstrukci třípolového jednokolejného mostu byly navrženy tři jednokomorové nosníky z betonu zn. 400 (C28/35) stejného rozpětí 20 m a se zvětšenými konzolami. Tím došlo k výraznému zjednodušení technologie proti dřívějším tříkomorovým nosníkům a ke zkrácení doby výstavby. Předpínací výztuž tvořená kabely z 24 drátů  $\varnothing$  PZ 7 mm byla uložena ve spodní desce a stěnách. Stávající železniční trať byla vedena po objížďce.

Železniční trať v tomto místě byla přibližně v letech 2016–2017 přeložena z důvodu úpravy směrových poměrů do nové trasy. Původní drážní těleso včetně uvedeného mostu se v současné době využívá po úpravě jako stezka pro pěší a cyklisty. Most byl postaven v roce 1964.



Obr. 3.35 – Most přes řeku Nežárku ve Veselí nad Lužnicí – schéma (s původním uspořádáním příčného řezu); most v km 36,236 na TÚ 1781 Nemanice – Veselí nad Lužnicí (v současné době je po mostě vedena stezka pro pěší a pro cyklisty, trať byla přeložena v rámci modernizace)

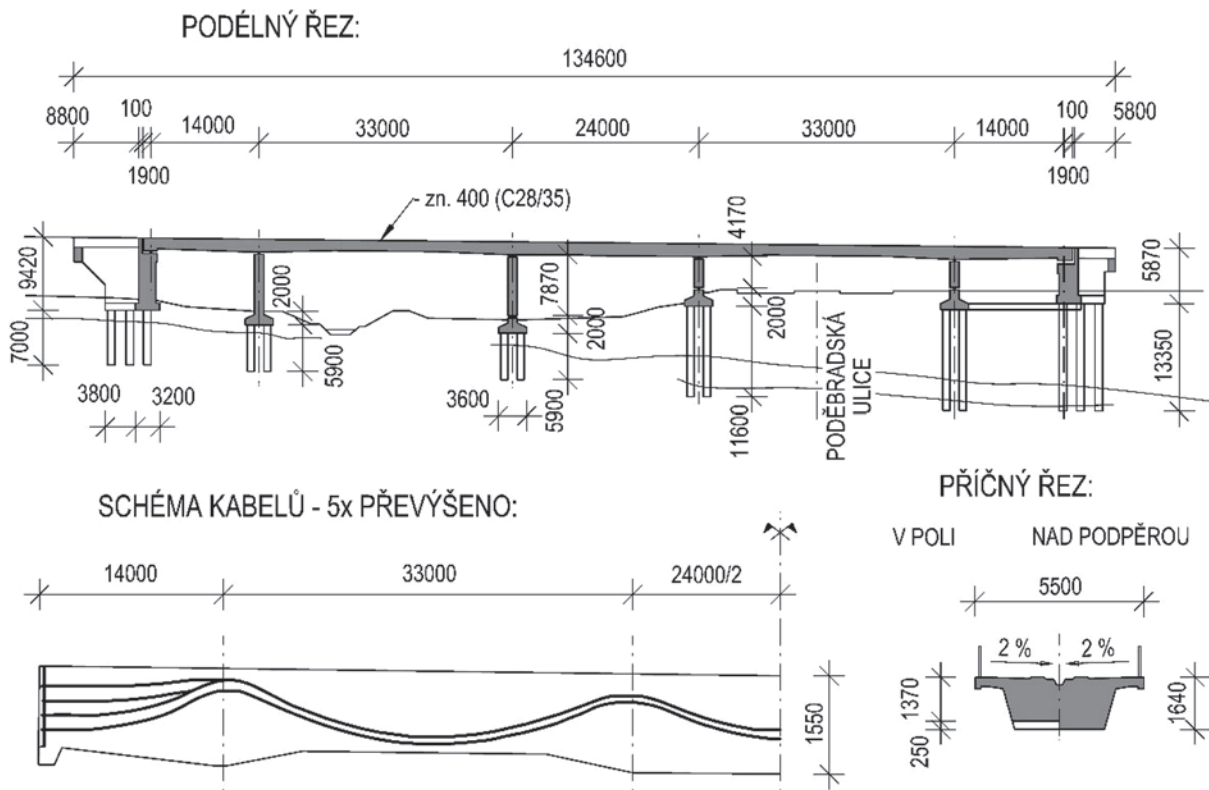


a) b)  
Obr. 3.36 – Most přes řeku Nežárku ve Veselí nad Lužnicí: a) pohled na most; b) povrch mostu (2021); most v km 36,236 na TÚ 1781 Nemanice – Veselí nad Lužnicí (v současné době je po mostě vedena stezka pro pěší a pro cyklisty, trať byla v rámci modernizace přeložena)

**Železniční most přes ulici Poděbradská a potoka Rokytky v Praze – vlečkový most – v současnosti lávka (obr. 3.37, 3.38)**

Most o pěti polích s rozpětími 14 + 33 + 24 + 33 + 14 m a o celkové délce 134,60 m má spojitou nosnou konstrukci ve tvaru širokého trámu s krátkými konzolami o celkové délce 120 m. Je to jediný případ přímo pojížděné nosné konstrukce ze všech uváděných mostů. Beton nosné konstrukce byl zn. 400 (C28/35), předpínací výztuž tvoří kabely z 24 drátů Ø PZ 7 mm. Mezilehlé podpěry v blízkosti Poděbradské ulice tvoří kyvné stojky s ocelovými pevnými ložisky na horním i na dolním konci.

V současnosti je po mostě vedena stezka pro pěší a cyklisty.



Obr. 3.37 – Železniční most přes ulici Poděbradská a potoka Rokytky v Praze (původně vlečkový most, v současné době je po mostě vedena stezka pro pěší a pro cyklisty) – schéma



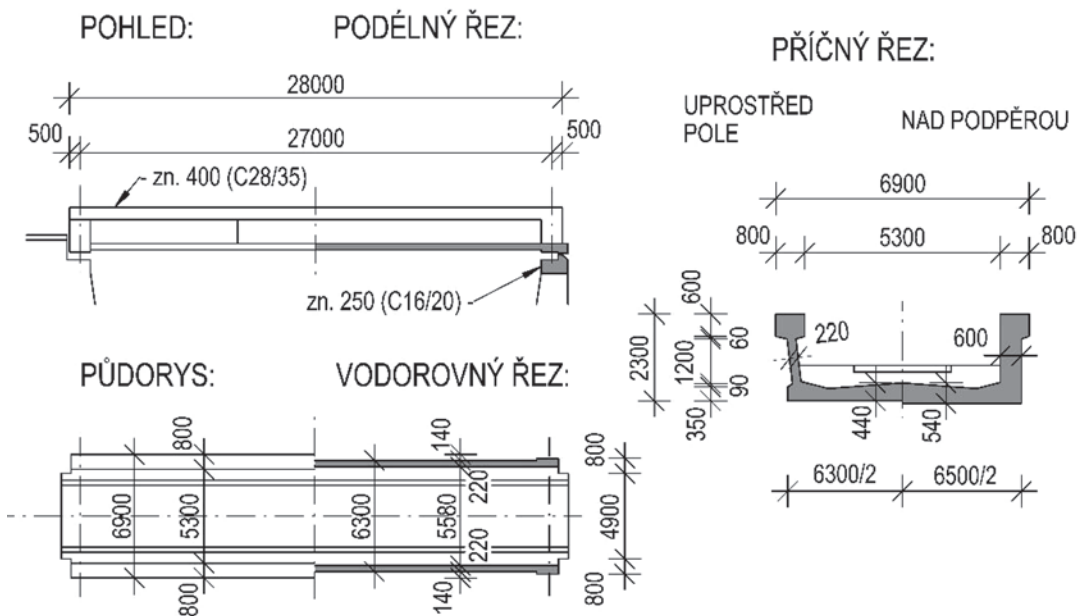
a) b)  
Obr. 3.38 – Železniční most přes ulici Poděbradská a potoka Rokytky v Praze (původně vlečkový most; v současné době je po mostě vedena stezka pro pěší a pro cyklisty): a) pohled na most; b) povrch mostu (2021)



### 3.1.2.4. Mosty s parapetními nosníky

#### Železniční nadjezd dálnice D7 u Středokluk v km 28,063 na TÚ 0742 Středokluky–Podlešín (obr. 3.39, 3.40)

Jednokolejná trať Smíchov–Podlešín překračuje v dané lokalitě čtyřpruhovou silnici I/7 mostním objektem, u kterého bylo nutno při relativně velké světlosti dosáhnout minimální stavební výšky. Tomu nejlépe vyhovoval parapetní nosník o výšce 2,30 m při rozpětí 27 m a tloušťce desky v ose mostu 0,44 m, tj. s výslednou stavební výškou včetně kolejového lože 0,89 m. Most je z betonu zn. 400 (C28/35), předpínací výztuž tvořená kabely z 24 drátů  $\varnothing$  PZ 7 mm byla uložena jak v desce, tak v parapetních stěnách. Při této délce parapetního nosníku pro zajištění stability tlačných horních pasů postačovaly koncové příčnický a tuhost stěn. Most byl postaven v roce 1964.



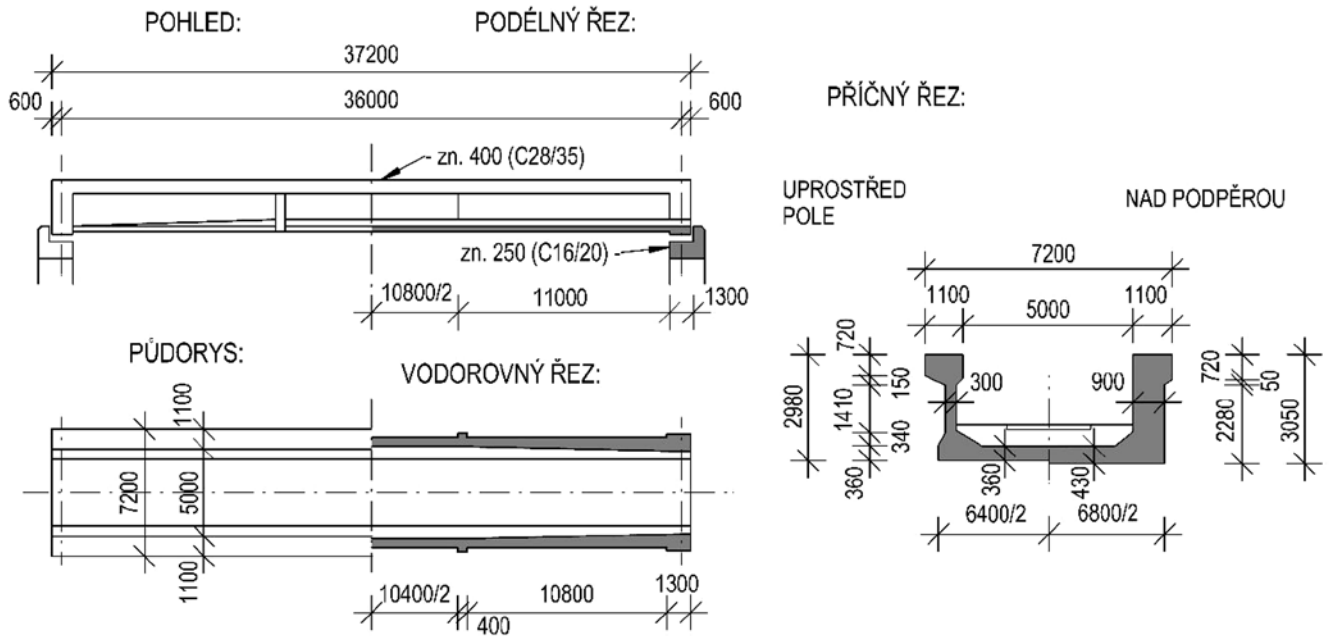
Obr. 3.39 – Železniční nadjezd dálnice D7 u Středokluk – schéma; most v km 28,063 na TÚ 0742 Středokluky–Podlešín



a) b)  
Obr. 3.40 – Železniční nadjezd dálnice D7 u Středokluk: a) pohled na most; b) povrch mostu;  
most v km 28,063 na TÚ 0742 Středokluky–Podlešín

**Železniční most u Mariánských Lázní v km 3,760 na TÚ 0241 Mariánské Lázně – Karlovy Vary dol.n.**  
(obr. 3.41, 3.42)

Nadjezd nad silnicí II/230 na okraji města vzhledem k šikmosti křížení vyžadoval most o rozpětí 36 m, kdy výška parapetního nosníku dosahovala výšky 3 m, což lze považovat za krajní hodnotu z hlediska celkového působení mostního objektu v extravilánu. V tomto případě byla pro zvýšení stability horního pasu navržena v poli ve stěnách dvě ztužidla, která přispěla i ke zlepšení vzhledu mostní konstrukce. Most byl postaven v roce 1965.



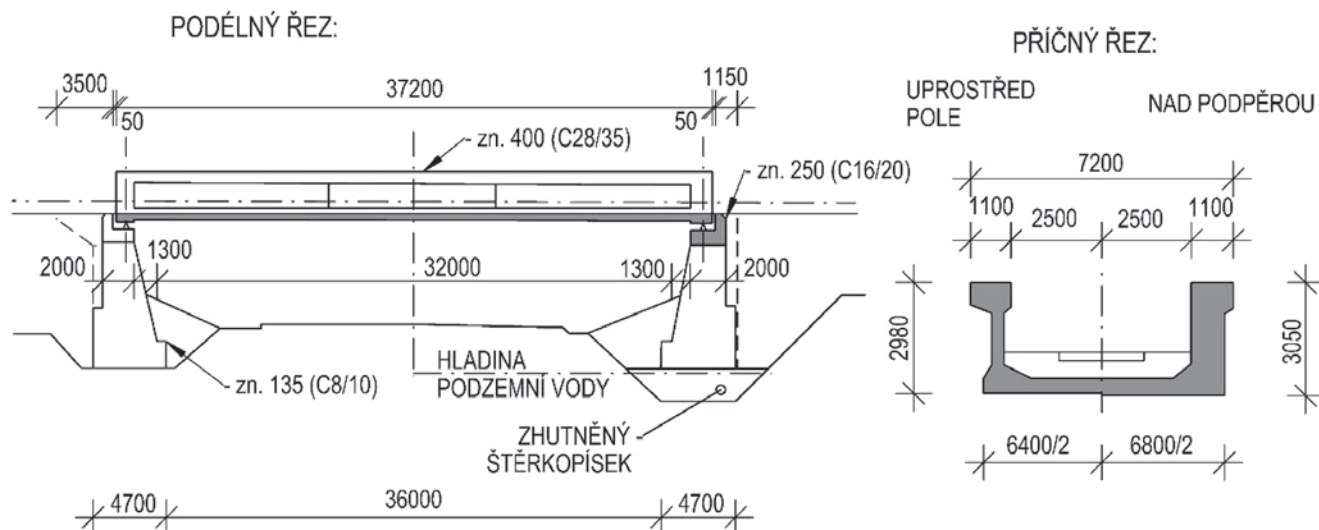
Obr. 3.41 – Železniční most u Mariánských Lázní – schéma; most v km 3,760 na TÚ 0241 Mariánské Lázně – Karlovy Vary dol.n.



a) Obr. 3.42 – Železniční most u Mariánských Lázní: a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 3,760 na TÚ 0241 Mariánské Lázně – Karlovy Vary

### Železniční nadjezd u Českých Zlatníků v km 1,067 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most (obr. 3.43, 3.44)

Tato nosná konstrukce byla ještě jednou úspěšně opakována při mimoúrovňovém křížení dvou železničních tratí, mimo urbanizovanou krajinu, kde nahradila rozsáhlý železobetonový objekt s výraznou úsporou finanční, materiálovou i na pracnosti, při celkovém příznivějším působení. Technologie výstavby nosných konstrukcí obou mostů byla analogická jako u předchozího mostu. Most byl postaven v roce 1968.



Obr. 3.43 – Železniční nadjezd u Českých Zlatníků – schéma; most v km 1,067 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most

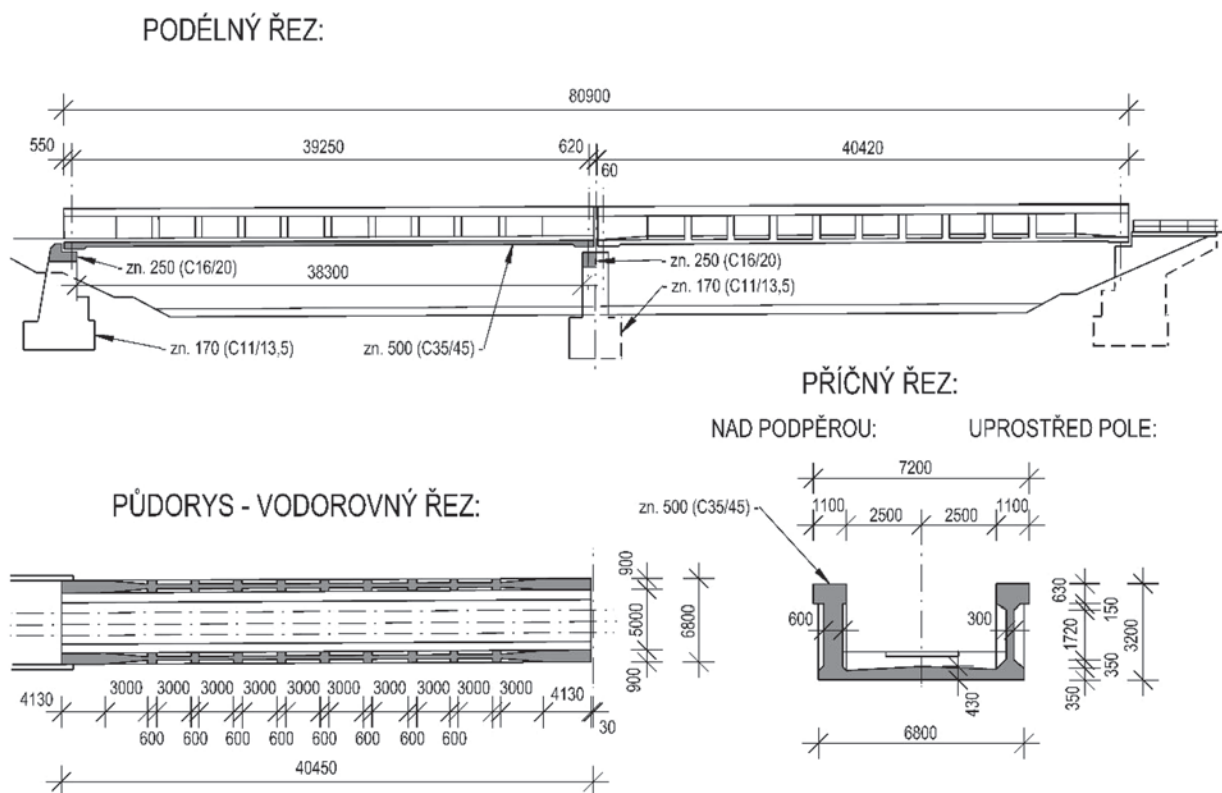


a) b)  
Obr. 3.44 – Železniční nadjezd u Českých Zlatníků: a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 1,067 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most

**Železniční most přes Ohři v Citicích – vlečkový most (obr. 3.45, 3.46)**

Prvním a současně největším parapetním mostem u nás bylo přemostění Ohře na vlečce tehdejšího podniku HDBS. Dvě pole parapetních nosníků o rozpětí 39,25 m a výšce 3,20 m relativně subtilní konstrukce s tloušťkou stěny pouze 0,30 m představovaly ve své době nejen u nás, ale i v evropském měřítku mimořádnou konstrukci. Stabilitu horních tlačných pásů zajišťovala zesilující žebra ve stěnách v pravidelném rastru 3,60 m a 4,13 m a výztužný polorám na obou koncích nad uložením nosníků. Beton byl v tomto případě zn. 500 (C35/45), ukládaný dle tehdejších zvyklostí v zavlhle konzistenci, proto pro jeho zhutnění musela být použita kombinace ponorné a příložné vibrace. Předpínací výztuž, uloženou ve stěnách s kotvením i v horním povrchu tlačného pásu a v dolní desce, tvořily kabely z 20 drátů Ø P4,5 mm.

Zkušenosti nabyté při výstavbě tohoto objektu, přes provedení řady technologických opatření směřujících ke zpomalení vývinu hydratačního tepla a procesu smršťování, resp. vyrovnávání jeho rychlosti v rozměrově lišících se částech nosníků a časné částečné předepnutí, ukázaly problematiku chování betonových konstrukcí s výrazně rozměrově odlišnými částmi, které mohou být zdrojem vzniku trhlin. Podobně působí horní kotvení předpínací výztuže, dříve velmi časté, které se v současnosti prakticky nepoužívá.



Obr. 3.45 – Železniční most přes Ohři v Citicích (vlečkový most) – schéma

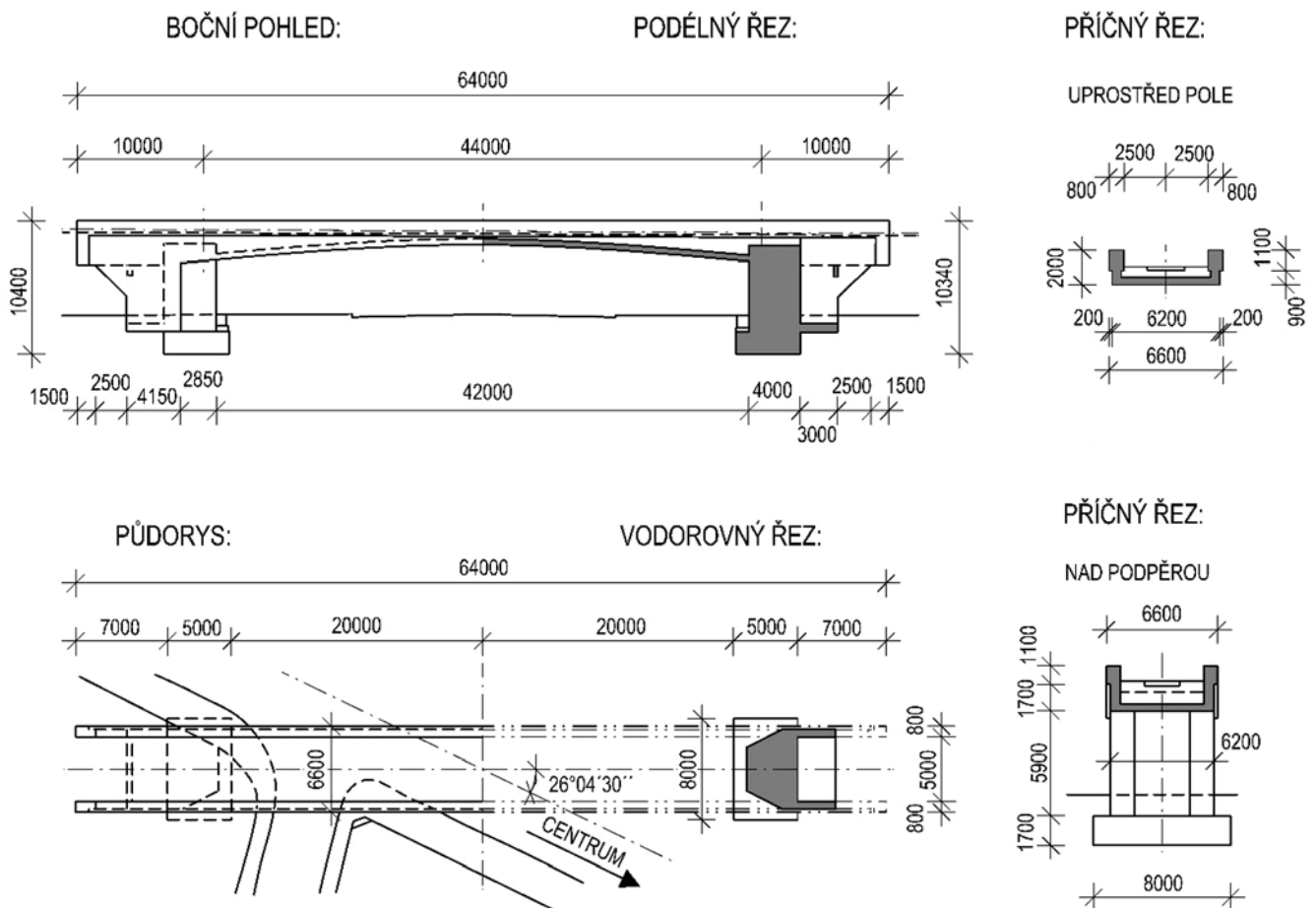


a) b)  
Obr. 3.46 – Železniční most přes Ohři v Citicích (vlečkový most): a) pohled na most; b) povrch mostu

### Železniční most v Železném Brodě v km 109,568 na TÚ 1051 Stará Paka – Liberec (obr. 3.47, 3.48 a 3.49)

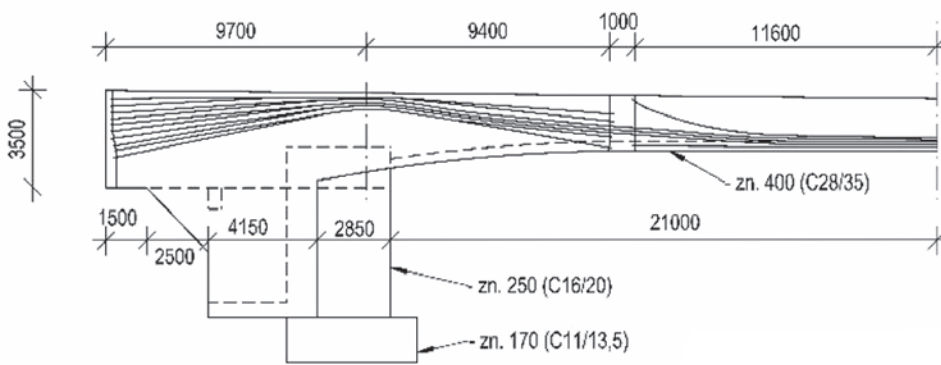
Nutnost provedení následných sanací na mostě v Citicích byla hlavním důvodem k zásadním změnám v koncepčním řešení parapetních mostů. Pro prosté nosníky v extravilánu byly potřebné změny uplatněny u předchozích dvou uvedených příkladů. Možné řešení i pro intravilán a světlost průjezdného otvoru 40 m představuje most na trati Turnov–Pardubice v Železném Brodě, v těsné blízkosti městské zástavby. Jedná se o pružně vetknutý rám s příčlí ve tvaru parapetního nosníku proměnné výšky, pokračující spojitě do rovnoběžných křídel mostních opěr. Výška parapetní příčle je 2,00 m, stavební výška mostu uprostřed rozpětí je 0,90 m, přečnívající výška parapetů 1,10 m odpovídá výšce mostního zábradlí. Současně má výrazný vliv na tlumení hluku vyvolovaného nápravami projíždějících vlaků ve srovnání s původně navrženou konstrukcí ocelového příhradového mostu.

Celkové dispoziční uspořádání mostu je na **obr. 3.47**, konstrukční schéma mostu s uvedením použitých betonů a uspořádáním kabelové předpínací výztuže z 24 drátů  $\varnothing$  PZ 7 mm je doplněno naznačením stavebního postupu na **obr. 3.48**. Stavební postup spočíval ve vybetonování tří staticky určitých dílů mostní konstrukce, jejich předepnutí uloženými neprůběžnými kabely, následném zmonolitnění v rámovou konstrukci a jejím předepnutí průběžnými kabely. Tímto postupem se omezují účinky části pružných deformací a dotvarování od předpětí a významně se snižuje velikost smrštění na zkrácení příčle. Kromě toho je rozdělení konstrukce na staticky určité díly voleno tak, že po zmonolitnění a uvolnění provizorních podpěr dochází k vyrovnání účinků dotvarování betonu provedenou statickou rektifikací. Most byl postaven v roce 1967.



Obr. 3.47 – Železniční most v Železném Brodě – celková dispozice; most v km 109,568 na TÚ 1051 Stará Paka – Liberec

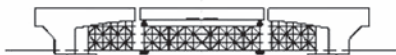
SCHÉMA USPOŘÁDÁNÍ KABELŮ - PODÉLNÝ ŘEZ:



PŘÍČNÝ ŘEZ NOSNÉ KONSTRUKCE:

SCHÉMA STAVEBNÍHO POSTUPU:

1. STADIUM:  
KONSTRUKCE ROZDĚLENA NA STATICKY URČITÉ DÍLY,  
NAPNUTY NEPRŮBĚŽNÉ KABELY

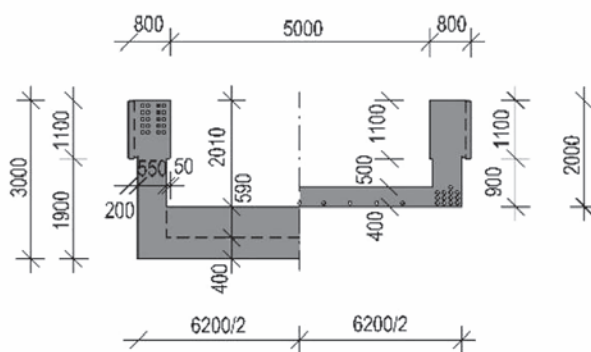


2. STADIUM - KONSTRUKCE STATICKY NEURČITÁ,  
NAPNUTY PRŮBĚŽNÉ KABELY



NAD PODPĚROU

UPROSTŘED POLE



Obr. 3.48 – Rámový nadjezd v Železném Brodě – postup výstavby a předpínací výtzuže; most v km 109,568 na TÚ 1051 Stará Paka – Liberec



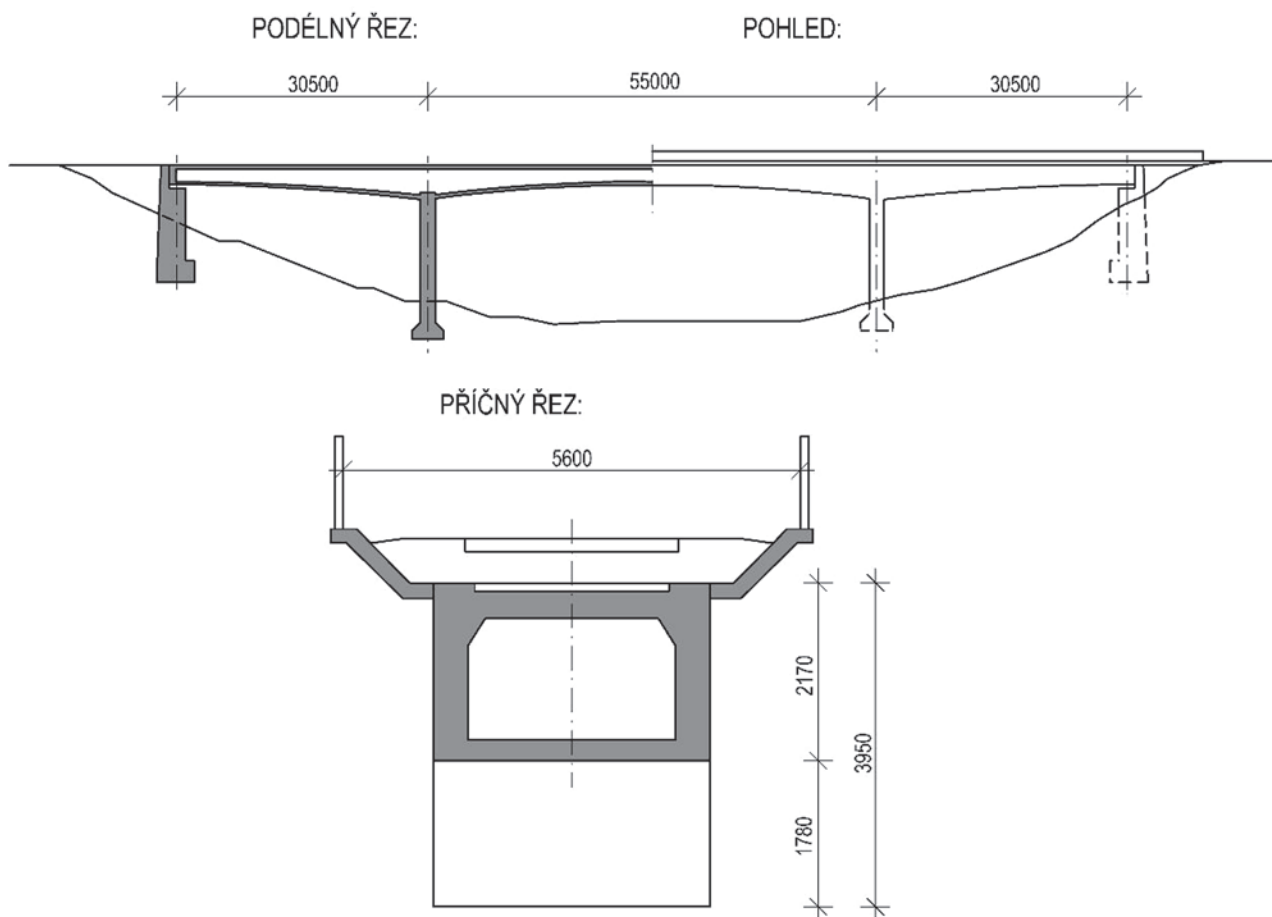
a) b)  
Obr. 3.49 – Železniční most v Železném Brodě: a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 109,568 na TÚ 1051 Stará Paka – Liberec

### 3.1.2.5. Mosty přes řeky, údolí, estakády

#### Železniční mosty na trati Červená Skala – Margecany (obr. 3.50)<sup>6</sup>

Zajímavými konstrukcemi jsou mosty na trati Červená Skala – Margecany, jejíž přeložka byla vyvolána stavbou VSŽ. Jednokolejné železniční mosty v Margecanech a Jalovicích (dokončené roku 1966 a 1967) mají tři pole o rozpětí 30,50 + 55,00 + 30,50 m. Nosné konstrukce jsou letmo montované rámy bez kloubu uprostřed rozpětí. Tato technologie výstavby zde byla použita poprvé.

Na mostech se bohužel projevila řada závad – zvláště rozměrové odchylky segmentů a nevstřícnost otvorů pro kabelové kanálky. Závady si vyžádaly zesílení konstrukce, k němuž bylo využito pokrokové a v té době ještě nepříliš obvyklé technologie volných kabelů.



Obr. 3.50 – Železniční most v Margecanech – schéma

#### Železniční most přes Vltavu v Praze v km 3,346 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice (obr. 3.51, 3.52 a 3.53)

Dvoukolejný most převádí železniční trať přes Vltavu mezi Libní a Holešovicemi v Praze. Celková délka mostu je 417,50 m, celková šířka mostu je 11,85 m. Most kříží řeku šikmo, ale uložení nosné konstrukce na jednotlivých podpěrách je kolmé. Koleje na mostě i nosná konstrukce jsou převážně v přímé, pouze část konstrukce v poli č. 1 u opěry Libeň je zakřivena do směrového oblouku o poloměru přibližně 675 m.

Nosná konstrukce je dvoukolejná, monolitická, z dodatečně předpjatého betonu, o pěti polích. V každém poli konstrukce působí jako samostatný rám se šikmými stojkami o rozpětí 73,30 m v patě šikmých stojek, resp. 66,90 m v místě vetknutí stojek do hlavní nosné konstrukce.

Šikmé stojky vždy dvou navazujících rámu jsou založeny na společném pilíři se společným základem. Osová vzdálenost podpěr je 5 x 77,50 m. Hlavní nosná konstrukce je v ose každého pilíře rozdělena příčnou dilatační spárou a rámy v jednotlivých polích tedy působí samostatně.

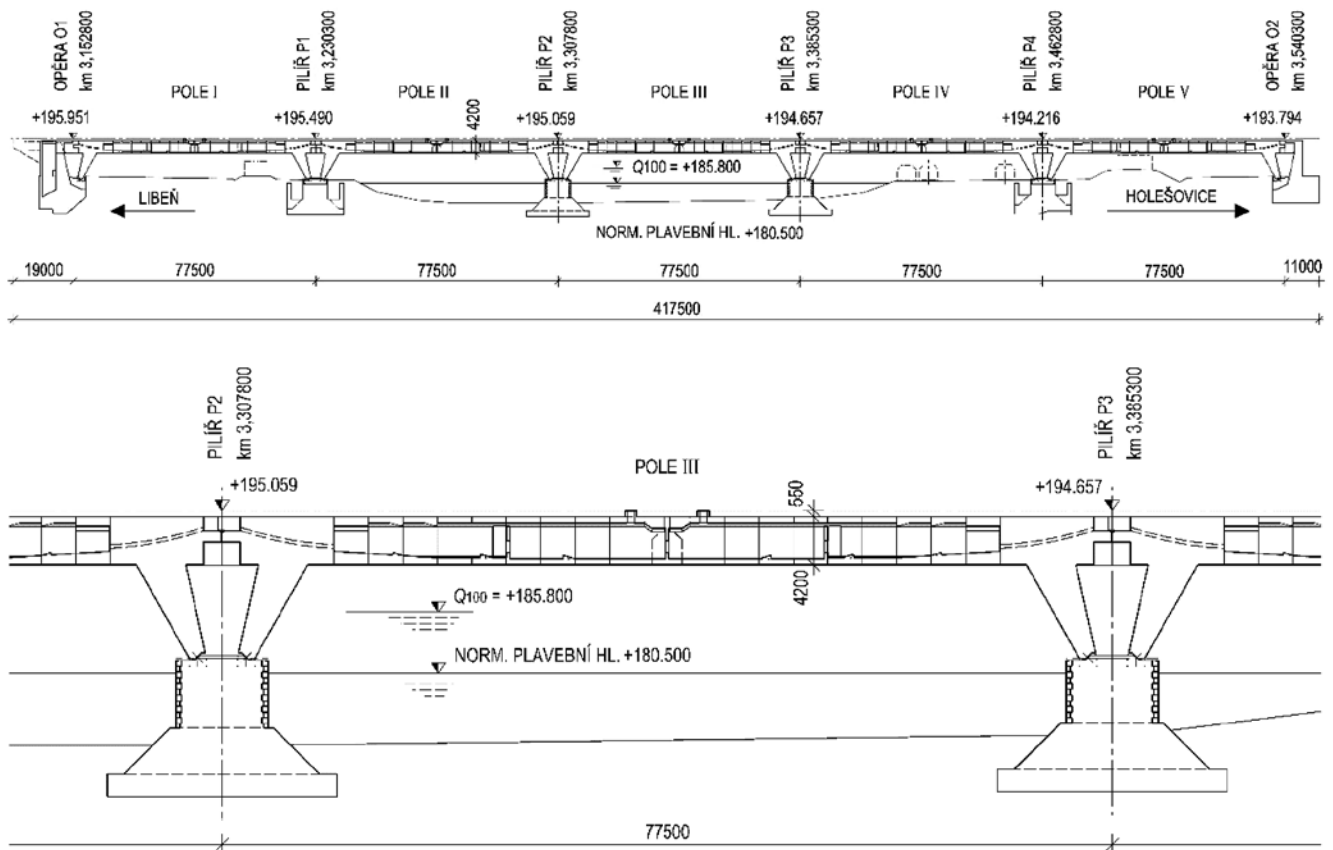
<sup>6</sup> Podle *Předpětý betón v Československu – příloha časopisu Inženýrské stavby 5/1966*

Hlavní nosná konstrukce má komorový příčný řez o výšce 4,20 m a o šířce 10,00 m. Rámové stojky mají plný betonový příčný řez konstantní šířky 5,00 m a proměnné výšky – na horním konci stojky je výška jejího příčného řezu 4,00 m, směrem dolů se zmenšuje na 1,43 m. Rámové stojky jsou na jednotlivých podpěrách uloženy prostřednictvím vrubových kloubů.

Hlavní nosná konstrukce i rámové stojky jsou z betonu zn. 400 (C28/35), pro vrubové klouby v patách rámových stojek byl použit beton zn. 500 (C35/45). Betonářská výztuž je z oceli 10 400 (B).

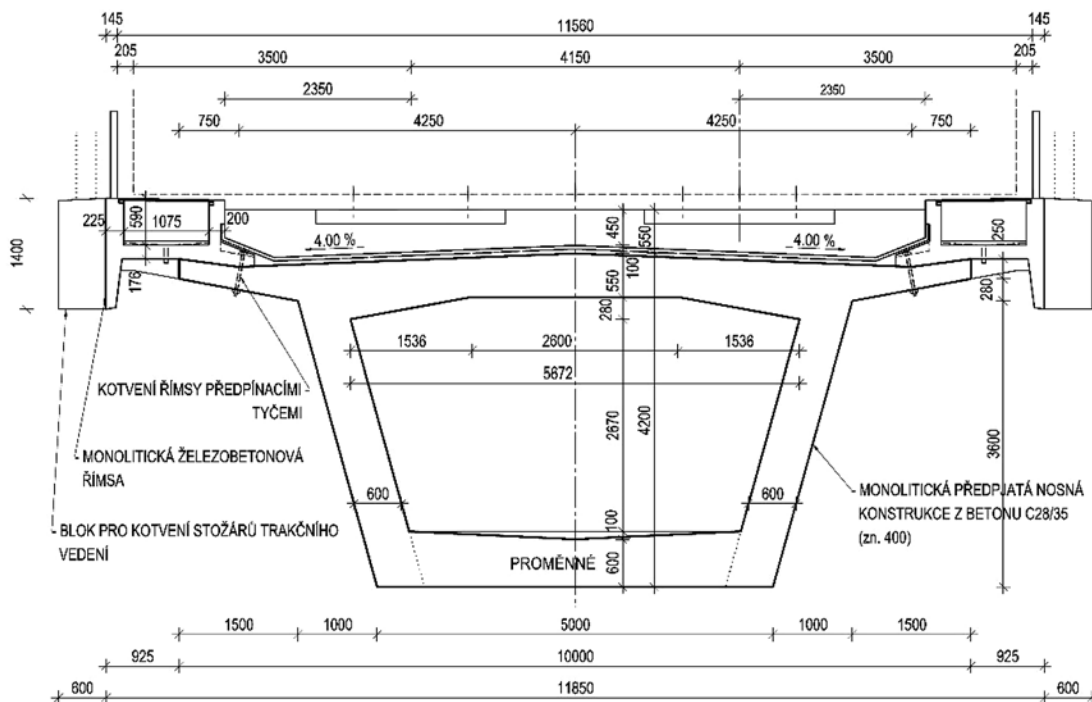
Most byl realizován v letech 1969 až 1975. Pro výstavbu mostní konstrukce byla použita monolitická betonáž na skruži a letmá betonáž. Pole č. 1, 4 a 5 (číslováno od opěry Libeň) byla betonována na skruži, pole č. 2 a 3 (nad řekou) byla betonována letmo.

Hlavní nosná konstrukce je v podélném směru dodatečně předepnuta pomocí kabelů z 24 patentovaných drátů  $\varnothing$  P7 mm, stejnými kabely jsou podélně předepnuty i rámové stojky. Stěny komorové nosné konstrukce jsou svisle předepnuty dvoustřížnými třmínky z 12 patentovaných drátů  $\varnothing$  P7 mm. Podélné kabely byly napínány současně z obou konců. Třmínky z předpínací výztuže byly vzhledem k jejich malé délce konstrukčně upraveny tak, aby u nich byl eliminován pokluz v kotvě (pomocí distančních podložek). Předpínací výztuž v polích betonovaných na skruži i v polích betonovaných letmo je téměř shodná.



Obr. 3.51 – Železniční most přes Vltavu v Praze – podélný řez celkový a detail pole III; most v km 3,346 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice





Obr. 3.52 – Železniční most přes Vltavu v Praze – příčný řez v poli; most v km 3,346 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice



a)



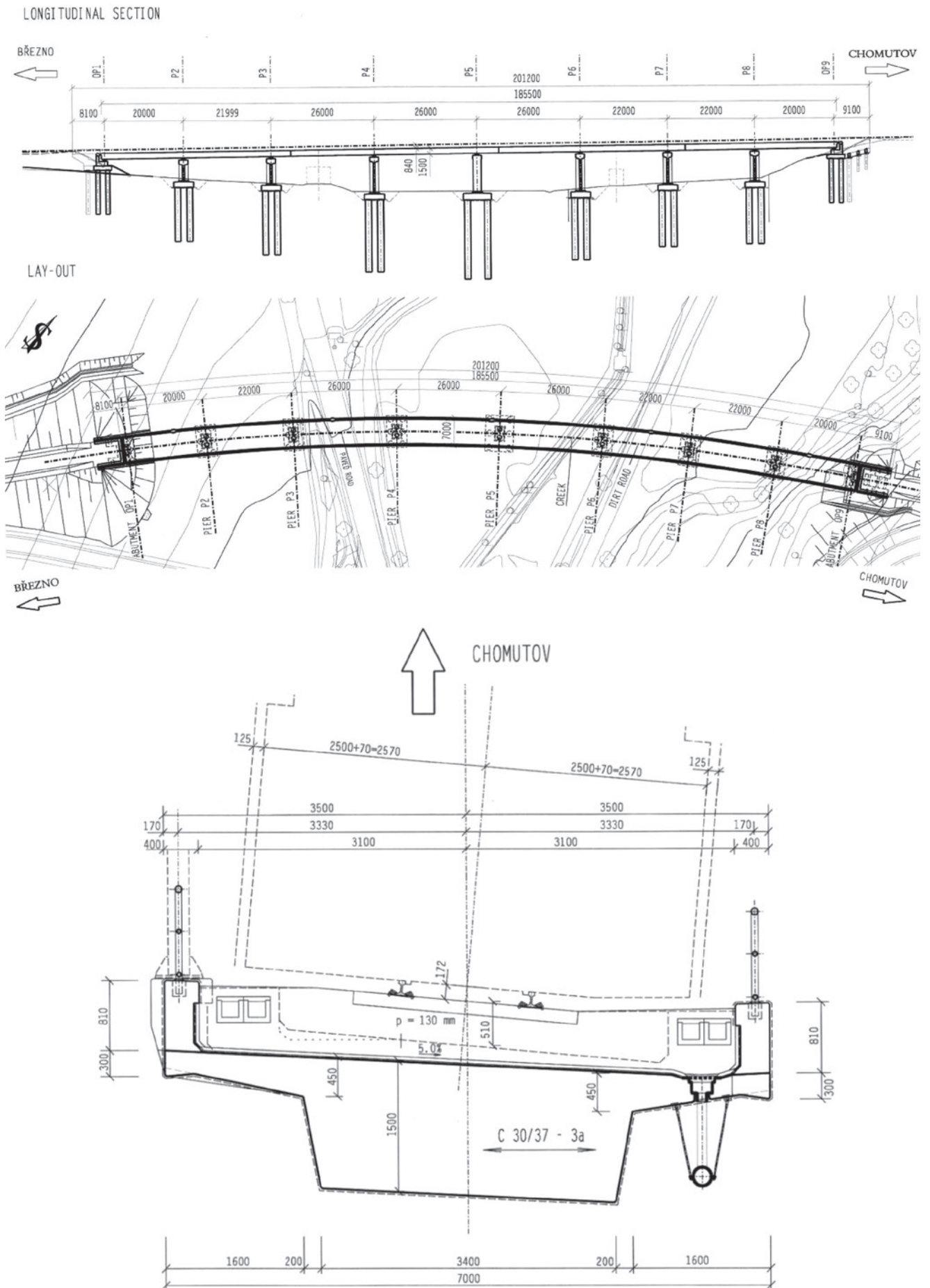
b)

Obr. 3.53 – Železniční most přes Vltavu v Praze: a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 3,346 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice

### Železniční estakáda na přeložce trati Březno–Chomutov v km 0,425 na TÚ 0101 Praha–Chomutov (obr. 3.54 a 3.55) <sup>7</sup>

V letech 2000 až 2004 byla realizována přeložka trati Březno u Chomutova – Chomutov, která byla vyvolána rozšířením povrchového uhlénoho dolu. Na přeložce se nachází železniční jednokolejný most s monolitickou spojitou nosnou konstrukcí z předpjatého betonu o 8 polích rozpětí 20 + 22 + 3 x 26 + 2 x 22 + 20 m, zakřivenou do směrového oblouku o poloměru 550 m. Vzhledem k nepříznivým základovým poměrům (souvrvství jílu a uhlí) byla konstrukce navržena jako desková s co nejmenší ohybovou tuhostí, a tím i citlivostí na případné nerovnoměrné poklesy podpěr. Nosná konstrukce z betonu zn. 400 (C28/35) byla betonována na přestavné skruži po dvou polích a dodatečně předepnuta kabely z 22 lan  $\varnothing 15,7$  mm – 1570/1770 MPa. Most byl dokončen v roce 2001.

<sup>7</sup> Podle [1-21]



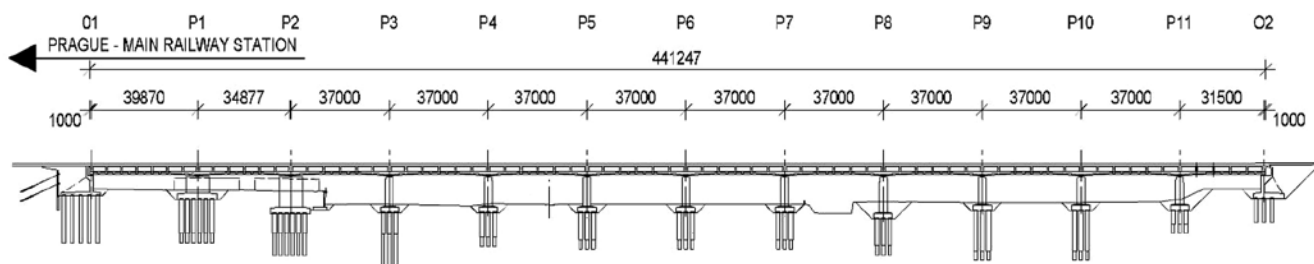
Obr. 3.54 – Železniční estakáda na přeložce trati Březno–Chomutov – schéma; most v km 0,425 na TÚ 0101 Praha–Chomutov



a) b)  
Obr. 3.55 – Železniční most u Chomutova: a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 0,425 na TÚ 0101 Praha–Chomutov

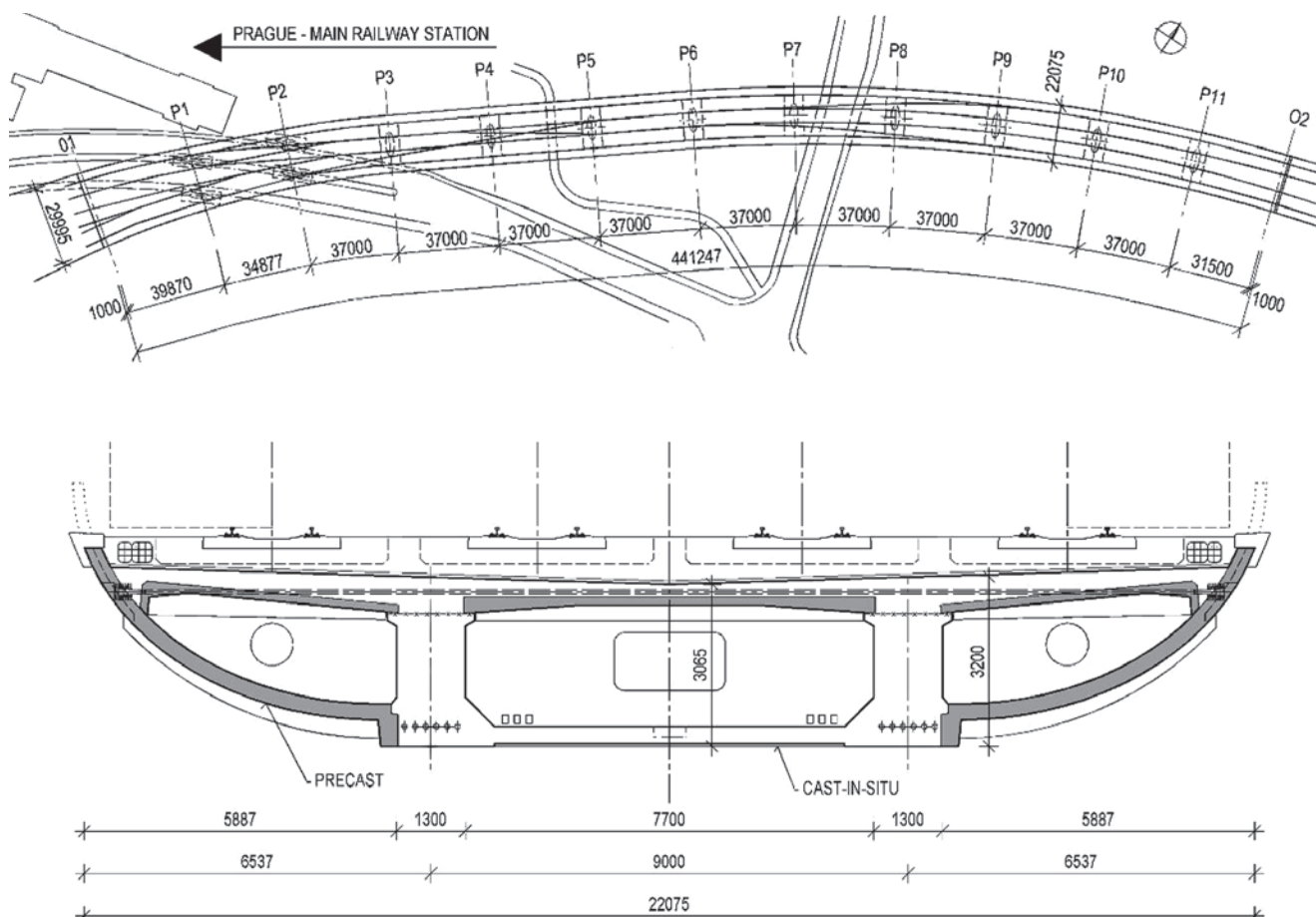
**Železniční estakáda přes Masarykovo nádraží v Praze v km 186,500 na TÚ 1704 Benešov u Prahy – Praha hl.n. (obr. 3.56, 3.57 a 3.58)<sup>8</sup>**

Most je součástí stavby tzv. Nového spojení, realizována byla v letech 2004 až 2008. Na mostě jsou umístěny čtyři koleje, na straně u Hlavního nádraží se počet kolejí zvyšuje až na pět – celková šířka mostu se pohybuje od 22,08 m do 30,00 m. Nosná konstrukce má celkem 12 polí o rozpětí 31,50 m až 39,87 m. Z důvodu minimalizace nároků na údržbu je konstrukce navržena jako jeden dilatační celek v podélném i v příčném směru. Vzhledem ke značnému zatížení dopravou je konstrukce opatřena příčníky ve vzdálenostech po 5,75 m. Protože se most nachází na hranici městské památkové rezervace, byly kladeny zvýšené nároky rovněž na jeho architektonické řešení, jehož výsledkem byl kromě tvarování spodní stavby rovněž zaoblený a členěný pohled nosné konstrukce. Ze všech těchto důvodů by bylo obtížné realizovat konstrukci kompletně monoliticky, proto byla konstrukce navržena v kombinaci prefabrikovaných a monolitických prvků a s předpětím v podélném, v příčném a lokálně i ve svislém směru. Veškeré prvky nosné konstrukce jsou navrženy jako nosné a vzájemně spolupůsobí. Monolitické i prefabrikované části nosné konstrukce jsou z betonu C35/45. Vzhledem k umístění mostu na přístupu k Hlavnímu nádraží jsou v konstrukci ponechány průchodky pro možnost snadného a rychlého zesílení nosné konstrukce, pokud by v budoucnu taková potřeba nastala. Most byl dokončen v roce 2008.



Obr. 3.56 – Železniční estakáda přes Masarykovo nádraží v Praze – podélný řez; most v km 186,500 na TÚ 1704 Benešov u Prahy – Praha hl.n.

<sup>8</sup> Podle [1-18]



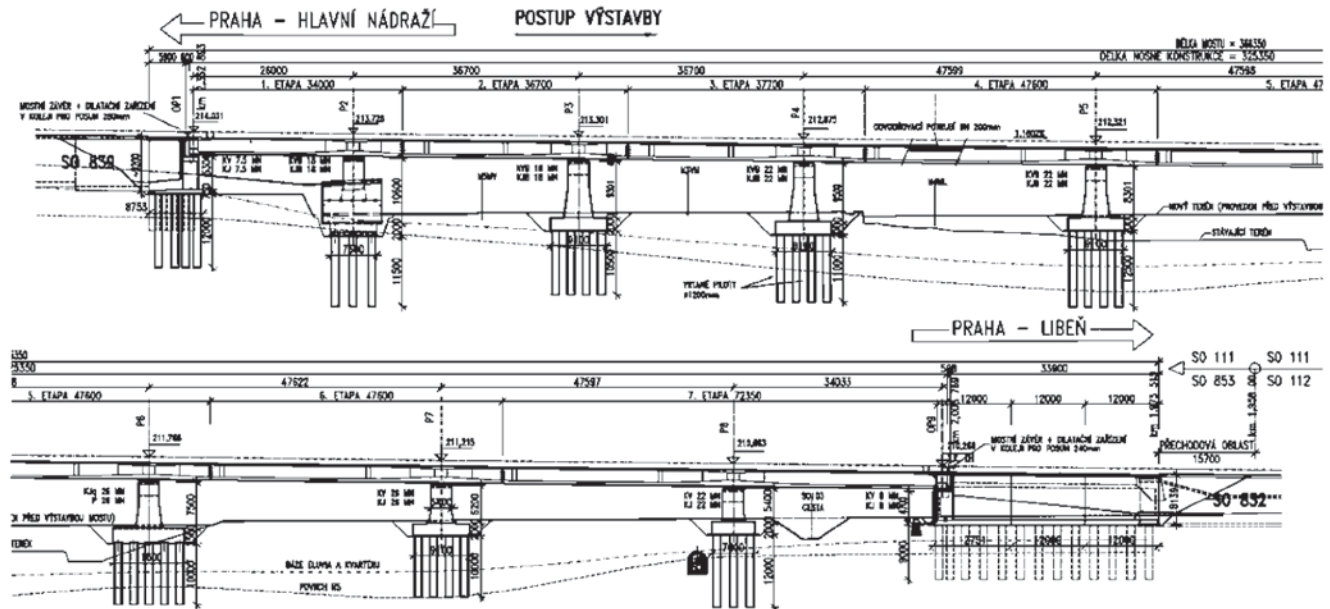
Obr. 3.57 – Železniční estakáda přes Masarykovo nádraží v Praze – půdorys a příčný řez v poli (šedá barva – prefabrikované prvky, bílá barva – monolitické prvky); most v km 186,500 na TÚ 1704 Benešov u Prahy – Praha hl.n.



a) b)  
Obr. 3.58 – Železniční estakáda přes Masarykovo nádraží v Praze: a) pohled na most; b) povrch mostu; most v km 186,500 na TÚ 1704 Benešov u Prahy – Praha hl.n.

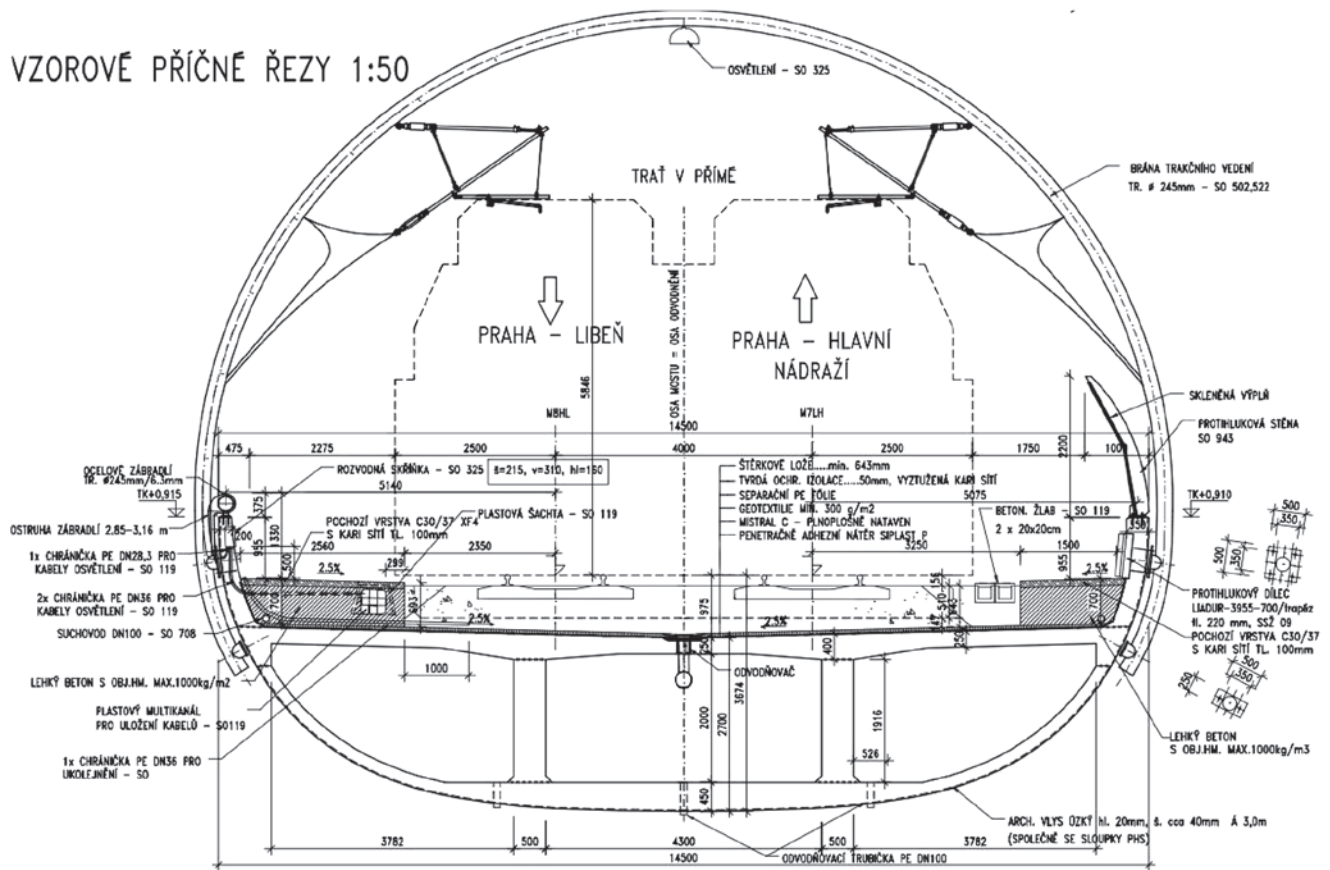
### Železniční estakáda Sluncová v km 2,171 na TÚ 0905 Praha-Libeň – Praha hl.n. (obr. 3.59, 3.60 a 3.61)<sup>9</sup>

Dvoukolejný most byl realizován rovněž v rámci stavby Nové spojení, v letech 2005 až 2008. Nosná konstrukce je spojitá, monolitická z předpjatého betonu, s tříkomorovým příčným řezem. Má osm polí o rozpětí 26,00 + 2 x 36,70 + 4 x 47,60 + 34,00 m. Dolní povrch nosné konstrukce je podle architektonického návrhu zaoblen. Konstrukce je předepnuta vnitřními kabely se soudržností a volnými kabely vedenými uvnitř komorové nosné konstrukce. Předpínací kabely jsou uloženy v elektricky izolovaných kanálcích. Nosná konstrukce je z betonu třídy C35/45.



Obr. 3.59 – Železniční estakáda Sluncová v Praze – podélný řez; most v km 2,171 na TÚ 0905 Praha-Libeň – Praha hl.n.

### VZOROVÉ PŘÍČNÉ ŘEZY 1:50



Obr. 3.60 – Železniční estakáda Sluncová v Praze – příčný řez; most v km 2,171 na TÚ 0905 Praha-Libeň – Praha hl.n.

<sup>9</sup> Zpracováno podle [1-22]



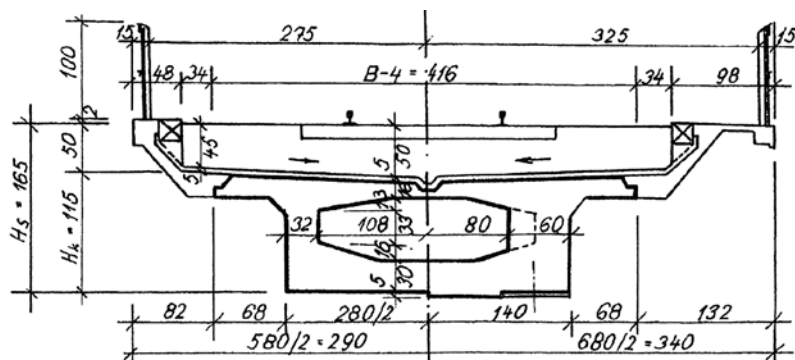
a)

b)

Obr. 3.61 – Železniční estakáda Sluncová v Praze: a) pohled na most; b) povrch mostu (trať s vlakem); most v km 2,171 na TÚ 0905 Praha-Libeň – Praha hl.n.



Pro konstrukce délky 18 m existovalo ještě alternativní řešení označené jako KT1-18, u kterého byl použit pouze jeden prvek pod jednou kolejí (viz obr. 3.64). Volba, zda bude použita konstrukce s jedním, nebo s dvěma nosníky pod kolejí, závisela na výrobním, dopravním a montážním zařízení, které bylo k dispozici.



Obr. 3.64 – Typický příčný řez mostu z nosníků KT1-18 (levá polovina v poli, pravá polovina v uložení)

**Příklad aplikace systému a typické poruchy [2-4], [2-5], [2-10], [2-16], [2-20], [2-22], [2-23], [2-24], [2-26], [2-29], [2-30], [2-31], [2-32], [2-35], [2-37], [2-41], [2-50], [2-51], [2-62]**

Představiteli aplikace mostního systému z nosníků KT jsou např. mosty v rámci železničního uzlu Praha: Sokolovská (viz obr. 3.65); Na Žertvách; Žertvy; Primátorská; Čuprova a další.



Obr. 3.65 – Železniční most přes ulici Sokolovská v Praze – pohled na krajní pole mostu z nosníků KT-21; most v km 0,230 na TÚ 0781 Balabenka–Rokytky kol. č. 501

Typické poruchy jsou způsobené zatékáním na nosnou konstrukci (NK) skrz podélnou spáru mezi prefabrikovanými nosníky (často chybí odvodňovací žlab a voda stéká po NK přímo na zem) a spárami prefabrikovaných říms v kombinaci s malým krytím betonářské výztuže (viz obr. 3.66). Následné poruchy NK se projevují v místech zatékání zejména vápennými výluhy, prokreslenou a korodující betonářskou výztuží a v další fázi odtržením betonové krycí vrstvy výztuže vlivem rozpínacích účinků korozních zplodin (riziko pro provoz na komunikaci pod mostem). Velký problém představují prefabrikované římsy, respektive jejich kotvení, které v případě porušené hydroizolace koroduje a není volně přístupné ke kontrole, protože je skryto pod šterkovým ložem. V případě většího korozního oslabení kotvení říms hrozí riziko pádu římsového prefabrikátu. Je nutno proto provádět pravidelnou obnovu hydroizolace, v rámci její výměny kontrolovat kotvení římsových prefabrikátů a případně vylepšit jeho ochranu před případným zatékáním v budoucnosti. Častá je také porucha hydroizolace v místě dilatační spáry nad konci nosníků, kdy může docházet k odtržení či rozpadu monolitické dobetonávky čel nosníků a zatékat na kotvy předpínacích kabelů (zejména zvedaných), což může následně vést ke korozi nejen kotev samotných, ale i předpínacích lan. Vysoké riziko koroze předpínacích lan hrozí zejména v případě, kdy jsou špatně zainjektované kabelové kanálky. Oslabení předpínacích lan korozí je závažná porucha a může jím být významně snížena odolnost a spolehlivost nosné konstrukce. Poruchy předpínacích lan lze odhalit diagnostickým průzkumem, který by měl být prováděn zejména v případě, kdy dochází k dlouhodobějšímu aktivnímu zatékání na NK. Vzhledem k tomu, že jednotlivé prefabrikáty jsou sestavovány z více dílců (běžně 3 dílce), disponují příčnými spárami (monolitické šířky 4 cm), kterými neprochází betonářská výztuž. V těchto příčných spárách je obecně vyšší riziko možného poškození předpínací výztuže z důvodu snížené ochrany předpětí, proto je vhodné se na tuto oblast při kontrole zaměřit. Obecně u nosníků s uzavřenými dutinami (komorami) může docházet vlivem porušené izolace k zatékání a hromadění vody uvnitř komor, komory nosníků by proto měly být opatřeny otvory na spodním líci, aby mohla případná



zatečená voda vytéci. Komory je nutno pravidelně kontrolovat, zda nedochází k zatékání do jejich vnitřku, které může následně vést k odpadávání krycí vrstvy výztuže a korozi výztuže uvnitř dutin a dalším poruchám.

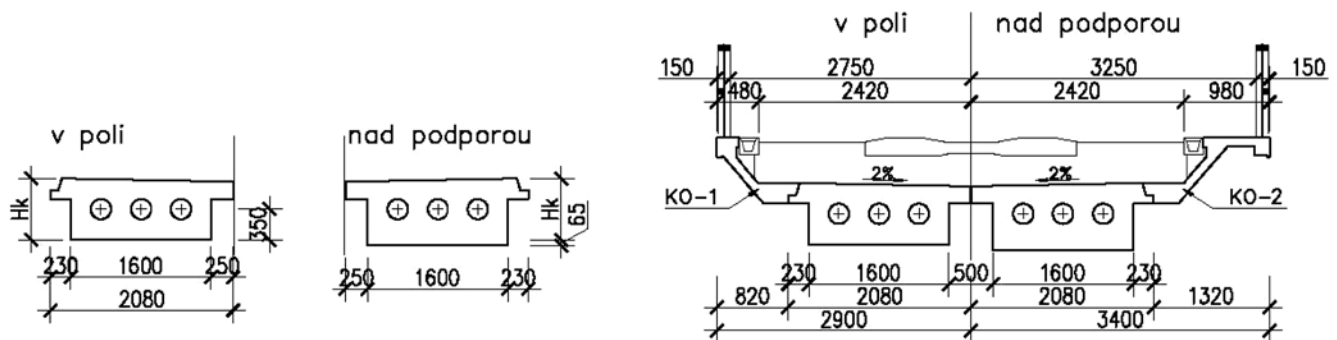


Obr. 3.66 – Typické poruchy nosníků KT: výrazné stopy po zatékání skrz podélnou spáru mezi prefabrikovanými nosníky a zatékání spárami prefabrikovaných říms, vápenné výluhy, lokálně koroze měkké výztuže a odpadávání krycí vrstvy betonu

### 3.2.2. Nosníky KDP

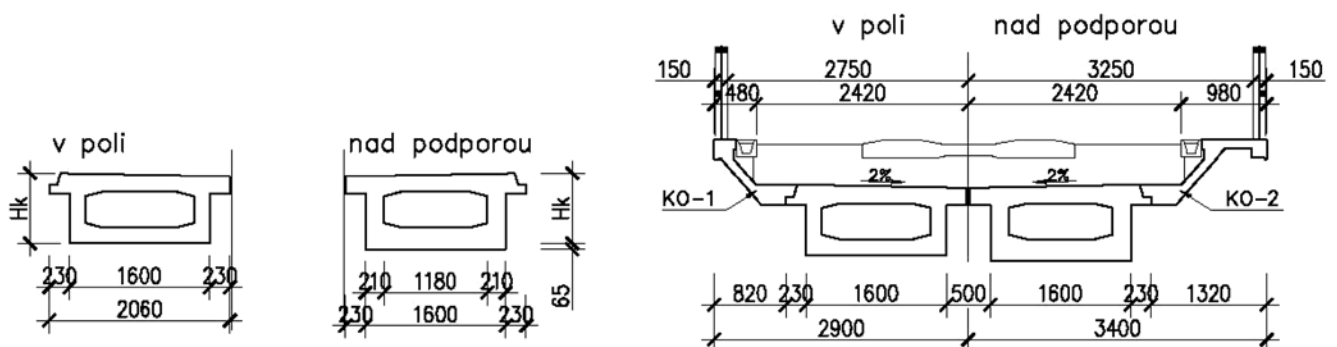
#### Popis systému [1-7], [1-23], [2-55]

Nosníky KDP (konstrukce desková předpjatá) jsou typizované dodatečně předpjaté deskové nosníky z betonu zn. B500 (C35/45). Nosníky KDP pro rozpětí 4,80 až 10,50 m byly opatřeny vylehčujícími podélnými otvory kruhového průřezu  $\varnothing 0,20$  až  $0,35$  m (viz obr. 3.67). Prvky délky 4,80 až 9,00 m byly předem předpjaté vložkami spletenými ze tří patentovaných drátů  $\varnothing P3$  mm jakosti 1750/1400. Prvky délky 9,00 až 10,50 m byly dodatečně předpjaté kabely z 12  $\varnothing P7$  mm jakosti 1400/1000.

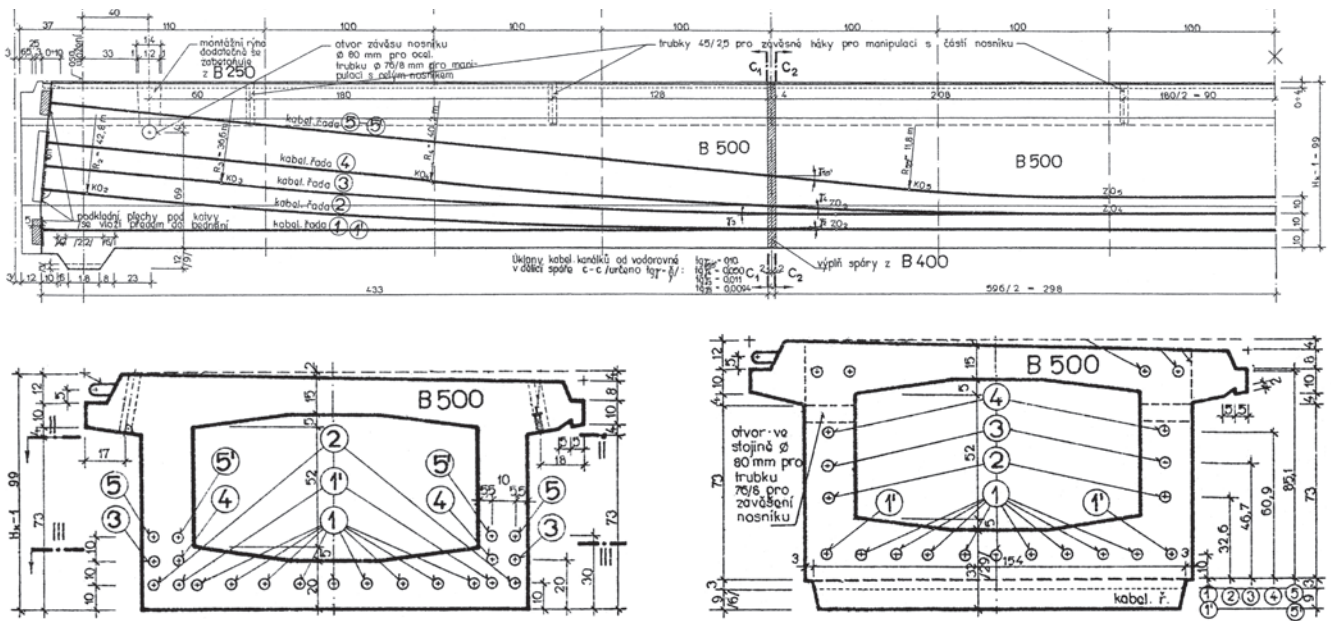


Obr. 3.67 – Průřez nosníku KDP a typický příčný řez mostu z nosníků KDP pro rozpětí 4,80-10,50 m

Nosníky pro rozpětí 12 až 15 m byly vylehčené profilovaným otvorem (viz obr. 3.68). Prvky byly dodatečně předpjaté kabely z patentovaného drátu 12  $\varnothing P7$  mm jakosti 1400/1000 vedenými ve spodní přírubě nosníku a ve stojínách (viz obr. 3.69). Konstrukční výška nosníků KDP-12 byla 0,80 m, konstrukční výška nosníků KDP-15 byla 1,00 m. Nosníky mohly být vyrobeny vcelku nebo mohly být podélně sepnuty ze tří dílů.



Obr. 3.68 – Průřez nosníku KDP a typický příčný řez mostu z nosníků KDP pro rozpětí 12–15 m



Obr. 3.69 – Předpínací výztuž nosníku KDP-15 – nahoře vedení výztuže v podélném řezu, dole vlevo příčný řez uprostřed rozpětí a dole vpravo příčný řez v ose uložení

Typická konstrukce byla tvořena dvěma nosníky KDP, navzájem nespojenými. Skladebná šířka byla vždy 2,10 m. Na boky konstrukce byly šroubovým spojem připojeny prefabrikované železobetonové konzoly z betonu zn. 250 (C16/20) – KO-1 v širé trati, resp. KO-2 ve stanici. Kolejové lože mělo minimální výšku 0,50 m, most byl odvodněn dostředným sklonem 2%. Izolace na mostě byly chráněny cementovou mazaninou se sítí. Voda byla odváděna k opěrám (pomocí podvěšeného žlabu).

**Příklad aplikace systému a typické poruchy [2-3], [2-6], [2-8], [2-19], [2-42], [2-59]**

Představitelem aplikace nosníků KDP je např. most Bohuslavice u Kyjova v km 59,006 na TÚ 2302 postavený v roce 1973 (viz obr. 3.70). Dále most v km 12,826 na TÚ 1651 Česká Skalice (1971), most v km 12,836 a 12,897 na TÚ 2191 Hlubočky (oba rok 1970), most v km 2,502 na TÚ 0791 Bulovka (1965) a most v km 139,173 na TÚ 0112 Chomutov (1977).



Obr. 3.70 – Železniční most přes řeku Stupavu v Bohuslavicích u Kyjova – pohled; most v km 59,006 na TÚ 2302 Brno-Černovice – Vlárský průsmyk

Typické poruchy typových nosníků KDP jsou obdobné jako u nosníků KT, kde jsou tyto podrobně popsány. Poruchy jsou způsobené zejména zatékáním na NK, a to skrz podélnou spáru mezi prefabrikovanými nosníky, spárami prefabrikovaných říms a dilatační spárou nad konci nosníků (viz obr. 3.71), což indikuje, že je nutná obnova hydroizolace. V místech zatékání se objevují vápenné výluhy, prokreslená a korodující betonářská výztuž či odtržená betonová krycí vrstva výztuže. Velký problém představují prefabrikované římsy, respektive jejich kotvení, které v důsledku zatékání koroduje a není volně přístupné ke kontrole. Na koncích nosníku může docházet vlivem porušené hydroizolace k zatékání na kotvy předpínacích kabelů, které může vést k jejich korozi a případnému oslabení předpínacích lan. V případě, že byly nosníky vyrobené z více dílců (byly vyráběny vcelku či ze 3 dílců), je nutné se při kontrole zaměřit také na oblast příčných spár, ve kterých je zpravidla snížena ochrana předpínací výztuže. Dále je potřeba kontrolovat vnitřní dutiny nosníků.

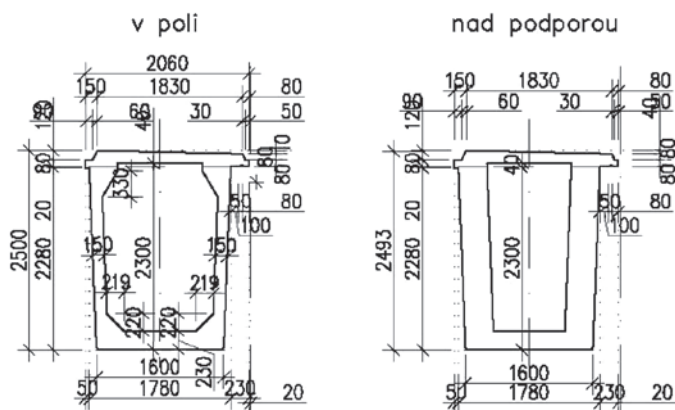


Obr. 3.71 – Typické poruchy nosníků KDP: silně zvodnělá a odlomená dobetonávka čela nosníku, obnažené korodující výztužné vložky v pohledu horní příruby nosníku

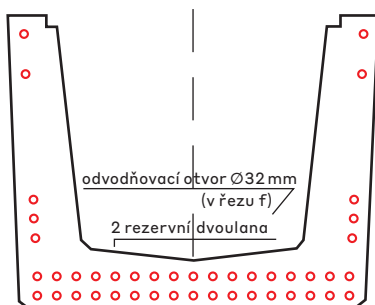
### 3.2.3. Nosníky PSKT

#### Popis systému [1-5], [1-11], [1-13], [1-16], [1-23], [2-17]

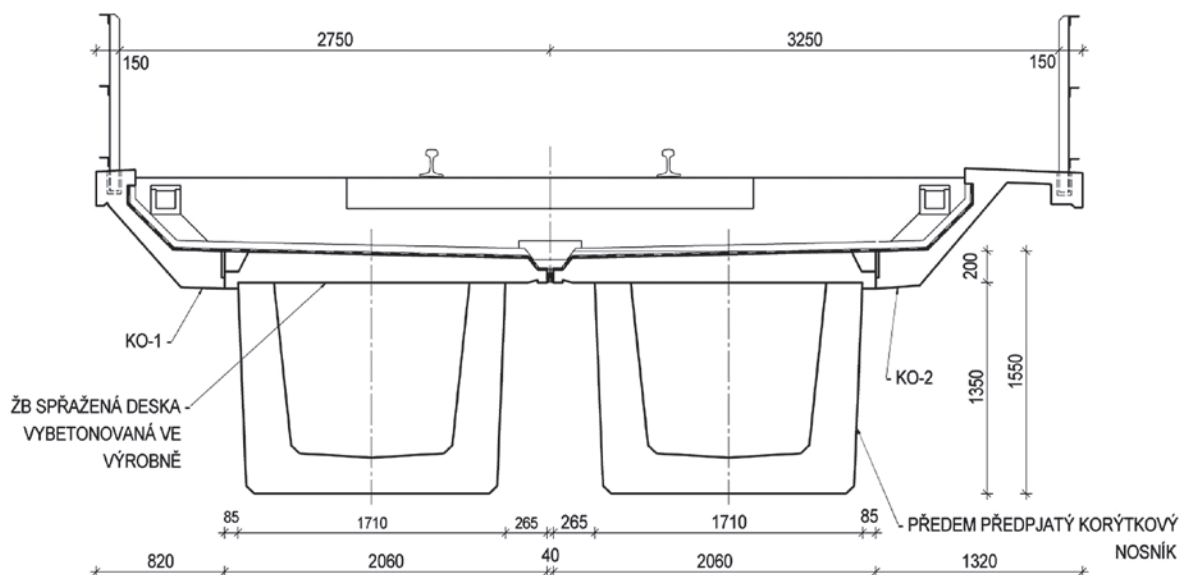
Nosníky PSKT (předpjaté spřažené komorové trámy) jsou konstrukce vytvořené spřažením předem předpjatého korýtkového nosníku s horní monolitickou železobetonovou deskou (viz obr. 3.72). Nosníky měly celkovou skladebnou délku 13,50 m; 15,00 m (oba typy se spřahující deskou výšky 1,00 m); 18,00 m 21,00 m (oba typy se spřahující deskou výšky 1,55 m); 24,00 m (výšky 1,70 m); 27,00 m a 30,00 m (oba typy výšky 2,50 m). Nosníky mají vždy rozpětí o 1,00 m kratší než je jejich skladebná délka. Nosníky měly jednotnou šířku spřahující desky 2,06 m. Spodní část nosníku je vyrobena z betonu zn. B500 (C35/45) a předem předepnuta přímými dvojlankovými jednotkami 2 x Lp 15,5 mm (viz obr. 3.73). Dodatečně, ještě ve výrobě, byla vybetonovaná horní spřažená deska s povrchem v příčném sklonu 2 %. U nejdelších nosníků dl. 33,00 m byla z důvodu úspory hmotnosti vybetonována ve výrobě pouze střední část desky v délce 18,00 m, zbývající část desky byla vybetonována až po osazení nosníků. Pod jednou kolejí se použily dva vzájemně nepropojené nosníky (viz obr. 3.74).



Obr. 3.72– Charakteristický příčný řez nosníku PSKT 27, délka 27 m (rozpětí 26 m)



Obr. 3.73 – Průřez nosníku PSKT 21 v poli se zakreslením předpínací výztuže (přímé kabely)



Obr. 3.74 – Typický příčný řez mostu z nosníků PSKT 18, délka 18 m (rozpětí 17 m)

**Příklad aplikace systému a typické poruchy [2-12], [2-53]**

Představitelem aplikace nosníků PSKT je např. most v km 63,727 na TÚ 0602 přes silnici I/7 ul. Lipská v Chomutově (1986) (viz obr. 3.75) nebo most v km 62,355 na TÚ 2191 přes silnici II/452 v Bruntále.



Obr. 3.75 – Železniční most přes silnici I/7 ul. Lipská v Chomutově – pohled; most v km 63,727 na TÚ 0602 Most–Chomutov

Typické poruchy systému PSKT jsou obdobné jako u předchozích systémů KT a KDP a plynou zejména z konstrukčního řešení prefabrikovaných říms a dvojice nepropojených nosníků s odvodněním vedeným mezi nosníky a malým krytím betonářské výztuže (viz obr. 3.76). Výhodou tohoto systému oproti předchozím je skutečnost, že nosníky jsou předem předpjaté a nemají tedy příčné spáry. Absence kabelových kanálků odstraňuje riziko jejich neproinjektování, na druhou stranu odpadá jedna vrstva ochrany předpínací výztuže.



Obr. 3.76 – Typické poruchy nosníků PSKT: koroze výztuže, výluhy





Obr. 3.80 – Železniční most přes dálnici D10 ve Staré Boleslavi – pohled; most v km 348,054 na TÚ 0921 Lysá nad Labem – Všetaty

Typické poruchy systému MPD jsou obdobné jako u předchozích systémů a plynou zejména z konstrukčního řešení prefabrikovaných říms a dvojice nepropojených nosníků. Typické poruchy tohoto systému jsou způsobeny zatékáním v podélných spárách mezi nosíky, zatékáním přes netěsné mostní závěry do nebezpečné oblasti kotev předpínací výztuže na čelech nosníků a zatékáním skrz spáry římsových prefabrikátů. Často je patrná korodující betonářská výztuž z důvodu nedostatečného krytí (viz obr. 3.81).

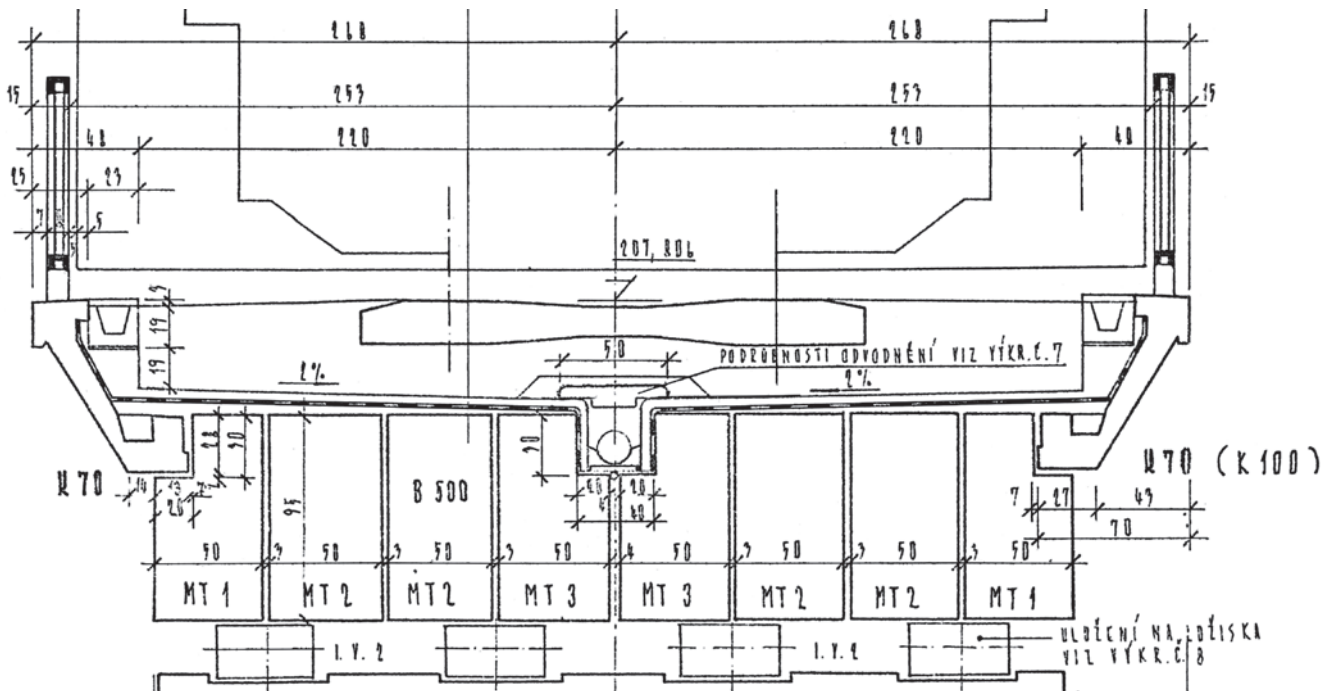


Obr. 3.81 – Typické poruchy nosníků MPD: vlevo – typické stopy zatékání podélnými spárami mezi nosíky; vpravo: povrchová koroze betonářské výztuže (nedostatečné krytí výztuže)

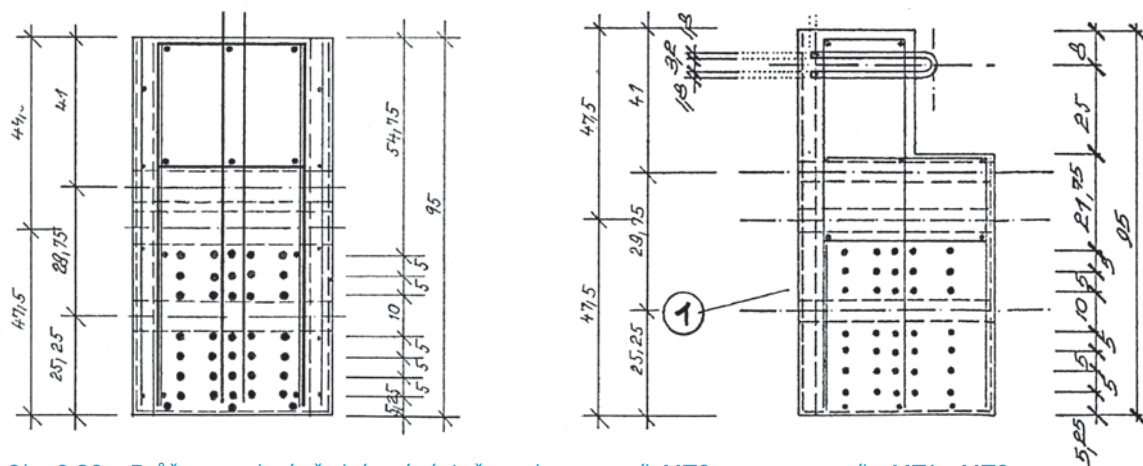
### 3.2.5. Nosníky MT

#### Popis systému [1-8], [2-40]

Prefabrikované předem předpjaté nosníky typu Armabeton MT (mostní trám) byly navrženy z betonu zn. B500 (C35/45). Nosníky byly předpjaty přímými lany profilu L 12,5, která byla napínána na napětí 1120 MPa. Předpínací lana byla umístěna v sedmi vrstvách po 5 ks (viz obr. 3.83), 1. vrstva (odspodu) byla obvykle separována do vzdálenosti 2,20 m od konců nosníku, 2. vrstva byla obvykle separována do vzdálenosti 1,50 m od konců nosníku. Pro betonářskou výztuž byla použita ocel třídy 10425 V a 10216 E. Skupiny nosníků (viz obr. 3.82) byly příčně sepnuty ocelovými tyčemi profilu 32 mm z oceli 10607, předpínací síla pro toto sepnutí byla 350 kN. Pro rozpětí nosníků 14 m (délku 15 m) bylo sepnutí obvykle v osmi místech po délce nosníku.



Obr. 3.82 – Vzorový příčný řez jednokolejného mostu z nosníků MT



Obr. 3.83 – Průřez a vedení předpínací výztuže – vlevo: nosník MT2; vpravo: nosníky MT1 a MT3

### Příklad aplikace systému a typické poruchy [2-21], [2-40], [2-43], [2-46]

Představitelem aplikace systému MT je např. jednokolejný most z roku 1983 ve městě Tábor v km 67,750 na TÚ 1851 (viz obr. 3.84). Dále most v km 0,588 na TÚ 0791 Na Žertvách (1970–1976); most v km 0,424 na TÚ 0792 Na Žertvách (1975) a most v km 5,703 na TÚ 0911 Čelákovice (1980).



Obr. 3.84 – Železniční most přes ulici Chýnovská v Táboře – pohled; most v km 67,750 na TÚ 1851 Horní Cerekev – Tábor

Typické poruchy tohoto systému jsou v zásadě obdobné jako u předchozích systémů. Poruchy jsou způsobeny především špatnou izolací, kdy dochází k zatékání dilatačními spárami zejména na koncích nosníků a na spodní stavbu nebo jsou vlivem špatně funkčního odvodnění smáčeny dolní líce prostředních nosníků. Často je patrná také rozsáhlá koroze betonářské výztuže vlivem nedostatečného krytí (viz obr. 3.85). Problematické je kotvení prefabrikovaných říms. Prvky příčného sepjetí korodují, a to zejména jejich kotvení, které je nejvíce vystaveno zatékání. Výhodou tohoto systému je skutečnost, že nosníky jsou předem předpjaté, a nemají tedy příčné spáry. Absence kabelových kanálků odstraňuje riziko jejich neproinjektování, na druhou stranu odpadá jedna vrstva ochrany předpínací výztuže a rovněž krytí je poměrně malé.

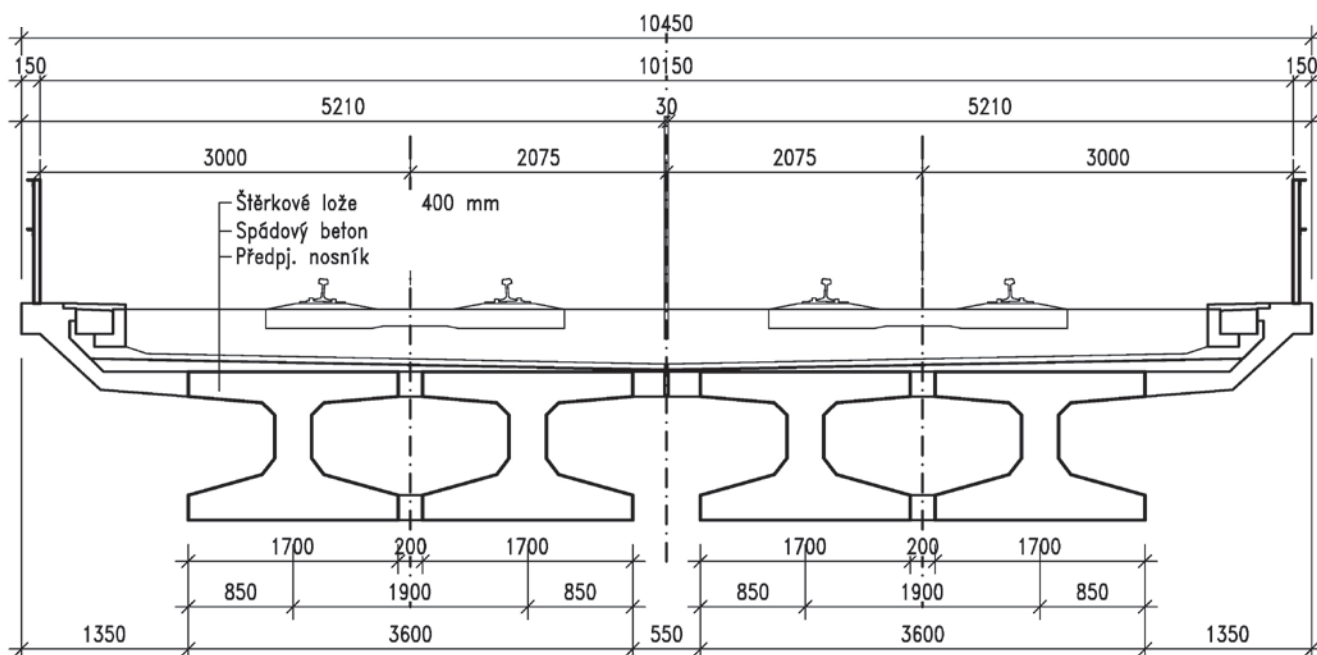


Obr. 3.85 – Typické poruchy nosníků MT – vlevo: pohled na podhled NK; vpravo: detail narušení krycích vrstev nosníku při středové spáře

### 3.2.6. Nosníky T66

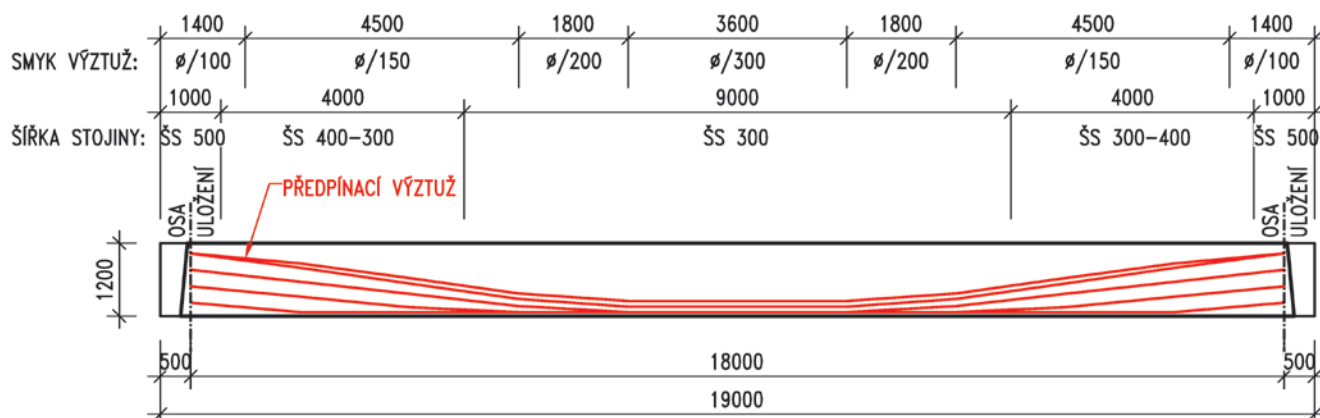
#### Popis systému [2-55]

Nosníky T66 jsou dodatečně předpjaté komorové nosníky, které se skládají ze dvou prefabrikovaných „polonosníků“ průřezu tvaru „I“ (viz obr. 3.86), které jsou dodatečně zmonolitněny podélnou spárou širokou 0,20 m v horní i dolní desce. Každý polonosník je předepnut pomocí 10 kabelů z 24 patentovaných drátů  $\varnothing$  P 4,5 mm (u mostu v km 12,805 na TÚ 0661 – Velvěty–Kozlíky) nebo kabely z patentovaných drátů  $\varnothing$  P 7 mm (u mostu v km 21,129 na TÚ 0661; v km 21,627 a v km 21,704 – vše Hostomice), vedení předpínacích kabelů viz obr. 3.87 a 3.88. Rozpětí nosníků je ve všech řešených případech vždy 18 m, celková délka nosníků potom 19 m. Výška průřezu je 1,20 m. Šířka nosníků je 1,70 m. Prefabrikované polonosníky i podélné monolitické spáry jsou z betonu zn. 400 (C28/35). Nosníky byly vyztuženy betonářskou výztuží třídy R 10400.

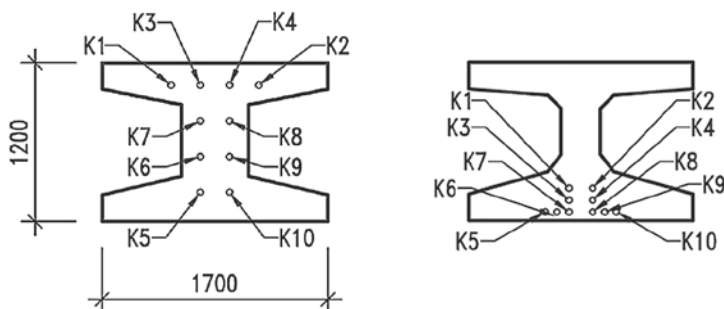


Obr. 3.86 – Typický příčný řez nosníků T-66 v polovině rozpětí, most v km 21,704 na TÚ 0661 přes řeku Bílinu v obci Hostomice





Obr. 3.87 – Podélný řez nosníkem nosníků T-66 a vedení předpínací výztuže



Obr. 3.88 – Příčné řezy nosníkem nosníků T-66 a poloha předpínací výztuže- vlevo v ose uložení, vpravo uprostřed rozpětí

### Příklad aplikace systému a typické poruchy [2-54], [2-55], [2-56], [2-57]

Představitelem aplikace systému T66 je např. most v km 12,805 na TÚ 0661 – přes silnici III. třídy Velvěty–Kozlíky (1966), viz **obr. 3.89**. Dále most v km 21,129 na TÚ 0661 – Hostomice přes silnici do Ohníče (1964), most v km 21,627 na TÚ 0661 – Hostomice přes silnici do Světce (1965), most v km 21,704 na TÚ 0661 – za obcí Hostomice přes řeku Bílinu (1964).



Obr. 3.88 – Železniční most přes silnici III. třídy a potok Bystřice v obci Kozlíky – pohled; most v km 12,805 na TÚ 0661 Ústí nad Labem-Trmice - Bílina

Typické poruchy tohoto systému jsou obdobné jako u předchozích typů dodatečně předpjatých nosníků s prefabrikovanými římsami. Poruchy jsou způsobeny zatékáním na NK skrz podélnou spáru či dobetonávku mezi prefabrikovanými nosníky a spárami prefabrikovaných říms a dilatačními spárami na koncích nosníků. Často je patrná koroze betonářské výztuže vlivem nedostatečného krytí (viz **obr. 3.90**). Typicky se koroze měkké výztuže objevuje v náběhu prefabrikátu mezi stojinou a horní přírubou (viz **obr. 3.91**).



Obr. 3.90 – Typické poruchy nosníků T-66 - vlevo: koroze měkké výztuže v náběhu mezi stojinou a horní přírubou nosníku; vpravo: obnažená betonářská výztuž konzoly; most v km 12,805 na TÚ 0661 Velvěty–Kozlíky



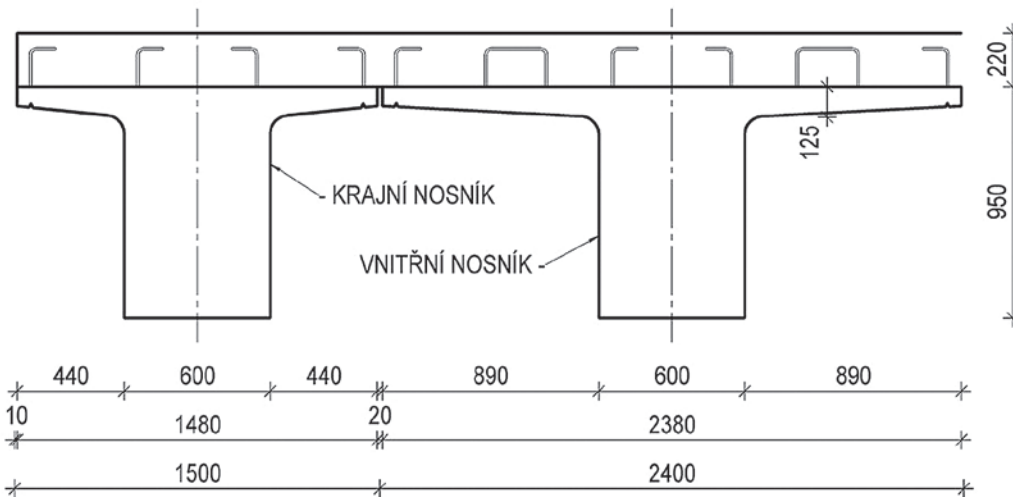
Obr. 3.91 – Typické poruchy - vlevo: výrazné stopy po zatékání skrz podélnou spáru mezi konstrukcemi, vápenné výluhy; vpravo: zrcadlo mezi konstrukcemi, stopy po zatékání, plošně odhalená a korodující betonářská výztuž; most v km 21,704 na TÚ 0661 – přes řeku Bílinu za obcí Hostomice

### 3.3. Ostatní typové nosníky

#### 3.3.1. Nosníky T-93

##### Popis systému [1-23], [2-54]

Nosníky T-93 jsou prefabrikované dodatečně předpjaté nosníky širokopřírubového tvaru „T“ (viz obr. 3.92). Nosník lze navrhnout pro železniční mosty v libovolné délce do maximální délky cca 21–24 m v závislosti na okrajových podmínkách. Šířka stěny bývá 600 nebo 500 mm (min. 400 mm). Celková šířka nosníku bývá 1,50 až 2,40 m, minimálně 0,65 m a maximálně 2,63 m. Výška nosníku je 0,55 m až 0,95 m. Hmotnost jednoho nosníku bývá 15,99 t až 46,95 t. Nosníky bývají vyráběny z betonu C45/55, spřažená deska tl. 0,22 m z betonu C25/30. Aplikují se jako spřažená konstrukce – spřahují se s monolitickou železobetonovou deskou.

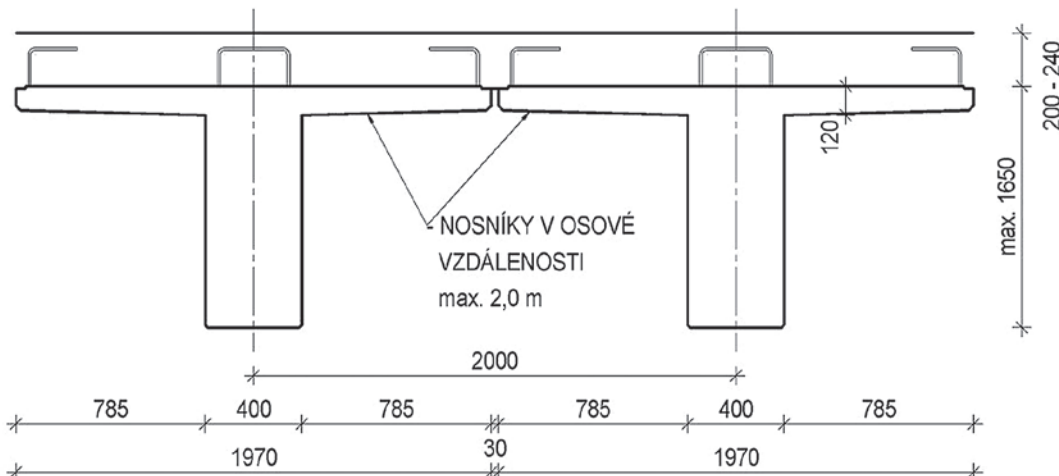


Obr. 3.92 – Příčný řez nosníků T-93

#### 3.3.2. Nosníky MK-T

##### Popis systému [1-1], [1-23]

Nosníky MK-T (mostní konstrukce trémová) průřezu „T“ se spřaženou deskou (viz obr. 3.93) se používají pro rozpětí běžně do cca 32 m (podle některých údajů až do cca 40 m). Výška nosníků bývá 0,60 až 1,60 m, maximálně 1,65 m (doporučuje se volit výšku odpovídající přibližně  $L/22$  a odstupňovaně po 0,20 m), šířka horní příruby je maximálně 1,97 m (může být v případě potřeby menší). Šířka stojiny bývá obvykle 0,40 m, ale na vyžádání může být v rozmezí 0,20 až 0,80 m. Pokud se nosníky naopak osazují ve větších osových vzdálenostech než 2 m, ve střední části spřažené desky se použijí bednicí desky. Max. výrobní délka nosníků je cca 30 m (hmotnost 46,00 t), delší nosníky je případně možno spínat z několika částí (to je možno z přepravních a montážních důvodů provést i u nosníků kratších). Nosníky mohou být předpjaté dodatečně i předem. Vyrábějí se z betonu zn. 600 (C45/55), příp. i z betonu zn. 700 (C55/67). Nosníky MK-T se mohou použít pro jednokolejné i vícekolejné železniční mosty o jednom nebo více polích. V případě, že je most nad podporami opatřen monolitickými příčníky, jsou konce nosníků bez konzol. Konstrukce z nosníků MK-T jsou spřažené s monolitickou železobetonovou deskou. Spřažená deska má tloušťku 0,20–0,24 m.

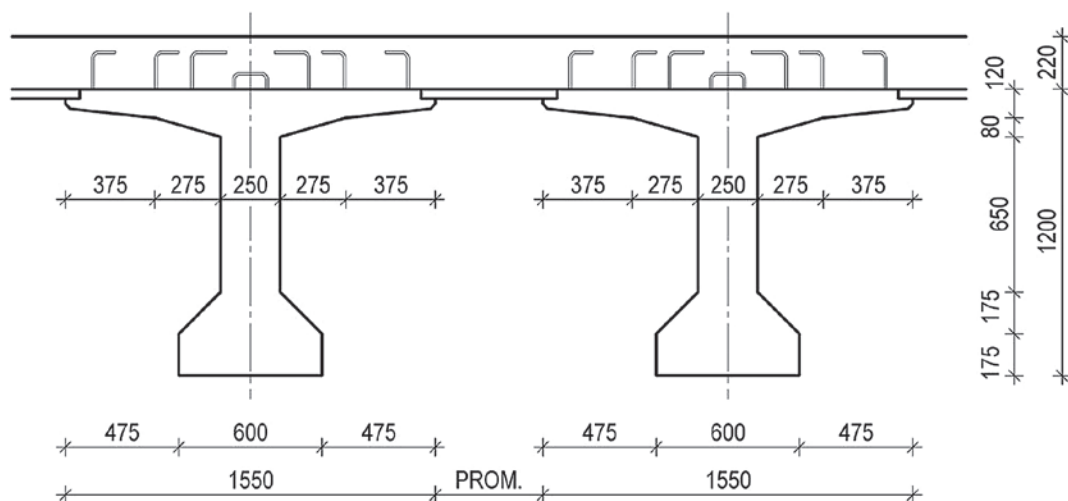


Obr. 3.93– Příčný řez nosníků MK-T

### 3.3.3. Nosníky PETRA

#### Popis systému [1-3], [1-23]

Nosníky Petra průřezu T se spřaženou deskou (viz obr. 3.94) jsou optimalizovány pro rozpětí polí 24 až 30 m, maximální rozpětí u silničních mostů je 32 m, u lávek pro pěší 34 m. Základní výšky nosníků jsou 1,20 m, 1,40 m a 1,60 m, po dohodě lze případně navrhnout i jiné výšky. Šířka stěny je 0,25 m, šířka spodní příruby a konců nosníků je 0,60 m. Celková šířka nosníků je obvykle 1,55 nebo 1,20 m, při větší osové vzdálenosti nosníků se mezi horními přírubami používá ztracené bednění. Horní příruby je možno potočit podle příčného sklonu komunikace na mostě. Konstrukce z nosníků Petra jsou spřažené s monolitickou železobetonovou deskou. Nosníky jsou z dodatečně předpjatého betonu C45/55, spřažená deska tl. 0,22 m je obvykle z betonu C25/30.



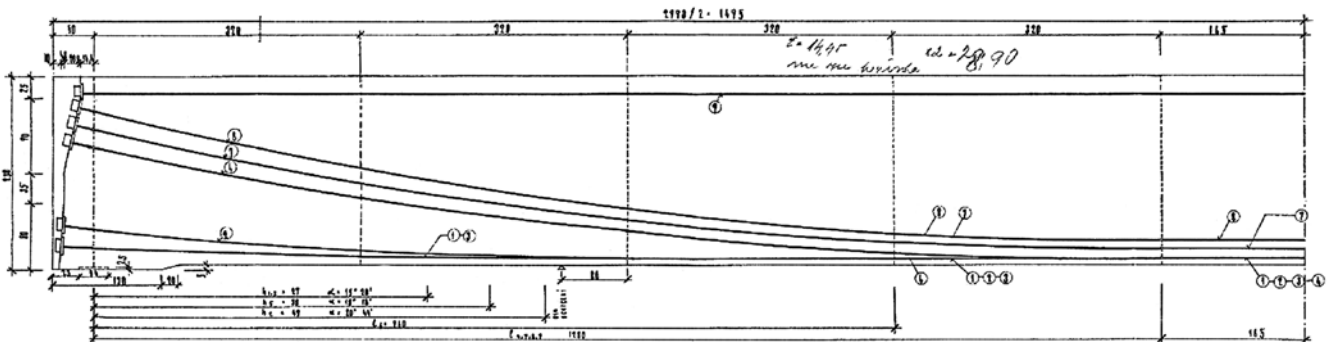
Obr. 3.94– Příčný řez nosníků Petra

## 3.4. Atypické prefabrikované předpjeté konstrukce

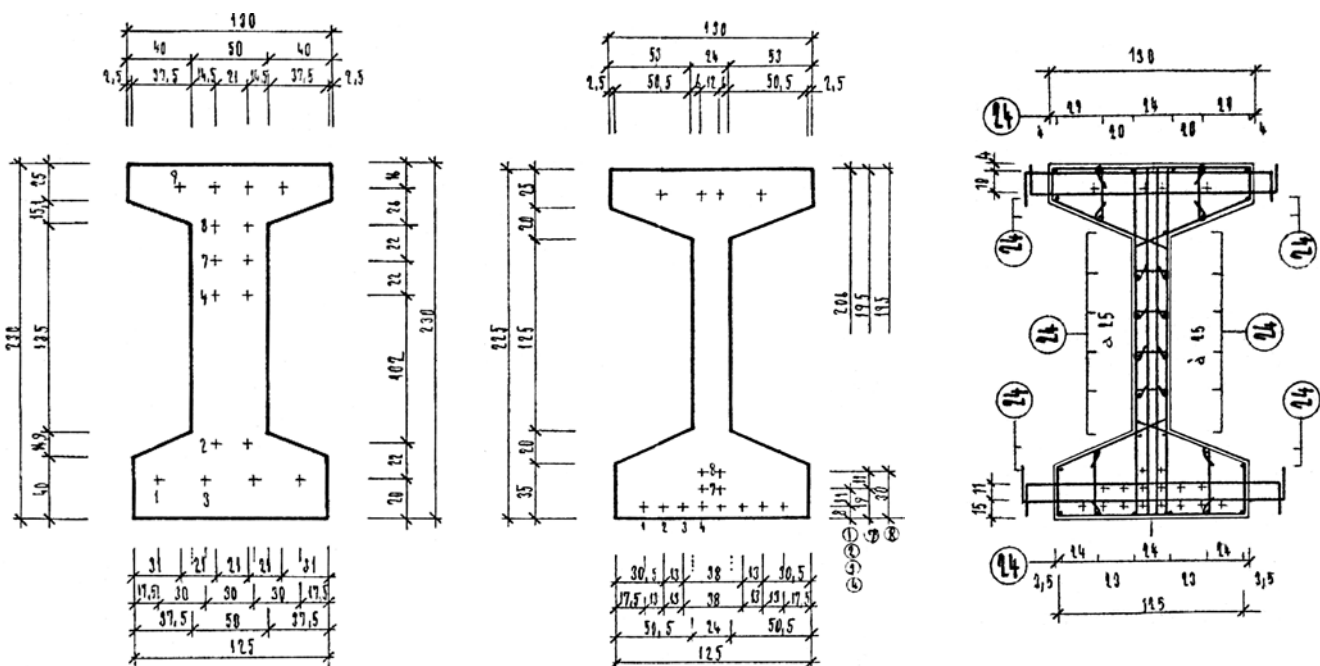
### 3.4.1. Nosníky tvaru „I“

**Popis konstrukce – Železniční estakáda Rokytky v Praze, most v km 1,225 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice [2-41]**

Na mostě v km 1,225 na TÚ 0791 „Estakáda Rokytky“ byly použity prefabrikované dodatečně předpjeté nosníky tvaru „I“ délek 30 a 33 m (rozpětí 29, respektive 32 m). Průřez je pro obě rozpětí výšky 2,25 m, horní příruby šířky 1,30 m a tl. 0,25 m s náběhy na tl. 0,45 m, dolní příruby šířky 1,25 m a tl. 0,35 m s náběhy na tl. 0,55 m. Tloušťka stojiny je proměnná od 0,24 m v poli do 0,50 m v podpoře (viz obr. 3.96). Nosníky jsou vyrobeny z betonu B500 a sestaveny ze 3 dílců. Nosníky jsou dodatečně předepnuty kabely z 24  $\varnothing$  P7 uloženými v ocelových trubkách  $\varnothing$  58 mm tl. 2 mm (viz obr. 3.95). Betonářská výztuž je typu 10 400 A.



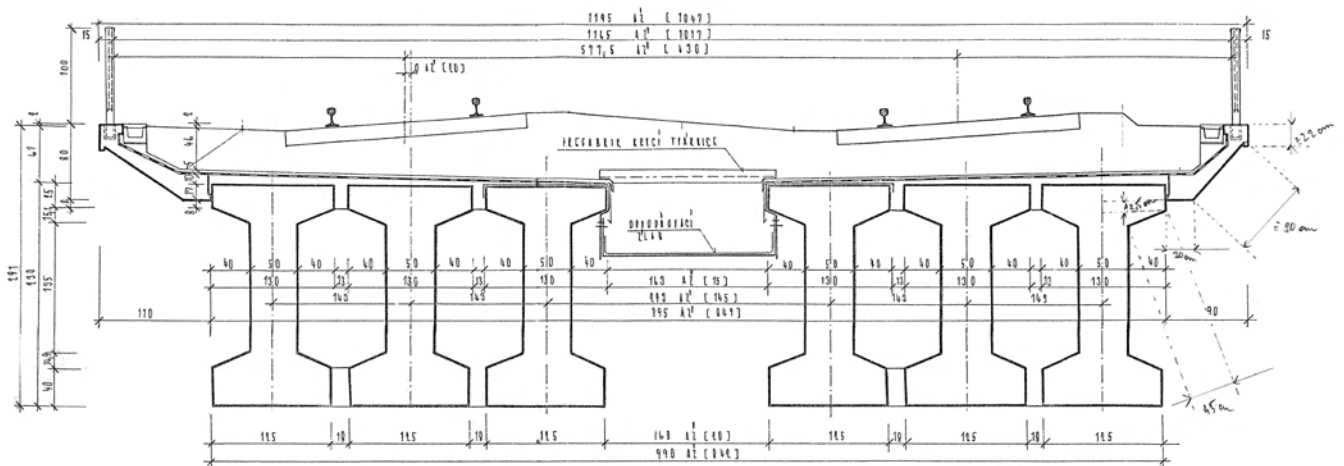
Obr. 3.95 – Vedení předpínací výztuže v podélném řezu nosníku



Obr. 3.96 – Tvar a předpětí nosníku – vlevo v ose uložení, uprostřed v poli, vpravo vyztužení betonářskou výztuží

### Aplikace systému a typické poruchy [2-41]

Most „Estakáda Rokytky“ převádí dvoukolejnou železniční trať v ev. km 1,225 na TÚ 0791 Praha-Libeň (mimo) – Praha-Holešovice (vč., bez st. Stromovka) přes vodní tok Rokytku a dále přes pozemní a účelové komunikace. Most byl postaven v letech 1967–1972. Most má 14 prostých polí o rozpětích 29 + 3x 32 + 2x 29 + 2x 32 + 4x 29 + 26 m + 8,37 m. Nosná konstrukce prvních 12 polí (směrem Praha-Holešovice) je tvořena předpjetými prefabrikovanými nosníky průřezu „I“ výšky 2,25 m s rozpětími 29 m a 32 m (viz obr. 3.98). Pod každou kolejí jsou typicky 3 „I“ nosníky (viz obr. 3.97) s monoliticky propojenými pásnicemi (2 vnitřní komory), v poli 1 a pod jednou kolejí v poli 2 jsou umístěny pod příslušnou kolejí vždy 4 nosníky z důvodu rozšíření mostu (výhybka – rozvětvení trati před mostem). Nosné konstrukce pod jednotlivými kolejemi působí samostatně. Předposlední, 13. pole je tvořeno předpjetými prefabrikovanými nosníky KT-27 a poslední, 14. pole je tvořeno železobetonovou deskou s rozpětím 8,37 m. Na mostě jsou osazeny prefabrikované železobetonové římsy, které utvářejí koryto pro průběžné kolejové lože. Odvodňovací žlab umístěn vždy mezi dvěma skupinami nosníků (skupiny po třech až čtyřech nosnících).



Obr. 3.97 – Vzorový příčný řez mostu z nosníků „I“



Obr. 3.98 – Železniční estakáda Rokytky v Praze – pohled; most v km 1,225 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice

Typické poruchy tohoto systému jsou obdobné jako u předchozích systémů z dodatečně předpjatého betonu s prefabrikovanými římsami a jsou iniciovány zatékáním na NK v podélné spáře s odvodňovacím žlabem, v oblastech dilatací na koncích nosníků (zatéká také na úložné prahy) a ve spárách mezi římsovými prefabrikáty, viz obr. 3.99.



Obr. 3.99 – Typické poruchy nosníků „I“ – zatékání na NK

### 3.4.2. Nosníky tvaru „I“ – příčně předepnuté

**Popis konstrukce – Železniční most Velký Gagarin u Českého Těšína v km 5,827 na TÚ 2521 Český Těšín – Ostrava-Kunčice [2-13]**

Nosnou konstrukci o pěti prostých polích tvoří dodatečně předepjaté nosníky tvaru „I“ z prefabrikovaného betonu. Nosníky jsou příčně předepnuté. Příčné předpětí je provedeno po 1 m v horní i dolní přírubě „I“ nosníku.



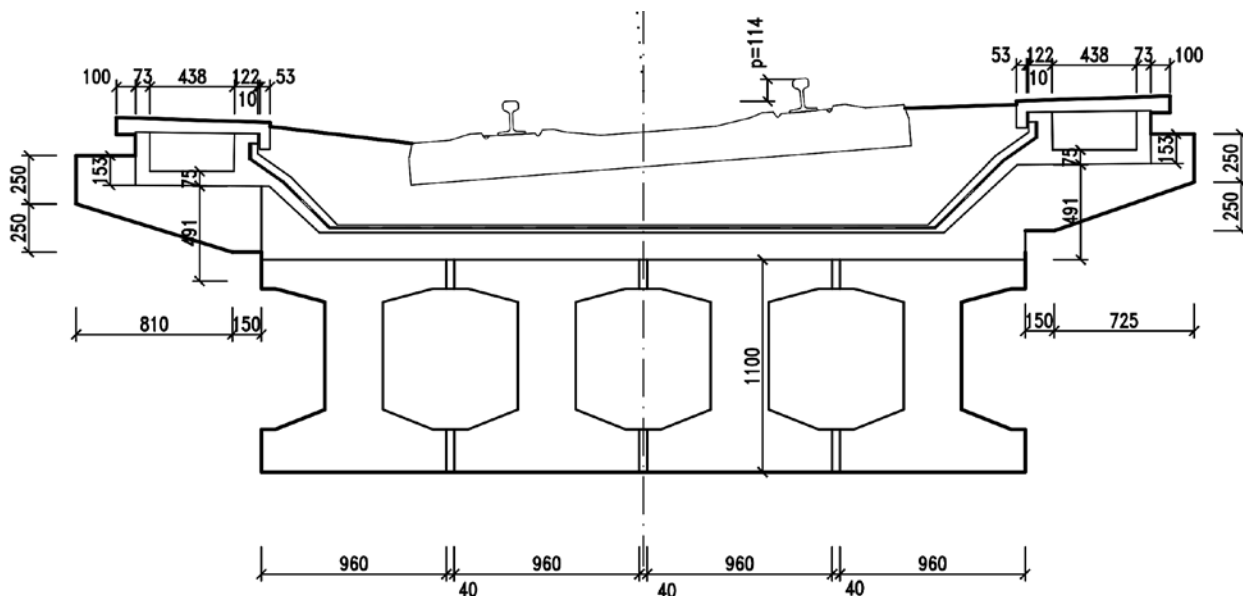
Obr. 3.100 – Železniční most Velký Gagarin u Českého Těšína – pohled; most v km 5,827 na TÚ 2521 Český Těšín – Ostrava-Kunčice

**Popis konstrukce – Železniční most Malý Gagarin u Českého Těšína v km 5,754 na TÚ 2521 Český Těšín – Ostrava-Kunčice [2-14]**

Nosnou konstrukci mostu Malý Gagarin na trati Český Těšín – Ostrava-Kunčice v km 5,754 na TÚ 2521 o třech prostých polích (viz obr. 3.101) tvoří 4 dodatečně předepjaté nosníky tvaru „I“ (viz obr. 3.102) z prefabrikovaného betonu. Nosníky jsou příčně předepjaté po 0,90 m, sepnutí je provedeno v horní i dolní přírubě „I“ nosníku.



Obr. 3.101 – Železniční most Malý Gagarin u Českého Těšína – pohled; most v km 5,754 na TÚ 2521 Český Těšín – Ostrava-Kunčice



Obr. 3.102 – Železniční most Malý Gagarin u Českého Těšína – příčný řez; most v km 5,754 na TÚ 2521 Český Těšín – Ostrava-Kunčice

#### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-9]

Poruchy jsou obdobné jako u typových systémů a jsou způsobené zejména zatékáním na NK. U tohoto mostu byla diagnostikována silná koroze kotev příčného předpětí, kdy po celé délce nosníků dochází k odpadnutí dobetonávky kotev a k jejich korozi. Nad podporami odpadá dobetonávka kotev a dochází i k silné korozi kotev podélného předpětí.

### 3.4.3. Atypické nosníky komorového průřezu

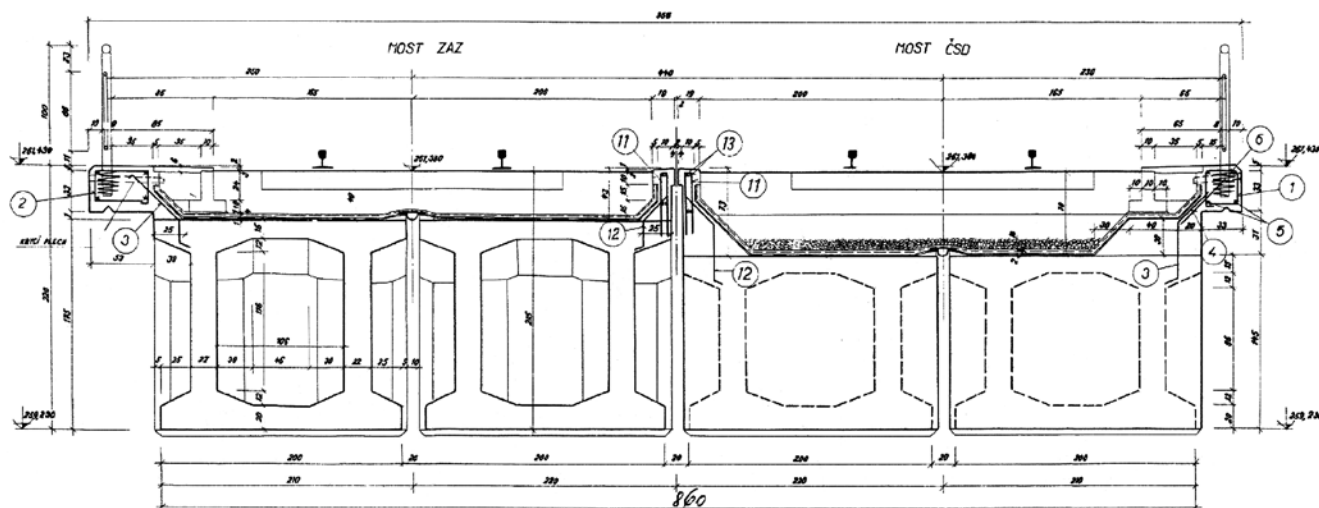
**Popis konstrukce – Železniční most přes silnici I/33 ul. Husova v Jaroměři v km 41,301 na TÚ 1601 Hradec Králové hl.n – Stará Paka [2-15]**

Vodorovnou nosnou konstrukci mostu přes silnici I/33 v km 41,301 na TÚ 1601 (viz obr. 3.103) tvoří 4 ks prefabrikovaných dodatečně předpjatých železničních nosníků komorového průřezu (viz obr. 3.104). Každý nosník se skládá z celkem 5 montážních dílců. Šířka nosníků je 2100 mm.



Obr. 3.103 – Železniční most přes silnici I/33 ul. Husova v Jaroměři – pohled; most v km 41,301 na TÚ 1601 Hradec Králové hl.n – Stará Paka





Obr. 3.104 – Železniční most přes silnici I/33 ul. Husova v Jaroměři – příčný řez; most v km 41,301 na TÚ 1601 Hradec Králové hl.n. – Stará Paka

### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-15]

Do části nosné konstrukce pod nosníky 1 a 2 zatéká masivně. Dutiny obou nosníků obsahovaly velké množství nashromážděné vody. Kontrolované kabelové kanálky předpínací výztuže byly ze  $\frac{3}{4}$  vlhké nebo i mokré, z  $\frac{1}{2}$  nebyly dobře zainjektovány.

### Popis konstrukce – Železniční most přes silnici I/50H ul. Brněnská ve Starém Městě v km 137,608 na TÚ 2401 Břeclav–Přerov [2-7]

Most přes silnici I/50H ve Starém Městě v km 137,608 na TÚ 2401 (viz obr. 3.105) je navržen jako prostě uložený trám o jednom poli s rozpětím 20 m. Nosnou konstrukci tvoří prefabrikované komorové nosníky z předpjatého betonu. Prefabrikované nosníky jsou spojené do dvojic petlicovými styky při horní a dolní desce. Výška nosníku je proměnná, uprostřed rozpětí 1,20 m.



Obr. 3.105 – Železniční most přes silnici I/50H ul. Brněnská ve Starém Městě – pohled; most v km 137,608 na TÚ 2401 Břeclav–Přerov

### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-7]

Stav nosné konstrukce byl shledán jako uspokojivý. Do konstrukce zatéká jen v malé míře a lokálně, což vypovídá o lepším stavu hydroizolace než u jiných mostů. Kontrolované kabelové kanálky předpínací výztuže byly shledány jako zcela zainjektované, suché a kabely v nich vedené byly převážně bez koroze.

### Popis konstrukce – Železniční most přes řeku Vrchlice v Kutné Hoře v km 287,291 na TÚ 1201 Šatov–Kolín [2-34]

Mostní objekt v Kutné Hoře v km 287,291 na TÚ 1201 (viz obr. 3.106) převádí šestikolejnou železniční trať Retz–Kolín přes říčku Vrchlici. Most má jedno pole, ve kterém je vedle sebe uloženo šest prostě uložených konstrukcí. Každá nosná konstrukce se skládá vždy ze dvou podélných netypizovaných prefabrikovaných nosníků, které jsou monoliticky propojeny v příčném směru. Rozpětí nosných konstrukcí je 18 m a jejich celková délka je 19 m. V podélném směru jsou nosníky sepnuty vždy ze tří dílů. Každá nosná konstrukce má příčníky nad opěrami a v polovině rozpětí. Na krajích mostu jsou monolitické železobetonové konzoly a římsy, které jsou rozděleny příčnou dilatační spárou uprostřed rozpětí.



Obr. 3.106 – Železniční most přes řeku Vrchlice v Kutné Hoře – pohled; most v km 287,291 na TÚ 1201 Šatov–Kolín

#### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-34]

Prohlídkou a diagnostikou byly zjištěny korozí napadené kotvy předpínací výztuže a přečnávající části kabelů předpínací výztuže v místě odhalených kotev vlivem rozpadu monolitických dobetonávek. Do nosné konstrukce masivně zatéká vlivem nefunkční hydroizolace. V komorách nosníků bylo ve všech případech velké množství vody. Dochází k lokální degradaci betonu na vnitřním líci komor a ke korozi odhalené měkké výztuže. Na vnějším povrchu jsou pozorovatelné výluhy pojiva a prokreslující betonářská výztuž. Kabelové kanálky v místě sond byly zcela vyplněny injektážní směsí a předpínací výztuž byly shledána bez koroze.

#### Popis konstrukce – Železniční most přes Rakovnický potok v Rakovníku v km 8,110 na TÚ 0171 Lužná u Rakovníka – Rakovník [2-36]

Jednokolejný most přes Rakovnický potok v Rakovníku v km 8,110 na TÚ 0171 je most o třech prostých polích, kde každé je tvořeno dvěma prefabrikovanými nosníky s komorovým průřezem (viz obr. 3.107). Nosníky krajních polí mají skladebnou délku 22,50 m a rozpětí 21,50 m. Nosníky středního pole mají skladebnou délku 16 m a rozpětí 15 m. Čela prefabrikovaných nosníků jsou zabetonovaná, vnitřní prostory komorových prefabrikovaných nosníků nejsou volně přístupné k revizi. Komorové prefabrikované nosníky jsou z betonu zn. B500 (C 35/45 nebo C 40/50).



Obr. 3.107 – Železniční most přes Rakovnický potok v Rakovníku – pohled; most v km 8,110 na TÚ 0171 Lužná u Rakovníka – Rakovník

### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-36]

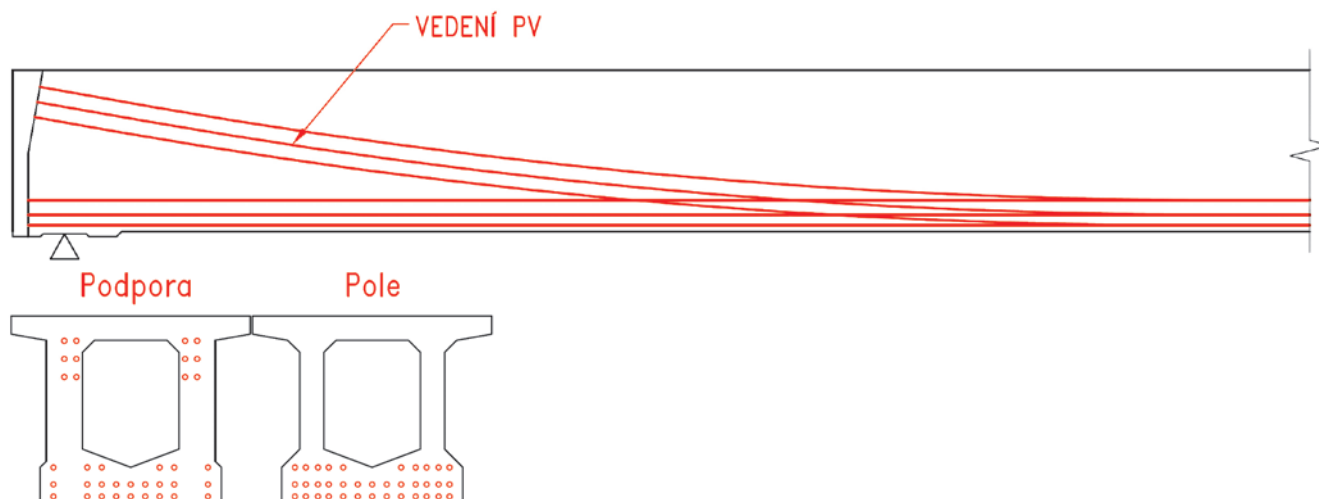
Stav nosné konstrukce je globálně dobrý, lokálně se však vyskytují závady různého charakteru. Za velmi závažný problém lze označit velmi nízkou kvalitu betonu NK v poli 2, jinak ale na nosnících nebyly nalezeny zásadní poruchy. Typicky je patrná obnažená betonářská výztuž na podhledu horní příruby horní pásnice, dále ze strany horní pásnice a zejména na dolním líci dolní pásnice. Vnější stěny jsou smáčeny vlivem špatně fungující izolace, kde se patrně mezerou mezi bednicím prefabrikátem a kabelovým kanálkem dostává voda, která stéká na nosník. Vnitřní stěny jsou smáčeny vlivem deformovaných nebo úplně chybějících plechů v místě podélné spáry, které mají fungovat jako okapnička a mají odvádět vodu ze železničního svršku do podélného kabelového žlabu. Na vnitřní stěně jsou ve 3. montážním díle viditelné vodorovné trhliny vznikající patrně jako následek smrštění betonu.

### Popis konstrukce – Železniční most přes ulici Ledvická u Chotějovic v km 31,446 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most [2-52]

Mostní objekt v km 31,446 na TÚ 0591 o jednom prostém poli z roku 1968 převádí železniční trať přes silnici III/25319 mezi obcemi Chotějovice a Ledvice (viz obr. 3.108). Nosná konstrukce každého mostu je tvořena dvojicí atypických prodloužených nosníků KT-24. Délka nosníků je 25 m, rozpětí 24 m. Předmětné nosníky byly realizovány v místě stavby. Vedení předpínací výztuže je také rozdílné oproti typovým nosníkům (viz obr. 3.109).



Obr. 3.108 – Železniční most přes ulici Ledvická u Chotějovic – pohled; most v km 31,446 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most



Obr. 3.109 – Poloha předpínacích kabelů v podélném a příčných řezech

### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-52]

Na spodním líci a bocích nosníků jsou stopy po průsacích podélnými spárami mezi nosníky, resp. podélnými spárami mezi vnějšími stěnami krajních nosníků a římsami. V oblastech nedostatečné tloušťky krycí vrstvy jsou patrné obnažené povrchově korodující pruty konstrukční výztuže. Na spodním líci nosníků jsou patrné podélné trhliny se stopami po průsacích, které kopírují trajektorii předpínací výztuže. Kotevní oblasti předpínací výztuže mohou být poškozeny korozí. V komorách nebylo zjištěno zatékání v rozsahu hromadění vody v konstrukci.

## 3.5. Monolitické předpjaté konstrukce

### 3.5.1. Sdružený rám o třech polích s parabolickými náběhy

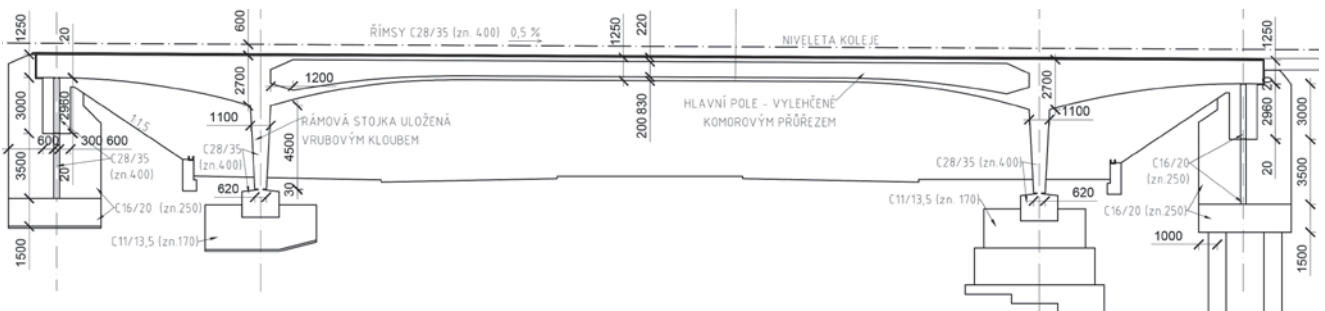
**Popis konstrukce – Železniční most přes ulici Sokolovská v Praze v km 0,397 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice [2-25]**

Most z roku 1970 převádí železniční trať Praha-Libeň (mimo) – Praha-Holešovice (vč., bez st. Stromovka) přes Sokolovskou ulici v Praze (viz obr. 3.110). Most je rozdělen na dvě souběžné konstrukce oddělené podélnou mezerou – každá pro převedení jedné elektrifikované koleje. Nosná konstrukce je monolitická, z dodatečně předpjatého betonu, o třech polích s rozpětím 11 + 42 + 11 m (viz obr. 3.111 a 3.112). Mezilehlé podpěry P2 a P3 tvoří železobetonové rámové stojky, které jsou na svém horním konci monoliticky propojeny s hlavní nosnou konstrukcí, zatímco na dolním konci nad základem jsou opatřeny vrubovými klouby. Vzhledem k relativně velmi krátkým krajním polím jsou koncové opěry řešeny jako svisle předpjaté stěny („táhla“) pro zachycení tahových reakcí. Tloušťka těchto stěn je 0,30 m; působí jako kyvné stojky, protože na horním i na dolním konci jsou opatřeny vrubovým kloubem.

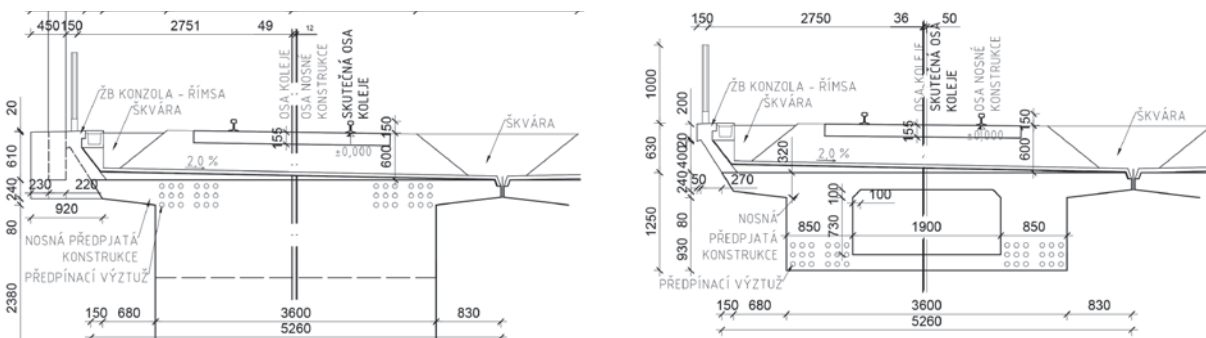
Příčný řez nosné konstrukce v krajních polích a nad mezilehlými pilíři je plný deskový, zatímco ve vnitřní části hlavního pole je vylehčený průřez komorový. Nosná konstrukce je opatřena náběhy nad mezilehlými podpěrami, výška průřezu je proměnná od 1,25 m v polích do 2,70 m nad mezilehlými podpěrami. Hlavní nosná konstrukce, rámové stojky vč. vrubových kloubů a svislá předpjatá táhla koncových podpěr jsou z betonu zn. 400 (C28/35). Betonářská výztuž je z oceli 10 400 (B). Hlavní nosná konstrukce je v podélném směru dodatečně předepnuta pomocí kabelů z 24 zlepšených patentovaných drátů Ø PZ 7 mm. Stejné kabely jsou použity i pro svislé předpětí koncových podpěr. Na mostě jsou monolitické železobetonové římsy, kabelové žlaby a ocelové zábradlí.



Obr. 3.110 – Železniční most přes ulici Sokolovská v Praze – pohled; most v km 0,397 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice



Obr. 3.111 – Železniční most přes ulici Sokolovská v Praze – podélný řez; most v km 0,397 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice



Obr. 3.112 – Železniční most přes ulici Sokolovská v Praze – příčný řez nad stojkou (vlevo) a uprostřed hlavního pole (vpravo); most v km 0,397 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice

### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-25]

Prohlídkou a diagnostikou byly zjištěny následující poruchy: na opěrách je stav injektáže velmi špatný a předpínací výztuž je přímo vystavena vodě a vlhkosti (zejména ve vrubových kloubech). V současné době není výztuž oslabena, ale tento stav může bez rozsáhlejšího zásahu vést k zásadním statickým poruchám. Na mostě jsou dále závady týkající se odvodnění NK i opěr a těsnosti mostních závěrů, dále degradace povrchu NK a obnažení měkké výztuže. Prohlídka vnitřních dutin pomocí boroskopu potvrdila, že vnitřní dutiny jsou suché.



Obr. 3.113 – Vlevo: obnažená a korodující výztuž stěny monolitického nosníku na odvodňovací straně; stopy od vody a drobná vegetace od tekoucí vody po přírubě a stěně nosníku; vpravo: zatopená ochranná šachta opěry z důvodu zaneseného odvodnění; dolní vrubový kloub předpjatého táhla je vystavován vodě

### Popis konstrukce – Železniční most přes ulici Sokolovská v Praze v km 0,230 na TÚ 0792 Praha-Libeň – Praha-Vysočany [2-28]

Mostní objekt přes Sokolovskou ulici v Praze v km 0,230 na TÚ 0792 (viz obr. 3.114) o třech polích má délku 69,80 m a šířku 6,20 m. Výška objektu je 7,70 m. Most je šikmý s úhlem křížení cca 78-89°. Na mostě je vedena 1 elektrifikovaná kolej. Nosnou konstrukci tvoří monolitický sdružený rám z předpjatého betonu. Kolmé rozpětí jednotlivých polí je 11 + 42 + 11 m.



Obr. 3.114 – Železniční most přes ulici Sokolovská v Praze – pohled; most v km 0,230 na TÚ 0792 Praha-Libeň – Praha-Vysočany

### 3.5.2. Dvoukloubové rámy se šikmými stojkami

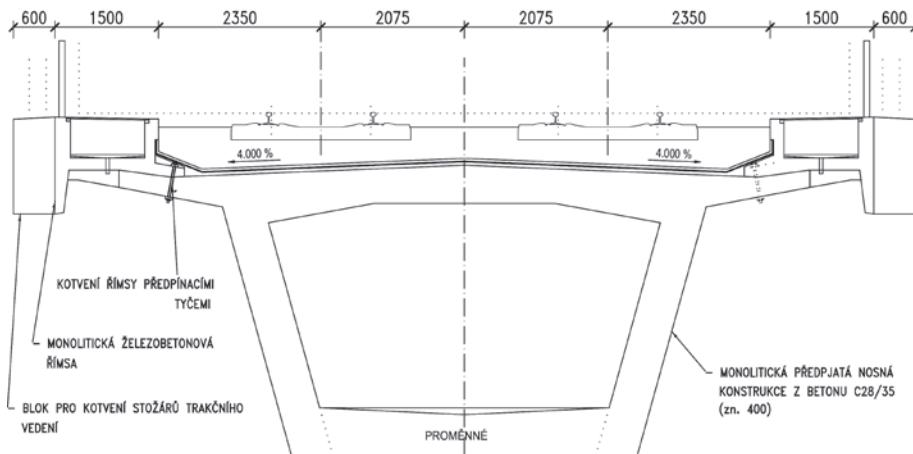
#### Popis konstrukce – Železniční most přes Vltavu v Praze v km 3,346 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice [2-27]

Nosná konstrukce mostu přes Vltavu v Praze Holešovicích v km 3,346 na TÚ 0791 (viz obr. 3.115) se skládá z pěti samostatných dvoukloubových ráků se šikmými stojkami opírajícími se o kruhové pilíře průměru 8 m. Vzdálenost os pilířů je 77,50 m. Předepjaté dvoukloubové ráky byly navrženy z betonu B400 (C28/35), mají rozpětí 73,30 m a vzeptětí 10 m. Každý rák má šikmé stojky v úhlu cca 68°. Spojitost horních ráků zajišťují nad všemi podporami volné konzoly délky 3,02 m (podélné konzoly zasahující za rákové stojky). Konzoly jsou nad všemi podporami odděleny dilatační spárou, takže ráky působí staticky samostatně. Konstrukce má komorový průřez o konstantní konstrukční výšce 4,80 m (viz obr. 3.116). Na mostě vede dvoukolejná trať.

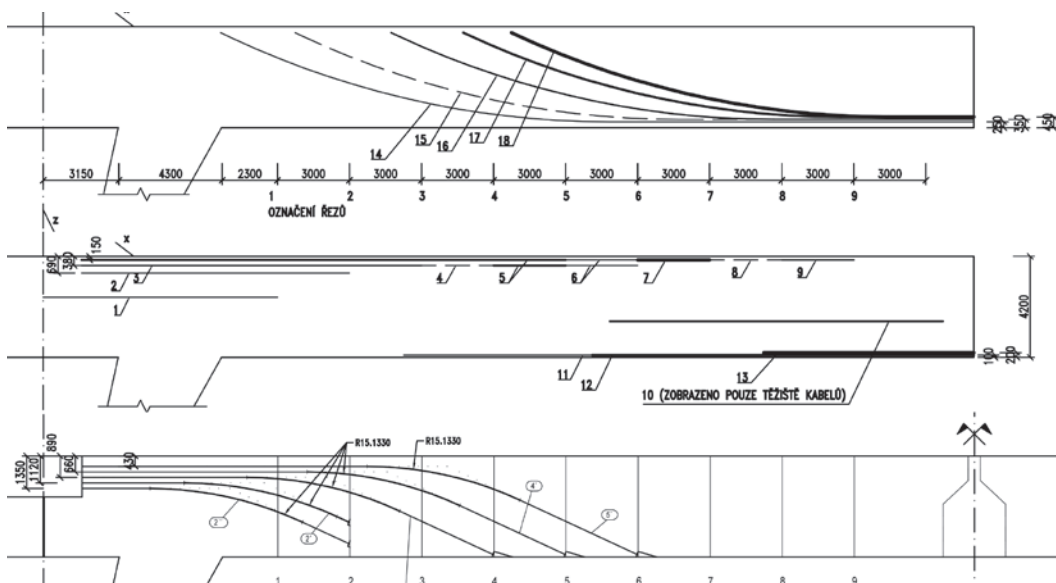
V polích 1, 4 a 5 byla konstrukce betonována zcela nebo částečně na skruži. Ostatní části byly betonovány letmo ze základních zárodků vybudovaných na pilířích 2 a 3. Volné konzoly konstrukcí byly součástí těchto zárodků a byly profilovány tak, aby ponechávaly prostor pro napínání. Kabely jsou tvořeny z 24 ks patentovaných drátů  $\varnothing 7$  mm s pevností 1400 MPa, dráty jsou pozinkované, vedení předpětí je patrné z obr. 3.117. Patní klouby jsou vytvořeny jako Freyssinetovy vruby rozměrů 5,00 x 0,50 m. Beton kloubů byl navržen z betonu B500 (C35/45).



Obr. 3.115 – Železniční most přes Vltavu v Praze – pohled; most v km 3,346 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice



Obr. 3.116 – Železniční most přes Vltavu v Praze – příčný řez; most v km 3,346 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice



Obr. 3.117 – Železniční most přes Vltavu v Praze – podélný řez (průběh vedení předpětí); most v km 3,346 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice

### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-27]

Prohlídkou a diagnostickým průzkumem byly zjištěny závady, které mají významný vliv na životnost mostu. Jedná se zejména o výrazné zatékání do konstrukce mostu (viz obr. 3.118) včetně průsaků k předpínací výztuži v místě trhlin, pracovních spár a poruch struktury betonu. Lokálně dochází k separaci krycí vrstvy a korozi obnažené betonářské výztuže. Na spodním líci jsou v některých polích v částech u podpor příčné trhliny místy i s výluhy – v místě pracovních spár. Na spodním líci jsou v místech kotev předpínací výztuže šikmé trhliny. Rovněž na rámových stojkách jsou patrné trhliny, zejména výraznější vertikální. V místech zdvihacích kabelů byla zjištěna častá nezainjektovaná oblast kanálků pod kotvami, nicméně ani v těchto částech nebyla zjištěna výraznější koroze vlastní výztuže. Na mnoha místech konstrukce byly zjištěny průsaky a transport vody trhlinami, pracovními spárami, popř. strukturou betonu podél výztuže či štěrkovými hnízdy. Výše uvedený systém spár a poruch vytváří „drenážní“ systém, kterým se voda může dostávat i do velkých vzdáleností a zejména k předpínací výztuži.



Obr. 3.118 – Vlevo: zatékání do komory vstupním otvorem z kolejiště v poli 1; vpravo: lokální průsak s výluhy v poli 1

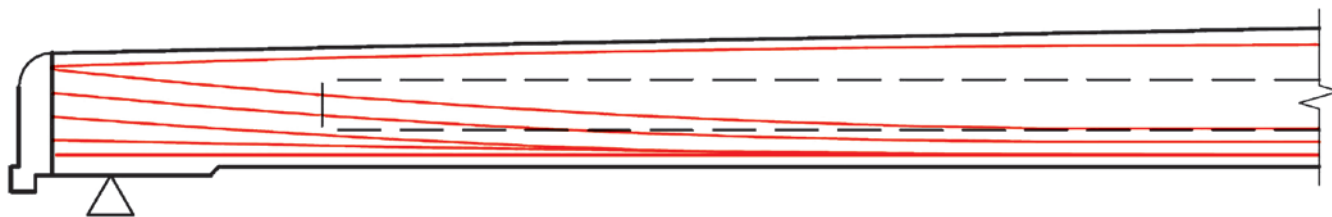
### 3.5.3. Deska vylehčená troubami

#### Popis konstrukce – Železniční most přes silnici I/6 v Petrohradu v km 163,233 na TÚ 0502 Mladotice–Žatec [2-48]

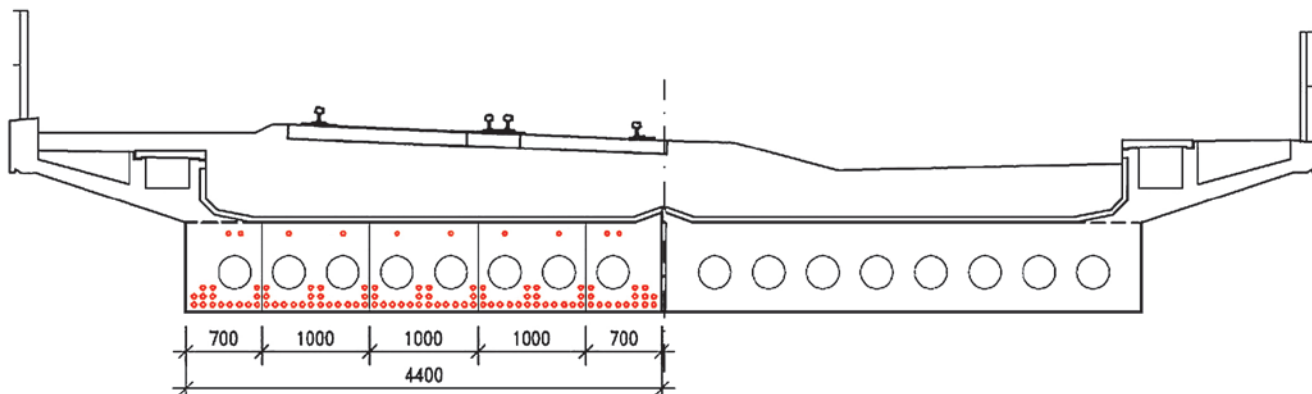
Mostní objekt u obce Petrohrad v km 163,233 na TÚ 0502 (viz obr. 3.119) tvoří samostatný levý a pravý most, opěry jsou také dělené. Mosty převádí železniční trať přes silnici I/6 u obce Petrohrad. Rok výstavby je 1963. Nosná konstrukce každého mostu je tvořena monolitickou železobetonovou dodatečně předepnutou deskou, viz obr. 3.120 a 3.121. Každá deska je vylehčena 8 troubami  $\varnothing 0,30$  m. Desky mají po délce proměnný průřez, k polovině rozpětí narůstá výška průřezu. Konstrukce je šikmá, úhel od kolmé je cca  $10^\circ$ .



Obr. 3.119 – Železniční most přes silnici I/6 v Petrohradu – pohled; most v km 163,233 na TÚ 0502 Mladotice–Žatec



Obr. 3.120 – Železniční most přes silnici I/6 v Petrohradu – předpínací výztuž v podélném směru; most v km 163,233 na TÚ 0502 Mladotice–Žatec



Obr. 3.121 – Železniční most přes silnici I/6 v Petrohradu – předpínací výztuž v příčném řezu; most v km 163,233 na TÚ 0502 Mladotice–Žatec

#### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-48]

Omítka NK není soudržná s vlastním betonovým podkladem a je plošně popraskaná a odpadává od povrchu. V místě odpadlé omítky je viditelná degradace betonu. Dochází zde k povrchové až silné korozi odhalené měkké výztuže. Podélnou spárou mezi jednotlivými částmi desky dochází k zatékání, v těchto místech dochází k biologické korozi a degradaci betonu. V přechodu z NK na spodní stavbu nejsou zakryté příčné dilatační spáry.

### 3.5.4. Spojitý trám s lichoběžníkovým průřezem vylehčený troubami

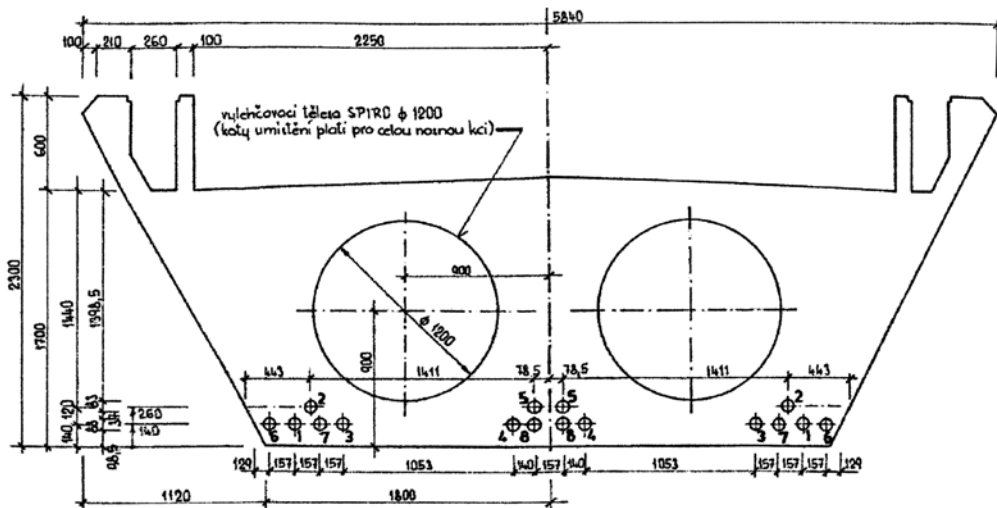
**Popis konstrukce – Železniční most přes silnici I/33 ve Vysokově v km 55,340 na TÚ 1561 Týniště n/Orlicí – Meziměstí st.hr. [2-18]**

Nosnou konstrukci mostu (viz obr. 3.122) tvoří spojitý trám o třech polích (rozpětí 17 + 31 + 17 m) celkové délky 66 m, z monolitického dodatečně předpjatého betonu B 400 (C30/37). Most byl postaven v roce 1991. V příčném řezu má nosná konstrukce tvar lichoběžníkový se vzhůru vybíhajícími parapetními stěnami (viz obr. 3.123). Celková výška průřezu je po celé délce trámu konstantní 2,30 m. Trám je ve středním poli vylehčen dvěma vylehčovacími otvory SPIRO 1200 o průměru 1,20 m. Předpínací výztuž byla tvořena sedmi drátovými lany popouštěnými Lp15,5 se zaručenou mezí pevnosti 1470 MPa, vedení předpětí viz obr. 3.124.

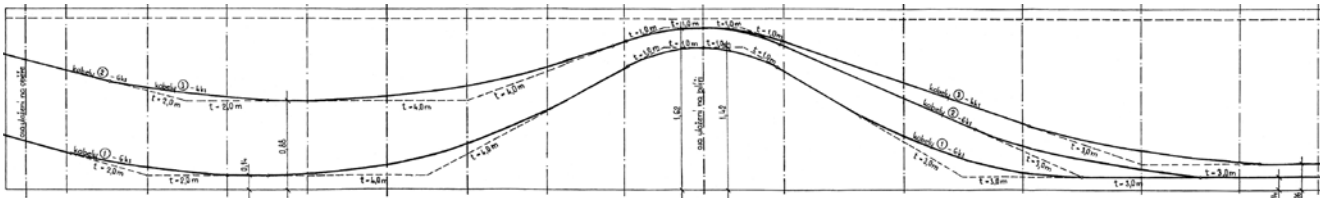


Obr. 3.122 – Železniční most přes silnici I/33 ve Vysokově – pohled; most v km 55,340 na TÚ 1561 Týniště nad Orlicí – Meziměstí





Obr. 3.123 – Železniční most přes silnici I/33 ve Vysokově – příčný řez uprostřed rozpětí hlavního pole; most v km 55,340 na TÚ 1561 Týniště nad Orlicí – Meziměstí



Obr. 3.124 – Železniční most přes silnici I/33 ve Vysokově – vedení předpínacích kabelů v podélném řezu; most v km 55,340 na TÚ 1561 Týniště nad Orlicí – Meziměstí

### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-18]

Většina lan byla napadena mírnou povrchovou korozí, ale nikde nebyl zjištěn korozní úbytek průřezu. Kabely byly vedeny v ocelových chráničkách, ty byly ve všech případech napadeny povrchovou korozí. Chráničky byly plně zainjektovány, injektáž suchá. Prohlížené dutiny byly suché, bez zadržované vody. Vylehčovací těleso SPIRO 1200 tvořící ztracené bednění dutin místy koroduje, dutiny se jeví bez zjevných problémů.

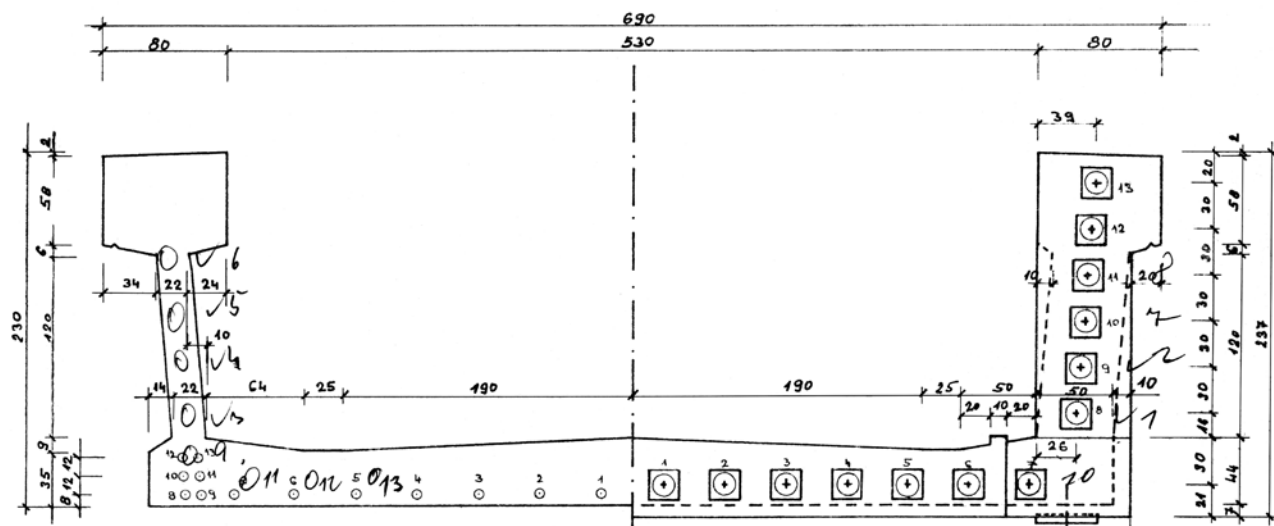
## 3.5.5. Parapetní nosník

### Popis konstrukce – Železniční most přes Dálnici D7 u Středokluk v km 28,063 na TÚ 0742 Středokluky–Podlešín [2-38]

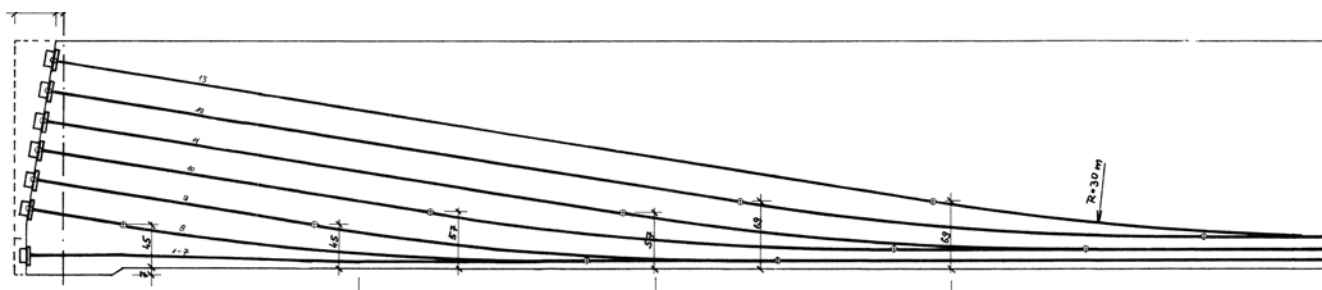
Most v ev. km 28,063 na TÚ 0742 Středokluky (včetně) – Podlešín (mimo) převádí jednokolejnou železniční trať přes dálnici D7 (viz obr. 3.125). Most byl postaven v roce 1964. Nosná konstrukce je řešena jako předpjatý parapetní nosník (viz obr. 3.126) délky 28 m betonovaný na místě z betonu B400 (C28/35). Nosná konstrukce je prostě uložena a má 1 pole o rozpětí 27 m. Předpínací výztuž tvoří 26 kabelů po 24  $\varnothing$  PZ 7 mm (patentovaných drátů se zvýšenou mezí pružnosti) v trubkách průměru 56 mm. Kabely jsou kotveny v čelech pomocí Horelových kotev: 14 kabelů téměř přímých v dolní desce a 12 zvedaných kabelů na čelech stojin, vedení předpětí viz obr. 3.127. Celková výška nosníku je 2,30 m, tloušťka spodní desky je proměnná od 350 do 440 mm. Nosná konstrukce byla betonována na skruži, předepnuta po 28 dnech a teprve potom odskržena.



Obr. 3.125 – Železniční most přes dálnici D7 u Středokluk – pohled; most v km 28,063 na TÚ 0742 Středokluky–Podlešín



Obr. 3.126 – Železniční most přes dálnici D7 u Středokluk – příčný řez uprostřed rozpětí (vlevo) a pohled na čelo (vpravo); most v km 28,063 na TÚ 0742 Středokluky–Podlešín



Obr. 3.127 – Železniční most přes Dálnici D7 u Středokluk – podélný řez s polohou předpínacích kabelů; most v km 28,063 na TÚ 0742 Středokluky–Podlešín

### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-38]

Stav vlastní NK je dobrý. Předpínací výztuž je bez koroze a chráničky plně zainjektované. Na mostě se vyskytuje lokálně degradace povrchu betonu (viz obr. 3.128), výluhy pojiva a koroze betonářské výztuže.



Obr. 3.128 – Vlevo i vpravo: Degradace povrchu betonu, lokální koroze odhalené výztuže

### Popis konstrukce – Železniční most přes železniční trať u obce České Zlatníky v km 1,067 na TÚ 0581 Žatec – České Zlatníky [2-49]

Most převádí železniční trať přes jednokolejnou železniční trať v km 1,067 na TÚ 0581 (viz obr. 3.129). Stáří konstrukce je odhadnuto na cca 50 let s ohledem na stáří ostatních mostních objektů shodného traťového úseku. Nosná konstrukce mostu je tvořena parapetním nosníkem o jednom prostém poli. Délka nosníku je 37,20 m, rozpětí 36 m. Nosná konstrukce je z dodatečně předepnutého monolitického betonu.



Obr. 3.129 – Železniční most přes železniční trať u obce České Zlatníky – pohled; most v km 1,067 na TÚ 0581 Žatec – České Zlatníky

### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-49]

Na nosné konstrukci jsou patrné oblasti, ve kterých dochází k vyluhování pojiva a tvorbě krápníkových útvarů. Na povrchu betonu nosné konstrukce patrná degradace krycí vrstvy výztuže, která je spojená s korozí měkké výztuže (viz obr. 3.130). Pravidelná síť korozních bodů signalizuje přítomnost distanční výztuže s nedostatečnou tloušťkou krycí vrstvy výztuže betonem.



Obr. 3.130 – Vlevo: odstraněná degradovaná vrstva betonu, po odstranění degradované vrstvy betonu patrná silná koroze měkké výztuže; vpravo: silná koroze měkké výztuže levého trámu u opěry OP1, která má minimální krytí

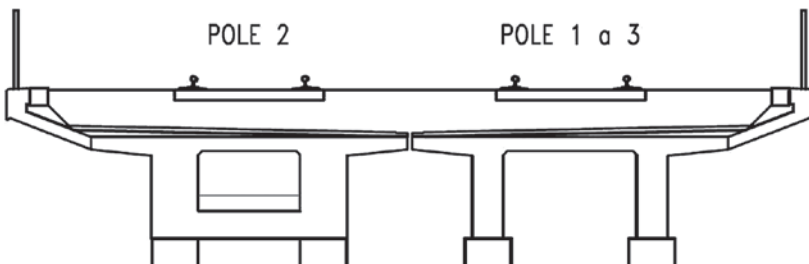
### 3.5.6. Komerové nosníky s převislými konci do krajních polí

**Popis konstrukce – Železniční most přes ul. Želénská u obce Želénky v km 28,440 na TÚ 0591 Ústí nad Labem západ – Most [2-58]**

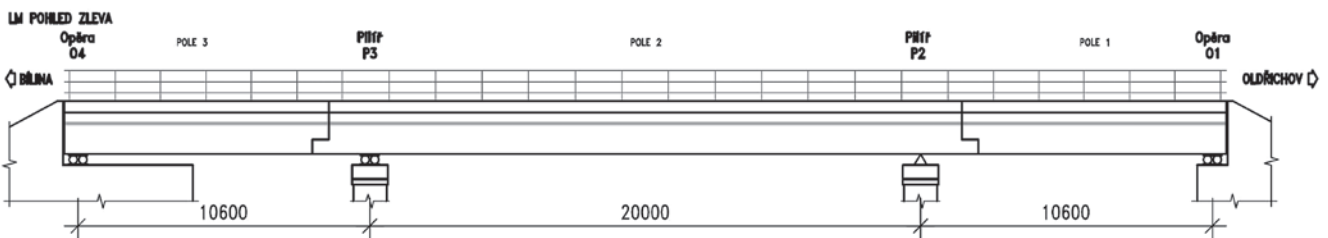
Most u obce Želénky v km 28,440 na TÚ 0591 (viz obr. 3.131) z roku 1966 převádí železniční trať přes silnici II/258. Hlavní pole přes komunikaci II/258 tvoří monolitické, dodatečně předepnuté komerové nosníky s převislými konci do krajních polí (viz obr. 3.132 a 3.133). Konce tvoří ozuby, na které jsou v krajních polích osazeny monolitické železobetonové dvoutrámové konstrukce. Vedení předpínací výztuže je patrné z obr. 3.134.



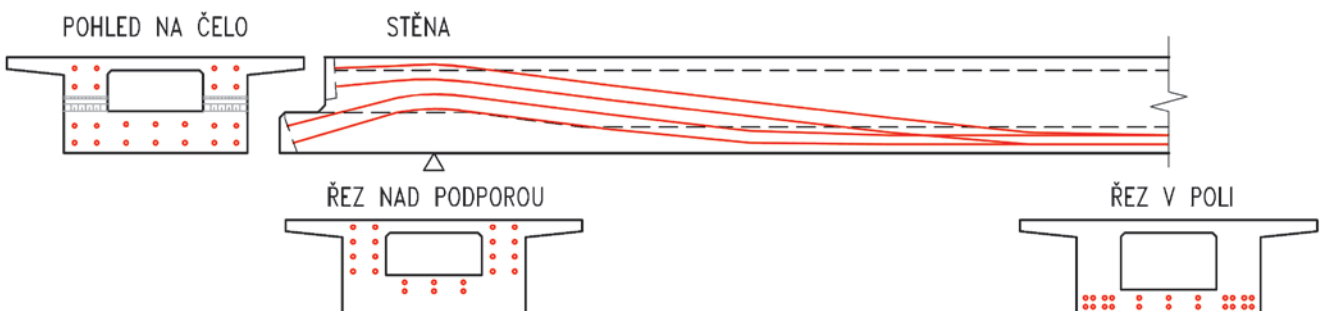
Obr. 3.131 – Železniční most přes ul. Želénská u obce Želénky – pohled zprava; most v km 28,440 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most



Obr. 3.132 – Železniční most přes ul. Želénská u obce Želénky – příčný řez; most v km 28,440 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most



Obr. 3.133 – Železniční most přes ul. Želénská u obce Želénky – pohled zleva; most v km 28,440 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most



Obr. 3.134 – Železniční most přes ul. Želénská u obce Želénky – vedení předpětí; most v km 28,440 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most

### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-58]

Nejvýznamnější poruchou nosné konstrukce jsou průsaky s korozními zplodinami podélnými trhlinami na bocích nosníků, které kopírují trajektorii kabelů předpínací výztuže. Významným způsobem může být ohrožen stav předpínací výztuže korozí. K průsakům může docházet buď přímo z nezainjektovaných kabelových kanálků nebo z komor nosníků, které nejsou odvodněny (viz obr. 3.135 vlevo). Dalším zásadním problémem jsou intenzivní průsaky dilatačními spárami v místech vložených polí (viz obr. 3.135 vpravo), kde dochází k hloubkové degradaci betonu (až 80 mm) úložných konzol a oslabení průřezové plochy nosné výztuže díky její intenzivní korozi. Koroze výztuže navíc způsobuje separaci krycí vrstvy, která odpadáva pod most. U obou krajních polí jsou na spodním líci trámů patrna štěrková hnízda s obnaženou nosnou výztuží, která koroduje.



Obr. 3.135 – Vlevo: nejvýznamnější poruchou nosné konstrukce jsou podélné trhliny se stopami po průsacích, které kopírují trajektorii předpínací výztuže; vpravo: průsaky dilatačními spárami u vložených polí – dochází k hloubkové degradaci betonu, korozi výztuže, zatékání na kotevní oblasti předpínací výztuže

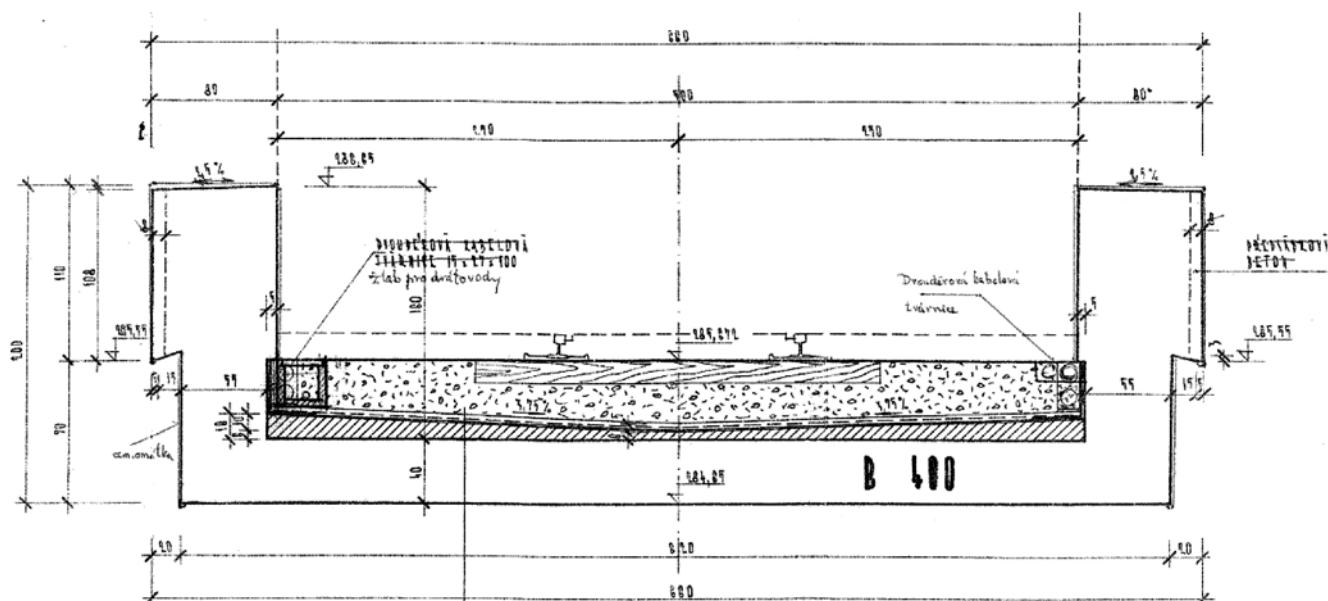
### 3.5.7. Rámový parapetní nosník

#### Popis konstrukce – Železniční most v Železném Brodě v km 109,568 na TÚ 1051 Stará Paka – Liberec [2-17]

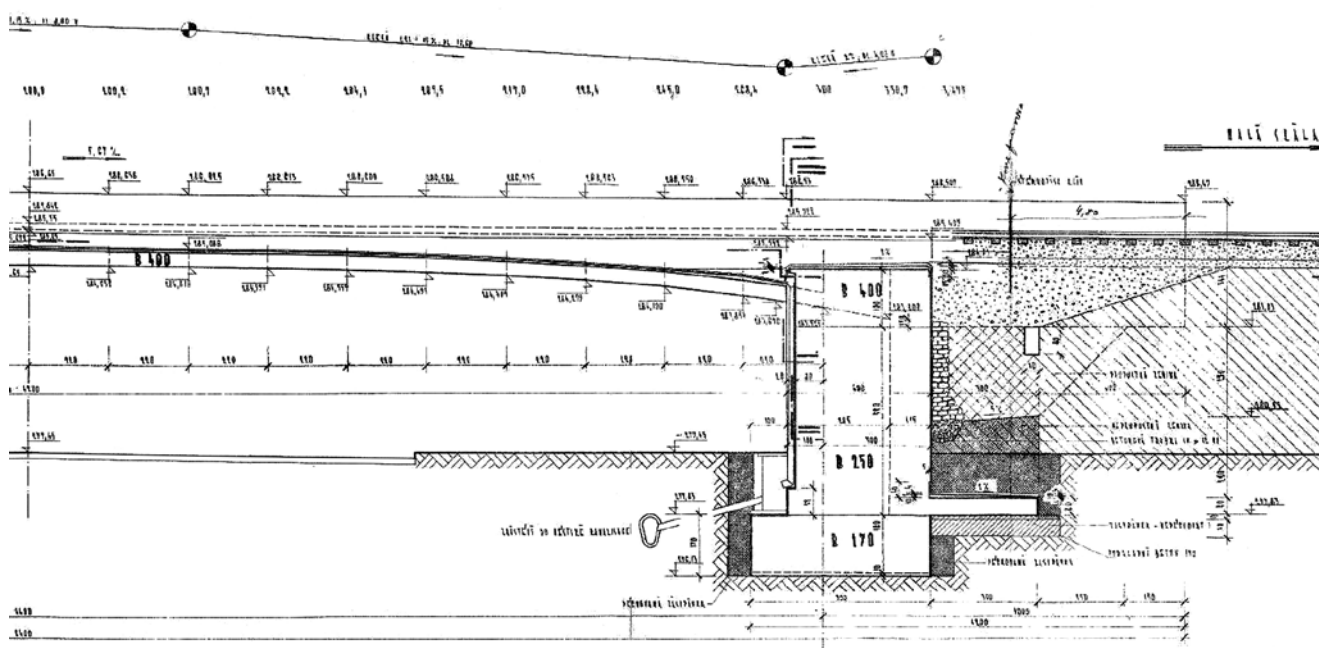
Most v Železném Brodě v km 109,568 na TÚ 1051 (viz obr. 3.136) je rámový, z předpjatého betonu B400 (C28/35) s opěrami ze železového betonu B250 (C16/20). Celková délka mostu je 64 m a světlost 42 m. Světlá šířka parapetního nosníku je 5,00 m, šířka mostu je 6,60 m. Nosnou konstrukci tvoří předpjatý parapetní nosník tvaru „U“ (viz obr. 3.137) s krajními stěnami proměnné výšky 2,00–3,50 m. Stěny jsou spojeny deskou tl. 0,40 m, která kopíruje spodní hranu nosníků. V místě opěry má deska tloušťku 1,80 m. Za opěrami již nejsou stěny spojeny příčnou deskou a plynule, pomocí pracovní spáry, navazují na křídla. Příčel rámu je spojená s masivní opěrou lichoběžníkového tvaru (viz obr. 3.138).



Obr. 3.136 – Železniční most v Železném Brodě – pohled; most v km 109,568 na TÚ 1051 Stará Paka – Liberec



Obr. 3.137 – Železniční most v Železném Brodě – příčný řez v polovině rozpětí; most v km 109,568 na TÚ 1051 Stará Paka – Liberec



Obr. 3.138 – Železniční most v Železném Brodě – podélný řez v ose mostu; most v km 109,568 na TÚ 1051 Stará Paka – Liberec

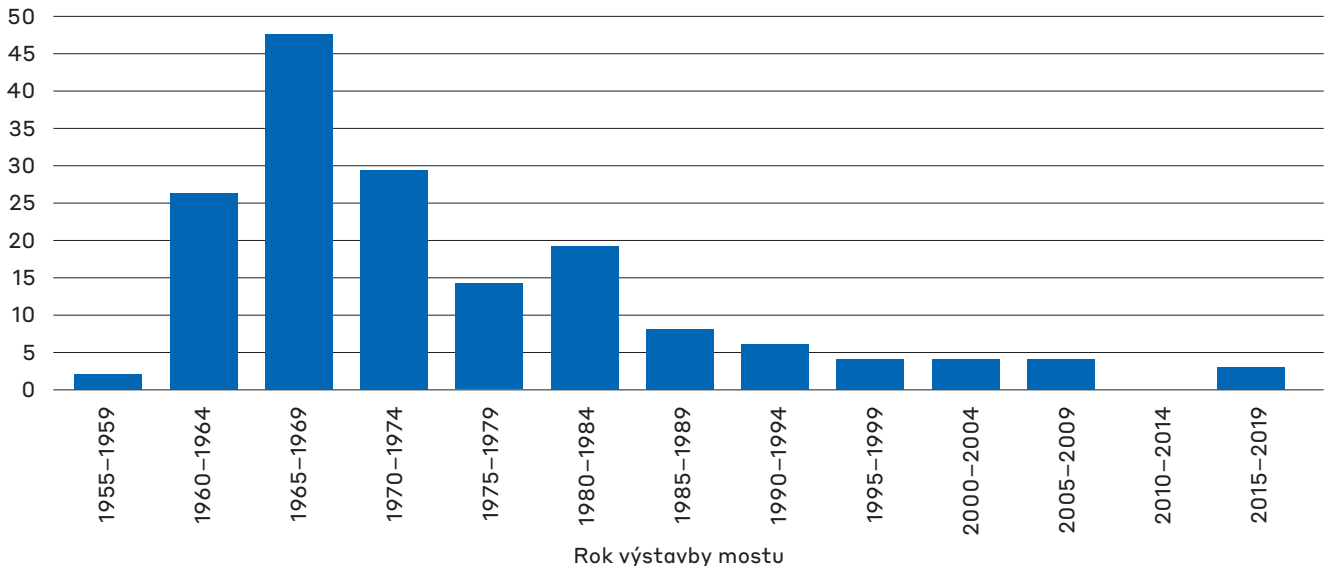
### Typické poruchy z prohlídky a diagnostiky [2-17]

U tohoto mostu byl zaznamenán široký rozptyl hodnot krychelné pevnosti betonu v tlaku získaný ze zkoušek jádrových vývrtů a množství dutin a kaveren zastížených na jádrových vývrtech. Kolísavá kvalita betonáže bývá obecně u monolitických konstrukcí častější oproti konstrukcím prefabrikovaným. Většina odhalených lan (drátů) byla napadena pouze mírnou plošnou, či lokální povrchovou korozi, případně byla bez koroze, nikde nebyl zjištěn korozní úbytek průřezu. Kabely byly vedeny v ocelových chráničkách, ty byly ve všech případech napadeny převážně plošnou povrchovou korozi. Ve všech sondách byly plně zainjektovány, injektážní malta byla suchá.

### 3.6. Současné předpjaté mosty v síti SŽ

První most s nosnou konstrukcí tvořenou předpjatým betonem byl postaven v roce 1954 a nacházel se v OŘ Praha přes ulici Křižíkova. Most je v současné době již přestavěn. V současné době je nejstarším mostem v železniční síti SŽ, s.o. most u Dlouhé Třebové z roku 1956. Z obr. 3.138 je patrné, že mostů s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu bylo nejvíce postaveno v letech 1960–1984, kdy maximum (47) bylo postaveno v letech 1965–1969. Poté je patrný klesající trend v počtu postavených mostů z předpjatého betonu v následujících jednotlivých obdobích.

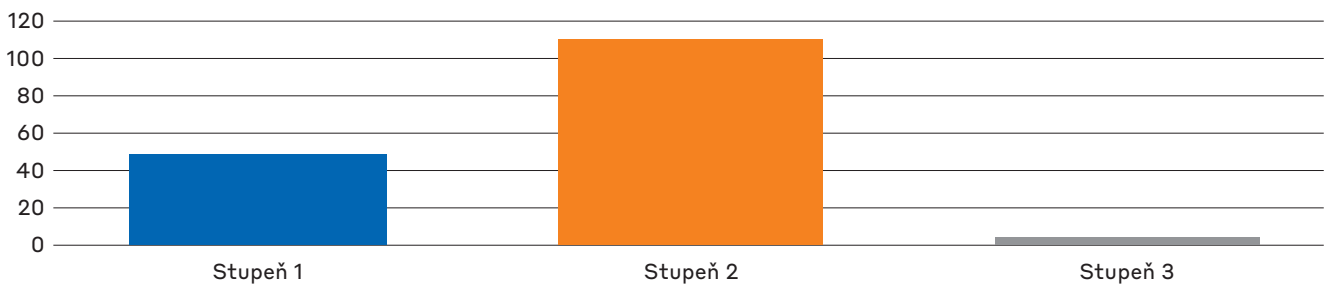
Četnost výskytu [-]



Obr. 3.139 – Počet mostů z předpjatého betonu postavených v letech 1955–2019

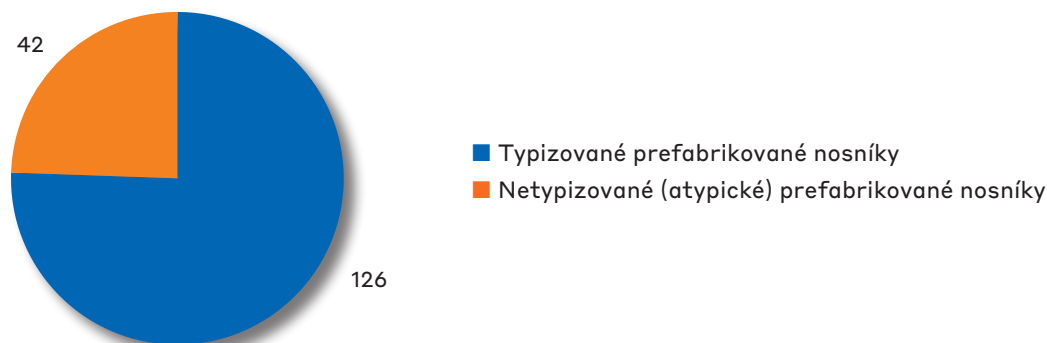
Celkem je v železniční síti Správy železnic, s.o., 167 mostů s nosnou konstrukcí tvořenou předpjatým betonem. Z celkového počtu je pouze 7 hodnoceno v souladu s předpisem SŽDC S5 nejhorším stupněm 3, což je pouze 4 % z celkového počtu mostů. Ve stupni 2 se poté nachází většina mostů, tj. 112 mostů, a ve stupni 1 zbývajících 48 mostů.

Četnost výskytu [-]



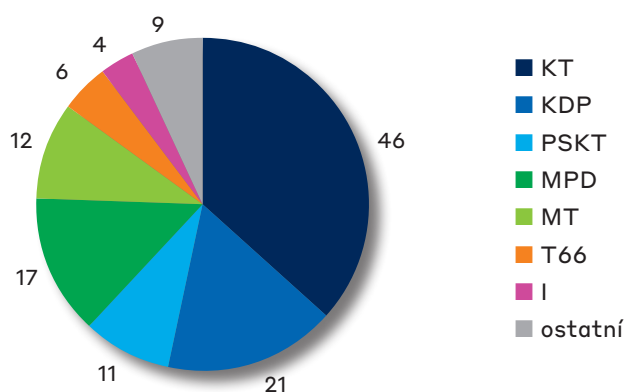
Obr. 3.140 – Počet mostů z předpjatého betonu podle stavebního stavu dle předpisu SŽDC S5

Celkem je 125 mostů tvořeno z typizovaných prefabrikovaných nosníků, 40 z netypizovaných (atypických) prefabrikovaných nosníků a 1 (Estakáda Rokytka), který je tvořen typizovanými i netypizovanými nosníky.



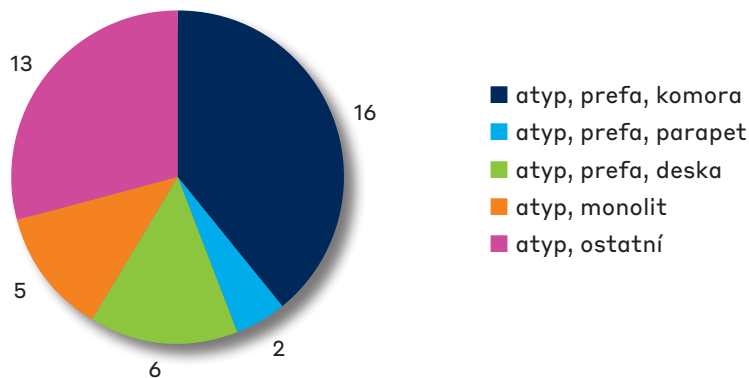
Obr. 3.141 – Počet mostů z typizovaných a netypizovaných (atypických) nosníků

Mezi nejčastěji používané typizované nosníky patří nosníky typu KT, KDP a MPD.



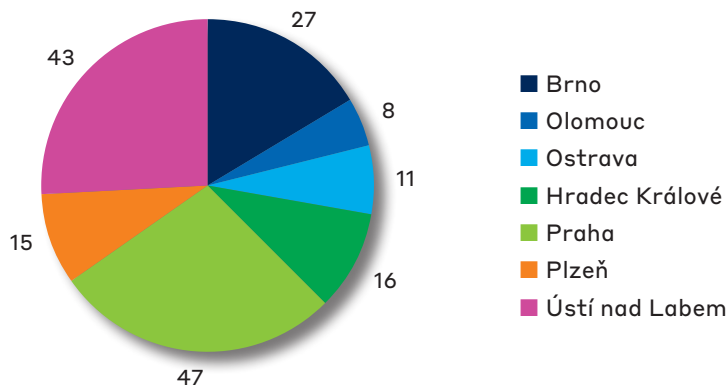
Obr. 3.142 – Počty mostů z typizovaných prefabrikovaných nosníků

Nejčastěji používané netypizované (atypické) nosníky jsou prefabrikované nosníky komorového průřezu, tyto mosty byly ve většině postaveny před vydáním typového podkladu pro nosníky KT (1967).



Obr. 3.143 – Počty mostů z netypizovaných (atypických) prefabrikovaných nosníků

Na obr. 3.144 je graf zobrazující počet mostů s nosnou konstrukcí tvořenou nosníky z předpjatého betonu ve správě jednotlivých OŘ Správy železnic, s.o. Nejvíce mostů se nachází v OŘ Praha a Ústí nad Labem, kde je více než polovina (54 %) všech mostů z předpjatého betonu.



Obr. 3.144 – Počet mostů ve správě jednotlivých Oblastních ředitelství (OŘ) Správy železnic



## 4. Poruchy předpjatých železobetonových nosných konstrukcí

### 4.1. Typické vady a poruchy předpjatých železničních mostů

#### 4.1.1. Úvod

Životnost železobetonové konstrukce (včetně konstrukce předpjaté) je dána:

- životností betonu (tj. životností cementové pasty a životností kameniva),
- životností výztuže.

U železobetonové konstrukce existují v zásadě možnosti degradace materiálů, které lze rozdělit do několika základních skupin (vlivy fyzikální, chemické a biologické) a které jsou uvedeny dále. Většina uvedených vlivů působí na konstrukci obvykle dlouhodobě, některé (především požár) působí na konstrukci relativně krátce a intenzivně.

#### Fyzikální vlivy působící degradaci betonu:

- vliv zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů (s nebo bez chemických rozmrazovacích prostředků) – lze rozlišit působení na cementovou pastu i na kamenivo, v případě použití CHRL lze rozlišit i přímé působení na výztuž,
- mechanické opotřebení: obrus (abraze) a eroze – projeví se na cementové pastě, případně i na kamenivu,
- vliv trhlin (z hlediska porušení betonu se nadměrné trhliny projeví zvýšenými účinky zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů, zrychleným přístupem agresivních látek do vnitřního objemu betonu apod.),
- únava materiálu,
- vliv požáru.

#### Chemické vlivy působící degradaci betonu:

- koroze I. typu – vyluhování (pojiva, příp. i kameniva – např. účinky tzv. „hladové“ vody),
- koroze II. typu – rozpouštění (pojiva, příp. i kameniva – např. účinky uhličitánů),
- koroze III. typu – rozpínání (např. síranová koroze – vnější nebo vnitřní),
- alkalicko-křemičitá reakce, případně alkalicko-uhličitánová reakce,
- v určitých případech též účinky chemických rozmrazovacích prostředků.

#### Biologické vlivy způsobující degradaci betonu:

- účinky vegetace,
- účinky mikroorganismů.

#### Fyzikální vlivy způsobující porušení výztuže:

- trhliny nadměrné šířky a nekvalitní krycí vrstva – umožňují korozi výztuže,
- mechanické poškození výztuže,
- únava materiálu,
- vliv požáru.

#### Chemické vlivy způsobující porušení výztuže:

- karbonatace betonu vlivem  $\text{CO}_2$  z okolního prostředí (vytváří pro korozi podmínky),
- kontaminace betonu chloridy (vytváří pro korozi podmínky),
- koroze výztuže.

Pro degradaci konstrukce (resp. jejích materiálů) je obecně nutno splnit následující podmínky (částečně podle [1-19]):

- permeabilita betonu, tzn. spojitý póry, příp. nadměrné trhliny,
- přítomnost vody (vlhkosti),
- přítomnost agresivních látek,
- výskyt mrazových cyklů,
- pro korozi oceli přítomnost kyslíku.

V případě výskytu pouze jednoho z výše uvedených vlivů je vznik degradace velmi nepravděpodobný, se zvětšujícím se počtem vyskytujících se vlivů se pravděpodobnost degradace materiálů zvyšuje.

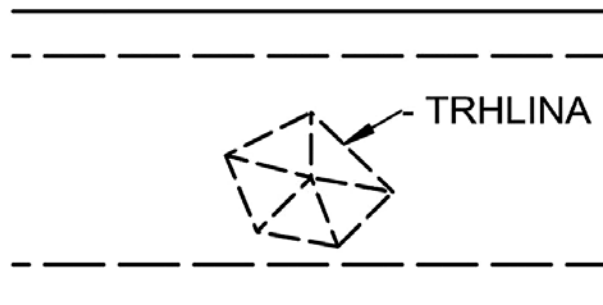
Výše uvedené vlivy mohou na konstrukcích způsobit vznik a rozvoj poruch, uvedených v následujících kapitolách.

### 4.1.2. Mechanické poškození betonu předpjaté konstrukce

Tato porucha se vyskytuje obvykle na mostech přes pozemní komunikace, protože nejčastější příčinou vzniku je náraz vozidla do nosné konstrukce. Obdobná porucha však může vzniknout i v důsledku nekvalitního probetonování. Do určité míry se této poruše může podobat i degradace betonu, protože má však jiné příčiny i možné důsledky, je degradace betonu uvedena samostatně v kapitole 4.1.3.



Obr. 4.1 – Železniční most přes ulici Chrudimská v Čáslavi – betonová konstrukce poškozená nárazem vozidla – na dolním povrchu NK beton „poškrábán“, na hranách je i odhalená betonářská výztuž; most v km 277,650 na TÚ 1201 Retz–Kolín



Obr. 4.2 – Poškození silným nárazem se vznikem trhlin v konstrukci (schéma) – „prolomení“ stěny, „polámání“ konstrukce

Podle rozsahu poškození lze rozlišit následující základní případy této poruchy:

- poškození krycí vrstvy betonu bez zasažení nebo odhalení výztuže („poškrábání“ konstrukce) – obr. 4.1,
- poškození konstrukce silným nárazem (nebo podobnými účinky), v důsledku kterého vzniknou v konstrukci trhliny a další poruchy („polámání“ konstrukce, například prolomení stěny relativně tenkostěnného komorového nosníku) – obr. 4.2. Obdobný případ porušení je i na obr. 4.6,
- hlubší poškození – „vylomení“ části betonu s dosahem k betonářské výztuži – obr. 4.1,
- hluboké poškození – „vylomení“ části betonu s dosahem k předpínací výztuži – obr. 4.3 a 4.4.



Obr. 4.3 – Železniční most přes silnici I/19 v Leskovicích – mechanické poškození betonové konstrukce s odhaleným kanálikem předpínací výztuže a s porušenou betonářskou výztuží; most v km 31,877 na TÚ 1851 Horní Cerekev – Tábor



Obr. 4.4 – Železniční estakáda Rokytky v Praze – mechanické poškození betonové konstrukce s odhalenou betonářskou i předpínací výztuží; most v km 1,225 na TÚ 0791 Praha-Libeň – Praha-Holešovice



Obr. 4.5 – Železniční most u Lýsek – Nekvalitní probetonování nosné konstrukce; most v km 5,429 na TÚ 1908 Prosenice–Dluhonice



Obr. 4.6 – Železniční estakáda u rybníka Vrskaň u Jirkova – prolomení ztraceného bednění horní desky komorového průřezu (nosníky PSKT); most v km 57,225 na TÚ 0602 Most–Chomutov

Jedná se o poměrně častou poruchu, která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv betonové konstrukci, nejčastěji na konstrukci mostu přes pozemní komunikace. Nekvalitní probetonování konstrukce se může vyskytnout na jakémkoliv mostě. Vznik poruchy nesouvisí s provozem na mostě. Porucha je viditelná na povrchu konstrukce, a proto je snadno zjistitelná vizuálně.

Ze spolehlivostního hlediska je nutno rozlišit hloubku poškození a případné zasažení betonářské a/nebo předpínací výztuže. V závislosti na této skutečnosti je možno rozlišit následující případy:

- a) v případě, že dojde k poškození pouze povrchové krycí betonové vrstvy, nemá tato porucha bezprostřední vliv na spolehlivost konstrukce. Výztuž není zasažena a oslabení betonového průřezu je zanedbatelné. Může však být snížena trvanlivost konstrukce z důvodu oslabení krycí vrstvy,
- b) je nutno rozlišovat poškození povrchové vrstvy („poškrábání“) a mnohem závažnější poškození konstrukce nárazem, kdy sice nedojde (alespoň dočasně) k viditelnému odhalení betonářské nebo předpínací výztuže, konstrukce je však postižena vznikem trhlin a dalších poruch („polámání“ konstrukce). V tomto případě může být konstrukce postižena rozsáhlejším vnitřním poškozením s přímým dopadem na spolehlivost konstrukce a je nutno zajistit bezodkladné posouzení konstrukce a její opravu,
- c) podélná betonářská výztuž obvykle nemá u předpjatých konstrukcí podstatný vliv na spolehlivost v provozních stavech. Tento vliv však může mít příčná výztuž (navržená především pro přenesení příčného ohybu, příp. podélného nebo i příčného smyku). Na mezi únosnosti již může mít přímý vliv na spolehlivost konstrukce jak příčná, tak i podélná výztuž. Betonářská výztuž má rovněž vliv na omezení šířky trhlin a její absence v důsledku poškození může mít vliv na snížení trvanlivosti konstrukce.

Pokud je poškození betonové konstrukce natolik hluboké, že zasáhne až k betonářské výztuži, způsobuje rovněž rozsáhlejší oslabení betonového průřezu nosné konstrukce. Jako doporučení pro provádění prohlídek mostů lze orientačně uvést, že při oslabení průřezu o rozměrech cca 100 x 100 mm by již mělo být provedeno bezodkladné statické posouzení. Větší poškození už může mít za následek snížení odolnosti konstrukce nejen z hlediska namáhání v podélném směru, ale i z hlediska dalších druhů namáhání a jejich kombinace – například se jedná o příčný ohyb u relativně tenkostěnných komorových nosníků apod.),

- d) pokud je poškozena, případně i jenom obnažena také předpínací výztuž, může již mít tato závada bezprostřední vliv na spolehlivost nosné konstrukce. Důvodem je jak možnost snížení předpínací síly v zasaženém místě, tak i oslabení betonového průřezu nosné konstrukce v důsledku většího rozsahu a větší hloubky poškození.

Za **závažnou poruchu** je nutno považovat i „pouhé“ odhalení kanálku, protože nechráněná předpínací výztuž snadno podléhá korozi, která způsobuje další snížení odolnosti konstrukce. Konkrétní poškození předpínací výztuže je možno zjistit diagnostickými metodami. V každém případě by se u takto poškozené konstrukce mělo provést odborné posouzení a bezodkladná oprava.

### 4.1.3. Degradace betonu

Tato porucha se může vyskytovat na jakékoliv betonové konstrukci. Podle příčiny vzniku poruchy můžeme rozlišit následující nejčastější případy:

- a) koroze betonu (I. II. nebo III. druhu),
- b) degradace betonu mrazovými cykly,
- c) degradace betonu vlivem alkalicko-křemičité, příp. alkalicko-uhličitanové reakce.

Podstatným faktorem, který umožňuje a urychluje degradaci betonu, je přístup vody.

Koroze betonu, na rozdíl od mechanického poškození popsaného v kapitole 4.1.2, je způsobena chemickými nebo fyzikálně – chemickými procesy. U nosných konstrukcí se můžeme setkat v zásadě s následujícími druhy koroze betonu:

- a1) koroze I. druhu: typickým příkladem je rozpouštění a vyluhování hydratačních produktů hladovou vodou. V případě nosné konstrukce se může jednat především o dešťovou vodu, a to zejména v případě, kdy dochází k zatékání do konstrukce (např. v důsledku poškozeného systému vodotěsné izolace nebo mostních závěrů),
- a2) koroze II. druhu: typickým příkladem je uhličitá koroze, kdy dochází k rozpouštění a vyluhování hydratačních produktů působením agresivního  $\text{CO}_2$ ,
- a3) koroze III. druhu (rozpínání): typickým příkladem je reakce síranů s hydratačními produkty, v jejímž důsledku vznikají v betonu nové krystaly nebo sraženiny. Ty zvětšují svůj objem a po počátečním zvýšení pevnosti betonu (v důsledku vyplnění jeho pórů) vyvíjejí v betonu takové pnutí, že způsobují jeho rozpad. V případě nosné konstrukce se může jednat například o působení oxidu siřičitého ( $\text{SO}_2$ ) rozptýleného v atmosféře; existuje ale i tzv. vnitřní síranová koroze, ke které dochází buď vlivem síranů obsažených předem ve složkách betonu, nebo po teplotním rozkladu primárního ettringitu v případě, že byl beton ošetřován při teplotě vyšší než  $70\text{ }^\circ\text{C}$  (včetně případů nadměrného zvýšení teploty vlivem vývinu hydratačního tepla).

Degradace betonu nosné konstrukce **mrazovými cykly** může probíhat v případě, kdy dochází k zatékání vody do nosné konstrukce, například v důsledku poškozeného systému vodotěsné izolace nebo mostními dilatačními závěry. Případně může začít i na jiných (bočních a dolních) površích nosné konstrukce, pokud jsou smáčeny například dešťovou vodou, vodou rozstříkovanou vozidly pod mostem apod. Důsledky (nejen na výztuž, ale případně i na beton) mohou být zhoršeny přítomností chemických rozmrazovacích látek.

**Alkalicko-křemičitá reakce** je způsobena tím, že některé druhy kameniva (obsahující tzv. amorfní siliku) reagují s alkáliemi (draslíkem, sodíkem a hydroxidem vápenatým) v cementu a vytvářejí gel kolem reagujících zrn kameniva. Když je gel kolem kameniva vystaven vlhkosti, rozpíná se a vytváří tak síly, které způsobují tahové trhliny. Alkalicko-křemičitou reakci urychluje vyšší vlhkost a teplota. Obdobným jevem je alkalicko-uhličitanová reakce, která může nastat u konstrukcí s uhličitanovým kamenivem (např. vápenec).

**Ve všech uvedených případech degradace je pro působení degradačních procesů důležitá přítomnost vody. Pro ochranu konstrukcí je proto důležitá funkční vodotěsná izolace.**

Jedná se o poruchu, která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv betonové konstrukci. Poněkud větší pravděpodobnost jejího vzniku lze očekávat v silněji znečištěných oblastech s výskytem agresivních plynů rozptýlených v atmosféře (větší města, průmyslové oblasti). Důležitým faktorem pro vznik a rozvoj poruchy bývá také přístup vody, tzn. zatékání do nosné konstrukce. Vznik poruchy nesouvisí s provozem na mostě.

Projevy poruchy bývají poměrně brzy viditelné na povrchu konstrukce, porucha proto bývá zjistitelná vizuálně. Typickým průvodním jevem koroze I. a II. druhu jsou výluhy na povrchu betonové konstrukce (**obr. 4.7**), typickým projevem koroze III. druhu a degradace mrazovými cykly bývá narušení povrchu betonu (**obr. 4.8, 4.9 a 4.10**). Vnější projevem porušení betonu bývá i síť trhlin, která se na povrchu vytváří zejména v případě koroze betonu (především III. druhu) a v případě degradace vlivem alkalicko-křemičité reakce. Beton porušený alkalicko-křemičitou reakcí je na **obr. 4.11**.



Obr. 4.7 – Železniční most u Kralup nad Vltavou (součást přemostění Vltavy) – masivní výluhy pojiva na povrchu konstrukce, odprýsknutá krycí vrstva vlivem koroze výztuže; most v km 1,508 na TÚ 0821 Kralupy nad Vltavou – Neratovice



Obr. 4.8 – Železniční most u Kotojed – degradace betonu – zatékání a mrazové cykly; most v km 3,214 na TÚ 2122 Kroměříž–Zborovice



Obr. 4.9 – Železniční most u Moravského Berouna – degradace betonu – zatékání, mrazové cykly a expanzní tlaky koroďující výztuže; most v km 36,651 na TÚ 2191 Olomouc–Krnov; opraveno



Obr. 4.10 – Železniční most přes řeku Vrchlice v Kutné Hoře – degradace betonu – projev mrazových cyklů na dolním povrchu konstrukce nad vodotečí; most v km 287,291 na TÚ 1201 Retz–Kolín



Obr. 4.11 – Beton napadený ASR, Ø 100 mm (foto doc. Ing. Petr Bouška, CSc.)

Okamžitý vliv na spolehlivost konstrukce závisí na aktuálním rozsahu degradace betonu. Tento rozsah však nemusí být na pohled zcela zřejmý (hloubka dosahu, celkový zasažený objem betonu, zhoršení mechanických vlastností betonu), navíc je nutno předpokládat, že pokud se degradace betonu nezastaví vhodným zásahem, bude zřejmě pokračovat i nadále. Na **obr. 4.7** jsou natolik masivní výluhy pojiva, že jeho úbytek může mít vliv i na mechanické vlastnosti betonu.

Dalším souvisejícím jevem bývá koroze výztuže v důsledku snížené pasivační funkce betonu, rozvoje trhlin a zvýšeného přístupu vlhkosti k výztuži (**obr. 4.8**).

Lokální poškození betonové konstrukce, připomínající například „hnízdo“ nedokonale ztuhlého betonu, zřejmě nebude mít podstatný vliv na spolehlivost konstrukce. U rozsáhlejšího zasažení betonu je však již nutno považovat poruchu za poměrně závažnou, je nutno zajistit odborné posouzení (diagnostický průzkum, případně přepočet) a opravu konstrukce (zastavení degradace, sanace konstrukce, případně i její zesílení). Základním opatřením by měla být také oprava systému vodotěsné izolace a mostních závěrů tak, aby se zamezilo dalšímu zatékání do konstrukce. I v případě dosud malého rozsahu poruchy by však oprava neměla být odkládána, protože stav se bude pravděpodobně neustále zhoršovat.

#### 4.1.4. Průsaky a vlhkost

Tato porucha se může vyskytovat na jakékoliv mostní konstrukci. Podle místa vzniku poruchy a projevů na konstrukci můžeme rozlišit následující nejčastější případy:

- zatékání poškozeným mostním závěrem, resp. příčnou a/nebo podélnou dilatační spárou (**obr. 4.12 až 4.14**),
- zatékání poškozeným systémem vodotěsné izolace, nejčastěji v oblasti říms nebo konzol. K zatékání dochází v podélné spáře mezi okrajem nosné konstrukce a prefabrikovanými konzolami (**obr. 4.15**) i v příčných spárách prefabrikovaných (**obr. 4.15**) i monolitických konzol (**obr. 4.16**),
- zatékání vody do vnitřního objemu konstrukčního betonu (**obr. 4.17**),
- zatékání do dutin konstrukce s uzavřeným průřezem (**obr. 4.1.18**).



Obr. 4.12 – Železniční estakáda u Chabařovic – zatékání podélnou spárou mezi prefabrikovanými nosníky; most v km 10,037 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most



Obr. 4.13 – Železniční most přes řeku Ploučnici u Zákup – zatékání příčnou dilatační spárou nosné konstrukce nad podpěrou; most v km 90,270 na TÚ 1141 Česká Lípa – Liberec



Obr. 4.14 – Železniční most přes řeku Vrchlice v Kutné Hoře – zatékání příčnou dilatační spárou na úložný práh k ložiskům (voda na úložném prahu, degradace betonu, korozí výztuže, degradace ložisek); most v km 287,291 na TÚ 1201 Retz–Kolín



Obr. 4.15 – Železniční most u Hluboček – zatékání podélnou spárou a příčnými spárami u prefabrikovaných konzol; most v km 12,897 na TÚ 2191 Olomouc–Krnov



Obr. 4.16 – Železniční most přes řeku Bílinu u Lysce – zatékání příčnými dilatačními spárami monolitických konzol; most v km 15,642 na TÚ 0661 Ústí nad Labem – Bílina



Obr. 4.17 – Železniční most přes ulici Dorných v Brně – zatékání vody do vnitřního objemu konstrukčního betonu (výchvěty, degradace betonu, korozí výztuže); most v km 2,838 na TÚ 2005 Brno–Heršpice



Obr. 4.18 – Železniční most přes Chodovskou ulici v Praze – zatékání vody do dutiny konstrukce s uzavřeným průřezem (vytékání vody z dutiny po provedení vrtu do dolní desky); most v km 3,007 na TÚ 02060 Praha-Vršovice – Praha-Radotín

Jedná se o poměrně častou poruchu, která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv mostní konstrukci. Vznik poruchy nesouvisí s provozem na mostě. Důsledky poruchy zpravidla bývají – zejména v případě rozsáhlejšího a déle trvajících poškození – snadno viditelné na povrchu konstrukce. Přesto může být v některých případech porucha skrytá a její detekce do značné míry souvisí s členěním poruchy podle předcházejícího odstavce:

- a) v případě zatékání poškozeným mostním závěrem, resp. příčnými a podélnými dilatačními spárami je porucha viditelná na povrchu konstrukce. Porucha se zde projevuje vlhkostí a v případě delšího trvání také výkvěty, degradací betonu, korozí výztuže a degradací ložisek. S poruchou souvisí i poškození samotných dilatačních spár, případně závěrů,
- b) k zatékání poškozeným systémem vodotěsné izolace dochází nejčastěji v oblasti římsy a konzol – například v místě příčné dilatační spáry římsy (monolitické nebo prefabrikované) nebo v podélné spáře mezi prefabrikovanou konzolou (obvykle KO-1 nebo KO-2) a okrajem nosné konstrukce. K porušení systému vodotěsné izolace však může dojít kdekoli v její ploše. Tato porucha bývá většinou viditelná na vnějším povrchu konstrukce a projevuje se vlhkostí, výkvěty, krápníky, degradací betonu a korozí výztuže (v každém případě nemusejí být nutně přítomny všechny uvedené projevy). Pokud není vodotěsná vrstva celoplošně připevněna k podkladu (nosné konstrukci), mohou se projevy poruchy (vlhká místa apod.) vyskytovat i na zcela jiném místě, než kde došlo k poruše izolace,
- c) projevy zatékání do vnitřního objemu konstrukčního betonu (např. nadměrně širokými trhlinami, nekvalitním – mezerovitým betonem apod.) bývají rovněž viditelné na povrchu konstrukce. Pouze ve zvláštních případech (zejména v době krátce po vzniku poruchy) nemusejí být tyto projevy zatékání na vnějším povrchu konstrukce ještě viditelné. Jiným způsobem je tato porucha těžko zjištělná, lze však očekávat, že se poměrně brzy projeví i viditelně na povrchu konstrukce prostřednictvím stop vlhkosti, výkvětů (příp. i krápníků), degradací a korozí. Pokud voda ve vnitřním objemu konstrukčního betonu mrzne, bude způsobovat i degradaci betonu (projeví se účinek zmrazovacích a rozmrazovacích cyklů),
- d) v případě, že se jedná o konstrukci s uzavřeným průřezem (tj. s vnitřními dutinami), nemusí být projevy zatékání hned viditelné na vnějším povrchu konstrukce, mohou však mít nepříjemné důsledky pro konstrukci i uvnitř dutin. Aby bylo možno vznik této poruchy na konstrukci potvrdit nebo vyvrátit, je nutno pravidelně kontrolovat i vnitřní dutiny konstrukcí. Je proto důležité, aby konstrukce byly opatřeny otvory pro kontrolu, větrání i pro odvodnění vnitřních dutin pro případ, že dojde k zatékání. U novostaveb je nutno takové otvory vytvořit již při realizaci, u stávajících konstrukcí by měly být vytvořeny alespoň dodatečně. Voda uzavřená v dutinách bude pravděpodobně časem zatékat do vnitřního objemu konstrukčního betonu (viz bod c). Navíc voda ve vnitřní dutině nosné konstrukce může v zimě zmraznout a následně v důsledku zvětšení objemu způsobit trhliny v konstrukci. Nezanedbatelné může být i přetížení konstrukce vodou nashromážděnou v dutině.

V důsledku zatékání do konstrukce dochází ke vzniku, resp. urychlení takových procesů, jako jsou degradace betonu, koroze betonářské výztuže a koroze předpínací výztuže, příp. i trhliny v konstrukci vzniklé v důsledku zvětšení objemu vody zmrzlé ve vnitřních dutinách konstrukcí.

**Degradace betonu** může probíhat v souvislosti s následujícími jevy:

- vyplavování pojiva, což vede k narušení struktury betonu, poškození jeho celistvosti, a tím ke snížení odolnosti vůči dalším vlivům působícím na betonovou konstrukci (na povrchu konstrukce se následně objeví výkvěty, případně krápníky) – koroze betonu I., případně II. druhu,
- zvýšená vlhkost zvětšuje účinky agresivního prostředí – chloridů, karbonátů (v důsledku těchto procesů se snižuje pasivační funkce betonu, důležitá pro ochranu výztuže proti korozi; na povrchu zkorodované výztuže se vytvářejí korozní zplodiny, které zvětšují svůj objem a způsobují odtržení krycí betonové vrstvy, čímž se dále urychluje koroze výztuže i degradace betonu), případně i alkalicko-křemičité reakce betonu (působící rozsáhlou degradací betonu) apod. Určité nebezpečí mohou představovat i sírany, které mohou být přítomny v samotném betonu nebo pocházet z okolního prostředí. U síranových solí po rozpuštění ve vodě dochází následně k rekrystalizaci nebo tvorbě nových krystalů nebo gelovitých fází. Tyto procesy jsou doprovázeny zvětšováním objemu (koroze III. druhu), což může vést k poškození materiálu trháním a oddělováním vrstev,
- účinky mrazu, resp. zvětšování objemu vody mrznoucí v pórech a trhlínách, případně i vnitřních dutinách betonové konstrukce, které vede k jejímu postupně se zvětšujícímu poškození.

Ačkoliv určité (značně omezené) snížení plochy **betonářské výztuže** nemívá zpravidla bezprostřední vliv na spolehlivost předpjaté betonové konstrukce, je betonářská výztuž její nedílnou součástí, která přispívá k zajištění požadované duktility konstrukce a její odolnosti proti křehkému lomu, často přispívá k zajištění bezpečnosti na mezi únosnosti a prakticky vždy významně přispívá k zajištění přijatelné šířky trhlin, a tím k zajištění dlouhodobé životnosti a spolehlivosti předpjaté konstrukce. Zásadní význam má betonářská výztuž také z hlediska namáhání v příčném směru.



Jak **degradace betonu**, tak i **korozí betonářské výztuže** jsou jevy, které jsou pro konstrukci krajně nepříznivé a ve střednědobém horizontu (cca 5 let) mohou vést k významnému snížení spolehlivosti, životnosti a přechodnosti betonové konstrukce. V důsledku pokračujícího působení zatékání na konstrukci dochází k neustálému zhoršování jejího stavu, a proto by oprava konstrukce neměla být nikdy příliš odkládána.

Ještě nepříznivější situace nastává v případech, kdy je korozí bezprostředně ohrožena **předpínací výztuž, případně její kotvení**. Předpínací výztuž je ke korozí náchylnější, korozí u ní probíhá rychleji než u betonářské výztuže, a má rovněž bezprostřední vliv na přechodnost a spolehlivost nosné konstrukce. Pokud je tedy korozí ohrožena, nebo dokonce již i zasazena předpínací výztuž, je nutno zahájit opravu co nejdříve. Prvním krokem by mělo být statické posouzení konstrukce, kterým se posoudí vliv zjištěných poruch na její spolehlivost a následně se stanoví další postup pro zajištění opravy.

#### 4.1.5. Trhliny v konstrukci

Trhliny dostatečně úzké, aby neohrožovaly trvanlivost konstrukce, nejsou samy o sobě poruchou, ale běžným a za normálních okolností prakticky nevyhnutelným projevem působení betonových konstrukcí (pro úplné nebo téměř úplné vyloučení trhlin by bylo nutno provést zvláštní opatření, například plné předpětí ve všech třech směrech, což by však ve většině případů nebylo účelné ani ekonomické). Pro účely navrhování a posuzování konstrukcí jsou přijatelné šířky trhlin uvedeny v příslušných normách a dalších předpisech – viz [3-73], [3-38], [3-39], [3-2].

Podle příčiny vzniku a polohy trhlin na konstrukci můžeme rozlišit následující nejčastější případy:

##### 1) Statické (konstrukční) trhliny:

a) **ohybové trhliny**, které vznikají vlivem tahového normálového napětí vyvozeného ohybovým momentem. Obvykle se vyskytují v tažených oblastech konstrukcí v místech maximálních hodnot ohybových momentů, tzn. v dolních vláknech přibližně v polovině rozpětí polí a v horních vláknech nad mezilehlými nebo vetknutými podpěrami (ve zvláštních případech, například v důsledku chybného vyztužení, může být poloha trhlin i jiná, výše popsané uspořádání trhlin je však nejčastější). Trhliny jsou kolmé na směr podélných normálových napětí, proto jsou v uvedených oblastech trhliny víceméně svislé (**obr. 4.19**).

Tyto trhliny (důležité jsou zejména trhliny nadměrné šířky) mohou vzniknout jak vysokým zatížením konstrukce, tak i naopak snížením její odolnosti v důsledku oslabení betonářské a/nebo předpínací výztuže, například korozí nebo únavou materiálu,

b) **tahové trhliny** vznikají v důsledku působení tahové normálové síly (například v železobetonovém táhle). Trhliny procházejí přes celý betonový průřez, bývají kolmé na podélnou osu betonového prvku a rozmístěny v poměrně rovnoměrných vzdálenostech,

c) trhliny vznikající vlivem působení **tlakové normálové síly**, resp. v důsledku souvisejícího **namáhání v příčném tahu** – trhliny jsou podélné, orientované ve směru osy prvku i směru působení tlakové síly (**obr. 4.20**),

d) trhliny vznikající vlivem **společného působení ohybového momentu a normálové síly** (síly tahové i tlakové) – výsledné rozdělení trhlin odpovídá kombinaci namáhání uvedených v předcházejících dvou případech. Pokud s ohybovým momentem působí společně tahová normálová síla, vyskytují se trhliny nejen převážně v oblasti maximálních ohybových momentů, ale na větší délce prvku a procházejí větší částí výšky průřezu (podle velikosti tahové síly). Pokud společně s ohybovým momentem působí tlaková normálová síla, jsou její účinky opačné (tlaková síla působí obdobně jako předpětí),

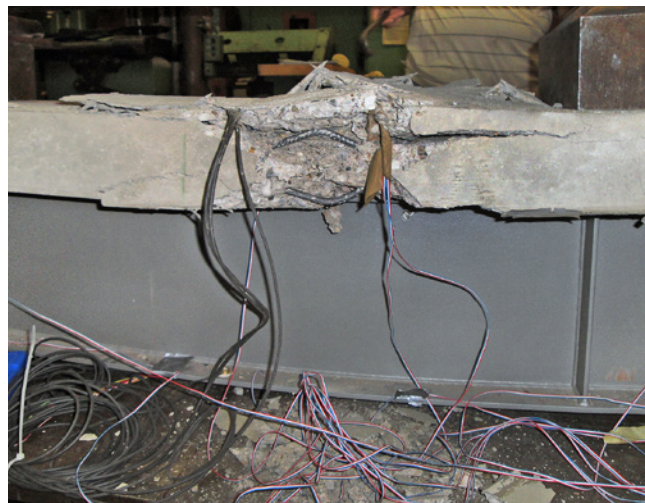
e) trhliny vznikající v důsledku působení **posouvající síly** – vyskytují se na svislých plochách nosné konstrukce (např. na stěnách a bočních plochách trámů – při působení posouvající síly ve svislém směru) v oblastech maximálních posouvajících sil, obvykle u podpěr. Jejich směr je kolmý na směr hlavních tahových napětí, tzn. jedná se o trhliny šikmé, odkloněné cca o 45° od střednice prvku, přičemž na obou protilehlých površích trámu nebo komorového nosníku mají stejný směr (na rozdíl od trhlin vznikajících vlivem kroutících momentů),

f) trhliny vznikající následkem působení **kroutícího momentu** – vznikají v oblastech maximálních kroutících momentů, tzn. opět obvykle u podpěr. Podobně jako smykové trhliny jsou kolmé na směr hlavních tahových napětí, tzn. jsou odkloněny cca o 45° od střednice prvku. Mohou se však vyskytovat nejen na svislých, ale i na vodorovných plochách nosných konstrukcí, přičemž směr trhlin na protilehlých površích je vždy opačný. Kroutící momenty působí v naprosté většině případů v kombinaci s posouvajícími silami – výsledné uspořádání trhlin tedy závisí na vzájemném poměru těchto dvou druhů vnitřních sil. Vlivem předpětí (podélného i příčného – nejčastěji svislého) obecně dochází k výrazné redukci napětí v hlavním tahu, a tím i výskyt trhlin od těchto namáhání bývá u předpjatých konstrukcí menší,

- g) trhliny vzniklé v důsledku **teplotních změn působících na průřezy konstrukce jako celek** – jedná se o lineární rovnoměrné nebo nerovnoměrné změny uvažované po celém průřezu, které v konstrukci vyvozují převážně ohybové momenty a/nebo normálové síly. Charakter trhlin pak odpovídá trhlinám dělicím nebo ohybovým,
- h) teplotní účinky mohou na konstrukční prvek působit i tak, že teplota se mění nelineárně směrem do hloubky prvku (jedná se o nelineární průběh teploty). Pokud jsou například povrchové vrstvy chladnější než vrstvy vnitřní, mají povrchové vrstvy snahu zmenšit svoji délku, vnitřní vrstvy jim v tom ale brání a v povrchových vrstvách potom vzniká tahové napětí a mohou vznikat i tahové trhliny. Ty pak mívají charakter nepravidelné sítě spíše jemnějších trhlin na postiženém povrchu konstrukce (viz **obr. 4.21**). V příčném řezu je průběh namáhání i rozvoj trhlin obdobný jako v případě nerovnoměrného vysychání – viz **obr. 2.5**.



Obr. 4.19 – Železniční estakáda u Chabařovic – ohybová trhliny š. cca 0,3 mm na boční straně ŽB nosné konstrukce. U železobetonové konstrukce se přibližně jedná o limitní hodnotu (v závislosti na agresivitě okolního prostředí), v případě předpjaté konstrukce by se již jednalo o poruchu; most v km 8,035 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most



Obr. 4.20 – Podélné trhliny vznikající následkem příčného tahu v prvku namáhaném podélným tlakem (zde ve spřažené železobetonové desce spřaženého ocelobetonového nosníku – princip vzniku podélných trhlin i u jiných betonových prvků je stejný)



Obr. 4.21 – Železniční most přes řeku Ploučnici u Zákup – nepravidelná síť (tmavších) trhlin na boční ploše nosníku od nelineárních účinků teploty („nerovnoměrného oslunění“); most v km 90,270 na TÚ 1141 Česká Lípa – Liberec

## 2) technologické trhliny:

- a) od plastického smršťování, tzn. od smršťování probíhajícího před počátkem tuhnutí betonu. Pokud tyto trhliny vzniknou, vyskytují se často nad pruty betonářské výztuže (souběžně s těmito pruty) umístěnými blízko povrchu betonu,
- b) smršťovací trhliny v homogenní konstrukci, které vznikají v povrchové vrstvě betonu, ve které po betonáži dochází k rychlejšímu vysychání i smršťování než ve vrstvách vnitřních. Trhliny mívají charakter nepravidelné sítě spíše jemnějších trhlin na postiženém povrchu konstrukce (obdobně jako v případě trhlin vznikajících následkem nelineárního průběhu teploty po průřezu – viz výše, **obr. 4.21**),
- c) smršťovací trhliny v homogenní konstrukci s omezenou možností dilatačních posunů (například u konstrukcí rámových) – vznikají příčné trhliny, podle celkového namáhání konstrukce vznikají trhliny částečné, případně i přes celý průřez dělicí),
- d) trhliny vznikající následkem omezení volného smršťování betonu okolo tužšího prvku umístěného uvnitř konstrukce (například okolo kabelového kanálku – viz **obr. 4.22** - nebo okolo vnitřního bednicího „jádra“). Existují i šikmé trhliny tohoto typu, které sledují šikmé kabelové kanálky (viz **obr. 4.23**). V rámci akce „Diagnostika mostů s předpjatou nosnou konstrukcí“ byl v místě takové trhliny proveden vývrt u mostu v km 32,544 TÚ 2561 (v Ostravě přes Ostravici); trhliny končily u kabelového kanálku, kanálek byl nepoškozen a nekorodován,
- e) smršťovací trhliny v nehomogenní konstrukci složené z částí, které jsou realizované z betonů o různých vlastnostech (především stáří). Typickým příkladem jsou spřažené konstrukce, které se skládají z dřívě vybetonovaného nosníku a dodatečně vybetonované spřažené desky. V novější části pak dochází k rychlejšímu smršťování, kterému brání starší část (ve které nejrychlejší počáteční smršťování již částečně proběhlo), a tím může dojít i ke vzniku smršťovacích trhlin. Tyto trhliny jsou kolmé na pracovní spáru,
- f) mezi technologické trhliny můžeme zařadit i trhliny, které vznikají mezi čelem předpjaté konstrukce a koncovou monolitickou dobetonávkou, kterou jsou chráněny kotvy předpínací výztuže proti korozi. Dobetonávky jsou u řady konstrukcí odděleny od nosné konstrukce svislými trhlínami, někdy jsou části dobetonávek odpadlé (**obr. 4.24**). Ke vzniku těchto trhlin významně přispívá větší smršťování u mladší dobetonávky oproti smršťování u starší předpjaté konstrukce i poměrně malý objem koncových dobetonávek. Trhliny v tomto případě probíhají přímo pracovní spárou,
- g) pokud nedojde k dokonalému spojení starší a nověji betonované části, vyskytují se obdobné trhliny i v pracovních spárách konstrukcí betonovaných po částech – například mezi horním povrchem dolní desky a dolním okrajem navazující stěny (**obr. 4.25**) nebo mezi horním povrchem nosné konstrukce a monolitickou římsovou zídkou (**obr. 4.26**),
- h) zvláštním případem jsou příčné spáry mezi jednotlivými díly prefabrikovaných nosníků. Příčné spáry jsou buď širší (obvykle 40 mm) a vyplněné betonem (u nosníků z betonu C35/45 – zn. 500 byly spáry obvykle vyplněny betonem C28/35 – zn. 400) nebo jsou kontaktní a vyplněné epoxidem, který má ve spáře funkci těsnění. Pokud se v betonové výplni spár vyskytnou trhliny, jedná se o obdobu ohybových spár v monolitických konstrukcích. Kontaktní spáry někdy nejsou dokonale vyplněny epoxidem a ve spáře zůstávají volné mezery (**obr. 4.27**), které lze z hlediska možného ohrožení výztuže rovněž považovat za určitou obdobu ohybových trhlin,
- i) trhliny vzniklé následkem rozdílných účinků hydratačního tepla po tloušťce průřezu – vzhled viz **obr. 4.21**,
- j) trhliny vzniklé následkem působení hydratačního tepla a omezení volných přetvoření betonu nebo betonového prvku – například v okolí kabelových kanálků, mezi tuhými podporami, mezi jednotlivými díly konstrukce postupně betonované po částech apod.; tahová namáhání a trhliny od smršťování betonu a od účinků hydratačního tepla vznikají obdobně a zčásti současně a při prohlídce konstrukce je od sebe obvykle nelze oddělit.

## 3) Mezi trhliny vznikající následkem **poškození konstrukce a/nebo degradačních procesů** patří:

- a) trhliny způsobené korozi výztuže v důsledku zvětšování objemu korozních produktů oceli (**obr. 4.28**). Nebezpečí oddělování krycí vrstvy signalizují především trhliny, které probíhají rovnoběžně s pruty výztuže a mají stopy korozního zabarvení. V pokročilejším stadiu poruchy betonová krycí vrstva odpadne a výztuž je vystavena přímo účinkům okolního prostředí, čímž se její koroze ještě urychluje,
- b) trhliny způsobené **oslabením výztuže (betonářské i předpínací) korozi** – následkem menšího množství výztuže mohou vzniknout statické trhliny vlivem působení ohybového momentu, posouvající síly atd.,
- c) trhliny způsobené **korozí betonu** – v případě koroze I. a II. druhu se jedná spíše o „rozpad“ betonu v jeho objemu, v případě koroze III. druhu se vytvoří síť nepravidelných trhlin v důsledku rozpínavých procesů, které v něm probíhají,

- d) trhliny způsobené degradací betonu důsledku **alkalicko-křemičité reakce** – obr. 4.11. Na povrchu se účinky projevují hustou sítí trhlín směřujících do všech stran. Velmi často je okolí těchto trhlín tmavě zbarveno alkalicko-silikátovým gelem, který vzniká jako produkt reakce a kterým jsou obalena i jednotlivá zrna kameniva,
- e) trhliny způsobené únavou materiálu – jak betonu, tak výztuže (betonářské i předpínací, pak by byl průvodním jevem i pokles celkové předpínací síly). Projevy únavy betonu nebyly dosud příliš často pozorovány, obvykle ale zřejmě půjde spíše o „rozpad“ (drcení) betonu v jeho objemu. Následkem únavového porušení betonářské nebo předpínací výztuže bude snížení odolnosti konstrukce z hlediska namáhání, pro jehož zachycení byla daná výztuž určena. Výsledkem pak budou statické trhliny odpovídající danému způsobu namáhání, například trhliny ohybové, smykové apod.,
- f) trhliny vznikající vlivem **rozpínání ledu** po zmrznutí vody v dutinách konstrukcí s uzavřeným průřezem.



Obr. 4.22 – Železniční most přes Chodovskou ulici v Praze – trhliny podél kabelových kanálků vznikající následkem omezení volného smršťování betonu okolo kanálků; most v km 3,007 na TÚ 0206 Praha-Vršovice – Praha-Radotín



Obr. 4.23 – Železniční most přes Chodovskou ulici v Praze – trhliny podél kabelových kanálků vznikající následkem omezení volného smršťování betonu okolo kanálků – šikmá trhlina podél šikmého kabelu; most v km 3,007 na TÚ 0206 Praha-Vršovice – Praha-Radotín



Obr. 4.24 – Železniční most přes řeku Ostravici v Ostravě – trhliny mezi předpjatou nosnou konstrukcí a koncovými monolitickými dobetonávkami pro ochranu kotvě kabelů; most v km 32,544 na TÚ 2561 Polanka nad Odrou – Ostrava-Kunčice



Obr. 4.25 – Železniční most u Kralup nad Vltavou (součást přemostění Vltavy) – trhlina mezi povrchem dolní desky a navazující stěnou komorového průřezu; most v km 1,508 na TÚ 0821 Kralupy nad Vltavou – Neratovice



Obr. 4.26 – Železniční most přes řeku Ostravici v Ostravě – trhlinka mezi povrchem nosné konstrukce a navazující římsovou zídkou; most v km 32,544 na TÚ 2561 Polanka nad Odrou – Ostrava-Kunčice



Obr. 4.27 – Železniční most ve Veselí nad Lužnicí – příčná spára mezi jednotlivými díly prefabrikovaných nosníků nedokonalě vyplněná epoxidem; most v km 35,605 na TÚ 1781 Nemanice – Veselí nad Lužnicí



Obr. 4.28 – Železniční most u Moravského Berouna – trhlinky vzniklé v důsledku koroze výztuže a zvětšování objemu korozních produktů; most v km 36,651 na TÚ 2191 Olomouc–Krnov (opraveno)

Jako poruchu je možno označit trhlinku především v následujících případech:

- pokud šířka trhliny přesahuje maximální přípustnou hodnotu (pro různé případy bývá limitní šířka trhlin přibližně 0,1 až 0,3 mm – konkrétní hodnoty jsou uvedeny v normách a předpisech pro navrhování a posuzování konstrukcí),
- pokud jsou trhliny projevem negativních procesů a jevů – např. degradace betonu (alkalicko-křemičitá reakce, koroze betonu apod.) nebo koroze výztuže (zmenšení plochy výztuže a/nebo v důsledku zvětšování objemu korozních produktů), trhliny vznikající v důsledku zmrznutí vody v dutinách komorových nebo obdobně vylehčených průřezů apod.

Zatímco statické (konstrukční) trhliny se vyznačují poměrně uspořádaným rozmístěním (kolmo na směr rozhodujících tahových napětí – viz výše), trhliny technologické a zvláště trhliny vznikající v důsledku některých degradačních procesů (např. alkalicko-křemičitá reakce, koroze betonu III. druhu apod.) vytvářejí na povrchu konstrukce nepravidelnou a mnohdy i hustou síť.

Trhliny v nějaké formě jsou poměrně běžným jevem a samy o sobě obvykle nesnižují spolehlivost konstrukce. Trhliny šířky do 0,1–0,3 mm (podle typu konstrukce), u nichž nedochází k dalšímu rozšiřování, nebudou pro konstrukci pravděpodobně představovat závažný problém a postačí jejich sledování v rámci pravidelných prohlídek mostního objektu. Vždy je ale nutno posoudit výskyt trhlin z pohledu fungování konstrukce a požadavků na její další vlastnosti, spolehlivost a trvanlivost

Závažnější bývají především široké trhliny, jejichž šířka přesahuje hodnoty předepsané normami z hlediska omezení šířky trhlin (podle typu konstrukce a agresivity okolního prostředí se jedná o hodnotu cca 0,1–0,3 mm), trhliny s výrazným pohybem a trhliny vznikající následkem degradačních procesů. Přesto i zde mohou existovat výjimky – stanovení šířky trhlin při návrhu je relativně složitým a do značné míry ne zcela spolehlivě řešitelným problémem (vzhledem k řadě velmi nejistých vstupních veličin, které je nutno při návrhu uvažovat). Proto i u správně navržené a realizované konstrukce může dojít k ojedinělému výskytu nadměrně širokých trhlin. Ty by pak měly být bezodkladně opraveny, aby neohrožovaly trvanlivost konstrukce; další nebezpečí pro konstrukci ale nepředstavují. Pro každý takový případ by však mělo být určité provedeno odborné posouzení konstrukce, na jehož základě se rozhodne o dalším postupu.

#### 4.1.6. Koroze a mechanické porušení betonářské výztuže

Tato porucha se může vyskytovat na jakékoliv konstrukci z předpjatého (i železového) betonu.

Korozi výztuže lze rozdělit do následujících druhů:

- a) koroze rovnoměrná, která se projevuje na povrchu výztuže plynule a která způsobuje postupné zmenšování účinného průřezu výztuže,
- b) koroze bodová, která se projevuje v místech lokálního narušení ochranné pasivační vrstvy výztuže (např. v důsledku pronikání chloridů). Bodová koroze výztuže oslabuje její průřez a vytváří v ní vruby. Důsledky bodové koroze bývají vzhledem ke vzniku vrubů horší než důsledky rovnoměrné koroze.

Po vzniku koroze bývá porucha poměrně brzy viditelná na povrchu konstrukce, a je proto zjištělná vizuálně. Porucha se projevuje „prokreslením“ zkorodované výztuže na povrchu konstrukce, v dalších fázích (po vytvoření korozních produktů vyznačujících se výrazně větším objemem než původní ocel) také vznikem trhlin podél prutů výztuže a nakonec i odtržením krycí vrstvy.

Za závadu je ale možno označit stav, kdy výztuž sice ještě nezačala korodovat, nicméně pro korozi již byly vytvořeny podmínky, a to i pod krycí vrstvou betonu, která vypadá napohled neporušená. Důvodem může být například snížení  $pH$  betonu karbonatací nebo kontaminací chloridy. V této fázi by oprava konstrukce měla být nejlevnější – vytvoření podmínek pro korozi lze zjistit pomocí nepřímých metod (např. měřením elektrického odporu povrchové vrstvy betonu) nebo stanovením chemických parametrů betonu ( $pH$ , obsahu chloridů apod.).



Obr. 4.29 – Železniční most u Otvic – zkorodovaná betonářská výztuž „prokreslená“ na povrchu konstrukce; most v km 59,483 na TÚ 0602 Most–Chomutov

Jedná se o poměrně častou poruchu, která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv konstrukci z předpjatého (i železového) betonu. Vznik poruchy obvykle nesouvisí s provozem na (železničním) mostě.



Obr. 4.30 – Železniční most u Hluboček – odtržení krycí vrstvy výztuže v důsledku zvětšování objemu korozních produktů, výrazně zkorodovaná betonářská výztuž; most v km 12,897 na TÚ 2191 Olomouc–Krnov

Příčinou koroze a/nebo porušení betonářské výztuže může obvykle být:

- a) **nedostatečná krycí vrstva výztuže** (tato závada se vyskytuje prakticky na všech starších konstrukcích), případně odstraněná nebo nekompaktní betonová krycí vrstva v důsledku mechanického poškození (nárazu), nekvalitního probetonování, koroze výztuže apod. „Nedostatečnost“ krycí vrstvy se může projevit v zásadě dvěma způsoby – buď je v důsledku trhlin a/nebo velmi nekvalitního betonu umožněn prakticky přímý přístup vlhkosti a agresivních látek k výztuži, nebo je v důsledku příliš tenké a/nebo méně kvalitní krycí vrstvy zkrácena doba potřebná k tomu, aby karbonatace nebo nadměrný obsah chloridů dosáhl až k povrchu výztuže; zvyšuje tedy účinky vlivů uvedených dále pod body b) až d),
- b) **ztráta pasivační funkce betonu** v důsledku skutečnosti, že nadměrné snížení hodnoty  $pH$  (například vlivem karbonatace) dosáhlo až k výztuži,
- c) **působení agresivních látek** – například působení chloridů může urychlit různé druhy koroze,
- d) **působení bludných proudů** – protože koroze bývá obvykle elektrochemický proces, působení bludných proudů (stejnoseměrných) může korozi oceli významně podporovat a urychlovat,
- e) **mechanické poškození** bývá způsobeno nárazem do konstrukce, nejčastěji nárazem vozidla na komunikaci pod mostem (viz také kapitola 4.1.2),
- f) **únava výztuže** – únavové porušení konkrétního prvku (např. prutu betonářské výztuže) bývá křehké, tzn. rychlé a náhlé. Protože ale pravděpodobně nedojde k únavovému porušení většího počtu prutů ve stejném okamžiku, lze předpokládat, že by únavovému porušení železobetonové konstrukce jako celku předcházelo dostatečné varování v podobě nárůstu deformací a šířky trhlin.

Únavové namáhání betonářské výztuže v tlačných prvcích (tj. v pilířích, předpjatých konstrukcích apod.) je výrazně redukováno, zejména v případě, že nedochází vlivem působícího zatížení k rozevírání trhlin.

Jak bylo uvedeno v kapitole 4.1.2, podélná betonářská výztuž obvykle nemá u předpjatých konstrukcí přímý vliv na okamžitou spolehlivost v provozních stavech. Tento vliv však může mít příčná výztuž (navržená především pro přenesení příčného ohybu, příp. smyku). Na mezi únosnosti již může mít přímý vliv na spolehlivost konstrukce jak příčná, tak i podélná výztuž. Betonářská výztuž bývá rovněž důležitá pro omezení šířky trhlin, a má tedy vliv na trvanlivost konstrukce.

Jako doporučení pro provádění prohlídek mostů je možno uvést odhad, že porušení (tzn. výrazné korozní oslabení, přetržení, výrazné zdeformování apod.) maximálně tří prutů betonářské výztuže (nebo max. 5% plochy výztuže v příčném řezu) na jednom místě ještě nemá vliv na okamžité snížení spolehlivosti konstrukce. Při porušení většího počtu prutů výztuže již nelze tento vliv na spolehlivost vyloučit (při běžné osové vzdálenosti prutů výztuže cca 150 mm až 200 mm se pak jedná o nevyztuženou oblast o šířce cca 0,50 m–0,75 m). Lze říci, že závažnější bývá bodová koroze, která kromě zmenšení průřezu výztuže v ní navíc vytváří vruby, a tím snižuje její únavovou odolnost.

Výztuž by neměla v žádném případě zůstat odhalená delší dobu, protože vlivem přístupu vlhkosti a případně i agresivních látek pokračuje její koroze. Lze konstatovat, že čím déle bude výztuž korodovat, tím větší bude vliv poruchy na stav mostní konstrukce a tím náročnější potom bude i její oprava. Pokud je betonářská výztuž již oslabena, je obvykle nutno ji v rámci opravy konstrukce doplnit, případně zesílit. Pokud je krycí vrstva již zkarbonatovaná a/nebo kontaminovaná chloridy, je nutno v rámci opravy konstrukce vyřešit i tento problém (např. odstraněním krycí vrstvy a realizací nové, s použitím sanačních materiálů atd.).

#### 4.1.7. Koroze a mechanické poškození předpínací výztuže (kromě poruchy kotvení)

Korozi výztuže lze rozdělit do následujících druhů:

- koroze rovnoměrná, která se projevuje na povrchu výztuže plynule a způsobuje postupné zmenšování účinného průřezu výztuže,
- korozní praskání, které je specifické, se projevuje v místech lokálního narušení ochranné pasivační vrstvy výztuže (např. v důsledku pronikání chloridů). Bodová koroze výztuže oslabuje její průřez a vytváří v ní vruby. Důsledky bodové koroze proto bývají horší než důsledky rovnoměrné koroze,
- mezikrystalová koroze, která je specifická pro předpínací výztuž, vyznačuje se nečekaným a často katastrofickým projevem. Vzniku korozního praskání by se však mělo zabránit řádným provedením příslušných zkoušek před zabudováním výztuže do konstrukce a důkladnou ochranou předpínací výztuže proti působení vnějšího prostředí.

S touto poruchou úzce souvisí i porucha kotvení předpínací výztuže. Pro specifické projevy a důsledky je však tato porucha zpracována samostatně v kapitole 4.1.8.



Obr. 4.31 – Železniční estakáda u Chabařovic – odhalené kabelové kanálky; most v km 10,798 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most



Obr. 4.32 – Železniční most přes silnici I/19 v Leskovicích – koroze obnažené betonářské výztuže a předpínací výztuže (kabel z patentovaných drátů) v otevřeném kabelovém kanálku; most v km 31,877 na TÚ 1851 Horní Cerekev – Tábor

Po vzniku koroze (kromě korozního praskání) může být porucha viditelná na povrchu konstrukce, a tím i zjištělná vizuálně. Zejména u dodatečně předpjatých konstrukcí je však její včasná vizuální detekce komplikována tím, že předpínací výztuž je vedena v kabelových kanálcích a bývá umístěna ve větší hloubce pod povrchem betonu, a může tedy po určitou dobu probíhat prakticky nepozorovaně. Porucha se může projevit tím, že z konstrukce vytéká voda zbarvená korozí, případně i „prokreslením“ zkorodované výztuže (např. předem napínané předpínací výztuže, kanálků dodatečně napínané předpínací výztuže atd.). V dalších fázích (po vytvoření korozních produktů vyznačujících se výrazně větším objemem než původní ocel) se (opět spíše u předem napínané výztuže, která není vedena v kabelovém kanálku a bývá umístěna blíže k povrchu betonu) může projevit také vznikem trhlin podél výztuže a nakonec i odtržením krycí vrstvy. Zejména koroze dodatečně napínané předpínací výztuže umístěné v kabelových kanálcích (například v případě jejich nekvalitního zainjektování) však může probíhat dlouhodobě bez viditelných vnějších projevů.



Dalším typem poruchy je mechanické poškození předpínací výztuže, například vozidlem projíždějícím pod mostem – taková porucha je viditelná ihned.

Za závadu je ale možno označit už i stav, kdy výztuž sice ještě nezačala korodovat, ale pro korozi již byly vytvořeny podmínky – buď v důsledku nekvalitně zainjektovaných kabelových kanálků a případně i souvisejícího zatékání do nich, nebo v důsledku postupného snižování pasivační funkce krycí betonové vrstvy vlivem poklesu  $pH$  (následkem karbonatice betonu). V této fázi by oprava konstrukce byla zřejmě nejlevnější – snížení pasivační funkce krycí vrstvy lze zjistit pomocí nepřímých metod (např. měřením elektrického odporu povrchové vrstvy betonu) nebo stanovením chemických parametrů betonu ( $pH$ , obsahu chloridů apod.). Je také možno monitorovat průnik chloridů k výztuži (např. metodou CPMP). Nekvalitně zainjektované kabelové kanálky je možno zjistit pomocí endoskopu, pomocí ultrazvukových nebo radiografických metod, přenosným radarem, vrtanou sondou, lokálním odsekáním povrchu betonové konstrukce apod.

Zvláštním případem je korozní praskání předpínací výztuže, které probíhá skrytě a projeví se až porušením předpínacího prvku, v extrémním případě poškozením předpjaté konstrukce. V současné době se předpínací výztuže z tohoto hlediska kontrolují a podle dostupných informací zřejmě ani v minulosti u nás nebyly předpínací výztuže náchylné k tomuto typu koroze pro mostní konstrukce použity. V současné době je tedy nutno především zabránit případnému započítí korozního praskání předpínací výztuže její důkladnou ochranou – korozi napomáhá například přítomnost chloridů. Předpínací výztuž (ani kanálky) by tedy i z tohoto důvodu neměla po poškození kabelových kanálků nebo krycí vrstvy zůstat dlouho odhalená. Pro detekování případného porušení předpínacích prvků lze konstrukci (i stávající) osadit například systémem pro sledování akustické emise. Projevem narušení většího množství předpínací výztuže by byly trhliny (především ohybové a/nebo smykové), nárůst deformací apod.

Jedná se o poruchu (kromě korozního praskání), která se může vyskytnout prakticky na jakékoliv konstrukci z předpjatého betonu. Vznik poruchy obvykle nesouvisí s provozem na mostě. Naopak ke koroznímu praskání dochází zcela výjimečně.

Příčinou **korozí** a/nebo **porušení** předpínací výztuže může být:

- a) **nedostatečná krycí vrstva výztuže**, případně odstraněná nebo nekompaktní betonová krycí vrstva v důsledku mechanického poškození (nárazu), nekvalitního probetonování apod. Nedostatečná krycí vrstva urychluje působení nepříznivých vlivů, uvedených dále v bodech b) až e),
- b) **ztráta pasivační funkce betonu a/nebo injektážní malty** v důsledku nadměrného snížení hodnoty  $pH$  (například vlivem karbonatice),
- c) nekvalitně provedená injektáž kabelového kanálku,
- d) působení agresivních látek,
- e) působení bludných proudů,
- f) mechanické poškození bývá způsobeno nárazem do konstrukce, nejčastěji nárazem vozidla na komunikaci pod mostem (viz také kapitola 4.1.2),
- g) únava výztuže – únavové porušení konkrétního prvku (např. drátu, tyče, případně lana předpínací výztuže) bývá křehké, tzn. rychlé a náhlé. Protože ale pravděpodobně nedojde k únavovému porušení většího počtu prvků ve stejném okamžiku, lze předpokládat, že by únavovému porušení předpjaté konstrukce jako celku předcházelo dostatečné varování v podobě nárůstu deformací a šířky trhlin.

Pokud se v průřezech konstrukce neotvírají v důsledku zatížení trhliny (tzn. pokud průřez zůstává tlačem), nebývá namáhání na únavu výrazné.

**Předpínací výztuž má zásadní význam pro spolehlivost nosné konstrukce vyrobené z předpjatého betonu.** V každém případě je nutno považovat korozi i mechanické poškození předpínací výztuže za poruchu zcela zásadního významu. Poruchu je nutno bez odkladu odborně posoudit a stanovit další postup.

O mimořádně závažnou poruchu se zcela jistě jedná v případě, že jsou na konstrukci viditelné známky jejího přetížení, jako jsou široké trhliny (přes cca 0,1 až 0,3 mm – podle typu konstrukce), nárůst průhybů, příp. i drcení betonu apod.

#### 4.1.8. Porucha kotev předpínací výztuže

Tato porucha se může vyskytovat na jakékoliv konstrukci z dodatečně předpjatého betonu. U předem předpjatého betonu je předpínací výztuž kotvena soudržností; pokud by zde došlo k poruše, jednalo by se o korozi nebo mechanické porušení předpínací výztuže, příp. poškození betonu – viz kapitola 4.1.7 a 4.1.2. Pro úplnost je v této kapitole kotvení výztuže předem předpjatých konstrukcí rovněž uvedeno.

I u dodatečně předpjatých konstrukcí koroze nebo mechanické poškození předpínací výztuže s poruchou kotvení úzce souvisí. Pro specifické projevy a důsledky je však tato porucha zpracována samostatně v kapitole 4.1.7.

Konkrétní stav výztuže a injektáže kanálku u kotvy bývá nutno zjistit speciálními diagnostickými metodami (například prohlídkou vnitřního prostoru kabelového kanálku pomocí endoskopu, ultrazvukovými nebo radiografickými metodami, vrtanou sondou, lokálním odsekáním betonu apod.). Prvotní diagnostika poruchy kotvení může být v některých případech provedena a porucha zjištěna i vizuální prohlídkou. Účinnost prohlídky ale do určité míry závisí na konečné úpravě kotev po předepnutí výztuže a zainjektování kabelových kanálků. Používané možnosti jsou především následující:

- ponechání kotvy na povrchu konstrukce – viz obr. 4.33. Při této úpravě je kotva snadno kontrolovatelná a vizuálně může být zjištěna i případná absence předpínací výztuže, kotva je však velmi málo chráněná proti účinkům vnějšího prostředí (je chráněna pouze nátěrem, pokud byl proveden) a dnes by takové řešení nemělo být použito,



Obr. 4.33 – Železniční most u Pustovět – odhalená a korodující kotva s předpínací výztuží; most v km 34,516 na TÚ 0761 Beroun–Rakovník



Obr. 4.34 – Železniční most u Kotojed – kotvy v místě poškozené koncové monolitické dobetonávky; most v km 3,214 na TÚ 2122 Kroměříž–Zborovice

- překrytí celého kotevního čela monolitickou dobetonávkou – kotvy jsou chráněny monolitickým železobetonem, často zde ale dochází k poruchám. Dobetonávky bývají porušeny trhlinami, části dobetonávek jsou odpadlé, často zde dochází k zatékání dilatačními spárami nad podpěrami (obr. 4.34),



Obr. 4.35 – Železniční most v Březnu u Chomutova – kotvy předpínacích kabelů (se soudržností) v čele nosné konstrukce. Po napnutí a zainjektování kabelů byly kotvy zabetonovány. Zejména u kabelů bez soudržnosti („volných kabelů“) bývá ponechána víčka kotev přístupná pro zachování možnosti snadné výměny kabelů; most v km 0,425 na TÚ 0101 Praha–Chomutov

- dnes bývají kotvy umístěny do „kapes“ v kotevním čele nosné konstrukce (**obr. 4.35**). Kotvy kabelů se soudržností bývají nakonec obvykle zabetonovány (**obr. 4.36**), méně často bývají pouze zakryty víčky s protikorozní ochranou – v principu se jedná o obdobné řešení jako na **obr. 4.35**. Naopak u kabelů bez soudržnosti bývají ponechána víčka přístupná, aby se umožnila případná snadná výměna kabelů v budoucnosti,
- na **obr. 4.37** je uvedeno kotevní čelo předem předpjaté konstrukce s vyčnívajícími konci předpínací výztuže. Viditelná výztuž by zde měla být chráněna proti korozi alespoň nátěrovým systémem.



Obr. 4.37 – Železniční most přes řeku Chomutovku v Chomutově – čelo předem předpjaté konstrukce s viditelnými konci předpínací výztuže; most v km 0,593 na TÚ 0636 Chomutov-město – Chomutov-seřaďovací nádraží

Obr. 4.36 – Čelo (dvoutrámové) nosné konstrukce se zabetonovanými kotvami předpínacích kabelů se soudržností – na obrázku vlevo; vpravo je závěrná zídka

Poruchu kotvení mohou při vizuální prohlídce signalizovat následující průvodní jevy v oblasti kotvení:

- a) mokré, zkorodované, příp. i mechanicky poškozené kotvy,
- b) viditelná absence předpínací výztuže v kotvě,
- c) korozi zbarvená voda vytékající z kotev, kanálků nebo trhlin v konstrukci,
- d) u předem předpjatých konstrukcí výrazné korozní úbytky předpínací výztuže zasahující do betonové konstrukce, trhliny v betonu a/nebo odpadlé části betonové konstrukce v kotevní oblasti,

nebo mimo vlastní oblast kotvení, kdy se na konstrukci nepříznivě projeví pokles předpínací síly – obvykle tak, že jsou v konstrukci:

- e) smykové trhliny (viz též kapitola 4.1.5). Pokud je konstrukce předepnuta pomocí předpínací výztuže se soudržností a pokud byly kabelové kanálky kvalitně zainjektovány cementovou maltou, bude vlivem poruchy kotvení vyřazena z funkce pouze část výztuže navazující na kotvení, zatímco ve větší vzdálenosti od kotvy se porucha neprojeví (u kvalitně zainjektovaného kanálku lze předpokládat, že předpínací síla se do konstrukce vnesla soudržností). Vzdálenější oblasti konstrukce by tedy touto poruchou neměly být dotčeny, pokles předpínací síly se však může projevit u podpěry přilehlé ke kotvám, kde způsobí nárůst napětí v hlavním tahu a vznik smykových trhlin,

f) ohybové trhliny (viz též kapitola 4.1.5). Vážná je **porucha kotvy u nesoudržné předpínací výztuže** (v mostním stavitelství se obvykle jedná o tzv. „volné kabely“), kdy následkem poruchy kotvy dojde k vyřazení celého předpínacího prvku (kabelu, případně tyče). Obdobné účinky mohou nastat i v případě, kdy předpínací výztuž se soudržností (resp. výztuž, u které se soudržnost předpokládala) se nachází v nekvalitně zainjektovaném kanálku. V důsledku této skutečnosti může dojít k určitému snížení soudržnosti výztuže s betonem a k poklesu předpínací síly na větší délce předpínacího prvku, následkem čehož dojde ke vzniku nejen smykových, ale i ohybových trhlin.

Předpínací výztuž, včetně kotvení, má zásadní význam pro spolehlivost nosné konstrukce vyrobené z předpjatého betonu. V každém případě je nutno považovat poškození předpínací výztuže i poškození kotvení za poruchu zcela zásadního významu. Poruchu je nutno bez odkladu odborně posoudit a stanovit další postup.

#### 4.1.9. Vliv poruch dalších částí mostu na stav nosné konstrukce

Tyto poruchy se obecně mohou vyskytovat na jakékoliv konstrukci z předem i z dodatečně předpjatého betonu. Porucha dalších částí mostu může mít buď přímý a okamžitý vliv na spolehlivost konstrukce (např. porucha ložisek), může patřit k počátečním příčinám degradace hlavní nosné konstrukce (např. porucha systému vodotěsné izolace), nebo může představovat ohrožení prostoru pod mostem (např. porucha kotvení římsových konzol k nosné konstrukci).

K poruchám uvedeného typu patří:

- poškození systému vodotěsné izolace, těsnění dilatačních spár a poškození mostních závěrů (**obr. 4.38, 4.39 a 4.40**),
- poškození říms (římsových konzol – monolitických i prefabrikovaných) a jejich kotvení k nosné konstrukci, **obr. 4.38, 4.39, 4.43**),
- poškození ložisek a uložení NK (**obr. 4.40**),
- přetížení konstrukce kolejovým ložem o zvětšené tloušťce (**obr. 4.42**),
- nedodržení požadavků na maximální přípustnou vzdálenost mezi osou koleje a osou nosníku.

V této kapitole se nezabýváme poruchami, které nemají podstatný vliv na zatížitelnost nosné konstrukce nebo celého objektu (např. poškození zábradlí) ani poruchami spodní stavby.

Detekce poruchy závisí na jejím druhu:

- poškození systému vodotěsné izolace se projevuje viditelnými známkami zatékání do konstrukce, mezi které patří vlhké oblasti na konstrukci, vyluhování pojiva, degradace betonu, viditelné známky koroze výztuže apod.,
- poškození v oblasti mostních závěrů a jejich funkce může zahrnovat jejich zablokování (například zrny šterku zapadanými do pohyblivých mezer v závěru). Zejména u opěr založených na jedné řadě pilot někdy dochází k naklonění opěry a jejímu zapření o čelo nosné konstrukce. Hlavní nosná konstrukce pak bývá v těchto případech namáhána dalšími silami, na které nebyla dimenzována. U mostních závěrů (včetně překrytí dilatačních spár např. pásy plechu) může také dojít k jejich porušení, způsobujícímu zatékání do prostoru v místě ukončení nosné konstrukce a k degradaci přilehlých konstrukcí,
- poškození říms může vést k mechanickému poškození navazující části nosné konstrukce a velmi často vede k porušení systému vodotěsné izolace, k zatékání do konstrukce a k degradaci nosné konstrukce. Typickým příkladem je porušení v oblasti prefabrikovaných konzol KO-1 a KO-2. Poškozené kotvení říms a konzol může vést až k jejich pádu z mostu a ohrožení prostoru pod mostem. Během prohlídky je nutno zaznamenat i případné vyklánění jednotlivých dílů konzol, které může s poruchou kotvení souviset,
- poškození ložisek může zahrnovat vliv zatékající vody a korozi ložisek, zvýšení tření v ložisku vlivem koroze nebo nadměrného znečištění, mechanické poškození ložisek případně spojené i se svislými poklesy podporované konstrukce, vysunutí ložisek mimo maximální dosah apod.,
- pokud obetonování kotev vyplňuje celý prostor mezi čelem konstrukce a závěrnou zídou, brání volným dilatačním posunům nosné konstrukce,
- přetížení konstrukce kolejovým ložem se projevuje zvýšením povrchu kolejového lože, které bývá viditelné v porovnání s výškou říms, dolní části zábradlí apod.,
- odchylka polohy osy koleje uvažovaná podle ČSN při návrhu mostu je 80 mm, podle typových podkladů jednotlivých nosníků může být i jiná. Větší posun osy koleje může znamenat větší namáhání jednotlivých částí nosné konstrukce (např. u nosných konstrukcí složených ze dvou nosníků pod jednou kolejí).

Veškeré uvedené poruchy jsou obvykle vizuálně zjištěitelné již velmi brzy po jejich vzniku.

Závažnost rovněž závisí na druhu poruchy, která se na konstrukci vyskytuje:

- poškození systému vodotěsné izolace nezpůsobí snížení spolehlivosti okamžitě, způsobuje však zatékání do konstrukce a její degradaci, což postupně vede i ke snížení její spolehlivosti (viz kapitola 4.1.3),
- poškození říms opět vede nejčastěji k degradaci konstrukce vlivem zatékání, což má v průběhu času vliv na spolehlivost konstrukce. Poškozené kotvení říms a konzol může vést i k jejich pádu z mostu a k ohrožení prostoru pod mostem,
- poškození ložisek se může projevit více způsoby – v případě jejich mechanického poškození dojde k poklesu konstrukce a k jejímu okamžitému namáhání silami, na které nebyla dimenzována. Současně dojde k zablokování jejich pohybu, obdobně jako v případě jejich nadměrné koroze, znečištění nebo překročení maximálních možných posunů. Ve všech těchto případech dochází ke vzniku vodorovných sil (v případě poklesů i sil ve svislém směru), na které nebyla konstrukce navržena a které vedou ke snížení její spolehlivosti,
- pokud obetonování kotev vyplní celou šířku mezery mezi čelem nosné konstrukce a závěrnou zídou, zamezí volným dilatačním posunům, což v konstrukci vyvolá síly, jež mohou převyšovat hodnoty, na které byla konstrukce navržena,
- poškození mostních závěrů (včetně dilatačních spár a jejich překrytí) vede k okamžitému snížení spolehlivosti v případě jejich zablokování, protože konstrukce je namáhána silami, na které nebyla navržena. V případě, že jsou mostní závěry porušeny tak, že dochází k zatékání do konstrukce, je důsledkem i její postupná degradace a snížení její spolehlivosti,
- přetížení konstrukce nadměrnou tloušťkou kolejového lože vede k okamžitému snížení její zatížitelnosti a často i přechodnosti v rozsahu, který závisí na hodnotě tohoto přetížení.

Uvedené poruchy by neměly v žádném případě zůstat delší dobu bez opravy, protože stav konstrukce se může pouze zhoršovat. Lze konstatovat, že čím déle bude porucha působit, tím horší bude mít vliv na spolehlivost konstrukce a tím náročnější bude i následná oprava. Jako doporučení lze konstatovat, že oprava systému vodotěsné izolace a v běžných případech i oprava mostních dilatačních závěrů by měla proběhnout maximálně do jednoho roku po zjištění poruchy; podstatná porucha ložisek by však měla být odstraněna prakticky okamžitě (může si dokonce vyžádat i dočasné zastavení provozu na mostě). Tloušťku kolejového lože nebo polohu osy koleje zřejmě nebude možné snadno upravovat, mělo by však být provedeno posouzení konstrukce, na jehož základě by bylo navrženo řešení (například snížení rychlosti přidružené k třídě přechodnosti).



Obr. 4.38 – Železniční most přes silnici III. třídy a potok Bys-třice v obci Kozlíky – poškození systému vodotěsné izolace, degradace betonu a koroze výztuže monolitické římsy i nosné konstrukce; most v km 12,805 na TÚ 0661 Ústí nad Labem – Bílina



Obr. 4.39 – Železniční estakáda u Chabařovic – poškození systému vodotěsné izolace, degradace betonu a koroze výztuže prefabrikované konzoly i nosné konstrukce; most v km 10,037 na TÚ 0591 Ústí nad Labem – Most



Obr. 4.40 – Železniční most u Kotojed – zatékání na úložný práh (porušeným mostním závěrem), degradace betonu, koroze výztuže, koroze a znečištění ložisek, odtržená monolitická dobetonávka; most v km 3,214 na TÚ 2122 Kroměříž–Zborovice



Obr. 4.41 – Železniční most ve Veselí nad Lužnicí – obetonování kotev předpínací výztuže vyplňující celou mezeru mezi čelem nosné konstrukce a závěrnou zídou; most v km 35,605 na TÚ 1781 Nemanice – Veselí nad Lužnicí



Obr. 4.42 – Železniční most přes potok Hačka u Spořic – přetížení mostu navýšeným kolejovým ložem; most v km 126,272 na TÚ 0112 Chomutov–Cheb



Obr. 4.43 – Korozí oslabené kotvení konzoly KO-1

## 5. Projekt Správy železnic – Diagnostika a statické posouzení železničních mostů s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu

Systematické posuzování mostů je jedním z faktorů determinujících optimální fungování správy mostů (viz Program stabilní provozuschopnosti železničních mostů 2021–2025). Pro dlouhodobé zajišťování provozuschopnosti mostů v potřebných provozních parametrech je to klíčová bezpečnostní garance. V roce 2018 byl v reakci na kolapsy konstrukcí z předpjatého betonu v Evropě i v ČR z preventivních důvodů a v návaznosti na požadavek ministra dopravy zahájen speciální program, jehož cílem bylo podrobit všechny železniční mosty s tímto typem nosné konstrukce nadstandardnímu rozsahu mimořádných prohlídek.

Mimořádné prohlídky 167 železničních mostů s nosnými konstrukcemi z předpjatého betonu byly prováděny vlastními zaměstnanci Správy železnic a dokončeny byly v říjnu 2018. Na základě toho pak bylo vytipováno 63 mostů, které je nutno prověřit podrobněji, tedy provést diagnostiku a statické posouzení. Výběr mostů k podrobné diagnostice a přepočtům byl učiněn především s ohledem na aktuální stavební stav, ale částečně také se záměrem posoudit co nejvíce různých typů konstrukcí z předpjatého betonu historicky na české železnici použitých.

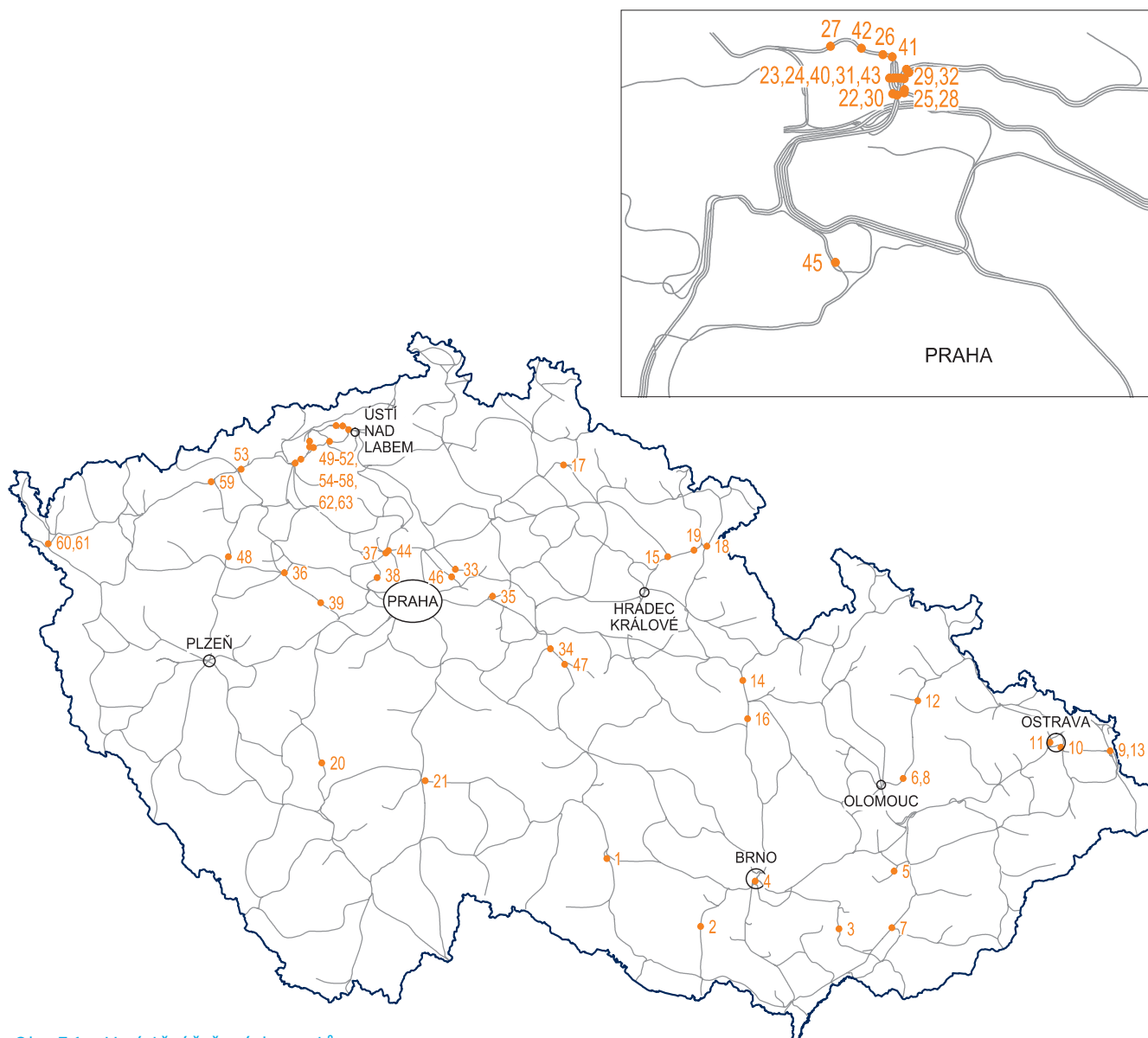
Z kapacitních i rozpočtových důvodů byl projekt rozdělen na 2 etapy, 34 a následně 29 mostů. Odbornou metodiku pro diagnostiku i pro statické posuzování zpracoval O13 GŘ. Na řešení projektu se podílely společnosti Kloknerův ústav a Fakulta stavební ČVUT v Praze, Pontex, s.r.o., Inset, a.s., SHP TS, s.r.o. a Mott MacDonald CZ, s.r.o. Přehled mostů je uveden v následujících tabulkách a zobrazen v přehledné mapce.

Tab. 5.1 – Seznam všech mostů

ČÍSLO MOSTU	OBLAST	OŘ	AKCE	NÁZEV MOSTU	TÚ	KM	NOSNÍKY
1	Morava Slezko	BR	BR 1	Čechočovice	1201	163,119	MPD
2	Morava Slezko	BR	BR 1	Rakšice	1271	117,848	MPD
3	Morava Slezko	BR	BR 1	Bohuslavice u Kyjova	2302	59,006	KDP-15
4	Morava Slezko	BR	BR 2	Brno-Černovice	2005	3,541	KT-27
5	Morava Slezko	OL	OL 1	Kotojedy	2122	3,214	KT-18
6	Morava Slezko	OL	OL 1	Hlubočky	2191	12,836	ŽB + KDP-10,5
7	Morava Slezko	OL	OL 1	Staté Město	2401	137,608	atyp, prefa, komora
8	Morava Slezko	OL	OL 2	Hlubočky	2191	12,897	KDP-13,5
9	Morava Slezko	OV	OV 1	Malý Gagarin	2521	5,754	I
10	Morava Slezko	OV	OV 1	Frýdecká	2561	31,963	KT-24
11	Morava Slezko	OV	OV 2	Most přes Mlýnku	1891	260,983	MPD
12	Morava Slezko	OV	OV 2	Bruntál	2191	62,355	PSKT-27
13	Morava Slezko	OV	OV 2	Velký Gagarin	2521	5,872	I
14	Čechy	HK	HK 1	Hylváty	1501	252,986	I
15	Čechy	HK	HK 1	Jaroměř	1601	41,301	atyp, prefa, komora
16	Čechy	HK	HK 1	Lačnov	2002	232,825	KT-21
17	Čechy	HK	HK 2	Železný Brod	1051	109,568	atyp, monolit
18	Čechy	HK	HK 2	Vysokov	1561	55,340	atyp, monolit
19	Čechy	HK	HK 2	Česká Skalice	1651	12,826	KDP-15
20	Čechy	PZ	PZ 2	Most u Třebešova	0281	32,312	KT-24
21	Čechy	PZ	PZ 2	Tábor	1851	67,750	MT
22	Čechy	PH	PH 1	Sokolovská	0781	0,230	KT-21

23	Čechy	PH	PH 1	Na Žertvách	0781	0,424	KT-21
24	Čechy	PH	PH 1	Na Žertvách	0782	0,424	KT-21
25	Čechy	PH	PH 1	Sokolovská	0791	0,397	atyp, monolit
26	Čechy	PH	PH 1	Primátorská	0791	1,575	KT-27
27	Čechy	PH	PH 1	Holešovice přes Vltavu	0791	3,346	atyp, monolit
28	Čechy	PH	PH 1	Sokolovská	0792	0,230	atyp, monolit
29	Čechy	PH	PH 1	Čuprova	0792	0,748	KT-21
30	Čechy	PH	PH 1	Sokolovská	0901	4,723	KT-21
31	Čechy	PH	PH 1	Žertvy	0901	4,928	KT-21
32	Čechy	PH	PH 1	Čuprova	0901	5,265	KT-21
33	Čechy	PH	PH 1	Stará Boleslav	0921	348,054	MPD
34	Čechy	PH	PH 1	Kutná Hora	1201	287,291	atyp, prefa, komora
35	Čechy	PH	PH 1	D11	1512	2,227	KT-21
36	Čechy	PH	PH 2	Rakovník	0171	8,110	atyp, prefa, komora
37	Čechy	PH	PH 2	Mikovice	0691	1,842	KT-18
38	Čechy	PH	PH 2	Středokluky	0742	28,063	atyp, prefa, parapet
39	Čechy	PH	PH 2	Žloutkovice	0761	12,884	atyp, prefa, komora
40	Čechy	PH	PH 2	Na Žertvách	0791	0,588	MT
41	Čechy	PH	PH 2	Libeň	0791	1,225	I + KT-27 + ŽB
42	Čechy	PH	PH 2	Bulovka	0791	2,502	KDP-15
43	Čechy	PH	PH 2	Na Žertvách	0792	0,424	MT
44	Čechy	PH	PH 2	Kralupy	0801	437,638	MT
45	Čechy	PH	PH 2	Odstav. nádr. Praha Jih	0894	1,150	atyp, prefa, deska
46	Čechy	PH	PH 2	Čelákovice	0911	5,703	MT
47	Čechy	PH	PH 2	Čáslav	1201	277,650	ŽB + MPD
48	Čechy	UL	UNL 1	Petrohrad	0502	163,233	atyp, prefa, deska
49	Čechy	UL	UNL 1	Obrnice	0591	1,067	atyp, prefa, parapet
50	Čechy	UL	UNL 1	Staré Předlice	0591	5,428	MZD + KT-27
51	Čechy	UL	UNL 1	Chabařovice	0591	10,037	KT-24
52	Čechy	UL	UNL 1	Chotějovice	0591	31,446	KT-24
53	Čechy	UL	UNL 1	Chomutov	0602	63,727	PSKT-21
54	Čechy	UL	UNL 1	Velvěty	0661	12,805	T-66
55	Čechy	UL	UNL 1	Hostomice	0661	21,129	T-66
56	Čechy	UL	UNL 1	Hostomice	0661	21,627	T-66
57	Čechy	UL	UNL 1	Hostomice	0661	21,704	T-66
58	Čechy	UL	UNL 1	Želénky	0591	28,440	atyp, monolit
59	Čechy	UL	UNL 2	Chomutov	0112	139,173	KDP-6 + KDP-12
60	Čechy	UL	UNL 2	Cheb	0203	236,896	MPD
61	Čechy	UL	UNL 2	Cheb	0203	236,898	MPD
62	Čechy	UL	UNL 2	Chabařovice	0591	8,035	MZD + KT-24
63	Čechy	UL	UNL 2	Bílina	0591	39,043	MPD





Obr. 5.1 – Umístění řešených mostů

## 5.1. Sumarizace a analýza výsledků diagnostických průzkumů

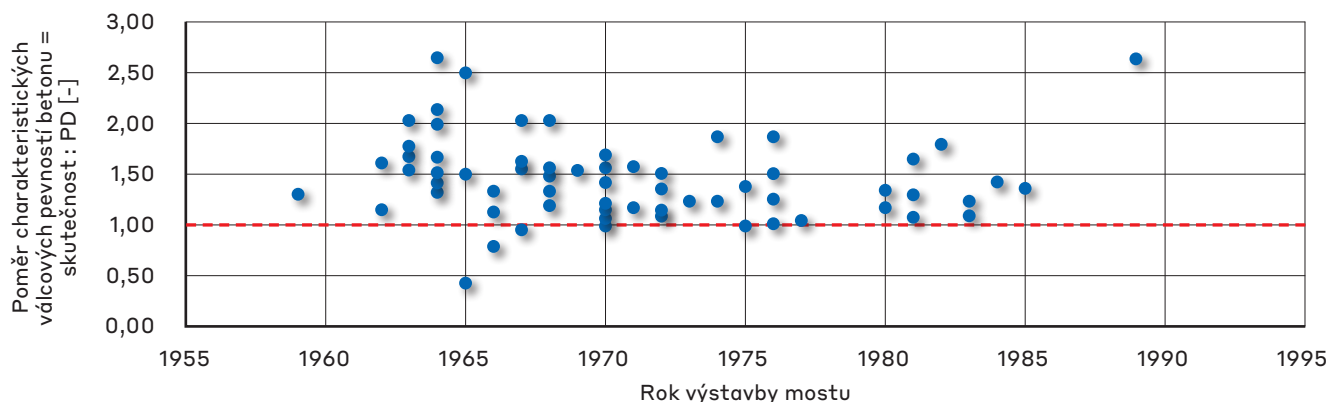
Výsledky provedených diagnostických průzkumů byly po dokončení celé akce podrobně analyzovány a byly vyhodnoceny jejich poznatky, a to jak materiálové vlastnosti, tak výsledky diagnostických sond. Výsledky jsou shrnuty v následujících kapitolách.

### 5.1.1. Zkouška pevnosti betonu v tlaku

Jde o základní zkoušku pro stanovení pevnosti betonu. Před provedením destruktivní tlakové zkoušky betonu jsou všechny vývrty zařízeny a zabroušeny (tzv. zakončovány), což je nezbytné pro korektní výsledek zkoušky a předejití nepovolenému způsobu porušení nebo nízké hodnoty pevnosti. Poté jsou vzorky umístěny do zatěžovacího stroje a následně probíhá zkoušení jednotlivých vývrťů v souladu s normou ČSN EN 12504-1 [3-54]. Po dosažení únosnosti musí být posouzen způsob porušení dle ČSN EN 12390-3 [3-53], v případě, že je způsob porušení nevyhovující, musí se tato skutečnost zaznamenat.

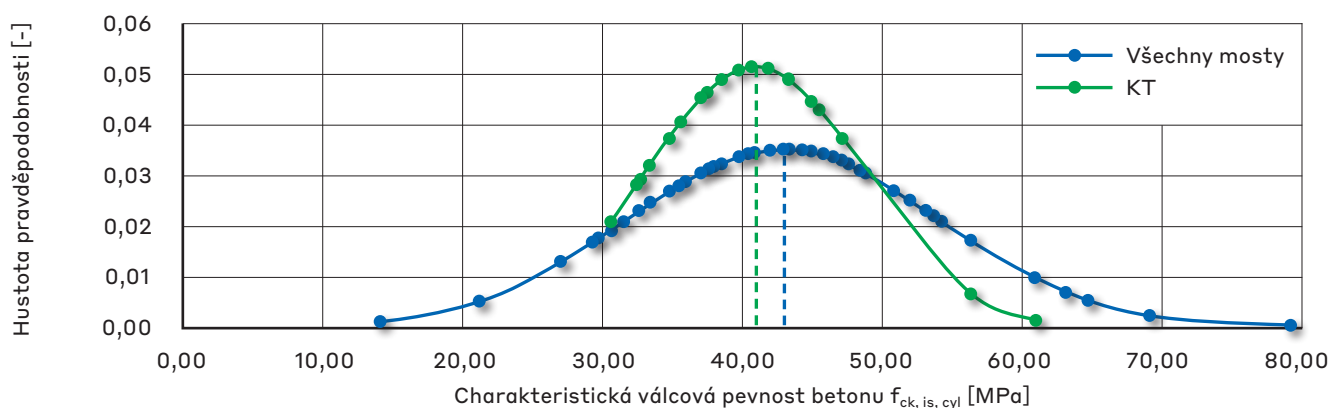
Zjištěná pevnost na vývrťu  $f_{ck,core}$  se převede na válcovou pevnost  $f_{ck,cyl}$ , která je závislá na štíhlosti a průměru vývrťu. Válcovou pevnost lze poté ještě převést na pevnost krychelnou  $f_{ck,cube}$  pomocí převodního součinitele, který klesá se zvyšující se válcovou pevností. Pokud je výška vývrťu rovna průměru vývrťu, lze zjištěnou pevnost na vývrťu uvažovat jako krychlenou pevnost.

Na základě válcové nebo krychelné pevnosti se provede stanovení charakteristické tlakové pevnosti betonu v konstrukci  $f_{ck,is,cyl}$  nebo  $f_{ck,is,cube}$  v souladu s ČSN EN 13791 [3-60]. Dle této normy je poté provedeno zatřídění betonu do příslušné pevnostní třídy.



Obr. 5.2 – Poměr charakteristické válcové pevnosti skutečné a dle PD v závislosti na roce výstavby

Na obr. 5.2 je uveden poměr charakteristické válcové pevnosti zjištěné destruktivní zkouškou na vývrtech a pevnosti předepsané původní dokumentací (PD). Z grafu vyplývá, že na většině mostů je skutečná tlaková pevnost vyšší než pevnost, kterou předepisovala PD.



Obr. 5.3 – Normální rozdělení charakteristické válcové pevnosti betonu

Na obr. 5.3 je uvedeno normální rozdělení charakteristické válcové pevnosti betonu všech mostů a poté zvlášť pro mosty, jejichž nosná konstrukce (NK) je tvořena dodatečně předepnutými komorovými nosníky KT, což je zhruba jedna třetina všech posuzovaných mostů.

Na rozdíl od grafu uvedeného výše není v tomto grafu zohledněn předepsaný materiál, který byl pro monolitické konstrukce standardně B 400 (C 30/37) a pro prefabrikáty B 500 (C 35/45 nebo C 40/50) nebo B 600 (45/55 nebo C 50/60).

## 5.1.2. Stanovení objemové hmotnosti betonu

Na odebraných jádrových vývrtech je mimo mechanických vlastností jako pevnost betonu v tlaku také stanovována objemová hmotnost betonu. Na základě objemové hmotnosti lze dle ČSN EN 206+A1 [3-23] určit druh betonu:

- lehký beton – objemová hmotnost <2000 kg/m<sup>3</sup>
- obyčejný beton – objemová hmotnost 2000–2600 kg/m<sup>3</sup>
- těžký beton – objemová hmotnost >2600 kg/m<sup>3</sup>

Objemová hmotnost betonu je také využívána ve statickém výpočtu zatížitelnosti. Při znalosti objemové hmotnosti je možné zpřesnit hodnoty zatížení od vlastní tíhy konstrukce.

Naměřené hodnoty objemové hmotnosti odpovídají normě, dle které se uvažuje pro prostý beton 2400 kg/m<sup>3</sup>. Při uvažované rozšířené nejistotě je průměrná objemová hmotnost 2399 kg/m<sup>3</sup> ±4,5 %.

### 5.1.3. Zkouška statického modulu pružnosti betonu v tlaku

Modul pružnosti betonu v tlaku lze stanovit více metodami. Tyto metody lze rozdělit na metody, které stanovují modul pružnosti přímo na vývrtech, a na metody, které stanovují modul pružnosti pomocí převodního vztahu na základě charakteristické pevnosti betonu.

První možností je stanovení statického nebo dynamického modulu pružnosti na vývrtech. Statický modul pružnosti se stanovuje na zakoncovaných vývrtech v souladu s ČSN ISO 1920-10 [3-63]. Pro zkoušku se výhradně používají vývrty, které mají poměr délky vývrhu ( $L$ ) k jeho průměru ( $d$ ) roven 2. Při zatěžování se nejprve vyvodí základní napětí  $\sigma_a$ , tj. 0,5 MPa, po uplynutí předepsané doby se vzorek zatíží až na napětí odpovídající třetině tlakové pevnosti  $f_c$ , po uplynutí předepsané doby se vzorek odtíží na základní napětí  $\sigma_a$ . Tento cyklus proběhne celkově třikrát. Dále lze na jádrech stanovit dynamický modul pružnosti, a to buď metodou rezonanční dle ČSN 73 1372 [3-9] nebo ultrazvukovou dle ČSN 73 1373 [3-10]. Dynamický modul pružnosti udává tzv. tečnový modul pružnosti, zatímco statický modul pružnosti udává sečnový modul pružnosti. Dynamický modul pružnosti lze převést na statický modul pružnosti pomocí zmenšovacích koeficientů, které jsou pro obě metody uvedeny v ČSN EN 73 2011 [3-12].

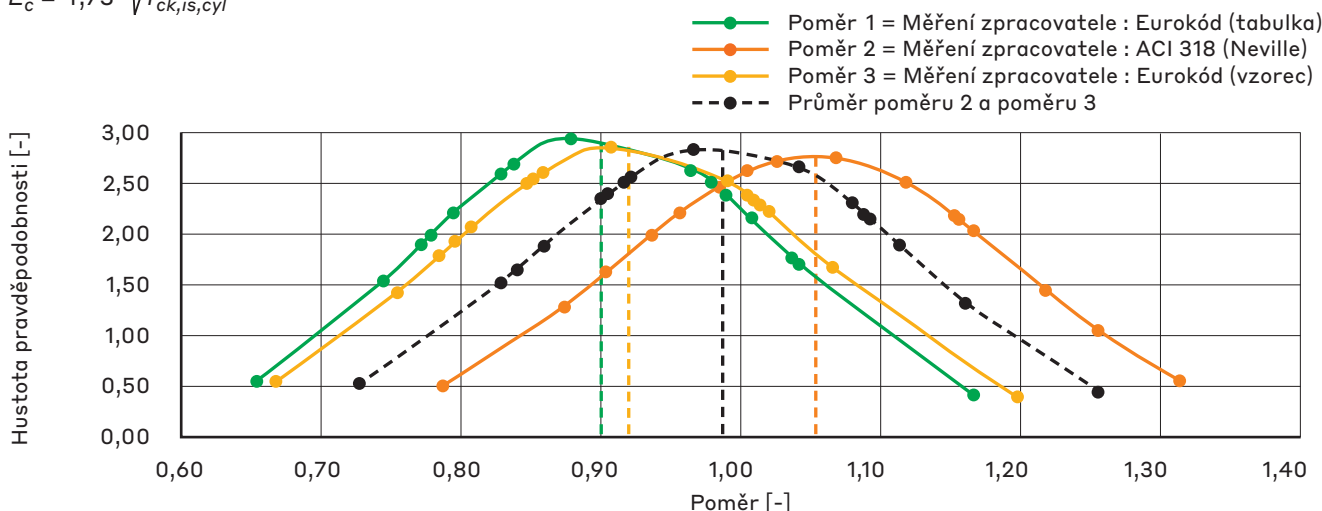
Druhou možností, jak stanovit statický modul pružnosti, je pomocí převodních vzorců na základě charakteristické pevnosti betonu v tlaku. Běžně se v ČR uvažuje vzorec dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38]:

$$E_c = 22 \cdot \left( \frac{f_{ck, is, cyl} + 8}{10} \right)^{0,3}$$

$$E_c = 22 \cdot \left( \frac{f_{ck, is, cube}}{10} \right)^{0,3}$$

Ojedinele se používá vzorec uvedený v ACI 318 [3-72]:

$$E_c = 4,73 \cdot \sqrt{f_{ck, is, cyl}}$$



Obr. 5.4 – Normální rozdělení poměrů modulu pružnosti stanovených dle různých postupů

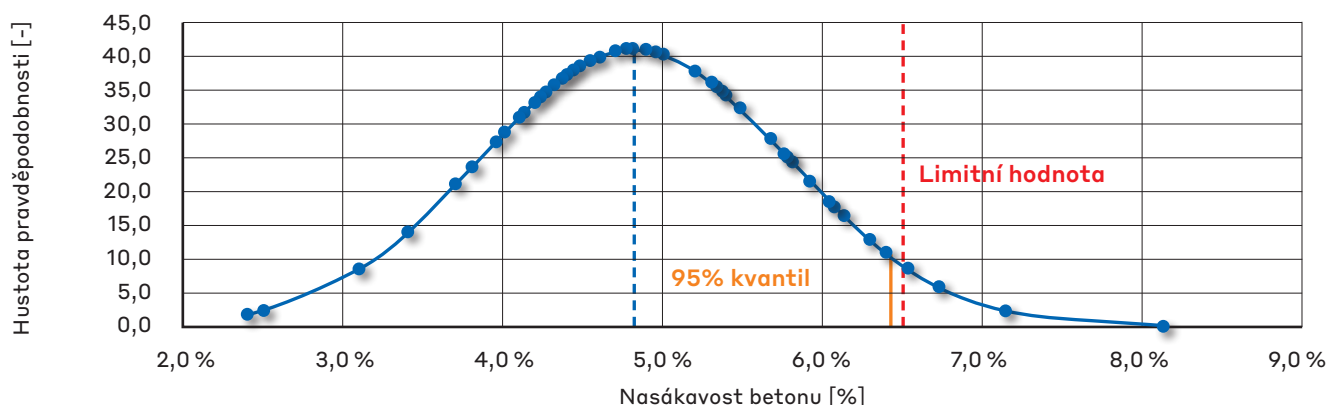
Na obr. 5.4 je uveden graf normálního rozdělení poměrů jednotlivých měření zpracovatele vůči převodním vztahům dle ČSN EN 1992-1-1 ed. 2 [3-38], **tabulka 3.1**, kde je uvedena hodnota modulu pružnosti pro příslušnou třídu betonu (zelená křivka) a také vzorec pro skutečnou charakteristickou pevnost betonu (žlutá křivka). Dále je zde uvedeno normální rozdělení poměru mezi měřením zpracovatele a normou ACI 318 [3-72] (oranžová křivka). Největší shody mezi měřením zpracovatele a převodním vztahem je dosaženo při zprůměrování výsledků převodního vzorce z Eurokódu a ACI (American Concrete Institute).

### 5.1.4. Zkouška nasákavosti betonu

Na odebraných jádrových vrtech je možné také provést zkoušku nasákavosti betonu. Určení nasákavosti betonu slouží pro zjištění pórovitosti betonu, dle které je možné usuzovat o kvalitě betonové směsi. S vyšší nasákavostí klesá pevnost betonové směsi.

Základním principem zkoušky nasákavosti dle ČSN EN ISO 12 570 [3-62] je zjištění hmotnosti vodou zcela nasycených vzorků a hmotnosti vysušených vzorků. Při zkoušce jsou vzorky nejprve ponořeny do nádoby s vodou a v časových intervalech je zjišťována hmotnost vzorků do ustálení. Následně jsou vzorky zcela vysušeny za předepsané teploty a zváženy. Z poměrů hmotností je poté stanoven procentuální obsah otevřených pórů v betonu. Limitní hodnota je uvedena v normě ČSN 73 1325 [3-73] a je pro konstrukční beton 6,5 %.

Z diagnostických průzkumů železničních předpjatých mostů byla následně statisticky vyhodnocena nasákavost betonu. Provedená analýza dat ukázala, že hodnoty nasákavosti nejlépe popisuje normální rozdělení. Na grafu **obr. 5.5** je uvedeno normální rozdělení nasákavosti u diagnostikovaných předpjatých konstrukcí. Střední hodnota nasákavosti dosahuje 4,8 %. Dále je v grafu uvedena limitní hodnota nasákavosti 6,5 % a 95% kvantil (6,4 %). Na základě výsledků lze předpokládat, že k limitnímu překročení nasákavosti dochází velmi zřídka. Při bližší analýze dílčích typů konstrukcí, například prefabrikované a monolitické konstrukce, bylo dosaženo obdobných výsledků.



Obr. 5.5 – Normální rozdělení nasákavosti betonu

### 5.1.5. Nedestruktivní stanovení mechanických vlastností betonu

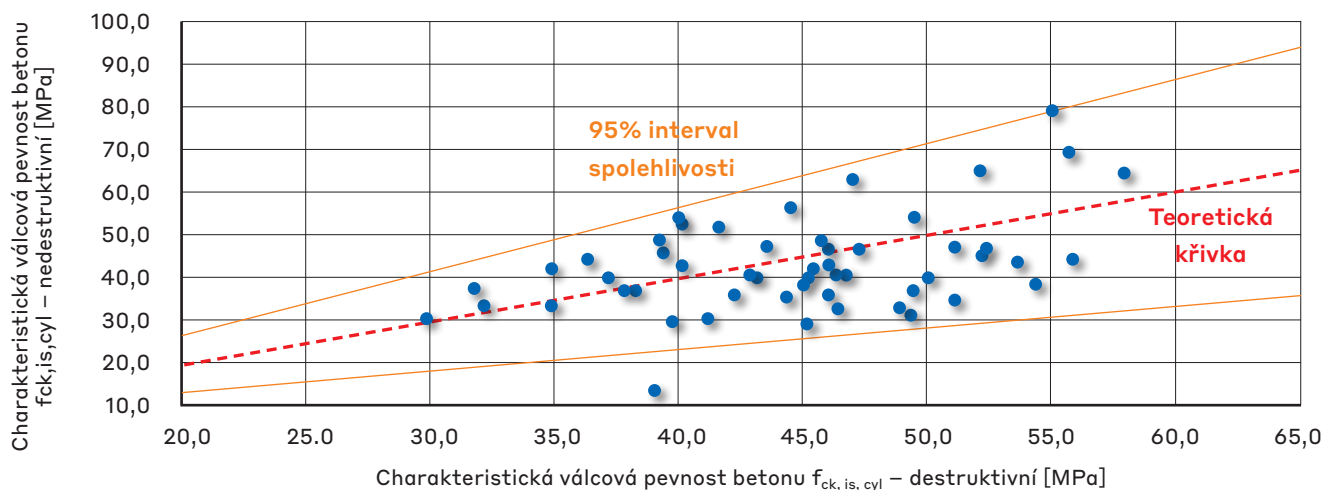
Mechanické vlastnosti betonových konstrukcí je možné stanovit mimo destruktivních zkoušek na vývrtech i nedestruktivně. Pro nedestruktivní zkoušení se používají normalizované zkušební metody dle normy ČSN 73 2011 [3-12]. Jednou z nejvíce využívaných metod je stanovení pevnosti betonu pomocí Schmidtova tvrdoměru. Výhodou této metody je rychlost a snadné provedení. Nevýhodou této metody je poměrně nižší přesnost, proto není možné vyhodnotit pevnost betonu pouze na základě výsledků Schmidtova tvrdoměru. Tvrdoměrnou zkoušku je vždy nutné doplnit i o vývrty pro stanovení destruktivní tlakové pevnosti betonu. Hlavním přínosem Schmidtova tvrdoměru v diagnostickém průzkumu je jednoznačně možnost ověřit homogenitu betonové směsi v celé konstrukci.

Základní princip metody Schmidtova tvrdoměru je založen na pružném rázu dvou těles. Při zkoušce krychelné pevnosti betonu v tlaku Schmidtovým tvrdoměrem se zjišťuje velikost odrazu úderného ocelového beranu vyvolaného pružinou od ocelového razníku opřené o povrch betonu. Velikost odrazu je závislá na pružnosti a tvrdosti betonu.

Pro beton existují různé typy Schmidtových tvrdoměrů například L, M nebo N. Tvrdoměry se liší rozdílnými kalibračními vztahy pro převod odrazu na krychelnou pevnost betonu. Pro účely diagnostik předpjatých mostů se používá nejčastěji typ N. Zkušební místa jsou volena tak, aby svým rozložením a počtem reprezentovala zkoušenou plochu betonu. Povrch zkušebního místa je standardně zbrúšen do roviny a musí být odstraněna i případná sanační omítka. Důležité je také zmínit, že zkarbonatovaný beton vykazuje vyšší tvrdost, což může vést k nadhodnocení výsledků tvrdoměrných zkoušek. Hloubka karbonatace betonu by neměla přesáhnout 5 mm, jinak by měl být povrch betonu rovněž zbrúšen.

Naměřené hodnoty odrazu jsou převedeny dle obecného kalibračního vztahu uvedeného v normě ČSN 73 1373 [3-10] na krychelnou pevnost betonu v tlaku s nezaručenou přesností  $f_{be}$ . Získané hodnoty jsou následně vynásobeny součiniteli  $\alpha_t$  a  $\alpha_w$  zohledňujícími stáří a vlhkost betonu. Výsledná hodnota udává nezaručenou krychelnou pevnost betonu v tlaku. Pro získání zaručené pevnosti betonu v tlaku lze využít postup dle ČSN 73 2011 [3-12], kde jsou získané pevnosti upřesněny dle pevností zjištěných na vývrtech. Je tedy nezbytné v blízkosti odebraných jádrových vrtů provést měření Schmidtovým tvrdoměrem. Následně z poměru destruktivní a nedestruktivní pevnosti je stanoven upřesňující součinitel  $\alpha$  a tím jsou opraveny hodnoty Schmidtova tvrdoměru. Z výsledných zaručených krychelných pevností betonu v tlaku je možné také vyhodnotit rovnoměrnost betonu pomocí variačního koeficientu. V normě ČSN 73 2011 [3-12] jsou uvedeny limitní hodnoty pro jednotlivé třídy betonu.

Dle provedených diagnostik předpjatých železničních mostů byl stanoven vztah mezi destruktivní a nedestruktivní pevností betonu. Teoreticky by hodnoty nedestruktivní válcové pevnosti betonu měly zcela odpovídat hodnotě destruktivní válcové pevnosti betonu. Tato závislost z provedených diagnostik byla vynesena do grafu. Dle grafu na **obr. 5.6** naměřené hodnoty nekorespondují přesně s teoretickou křivkou, nýbrž se pohybují v oblasti teoretické křivky. V grafu byly vyznačeny křivky zajišťující 95% interval spolehlivosti. Lze pozorovat, že s rostoucí pevností betonu dochází k rozevírání intervalu spolehlivosti. To znamená, že s rostoucí pevností betonu klesá spolehlivost nedestruktivního měření.



Obr. 5.6 - Vztah mezi charakteristickou válcovou pevností betonu stanovenou pomocí NDT a DT

Jak vyplývá z výše uvedeného, nedestruktivní zjištění pevnosti betonu má význam jako orientační zkouška, která by měla být vždy doplněna klasickými destruktivními zkouškami. Pouze pomocí Schmidtova tvrdoměru nelze vyhodnocovat pevnost betonu v konstrukci. Nespornou výhodou dané metody je rychlost a snadné provádění, které nám umožňuje prozkoumat kvalitu betonu v konstrukci na více místech. Použití této metody je vhodné například pro vytipování míst pro odběr vzorků nebo pro zjištění homogenity betonu.

### 5.1.6. Ověření přítomnosti chloridových iontů v betonu

U betonových mostních konstrukcí může docházet vlivem působení okolního prostředí ke kontaminaci betonu chloridovými ionty. Chloridové ionty se nejčastěji dostávají do konstrukce během zimního období z posypových solí při údržbě komunikací. Mosty pozemních komunikací jsou působení chloridů vystaveny přímo, zatímco u železničních mostů se chloridové ionty dostávají do konstrukce až druhotně v závislosti na svém umístění. Typicky se jedná například o solnou mlhu z přemostované komunikace. Obecně lze tedy předpokládat, že pro železniční mosty je riziko spojené s kontaminací chloridovými ionty nižší než pro mosty silniční. Z toho důvodu byl stanoven obsah vodou rozpustných chloridových iontů v betonu pouze na vybraných konstrukcích. Jednalo se především o železniční mosty přemostující významnou komunikaci nebo mosty ve velkých městech.

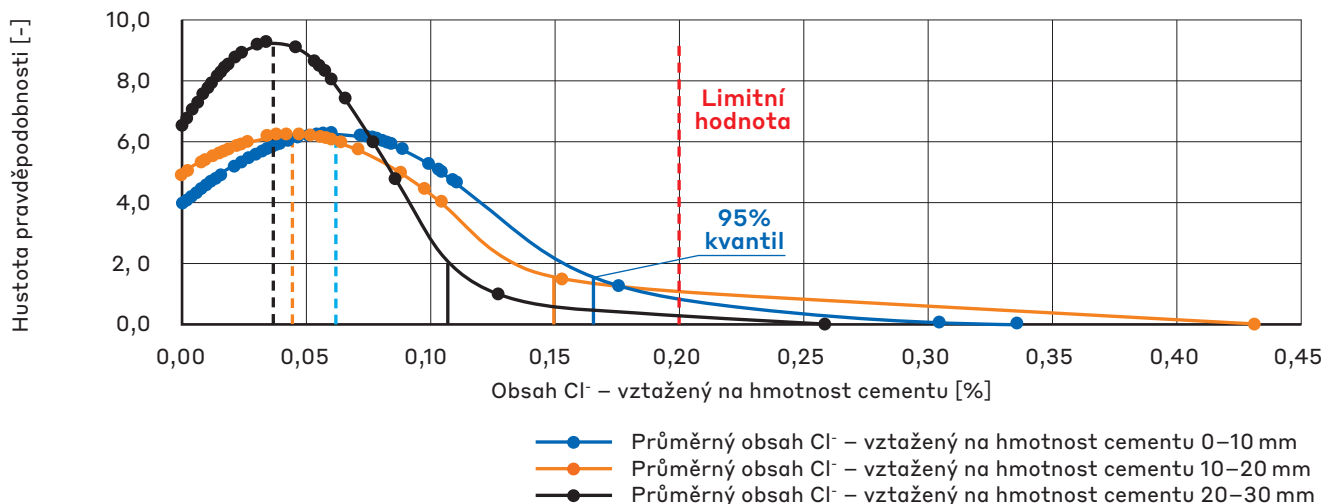
Pro stanovení obsahu chloridových iontů v betonu je nejprve nutné provést odběr vzorků. Vzorky se odebírají pomocí přiklepové vrtačky z povrchových vrstev betonu za sucha vždy ve třech úrovních po 10 mm, obvykle 0–10 mm, 10–20 mm a 20–30 mm. Úroveň přítomnosti chloridových iontů je následně stanovena pro každou odebranou vrstvu. Zkušební místa jsou obvykle vybrána rovnoměrně po celé konstrukci s ohledem na projevy zatékání (průsaky, výluhy pojiva apod.), které mohou být zdrojem zvýšené kontaminace.

Chemický rozbor a stanovení koncentrace chloridových iontu  $\text{Cl}^-$  je provedeno dle normy ČSN EN ISO 10304-1 [3-61]. Lze také provést neakreditovanou zkoušku RTC, která slouží k orientačnímu stanovení míry kontaminace betonu chloridovými ionty v závislosti na hloubce. Výsledek obou zkoušek udává míru koncentrace  $\text{Cl}^-$  na hmotnost vzorku betonu v %. Hodnoty jsou dále přepočítány na obsah chloridů v cementu dle objemové hmotnosti betonu a hmotnosti cementu. Obvykle se uvažuje hodnota 420 kg cementu v  $1 \text{ m}^3$  betonu. Výsledné hodnoty jsou porovnány s limitní hodnotou uvedenou v normě ČSN EN 206+A1 [3-23]:

- prostý beton – max. obsah 1 % hmotnosti cementu
- železobeton – max. 0,4 % hmotnosti cementu
- předpjatý beton – max. 0,2 % hmotnosti cementu

Přítomnost chloridových iontů nad určitou limitní hranici významně zvyšuje riziko koroze výztuže, a to i tehdy, kdy je dostatečně krytá vrstvou betonu.

Z provedených diagnostik předpjatých železničních mostů byla vyhodnocena přítomnost chloridových iontů v konstrukcích. Z výsledných hodnot byl sestaven graf (viz obr. 5.7) popisující rozdělení průměrných obsahů chloridů v konstrukcích dle odebraných vrstev. Změřené hodnoty jsou popsány částečným normálním rozdělením. V grafu jsou vyznačeny střední hodnoty. Pro vrstvu 0–10 mm je střední hodnota 0,061 %, pro vrstvu 0–20 mm 0,044 % a pro vrstvu 20–30 mm 0,036 %. Dále je v grafu vyznačen 95% kvantil pro každou vrstvu odběru a limitní hodnota 0,2 % dle ČSN EN 206+A1 [3-23]. Z grafu je možné vyhodnotit, že k překročení limitní hodnoty dochází s velmi malou pravděpodobností. Obsah chloridů také klesá s rostoucí hloubkou odběru.

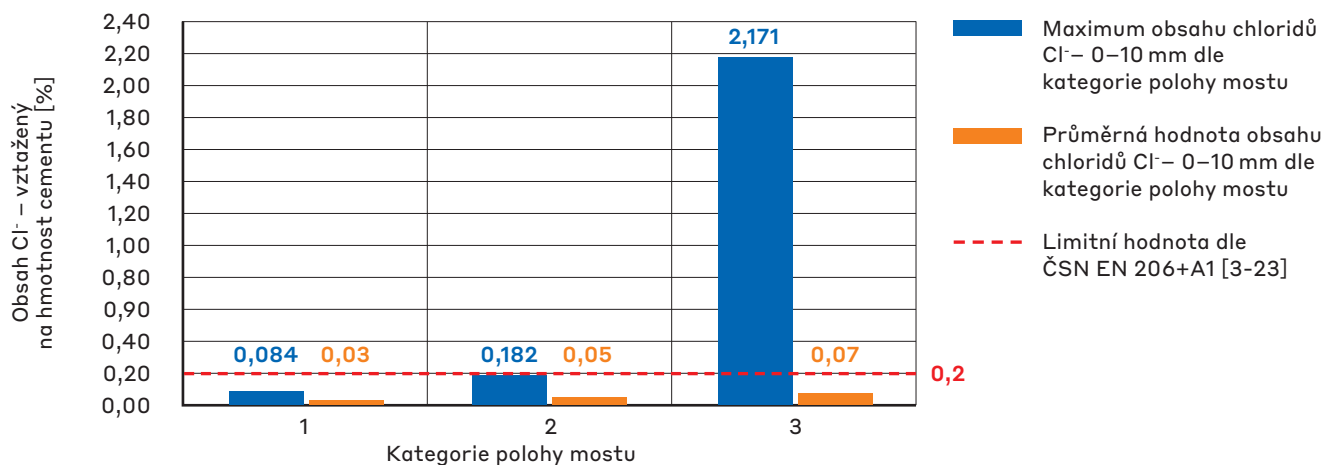


Obr. 5.7 – Statistické vyhodnocení chloridů

Dále byla provedena analýza míry obsahu chloridových iontů vzhledem k poloze mostní konstrukce. Poloha byla uče- na vzhledem k okolnímu prostředí a vzhledem k přemostované překážce. Mosty byly děleny do 3 kategorií:

- **1. kategorie** – vesnice do 3 tisíc obyvatel, lesy, pole, přemostění vodní překážky/ silnice III. třídy
- **2. kategorie** – města 3–30 tisíc obyvatel, přemostění silnice II. třídy/železniční dráhy
- **3. kategorie** – města nad 30 tisíc obyvatel, průmyslové areály, přemostění silnice I. třídy/rychlostní komunikace/ dálnice

Pro železniční předpjaté mosty byl sestaven graf závislosti obsahu chloridů v první vrstvě 0–10 mm dle přísluš- né kategorie polohy mostu. Pro každou kategorii byla vynesena průměrná hodnota obsahu chloridových iontů v betonu (oranžový sloupec) a maximální hodnota obsahu chloridových iontů v betonu (modrý sloupec) v dané kategorii. Dále je v grafu uvedena limitní hodnota 0,2 % dle ČSN EN 206+A1 [3-23]. Z výsledného grafu **obr. 5.8** je možné pozorovat rostoucí trend mezi jednotlivými kategoriemi. Tento graf reprezentuje určité vodítko pro od- had, zda u dané konstrukce hrozí riziko kontaminace chloridovými ionty. Dle sestaveného grafu hrozí riziko pouze u třetí kategorie, ovšem k výraznému přiblížení dochází i u druhé kategorie. Na základě zjištěných poznatků je doporučeno ověřovat přítomnost chloridových iontů u mostů spadajících převážně do kategorie 2. a 3.

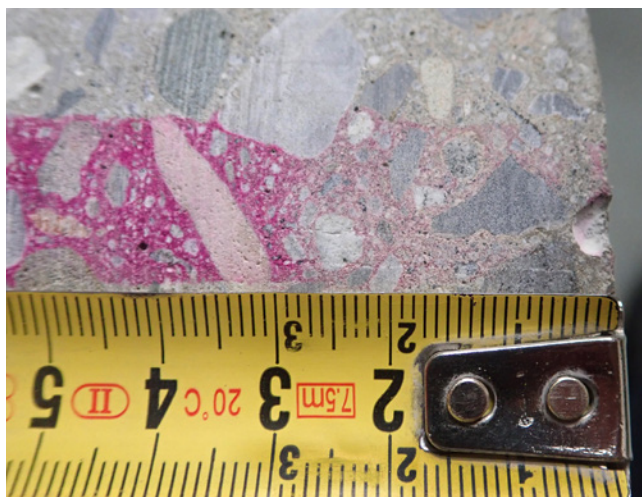


Obr. 5.8 – Obsah chloridů v závislosti na umístění mostu

### 5.1.7. Karbonatce povrchových vrstev betonu

Karbonatce betonu je dlouhodobý proces, ve kterém hraje rozhodující úlohu vzdušný oxid uhličitý CO<sub>2</sub>. Jeho intenzi- ta je závislá na řadě vnějších podmínek (kvalita betonu, vlhkost, teplota apod.). Primární riziko karbonatce nespo- čívá ve snižování konečné pevnosti betonu, ale v tom, že zkarbonatovaný beton, resp. pórový roztok betonu, ztrácí svoji alkalitu (pH < 9,5), čím přestává pasivovat výztuž a chránit ji před korozí. Karbonatce je chemický proces, kdy hydratační produkt portlandid obsažený v betonu (Ca(OH)<sub>2</sub>) reaguje se vzdušným oxidem uhličitým (CO<sub>2</sub>) a rozkládá se na uhličitán vápenatý (CaCO<sub>3</sub>) a vodu. Hloubka karbonatce je stanovována kolorimetrickým fenolftaleinovým testem, kdy je míra karbonatce hodnocena na základě zabarvení betonu smočeného roztokem fenolftaleinu v eta- nolu. Lze použít i jiné acidobazické indikátory, které umožňují určit pH betonu dle uvedené barevné škály.

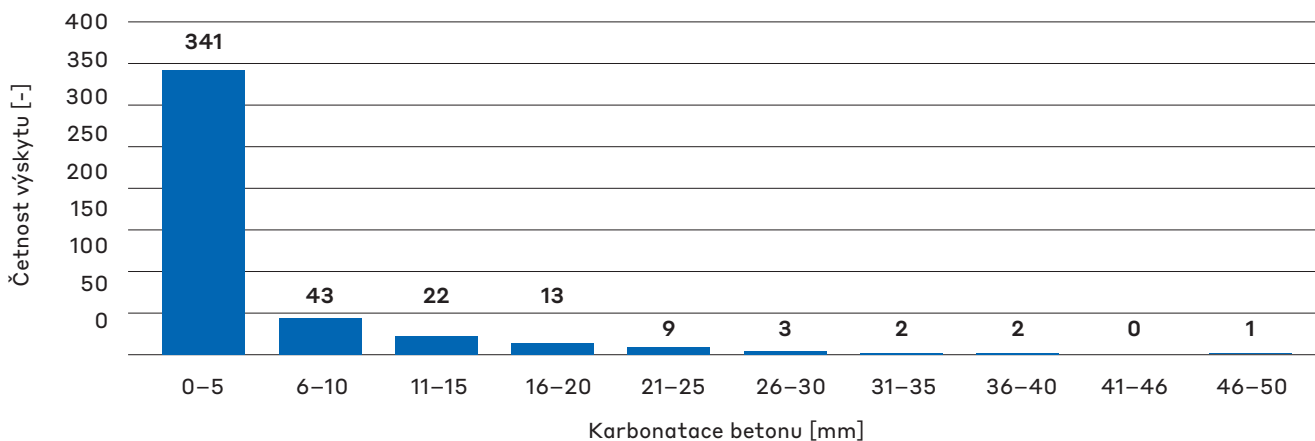
Princip zkoušky spočívá v tom, že je daný roztok nanášen na čerstvou lomovou plochu betonu. Dle zabarvení lomové plochy betonu je možné usuzovat o stavu karbonatace. Výrazné fialové zabarvení značí zdravý nezkarbonatovaný beton, oproti tomu nezbarvená část ukazuje již na zkarbonatovaný beton. V rámci diagnostických průzkumů byla prováděna zkouška karbonatace jednak na vybraných místech přímo na konstrukci tzv. „in situ“, dále také na vývrtech. Při zkoušce karbonatace „in situ“ je do betonu příklepovou vrtačkou vrtán otvor o průměru 16 mm a zmíněný roztok je aplikován na vynášený prach, popř. na čerstvou lomovou plochu betonu v místě destruktivních sond. Při výrazném fialovém zabarvení je zkouška ukončena a posuvným měřítkem s přesností na 1 mm je odečtena hloubka karbonatace betonu. U jádrových vrtů je roztok aplikován na čerstvou lomovou plochu jádra. Tato zkouška by měla být provedena ihned po odebrání jádrových vrtů (maximálně do 24 hodin). S narůstající prodlevou hrozí riziko karbonatace na povrchu vývrtnu, a tím zkreslení dané zkoušky.



Obr. 5.9 – Zkouška karbonatace provedená přímo na konstrukci

Obr. 5.10 – Zkouška karbonatace provedená na vývrtnu

Z provedených diagnostických průzkumů železničních předpjatých mostů byla vyhodnocena míra karbonatace na povrchu konstrukcí. Změřené hodnoty karbonatace byly přiřazeny do příslušných intervalů po 5 mm a následně byla posuzována četnost výskytu. Dle grafu níže (viz obr. 5.11) se u předpjatých konstrukcí nejvíce vyskytuje karbonatace pohybující se v intervalu od 0 mm do 5 mm. V intervalu 6 mm až 10 mm je četnost výskytu až 8x nižší. Pravděpodobnost karbonatace betonu s dopadem na riziko koroze předpínací výztuže je tedy u předpjatých železničních mostů velmi nízká.

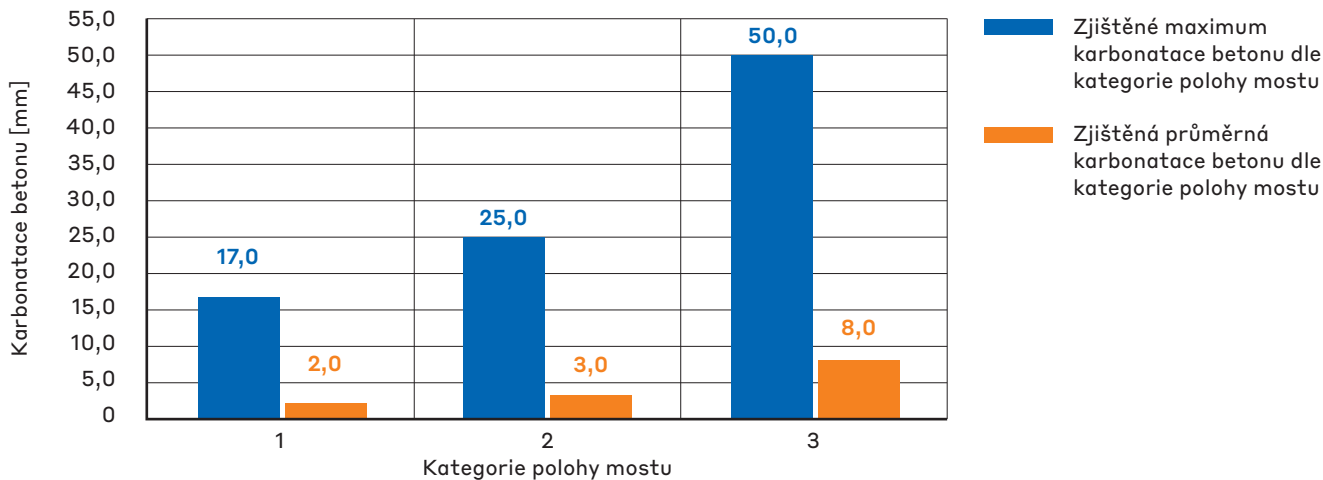


Obr. 5.11 – Statistické vyhodnocení karbonatace betonu

Dále byla provedena analýza míry karbonatace vzhledem k poloze mostní konstrukce. Poloha byla učena vzhledem k okolnímu prostředí a k přemostované překážce. Mosty byly děleny do 3 kategorií (viz kapitola 5.1.6):

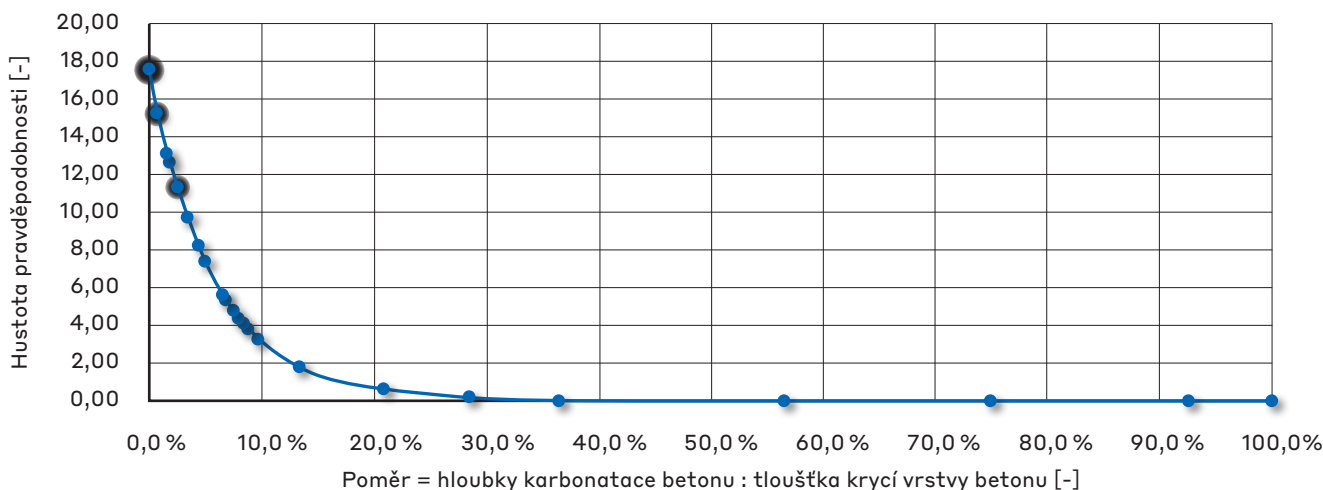
- **1. kategorie** – vesnice do 3 tisíc obyvatel, lesy, pole, přemostění vodní překážky/ silnice III. třídy
- **2. kategorie** – města 3-30 tisíc obyvatel, přemostění silnice II. třídy/železniční dráhy
- **3. kategorie** – města nad 30 tisíc obyvatel, průmyslové areály, přemostění silnice I. třídy/rychlostní komunikace/dálnice

Pro železniční předpjaté mosty byl sestaven graf závislosti karbonatce dle příslušné kategorie polohy mostu. Při vyhodnocení byl sestaven soubor všech provedených měření karbonatce pro danou kategorii polohy mostu. Následně byl určen průměr a maximum karbonatce dané kategorie. V grafu je vynesena průměrná hodnota karbonatce (oranžový sloupec) a maximální hodnota karbonatce (modrý sloupec) v dané kategorii. Z výsledného grafu (viz obr. 5.12) je možné pozorovat rostoucí trend mezi jednotlivými kategoriemi. Tento graf reprezentuje určité vodítko pro odhad, zda u dané konstrukce hrozí riziko karbonatce.



Obr. 5.12 – Hloubka karbonatce v závislosti na umístění mostu

Zkouška karbonatce je prováděna především z důvodu ztráty pasivace výztuže v betonu. U předpjatých konstrukcí je toto riziko maximální u předem předpjatých konstrukcí, kde není předpínací výztuž umístěná v ocelové chrániče a velikost krycí vrstvy může být nízká. Porovnáním hloubky karbonatce betonu a tloušťky krycí vrstvy výztuže je možné zhodnotit pravděpodobnost vzniku korozního napadení výztuže v konstrukci. Z celkového počtu diagnostikovaných mostů je sedm předem předpjatých mostů. Nosná konstrukce těchto mostů je tvořena prefabrikovanými nosníky typu MT nebo PSKT. Na níže uvedeném grafu (viz obr. 5.13) je zobrazen poměr mezi hloubkou karbonatce a tloušťkou krycí vrstvy betonu. Nejhorší stav v tomto ohledu byl nalezen na mostě v km 5,703 – Čelákovice [2-46], kde bylo na jednom místě dokonce dosaženo limitní hodnoty 100 %, tedy hloubka karbonatce se rovná tloušťce krycí vrstvy betonu.



Obr. 5.13 – Statistické vyhodnocení poměru hloubky karbonatce ku tloušťce krycí vrstvy



### 5.1.8. Inspekce a zhodnocení stavu vnitřních dutin u předpjatých konstrukcí

Diagnostický průzkum mostu vzhledem k jeho charakteru konstrukce může zahrnovat i inspekci a zhodnocení stavu vnitřních dutin. Dutiny v konstrukci lze rozdělit na dutiny osobou přístupné a nepřístupné. Prohlídka přístupných dutin probíhá standardně jako prohlídka vnějších částí. S přenosným osvětlením je zhodnocen a zdokumentován aktuální stav dutiny. U nepřístupných dutin je nejprve nutné provést destruktivní vrtanou sondou, do které je možné vložit záznamové zařízení. Sonda je provedena příklepovou vrtačkou s vrtákem o průměru 20 až 25 mm. Poloha sondy odpovídá poloze prohlížené dutiny a současně s tím respektuje polohu předpínací a betonářské výztuže, aby nedošlo k jejímu poškození. V určitých případech lze využít i například otvor od vývrtu. Do připraveného otvoru je následně vloženo záznamové zařízení. Pro prohlídky se nejčastěji používají endoskopy nebo boroskopy s vlastním přisvícením.



Obr. 5.14 – Přenosný endoskop



Obr. 5.15 – Foto dutiny nosníku z endoskopu

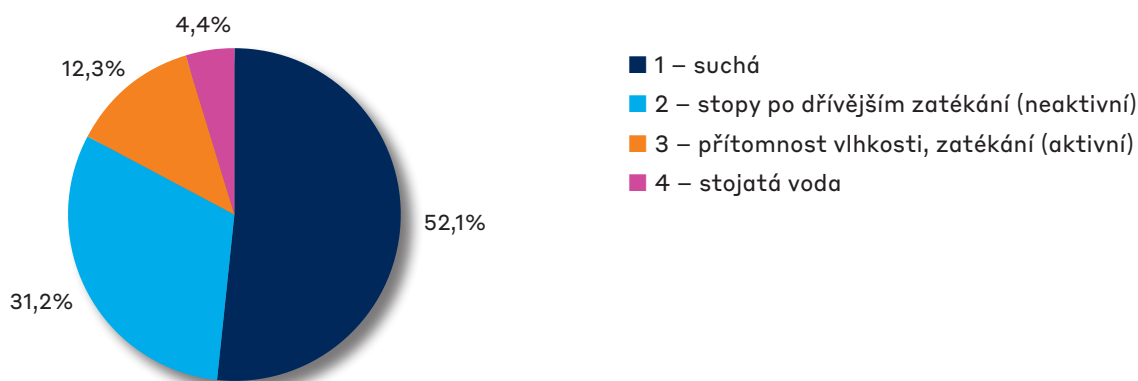
Součástí každého diagnostického průzkumu by mělo být provedení otvorů pro odvodnění, pokud není součástí konstrukce. Při provádění odvodňovacích otvorů je nutné postupovat uvážlivě. Polohu volit v nejnižším místě konstrukce, aby voda mohla odtéct. Současně s tím je kontrolována poloha předpínací a betonářské výztuže. Při správném rozvržení diagnostického průzkumu lze tyto otvory použít i pro inspekci dutiny.

Při prohlídce je především hodnocen stav dutin z hlediska přítomnosti vody. V rámci vyhodnocení provedených diagnostik železničních předpjatých mostů byla zvolena následující stupnice hodnocení:

- 1 – suchá
- 2 – stopy po dřívějším zatékání (neaktivní)
- 3 – přítomnost vlhkosti, zatékání (aktivní)
- 4 – stojatá voda.

V neodvodněných dutinách může docházet ke kumulaci vody, což velmi negativně zatěžuje konstrukci. I samotná přítomnost vody a vlhkosti ukazuje na závady v konstrukci, které se převážně týkají mostních závěrů nebo nefunkční izolace.

V rámci diagnostiky železničních předpjatých mostů bylo prohlédnuto celkem 63 mostů, z toho 50 mostů obsahuje dutiny různého charakteru. Z hlediska přístupnosti mělo 44 mostů dutiny nepřístupné. Pouze 6 mostů mělo osobou přístupné dutiny. Dle provedených diagnostik mostů bylo zjištěno, že pouze u 4,4 % kontrolovaných přístupných i nepřístupných dutin byla zjištěna stojatá voda. Dále u 12,3 % kontrolovaných dutin byla přítomna vlhkost nebo aktivní stopy po zatékání. Za velmi příznivé lze považovat, že téměř 83,3 % (52,1% suchá + 31,2% neaktivní stopy po vlhkosti) kontrolovaných dutin bylo suchých. Dutiny s neaktivními stopami po zatékání lze v současnosti považovat za suché. U daných konstrukcí mohla být provedena rekonstrukce (např. výměna izolace). Z hlediska přístupnosti dutin konstrukce lze poznamenat, že v rámci vizuálních prohlídek jsou poruchy týkající se zatékání včas detekovány. U žádných konstrukcí s přístupnými dutinami nebyla detekována přítomnost vlhkosti nebo stopy zatékání. U nepřístupných dutin je tento problém skryt a poruchy mohou být odhaleny až při diagnostice.



Obr. 5.16 – Stav dutin z hlediska přítomnosti vody

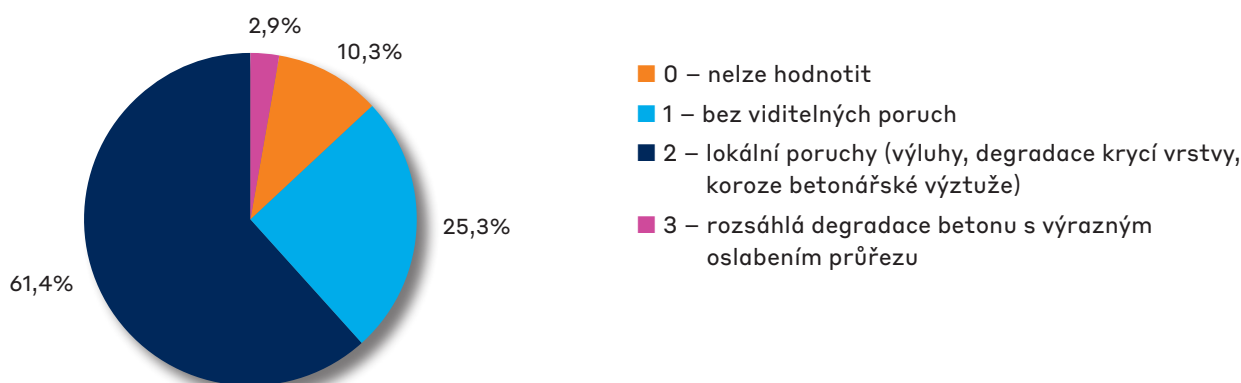
U konstrukcí „atyp komora“ byla téměř u **38,2 %** kontrolovaných dutin zjištěna stojatá voda a u 11,8 % přítomnost vlhkosti. Z výsledků diagnostik existuje vysoké riziko spojené s přítomností vody u daného typu konstrukce.

Dále je při inspekci posuzován stav povrchu betonu. V rámci vyhodnocení provedených diagnostik železničních předpjatých mostů byla zvolena následující stupnice hodnocení:

- 0 – nelze hodnotit
- 1 – bez viditelných poruch
- 2 – lokální poruchy (výluhy, degradace krycí vrstvy, koroze betonářské výztuže)
- 3 – rozsáhlá degradace betonu s výrazným oslabením průřezu

I vzhledem k nižší kvalitě některých fotografií byla do vyhodnocení zařazena kategorie „0 – nelze hodnotit“. Mezi nejčastější lokální povrchové vady dutin nosníků řadíme korozi betonářské výztuže vlivem nedostatečné krycí vrstvy betonu nebo výluhy cementových pojiv. Za nejzávažnější poruchy lze považovat rozsáhlou degradaci betonu s dopadem na oslabení průřezu.

Z provedených diagnostik železničních předpjatých mostů lze považovat stav povrchových částí dutin za uspokojivý. U 25,3 % kontrolovaných dutin nebyly zjištěny žádné závady. Lokální poruchy se vykytují v nadpoloviční většině u 61,4 % kontrolovaných dutin. Za příznivé lze považovat, že pouze u 2,9 % kontrolovaných dutin byla zjištěna rozsáhlá degradace betonu.



Obr. 5.17 – Stav dutin vzhledem k poruchám betonu

### 5.1.9. Destruktivní ověření stavu předpínací výztuže

U předpjatých mostů jsou v rámci diagnostických prací prováděny kontrolní destruktivní sondy k předpínací výztuži. Hlavním cílem destruktivní sondy je zjistit stav předpínací výztuže a dále ověřit, zda je kabelový kanálek správně zainjektován. Destruktivní sondy k předpínací výztuži jsou značným zásahem do nosné konstrukce. Při provádění sond by měl být dopředu zvolen postup prací a správná volba nástrojů, která minimalizuje riziko spojené s poškozením předpínací výztuže. Dráty výztuže by neměly být nijak poškozeny, či zcela přerušeny.

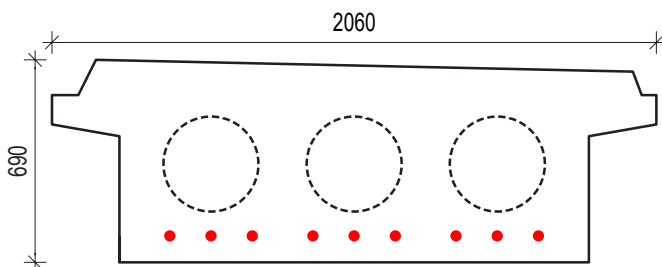
Dále je vhodné stanovit správný rozsah potřebných sond. Více sond nemusí znamenat více informací o stavu předpínací výztuže, ale může více poškodit správnou funkčnost nosné konstrukce mostu. Polohy sond je vhodné volit na základě vizuální prohlídky, znalosti projektové dokumentace a statického působení konstrukce. Z vizuální

prohlídky lze dopředu vytipovat možná potenciální místa poruch. Může se jednat například o podélné trhliny nebo výluhy cementových pojiv v místě předpínací výztuže.

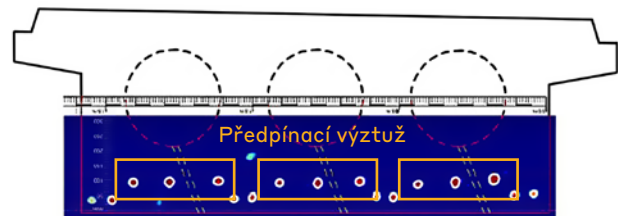
Po předběžném výběru lze přistoupit k přesnému stanovení polohy sondy. K tomu je využíváno radarových skenerů, které zjistí jednak polohu betonářské výztuže, a dále určí hloubku a polohu předpínacího kabelu. Správně provedená sonda by nám měla poskytnout informace o stavu jednotlivých drátů a zainjektovanosti celého kanálku. Velikost a rozsah sondy je závislý na velikosti svazku předpínací výztuže.



Obr. 5.18 – Hledání výztuže pomocí radaru



Obr. 5.19 – Schéma dolní vrstvy předpínací výztuže u podpory dle PD



Obr. 5.20 – Poloha předpínací výztuže dle skenu









a) b)  
Obr. 5.211 – Destruktivní sonda k předpínací výztuži, a) zainjektovaný kanálek, b) nezainjektovaný kanálek [2-48]

Po provedení celkové prohlídky a zdokumentování sondy je nutné okamžitě provést jejich sanaci, která by měla být provedena ve dvou krocích. V prvním kroku by měl být aplikován adhezní můstek přímo na jednotlivé dráty výztuže, ve druhém kroku se dané místo vysprávi betonovou směsí s odpovídající kvalitou. Sanace provedeného místa by měla být také zdokumentována.

Pro vyhodnocení stavu předpínací výztuže je doporučeno využít článek sborníku ISBN 978-80-907611-2-4 z 26. Betonářských dnů (2019) [1-24] zpracovaného pracovníky Kloknerova ústavu ČVUT v Praze. Stav předpínací výztuže je klasifikován do 6 stupňů hodnotící škály korozního napadení:

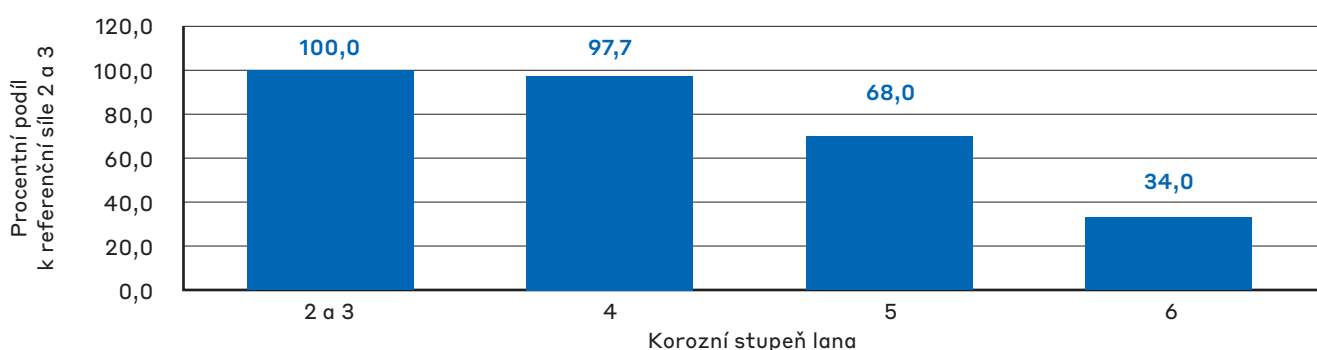
Tab. 5.2 - Příklady jednotlivých stupňů poškození předpínací výztuže

Stupeň koroze	Ilustrativní fotografie korozního stupně	Popis
1		Výztuž bez jakékoli známky koroze.
2		Výztuž se začínající lokalizovanou povrchovou korozí. Lze zaznamenat původní nekoroďující povrch. Nemá vliv na změnu průřezu.
3		Plošně rozvinutá povrchová koroze výztuže bez odlupujících se korozních zplodin. Vliv na zmenšení plochy výztuže a mechanické parametry není významný.
4		Plošně rozvinutá povrchová koroze výztuže, případně v lokální oblasti. Korozní zplodiny se odlupují. Není však patrná zjevná změna tvaru průřezu a zmenšení plochy průřezu. Změna plochy je v úrovni procent. Tento typ koroze je hraniční z hlediska míry negativního vlivu na vlastnosti výztuže a hodnocení stavu jako havarijního.
5		Plošně rozvinutá povrchová koroze výztuže. Masivní odlupování korozních zplodin. Na povrchu drátů se tvoří rovnoměrná důlková struktura typu "pomerančová kůra". Místy zjevná změna a zmenšení tvaru a průřezu drátu. Úbytek plochy je výrazný a dosahuje již řádu několika desítek % původní plochy.
6		Masivní odlupování korozních zplodin. Výrazná a zjevná změna tvaru drátů. Některé mohou být i porušené nebo překorodované. Výrazné zmenšení plochy výztuže, úbytek plochy na úrovni 50 % i více z původní plochy.

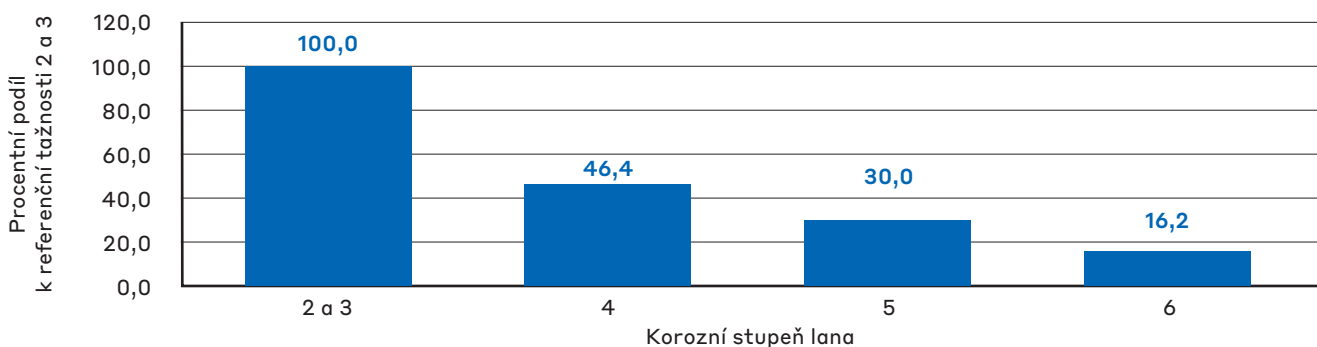
Nastíněný postup vizuálního hodnocení dle nastaveného etalonu vzhledem k odhadu vlivu na odhad mechanických vlastností může být operativní a velmi účinný. Pro možnost pravidelného a hodnověrného využití tohoto přístupu v rámci diagnostiky a hodnocení stavu konstrukcí je třeba jej ještě podrobněji rozpracovat a průběžně škálu verifikovat.

Za vhodných korozních podmínek předpínací výztuž rychle, snadno a masivně koroduje, často s vrubovým narušením. Lokalizovaná koroze s výrazným korozním narušením lana může probíhat ve velmi krátkém úseku délky.

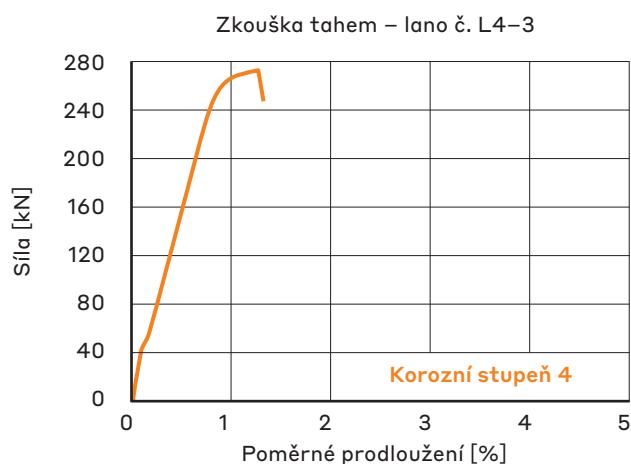
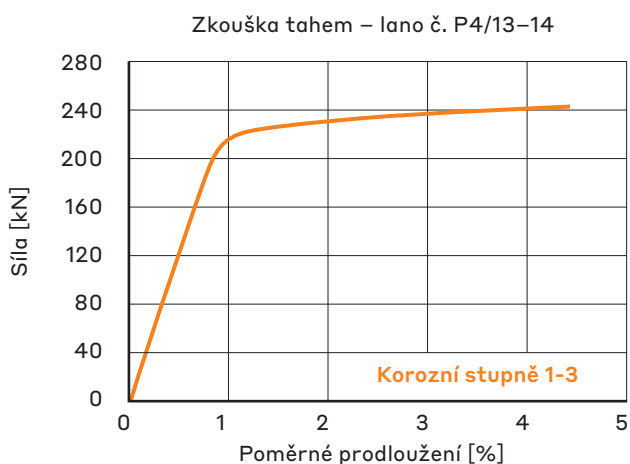
Korozní oslabení plochy průřezu již v řádu jednotek procent původní plochy výrazně nepříznivě ovlivní mechanické chování předpínací výztuže. Výsledky mechanických zkoušek prokázaly, že kritickou hranicí je cca 5 % ztráty plochy průřezu předpínací výztuže, což přibližně odpovídá koroznímu stupni 4 ze škály uvedené výše, tzn. fázi, kdy se začínají odlupovat korozní zplodiny. V případě nalezení koroze s odlupujícími se korozními zplodinami, tj. stupeň 4, lze doporučit uvažovat přítomnost lokalizované formy koroze s významným negativním vlivem na mechanické vlastnosti výztuže. Z následujících grafů je patrné, že v případě korozního stupně 4 oslabení průřezové plochy přibližně koresponduje s oslabením mezní síly, ale tažnost se sníží téměř na poloviční hodnotu. U korozních stupňů 5 a 6 je potom již velmi výrazný pokles mezní síly a tažnosti a s těmito kabeley by se již nemělo uvažovat pro stanovení odolnosti konstrukce.

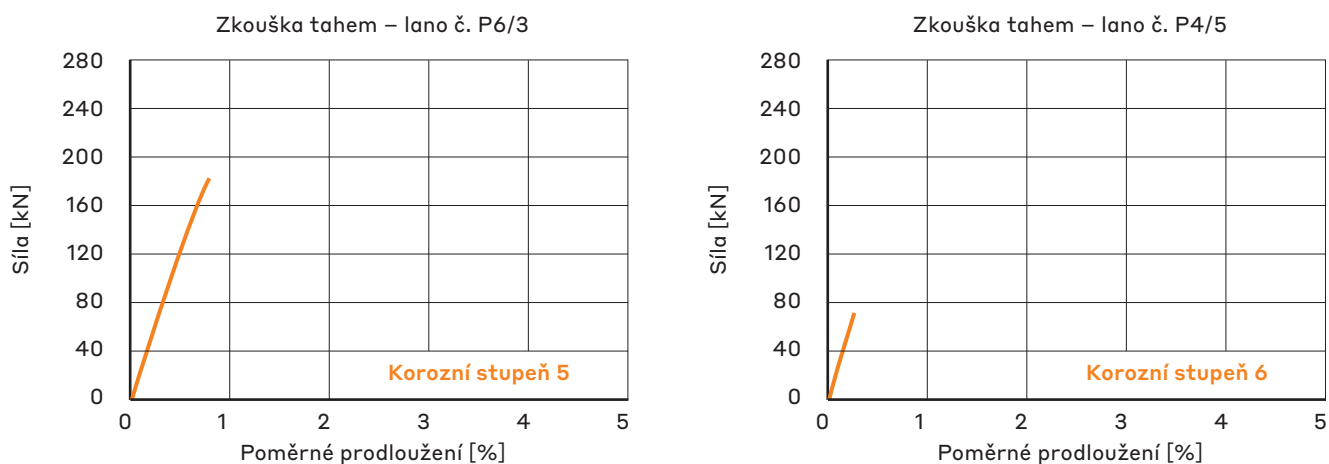


Obr. 5.22 – Vliv korozního stupně předpínací výztuže na charakteristickou hodnotu mezní síly, kterou předpínací výztuž ještě přenese. Diagram vychází z tahových zkoušek předpínací výztuže převzaté z patologických průzkumů (odebraných z bouraných konstrukcí) – celkem vyhodnoceno 9 vzorků pro stupně 2–3, pro stupně 4 a 5 vždy po 6 vzorcích a pro stupeň 6 po 9 vzorcích)

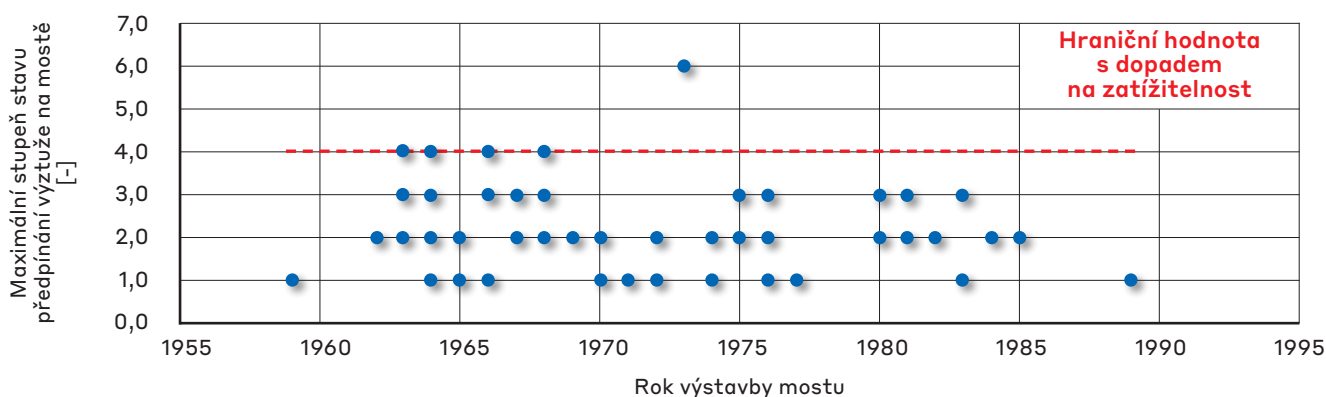


Obr. 5.23 – Vliv korozního stavu předpínací výztuže na její tažnost

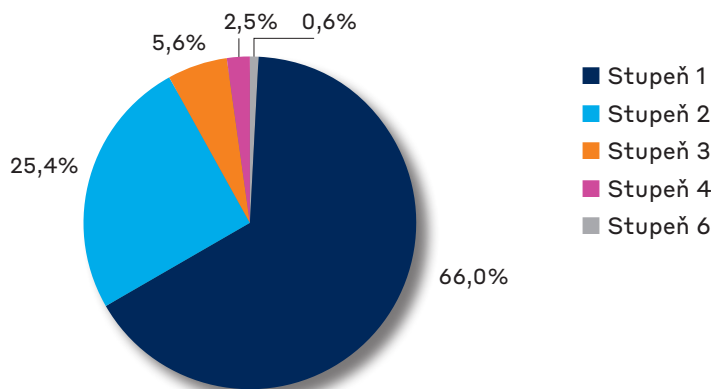




Obr. 5.24 – Vliv korozního stupně předpínací výztuže na průběh pracovního diagramu – typické pracovní diagramy ze zkoušek v tahu pro vzorky odebrané z bouraných konstrukcí



Obr. 5.25 – Maximální stupeň stavu předpínací výztuže v závislosti na roku výstavby mostu



Obr. 5.26 – Graf stavu všech sond k předpínací výztuži

U většiny typů nosných konstrukcí je stav předpínací výztuže v místě jednotlivých sond ve stupni 1 nebo 2. Výjimka je u nosníků KDP a atypických prefabrikovaných parapetních nosníků.

Z celkové počtu řešených mostů je u cca 32 % (20 ze 63 mostů) hlavní nosná konstrukce tvořena dodatečně předpjatými nosníky typu KT. Z celkového počtu sond (122) provedených na těchto typech NK je 99 % sond hodnoceno stupněm 1 (63,1 %), 2 (28,7 %) nebo 3 (7,4 %), tzn. korozní oslabení předpínací výztuže není měřitelné.

U mostů, kde je nosná konstrukce tvořena nosníky KDP, je přibližně 9 % všech sond ve stupni 6, což je ovšem dáno pouze jedním mostem (v km 59,006 – Bohuslavice u Kyjova), kde byly provedeny 3 sondy, které byly zařazeny do stupně 6.

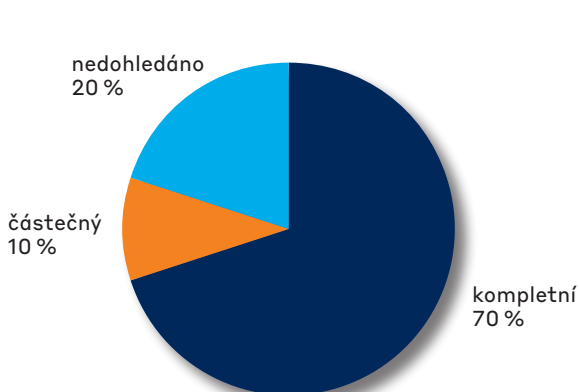
Mosty, jejichž nosná konstrukce je tvořena atypickými prefabrikovanými parapetními nosníky, jsou pouze dva. U těchto mostů je velké množství (přibližně 57 %) všech sond ve stupni 4, protože u jednoho z těchto dvou mostů (km 1,067 – Obrnice) bylo u všech sond uvedeno přibližné oslabení jednotlivých drátů v řádu procent.

## 5.2. Sumarizace a analýza výpočtů zatížitelnosti

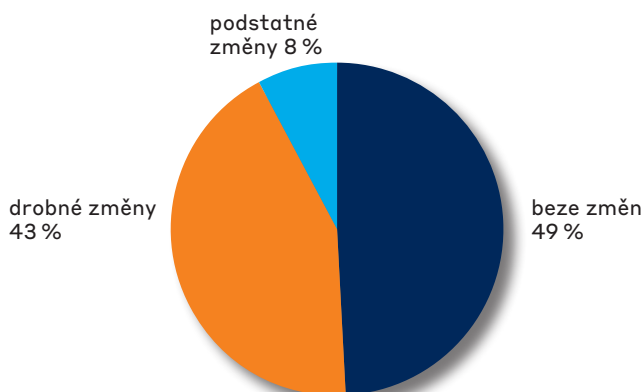
### 5.2.1. Podklady pro statické výpočty

Statické přepočty konstrukcí poskytují klíčové informace o zatížitelnosti a přechodnosti mostů na příslušné železniční dopravní cestě. Tyto parametry jsou pak určující pro provozuschopnost mostu, pro plánování a provádění údržby konstrukcí a v neposlední řadě jsou důležitým faktorem pro rozhodnutí o provedení opravy či rekonstrukce objektu.

Pro zpracování dostatečně vypovídajícího a přiléhavého výpočtu je zásadní zajištění dostatečných podkladů a vstupních údajů. Klíčové je zejména dohledání původní projektové dokumentace včetně původního statického výpočtu, popř. doklady z výstavby, které poskytnou informace o provedení konstrukce zejména v nepřístupných částech, jejím statickém působení, o postupu výstavby a dále informace o předpokládaných vlastnostech použitých materiálů. Důležité jsou rovněž informace o případných pozdějších opravách či úpravách, které též mohou výsledné hodnoty zatížitelnosti ovlivnit. V grafech na **obr. 5.27** a **5.28** je znázorněn rozsah dohledané původní projektové dokumentace a závažnost zjištěných změn skutečného provedení konstrukce proti původnímu projektu.

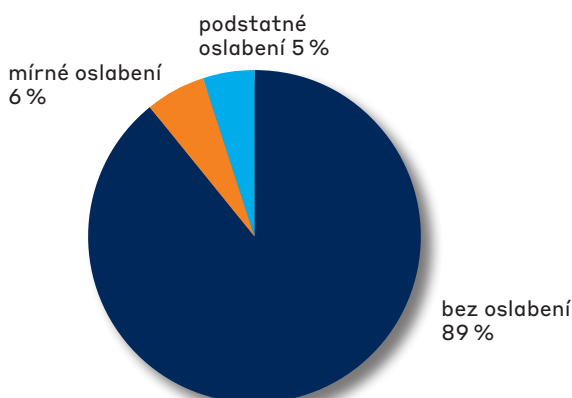


Obr. 5.27 – Podíl konstrukcí podle rozsahu dohledané původní projektové dokumentace

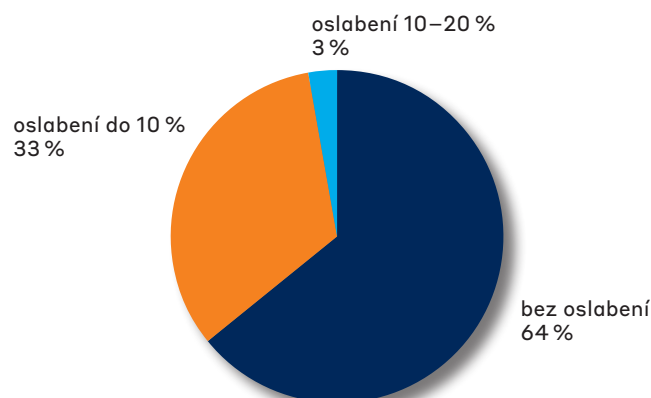


Obr. 5.28 – Podíl konstrukcí podle závažnosti změn skutečného provedení konstrukce

Skutečné provedení a aktuální stav konstrukce byl ověřen podrobnou prohlídkou, na jejímž základě byl navržen diagnostický průzkum, který podrobně zmapoval poruchy konstrukce a jejich vliv na zatížitelnost a životnost konstrukce. Průzkum stanovil konkrétní parametry vstupující do statického výpočtu, jako jsou pevnost betonu, modul pružnosti, uspořádání a stav předpínací a betonářské výztuže apod. Materiál předpínací výztuže byl uvažován podle dat v archivní dokumentaci, u materiálu betonářské výztuže a u betonu se na základě výsledků diagnostického průzkumu s přihlédnutím k datům z archivní dokumentace provedlo přiřazení parametrů dle současných norem ve smyslu ČSN 730038 a Metodického pokynu pro stanovení zatížitelnosti. Pro zajištění odpovídajících vstupů do statických výpočtů bylo též nutno ověřit skutečný tvar a rozměry konstrukce a zejména ověřit aktuální polohu kolejí na mostě včetně případného navýšení tloušťky kolejového lože. Do výpočtu bylo nutno dále zohlednit případná poškození či oslabení konstrukce v aktuálním stavebním stavu zjištěná diagnostickým průzkumem. U předpjatých konstrukcí je zpravidla nejzávažnějším problémem koroze a oslabení předpínací výztuže. Dalším faktorem může být výraznější degradace či další poruchy betonu, které již mohou způsobovat nezanedbatelné oslabení průřezu konstrukce. V grafech uvedených na **obr. 5.29** a **5.30** jsou znázorněny procentní podíly konstrukcí podle zjištěných oslabení betonového průřezu a předpínací výztuže.



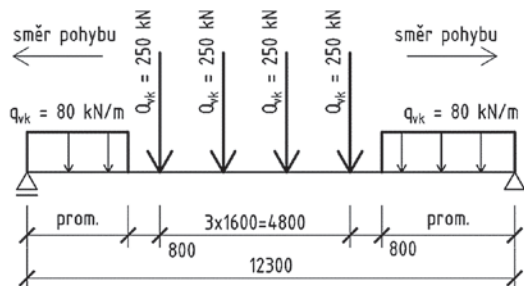
Obr. 5.29 – Podíl konstrukcí podle oslabení betonového průřezu



Obr. 5.30 – Podíl konstrukcí podle oslabení předpínací výztuže

### 5.2.2. Provádění statických výpočtů

Vlastní statické výpočty byly provedeny podle Metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů (1. 9. 2015) a s přihlédnutím k předpisu SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů (v době přepočtů probíhalo schvalování). Výpočty byly prováděny ve smyslu těchto pokynů v naprosté většině v kategorii C, tj. zatížitelnost byla stanovena přepočtem stávajícího mostního objektu na základě jeho ověřeného skutečného stavu. Ve výjimečných případech, kde nebyla k dispozici původní projektová dokumentace a nebyly zcela zřejmé detaily provedení, bylo provedeno určení zatížitelnosti kategorie B, jako tzv. odvozená zatížitelnost.

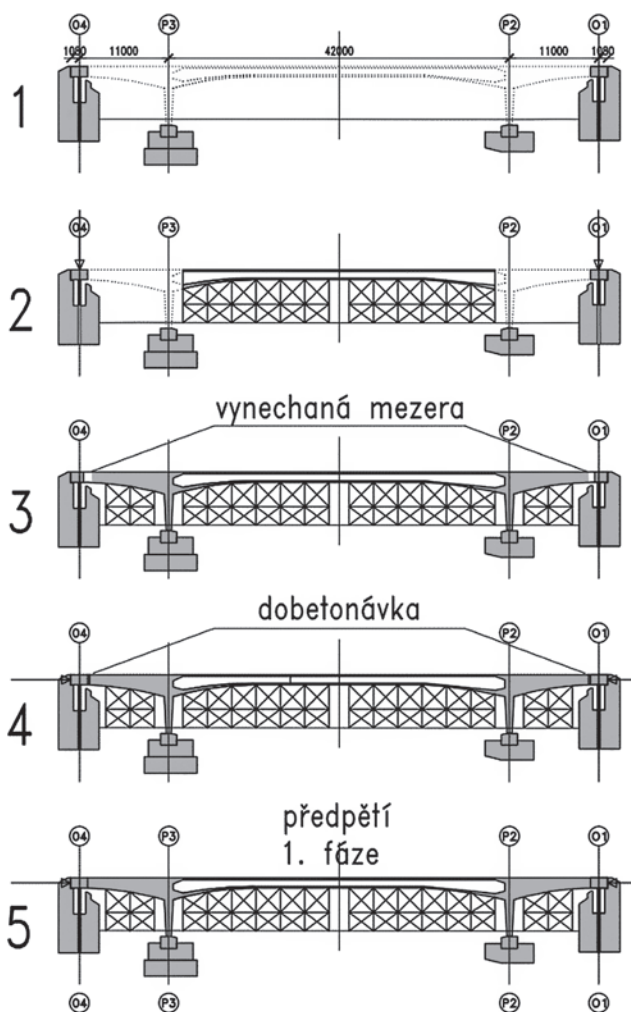


Obr. 5.31 – Podélné schéma modelu zatížení LM71

Hodnota zatížitelnosti byla vyjadřována poměrem zbytkové únosnosti rozhodujících průřezů konstrukce příslušející proměnnému zatížení železniční dopravou (z hlediska příslušného mezního stavu únosnosti nebo použitelnosti) k účinkům, které v prvku mostního objektu vyvodí model zatížení LM71. Kromě zatížitelnosti byla statickými výpočty určována i přechodnost konstrukce. Hodnota přechodnosti byla stanovena jako poměr mezi návrhovou hodnotou statického účinku ověřovaného provozního zatížení k návrhové hodnotě statického účinku modelu zatížení LM71, v součinu s poměrem dynamických součinitelů pro tato jednotlivá zatížení dle vzorce:

$$Z_{LM71} \geq \psi \lambda_{LM71},$$

kde  $\psi$  je součinitel dynamické redukce a  $\lambda_{LM71}$  je účinnost provozního zatížení.

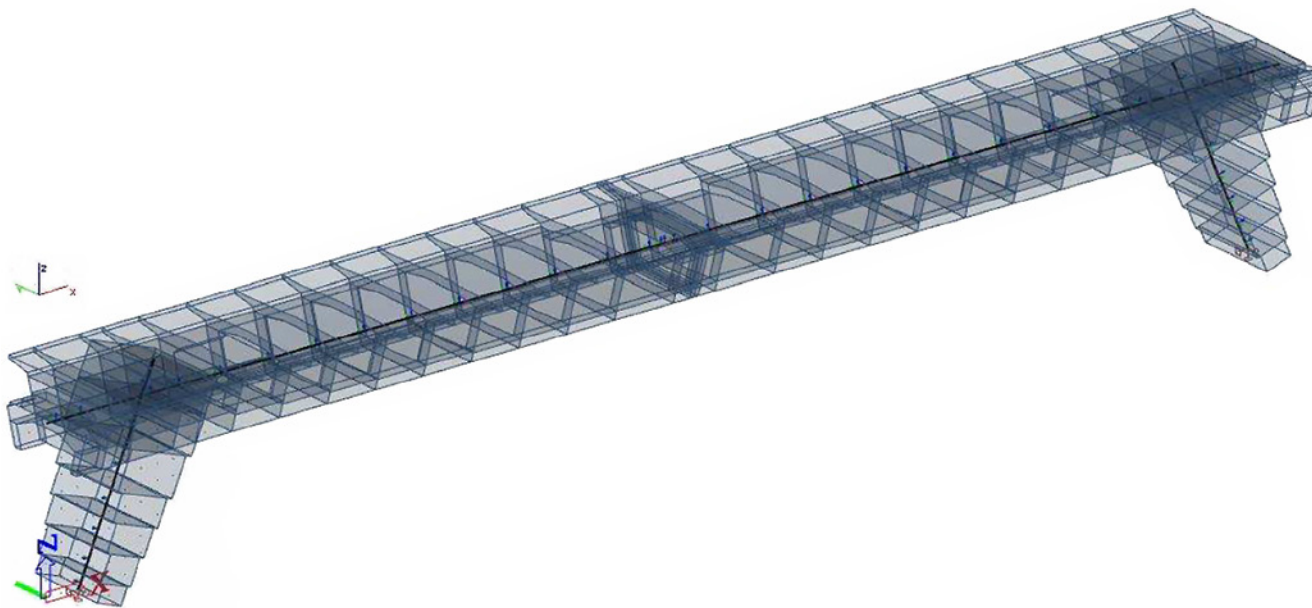


Dynamické účinky ověřovaného provozního zatížení jsou závislé na jeho rychlosti. Proto se v označení přechodnosti (traťová třída zatížení s přidruženou rychlostí) kromě použité zatěžovací soupravy vyjadřuje i rychlost, pro jakou byla přechodnost stanovena. Výpočet zatížitelnosti probíhá v několika krocích moderními výpočetními programy na teoretickém matematickém modelu (obr. 5.33–5.35), ze kterého jsou získány vnitřní síly a napětí v průřezech a které jsou dále samostatně posuzovány. Pozornost byla věnována kromě nejvíce staticky namáhaných průřezů a dalších průřezů staticky významných (např. pracovní spáry apod.) též vytipovaným průřezům s vizuálními poruchami s možným statickým charakterem, kde mohou konstrukce vykazovat nižší statické rezervy. Ve výpočtech bylo zpravidla posuzováno pro mezní stav únosnosti porušení průřezu překročením jeho návrhové únosnosti nebo mezního poměrného přetvoření, ztráty stability tvaru mostního prvku, porušení spojů, únavové porušení či ztráty stability polohy. V mezním stavu použitelnosti bylo zpravidla posuzováno omezení napětí, omezení přetvoření z hlediska bezpečnosti dopravy a omezení trhlin. Posudek konstrukce se prováděl pro období na konci životnosti, tedy 100 let od uvedení do provozu, kdy dojde k maximálním ztrátám předpětí jak z hlediska dotvarování betonu, tak relaxací předpínací výtzuže, s uvažováním aktuálního zjištěného stavu konstrukce.

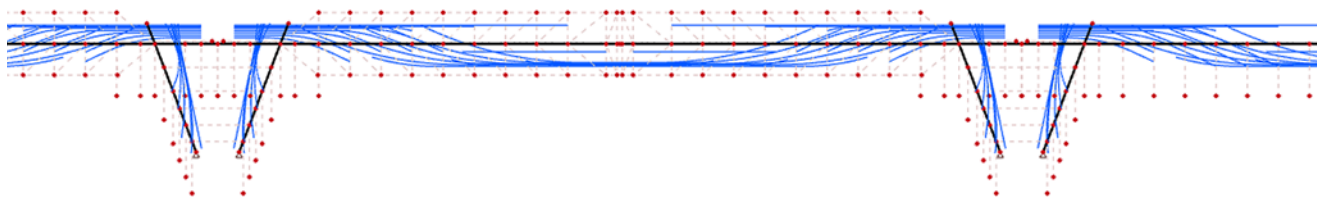
Obr. 5.32 – Ukázka postupu výstavby rámové třípolové konstrukce s koncovými kyvnými předepjatými stěnami, jak byl uvažován ve statickém výpočtu.



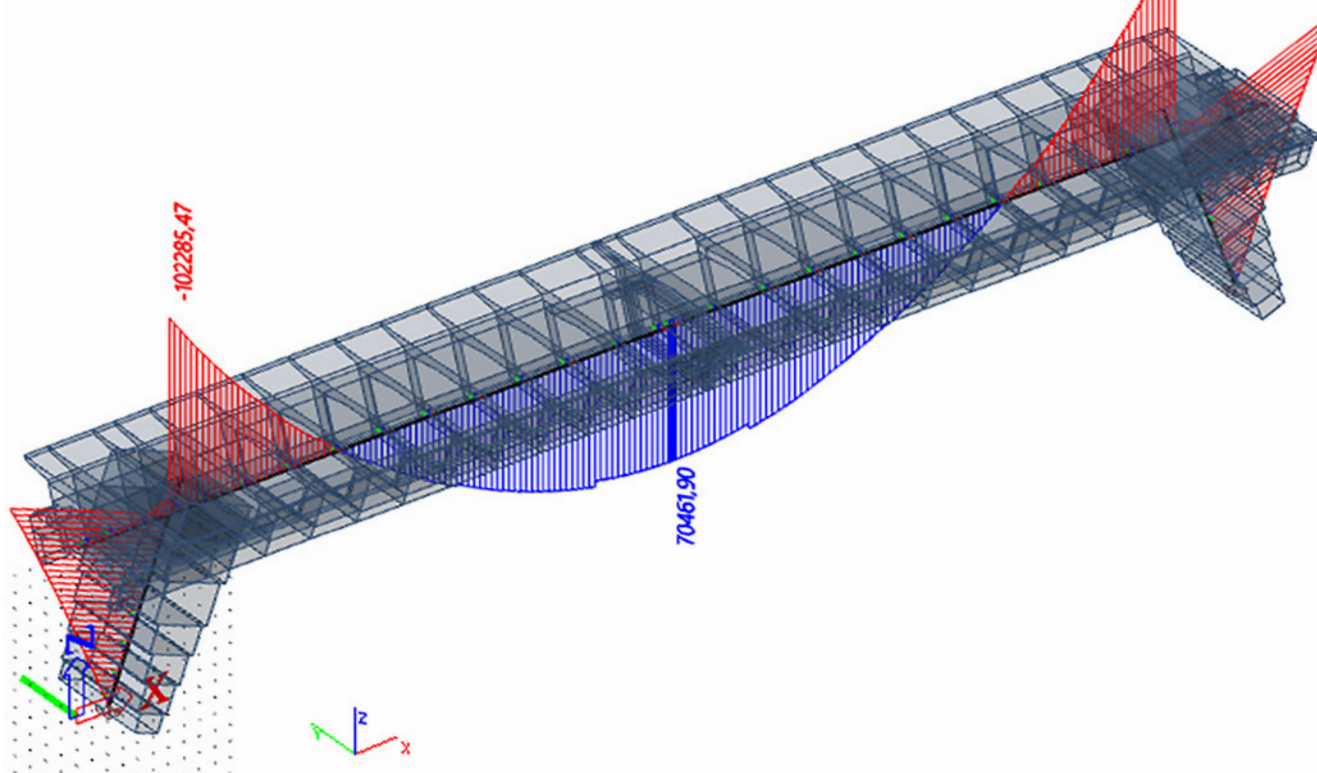
Traťová třída zatížení byla stanovena na základě posouzení mezních stavů únosnosti a následně ověřena pro mezní stavy použitelnosti. Pokud mezní stavy použitelnosti hodnotu snižovaly, postupovalo se v jednotlivých případech individuálně a prověřovaly se další skutečnosti i možnosti pro eliminaci těchto vlivů ve smyslu předpisu SŽ S5/1.



Obr. 5.33 – Ukázka modelu jednopólové rámové předepjaté konstrukce s komorovým nosníkem a šikmými stojkami



Obr. 5.34 – Ukázka průběhu předpínacích kabelů v modelu rámové konstrukce – viz obr. 5.33



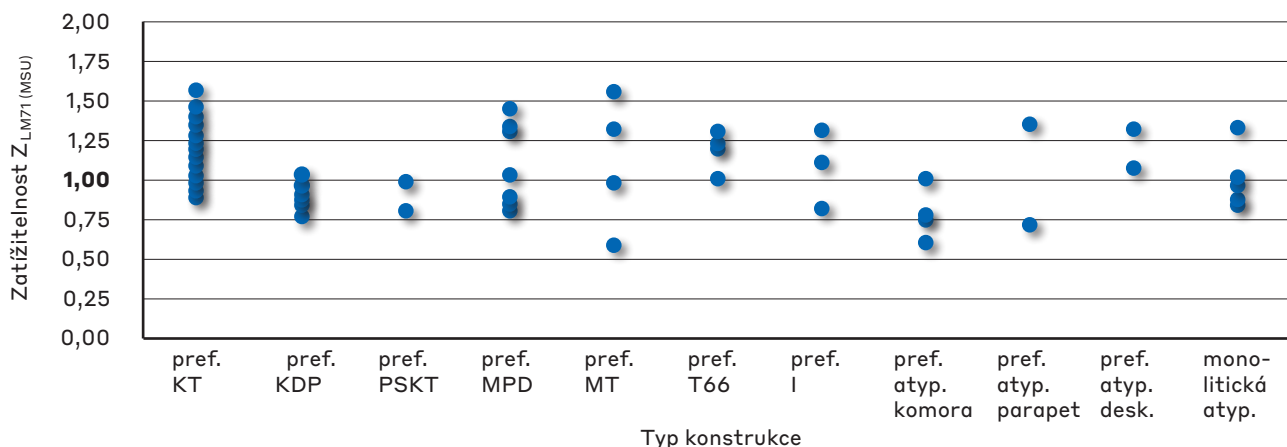
Obr. 5.35 – Ukázka průběhu výsledných momentů vypočtených na modelu rámové konstrukce – viz obr. 5.33

### 5.2.3. Výsledky statických výpočtů

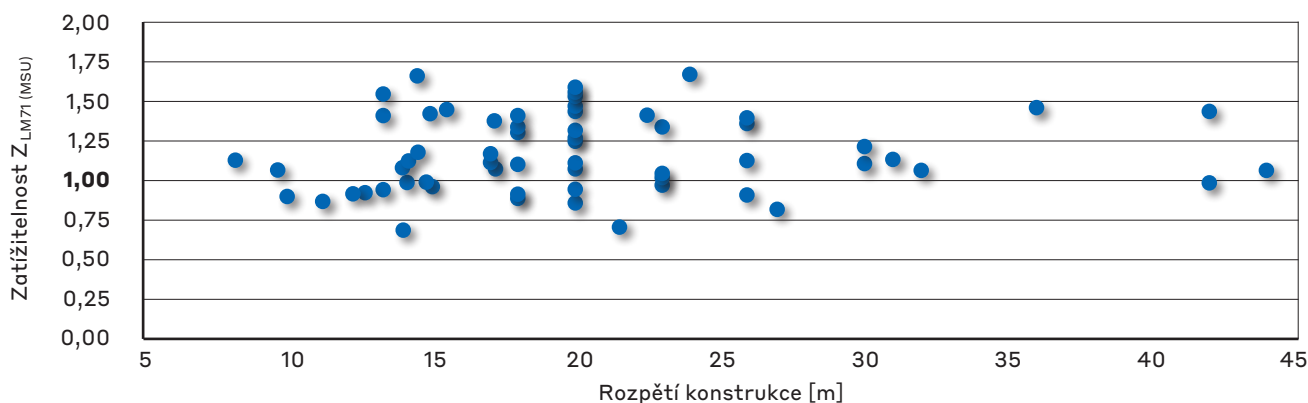
Kompaktní soubor výsledků statických výpočtů různých typů konstrukcí z různých období zároveň umožnil zajímavé statistické vyhodnocení, které poskytuje přehled o únosnostech různých typových i atypických konstrukcí prováděných v různých uspořádáních, stavěných různými technologiemi ve vzájemně odlišných podmínkách. Výsledky výpočtů byly rovněž statisticky vyhodnoceny dle dalších parametrů, jako např. rozpětí konstrukcí. Zajímavým parametrem pro vyhodnocení je i rovněž rok výstavby, ze kterého lze odvodit příslušný normový předpis, podle kterého byly únosnosti konstrukcí navrhovány.

V následujících grafech (viz obr. 5.36 – 5.38) jsou prezentovány souhrnné zjištěné zatížitelnosti objektů podle typů konstrukcí, podle rozpětí a podle roku výstavby. V uvedených hodnotách je zohledněn aktuální stav konstrukce.

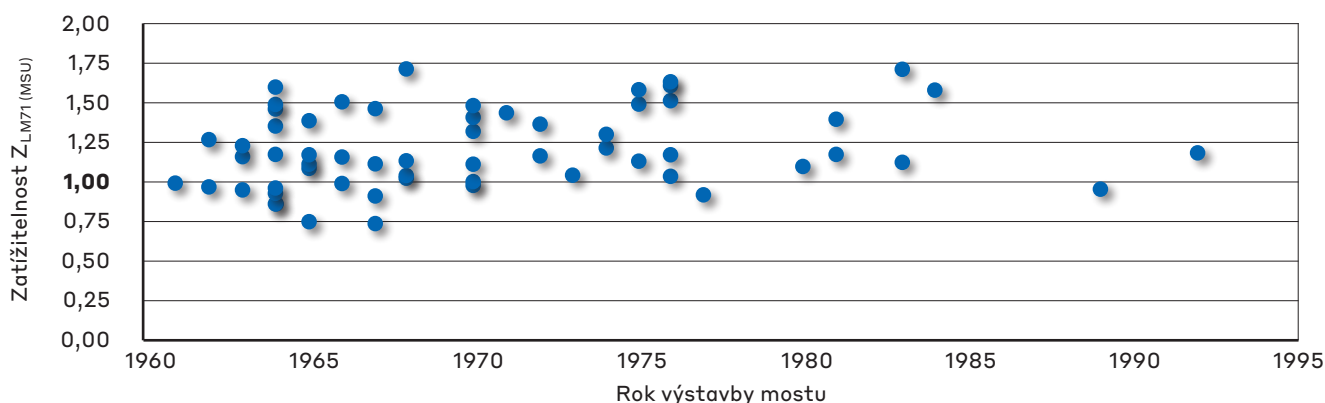
*Poznámka: Relativně nízké minimální hodnoty zatížitelnosti u prefabrikátů MT a atypických komorových prefabrikátů jsou způsobené zatížitelnostmi objektů TÚ 0171 km 8,110 a TÚ 0791 km 0,588, u kterých rozhodovala kombinace smyku a kroucení.*



Obr. 5.36 – Přehled zatížitelností podle typu konstrukcí

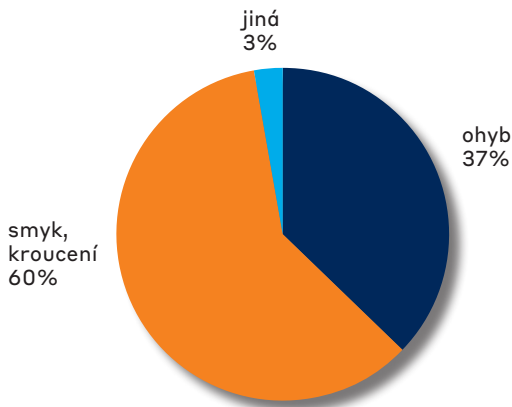


Obr. 5.37 – Přehled zatížitelností mostních konstrukcí podle rozpětí

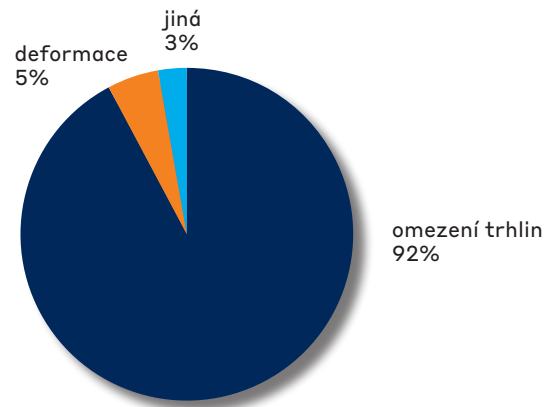


Obr. 5.38 – Přehled zatížitelností konstrukcí dle roku výstavby

Výsledky výpočtů byly pro mezní stav únosnosti i mezní stav použitelnosti analyzovány též z hlediska veličin, které byly rozhodujícím prvkem. Výsledky jsou shrnuty v grafech uvedených na obr. 5.39 a 5.40.



Obr. 5.39 – Podíl konstrukcí podle veličin rozhodujících ve výpočtech zatížitelnosti dle mezního stavu únosnosti



Obr. 5.40 – Podíl konstrukcí podle veličin rozhodujících ve výpočtech zatížitelnosti dle mezního stavu použitelnosti

Výsledky statických výpočtů v kombinaci s doporučením diagnostických průzkumů byly využity pro manažerská rozhodnutí o plánování oprav jak hlediska jejich rozsahu, tak z hlediska doby, dokdy je nutné navržené opravy provést. U některých staticky složitějších konstrukcí byly moderními výpočty prokázány oblasti se sníženou rezervou únosnosti, které jsou mj. náchylnější např. na vznik trhlin. Díky těmto podrobným výsledkům mohla být navržena vhodná opatření vč. systému sledování některých konstrukcí tak, aby veškeré negativní jevy případných poruch byly okamžitě zjištěny a analyzovány, čímž lze výrazně zvýšit míru bezpečného užívání konstrukcí.

## 6. Perspektivy předpjatého betonu v železničním mostním stavitelství ČR

V porovnání s mostními konstrukcemi z jiných materiálů mají nosné konstrukce z předpjatého betonu především následující výhody:

- při správném návrhu a kvalitním provedení mají nízké nároky na údržbu,
- vysoká tuhost – ještě potřebnější se zvyšující se rychlostí vozidel,
- příznivé vlastnosti z hlediska dynamické odezvy konstrukce (poměr hmotnosti a tuhosti) a nízká hlučnost,
- příznivá cena – často se betonové konstrukce vyznačují poměrně nízkými pořizovacími náklady.

Obvyklou nevýhodou je naopak vyšší hmotnost konstrukce a související nároky na založení, vyšší požadavky na přepravu materiálu či přepravu a montáž prefabrikovaných dílců a nemožnost přímé vizuální kontroly stavu předpínací výztuže. U běžných typů konstrukcí většinou vedou na větší stavební výšku a využití spíše pro menší až střední rozpětí.

Většina stávajících železničních mostů z předpjatého betonu v ČR je v provozu již několik desítek let, většinou přibližně 40 až 50 let. Na těchto konstrukcích se obvykle projevují především následující poruchy:

- poruchy systému vodotěsné izolace a překrytí dilatačních spár (podélných i příčných), čímž je způsobeno zatékání do konstrukcí,
- lokální degradace betonu, obvykle v souvislosti s výše uvedeným zatékáním,
- koroze betonářské výztuže, související jak se zatékáním do konstrukcí, tak i s malým krytím betonářské výztuže,
- poškození předpínací výztuže vlivem zatékání, zejména v kotevních oblastech předpjatých konstrukcí vlivem zatékání,
- poruchy ostatních částí mostu, zejména kotvení konzol (převážně prefabrikovaných) k nosné konstrukci.

V rámci rozsáhlého projektu Správy železnic proběhla podrobná kontrola stávajících předpjatých mostních konstrukcí formou diagnostických průzkumů a statických přepočtů. Ačkoliv na kontrolovaných mostních konstrukcích je již v důsledku jejich užívání nutno provést potřebné opravy, v naprosté většině případů nebyly zjištěny poruchy, které by zásadním způsobem ovlivňovaly odolnost a spolehlivost těchto konstrukcí. Na základě řady přepočtů bylo ověřeno, že při stáří předpjatých konstrukcí přibližně 40 až 50 let již proběhla naprostá většina ztrát předpětí a do doby předpokládaného konce životnosti mostu se již účinky předpětí při zachování stávajícího stavu mostu podstatně nezmění.

Kromě těchto konstrukcí jsou v provozu rovněž předpjaté železniční mosty novější. U mostů realizovaných přibližně po roce 1990 lze říci, že při jejich návrhu a realizaci se uplatnily některé nové materiály a přístupy, které přispívají k jejich spolehlivosti a trvanlivosti – například se jedná o zvýšené krytí výztuže, zvýšenou ochranu předpínací výztuže, zdokonalené postupy injektáže kabelových kanálků, moderní ložiska, mostní závěry, systémy vodotěsných izolací apod.

Na základě výše uvedených skutečností lze předpokládat, že za předpokladu provádění odpovídající údržby a nezbytných oprav (zejména opravy hydroizolace a poruch způsobených zatékáním do konstrukce) je u většiny stávajících předpjatých železničních mostů reálné dosažení předpokládané, přibližně stoleté, životnosti. Z pohledu existujících konstrukcí lze konstatovat, že vlivem několika fatálních havárií předpjatých mostů se dostala do popředí problematika trvanlivosti a spolehlivosti těchto konstrukcí. To s sebou přineslo jednak rozvoj diagnostických metod pro sledování a hodnocení technického stavu předpjatých konstrukcí a jednak souvisící rozvoj metod pro hodnocení jejich spolehlivosti a určování zatížitelnosti. Oblast technických předpisů pro hodnocení existujících konstrukcí doznala v posledních deseti letech značného rozvoje jak na národní, tak i na evropské úrovni. Metody hodnocení zavedené v evropských normách pro navrhování nových konstrukcí jsou zpřesňovány a upravovány tak, aby odpovídaly specifikům existujících konstrukcí i lokálně používaných technikám a materiálům.

Z hlediska hodnocení stávajících předpjatých mostů a stanovení jejich zatížitelnosti a přechodnosti lze za zásadní otázky označit:

- správné stanovení podmínek pro působení konstrukce po dobu zbytkové životnosti a s tím souvisejících podmínek hodnocení konstrukce, zejména u konstrukcí s kontaktními spárami,
- výběr vhodných metod pro stanovení účinků předpětí v konstrukci,
- odpovídající zavedení závad a poruch z pohledu odolnosti i trvanlivosti v návaznosti na provedený diagnostický průzkum.

Za otevřené otázky v oblasti hodnocení existujících konstrukcí z předpjatého betonu lze v současnosti označit zejména:

- podrobné rozpracování a stanovení pravidel pro posuzování únavové odolnosti betonu,
- podrobné rozpracování metodiky výpočtu odolnosti předpjatých konstrukcí ve smyku ve vztahu k minimálnímu množství smykové výztuže, zejména v prefabrikovaných konstrukcích,
- podrobné rozpracování a případná aktualizace požadavků na konstrukce z hlediska mezního stavu omezení trhlin - tzn. požadavků na ověření dekomprese a šířky trhlin, a to tzv. „ve spáře“ (příčně dělených konstrukcí) i „mimo spáru“.

Na základě vyhodnocení stavu existujících předpjatých konstrukcí a zkušeností s jejich provozováním a údržbou je možno konstatovat, že stávající předpjaté konstrukce lze v řadě případů efektivně opravit při zajištění jejich dostatečné zbytkové životnosti. Při opravách tohoto typu konstrukcí je proti jiným typům konstrukcí nutno věnovat zvýšenou pozornost zejména:

- obnovení pasivační funkce betonu ve vztahu k zajištění ochrany předpínací i betonářské výztuže,
- oprava detailů kotvení a zajištění jejich dlouhodobé spolehlivosti,
- provedení kvalitního systému vodotěsných izolací,
- zřízení vhodného systému sledování stavu předpínací výztuže, je-li to možné.

Při zesilování existujících předpjatých konstrukcí je zpravidla situace odlišná podle jednotlivých druhů konstrukcí a místních podmínek (např. možnosti úprav výškového vedení trati v místě mostu). Pro konstrukce prefabrikované a některé typy konstrukcí monolitických (zejména desky) jsou možnosti zesílení relativně úzké a sestávají zejména z doplnění spřažených částí průřezu nebo použití specifických typů přídavné výztuže (předpjaté lamely). Pro monolitické komorové a trémové konstrukce je potom spektrum možností zesílení širší a obsahuje jak možnosti doplnění spřažených částí průřezu, tak i doplnění předpínací výztuže, zejména externí kabelů.

Doplňování pasivní výztuže do tažené oblasti konstrukcí (doplnění betonářské výztuže nebo lepených lamel bez předpětí) nelze obecně doporučit, protože relativně malé přetvoření konstrukcí na mezi únosnosti významně omezuje účinnost pasivní výztuže. Naproti tomu doplněním předpjaté výztuže lze dosáhnout významného zvýšení odolnosti konstrukce. Doplnění spřažených částí průřezu v tlačené oblasti přináší obvykle dobré výsledky u konstrukcí menších rozpětí (cca do 30 m), kde je přírůstek účinku vlastní tíhy konstrukce vyvážen přírůstkem odolnosti.

Předpjaté konstrukce a jejich technická řešení doznala v posledních cca 20 letech významných změn směřujících zejména ke zvýšení trvanlivosti a spolehlivosti předpjatých konstrukcí. Zejména používání kvalitních betonů, vylepšení předpínacích systémů z hlediska ochrany proti korozi a implementace prvků umožňujících dlouhodobé sledování stavu předpínací výztuže (elektrická izolace systému předpětí, kontrolní body a nové metody diagnostiky) společně s vývojem systémů nesoudržného předpětí umožňují návrh konstrukcí splňujících nejvyšší požadavky na spolehlivost a trvanlivost. Nezanedbatelnou roli hraje rovněž vývoj odpovídajících detailů kotvení předpínací výztuže a jejich ochrana proti případnému zatékání.

Lze konstatovat, že při správném návrhu a provedení je možno technologií předpjatého betonu získat trvanlivé konstrukce s vynikajícími provozními vlastnostmi vhodné jak pro konvenční, tak i vysokorychlostní tratě. Oblast použití lze spatřovat zejména v oblasti malých a středních rozpětí, pro mosty velkých rozpětí lze využití předpjatého betonu očekávat spíše menší. Významnou výhodou předpjatých konstrukcí v oblasti vysokorychlostních tratí jsou jejich dynamické vlastnosti, zejména výhodný poměr tuhosti a hmotnosti nosné konstrukce, který umožňuje snadné splnění provozních požadavků.

U nových předpjatých konstrukcí je nutno proti jiným typům konstrukcí dbát zejména na:

- správný výběr a návrh předpínacího systému, vhodné detaily předpětí,
- použití odpovídající třídy ochrany systému předpětí ve vztahu k umístění mostu a výskytu bludných proudů (pro mosty na dráze je nutno požadovat minimálně třídu PL2, pro konstrukce s výskytem bludných proudů potom PL3),
- návrh systému pro dlouhodobé sledování a hodnocení stavu předpínací výztuže bez nutnosti invazivního zásahu do konstrukce,
- u významných konstrukcí návrh opatření pro možnost dodatečného zesílení mostu externími předpínacími kabely.

Z hlediska zajištění trvanlivosti a dlouhodobé spolehlivosti lze doporučit provádění externí nebo nesoudržné předpínací výztuže umožňující snadnější sledování a v krajním případě i výměnu systému předpětí.

S ohledem na výše uvedené skutečnosti lze předpokládat, že předpjaté betonové konstrukce budou i nadále nacházet uplatnění v oblasti drážních mostů. Vzhledem k vývoji materiálů a aktuálnímu tlaku na udržitelnost stavebnictví lze předpokládat, že budoucnost předpjatých konstrukcí leží především v oblastech mostů menších a středních rozpětí, kde lze s výhodou kombinovat prefabrikaci s monoliticky zhotovovanými částmi konstrukce. Monolitické předpjaté konstrukce s využitím pokročilých systémů předpětí nacházejí uplatnění v aplikacích vyžadujících atypická řešení, zejména ve stísněných poměrech a speciálních aplikacích (letmá betonáž). Rovněž lze předpokládat široké uplatnění technologie příčně dělených prefabrikovaných konstrukcí. Dosud velmi problematická odolnost předpjatých konstrukcí proti působení bludných proudů je v současnosti řešitelná elektricky izolovanými systémy předpětí.

Díky vývoji v oblasti technologie betonu lze předpokládat, že pro prefabrikované konstrukce budou používány betony vysokých pevností, včetně vláknobetonů. Takovéto konstrukce mohou poskytnout ve spojení se systémy nesoudržného předpětí a vhodně zvolenými detaily velmi vysoké hodnoty životnosti a trvanlivosti.

## 7. Závěr

Železniční mosty s předpjatou nosnou konstrukcí tvoří početně sice menší, ale dopravně a technicky významnou součást infrastruktury železniční sítě. V současné době však ve světle nedávných havárií předpjatých konstrukcí zaznívá otázka jejich únosnosti a bezpečnosti. Jejím zodpovězení je věnována tato kniha, a zejména velmi rozsáhlý projekt „Diagnostika a přepočty mostů s předpjatou nosnou konstrukcí“.

Jak ukazují kapitoly 2. a 3., předpjatý beton má v síti Správy železnic bohatou a zajímavou historii. Od prvního mostu v roce 1954 do dneška bylo realizováno celkem 167 mostů. Většina z nich jsou konstrukce typizované, které jsou popsány v kapitole 3., jen menší část jsou konstrukce atypické či monolitické. To svým způsobem zjednodušuje správu a údržbu těchto konstrukcí.

Poznatky důležité pro správu mostů, tedy především typické vady, poruchy a jejich příčiny, jsou systematicky pojednány v kapitole 4. Zde je ale třeba zdůraznit, že stav železničních předpjatých mostů je díky vyšší kvalitě výroby i kontroly, ale také díky absenci chemických rozmrazovacích látek významně lepší než stav obdobných konstrukcí v silniční síti.

To dokazují výsledky výše uvedeného projektu. Zcela zásadním zjištěním je poměrně dobrý stav předpínací výztuže, která je pro únosnost mostů nejvýznamnější. Jen ve zcela ojedinělých případech bylo nalezeno její poškození, a i tak nešlo mimo jeden most o míru, která by významně redukovala únosnost výztuže a navazující zatížitelnost. Je třeba také konstatovat kvalitu zainjektování předpínací výztuže, což dokládá velký důraz na kontrolu kvality výstavby danou vysokou odborností správců železniční infrastruktury. Důsledkem těchto poznatků jsou i poměrně dobré a uspokojivé hodnoty zatížitelnosti a přechodnosti, kde až na několik výjimek jsou tyto parametry uspokojivé a dostatečné pro zajištění požadovaného železničního provozu.

V kapitole 6. jsou pak shrnuty perspektivy dalšího vývoje předpjatých nosných konstrukcí v železniční dopravní síti. Lze předpokládat, že budoucnost předpjatých konstrukcí leží především v oblastech mostů menších a středních rozpětí, kde lze s výhodou kombinovat prefabrikaci s monoliticky zhotovovanými částmi konstrukce. Je možné i využití v aplikacích vyžadujících atypická řešení, zejména ve stísněných poměrech a speciálních aplikacích. Díky vývoji v oblasti technologie betonu lze předpokládat, že pro prefabrikované konstrukce budou používány betony vysokých pevností, včetně vláknobetonů. Takovéto konstrukce mohou poskytnout ve spojení se systémy nesoudržného předpětí a vhodně zvolenými detaily velmi vysoké hodnoty životnosti a trvanlivosti.

## 8. Literatura

### 8.1. Typové podklady + původní dokumentace (archivní)

- [1-1] Firemní materiály Eurovia, a.s. a SMP CZ, a.s.
- [1-2] Nosníky Petra spřažené železobetonovou deskou pro nosné konstrukce mostů pozemních komunikací a železničních drah, PONTEX, s.r.o., PROMO, s.r.o.
- [1-3] <http://www.zpsv.cz/>
- [1-4] Železniční deskové mosty z předpjatého betonu pro sv. 8,00 m – 14,00 m, 1958 (typový podklad)
- [1-5] Typový podklad, Nosné konstrukce železničních mostů z předpjatého betonu L = 9–15 m, SUDOP Praha, 1966
- [1-6] Nosné konstrukce železničních mostů skříňového průřezu z předpjatého betonu skladebných délek 18, 21 a 24 m, SUDOP, 1967
- [1-7] Klimeš, J., Zůda, K.: Betonové mosty II. Mosty z předpjatého betonu, SNTL/ALFA, 1969
- [1-8] Výkres výztuže nosníků MT, Armabeton, 1975
- [1-9] Voves, B.: Technologie předpjatého betonu, SNTL 1976
- [1-10] Typový podklad (TP), Předpjatá spřažená betonová konstrukce trémová pro železniční mosty skladebné délky L = 30 m, SUDOP, září 1980
- [1-11] Typový podklad, Předpjatá spřažená betonová konstrukce trémová pro železniční mosty skladebné délky L = 21 m, SUDOP, 1981
- [1-12] Katalog prefabrikátů 1985, Dopravní stavby Olomouc
- [1-13] Typový podklad, Předpjatá spřažená betonová konstrukce trémová pro železniční mosty skladebné délky L = 13,50 a 15,00 m, SUDOP, 1985
- [1-14] Typový podklad, Předpjatá spřažená betonová konstrukce trémová pro železniční mosty skladebné délky L = 27 m, SUDOP, 1986
- [1-15] Lazar, J., Plotěný, P.: Laná v předpätom betóně, VÚIS Bratislava, 1987
- [1-16] Janda, L., Kleisner, Z., Zvara, J.: Betonové mosty, SNTL/ALFA, 1988
- [1-17] Typový podklad, Předpjatá spřažená betonová konstrukce trémová pro železniční mosty skladebné délky L = 24 m, SUDOP, 1988
- [1-18] Šafář, R. – Elbel, J. – Štěrba, K. – Peřina, J. – Duška, J. – et al.: Research, design and construction of concrete structures and bridges. In Proceedings of the 2nd FIB Congress. Napoli: University of Napoli, 2006, p. 124-125. ISBN 88-89972-06-8.
- [1-19] Collepardi, M.: Moderní beton, Informační centrum ČKAIT, 2009
- [1-20] Interakce koleje a mostů s velkými dilatačními délkami – závěrečná zpráva. FAST VÚT v Brně a FSv ČVUT v Praze, objednatel SŽDC, s.o., 12/2015
- [1-21] Šafář, R., Peřina, J., Duška, J., Pospel, M., Karbanová, B., Tichý, S.: Železniční předpjatý most u Chomutova, Konstrukční beton v České republice 2003–2008 (Národní zpráva České republiky pro 1. fib kongres, Ósaka, 2002)
- [1-22] Pítner, M., Hodan, J., Smíšek, P., Drbohlav, P., Anděl, I.: Železniční estakáda Sluncová, Konstrukční beton v České republice 2006–2009 (Národní zpráva České republiky pro 3. fib kongres – Washington, DC, 2010)
- [1-23] Šafář, R.: Hodnocení technického stavu železničních mostů z předpjatého betonu, 02/2017
- [1-24] Vliv koroze na vlastnosti ocelové předpínací výztuže, kolektiv autorů Kloknerův ústav, ČVUT. Sborník z 26. Betonářské dny (2019), Sekce ČT2B: Výzkum a technologie 3, ISBN 978-80-907611-2-4.



## 8.2. Diagnostiky a zatížitelnosti (současně provedené)

- [2-1] Most Čechočovice v TÚ 1201 (Retz–Kolín) v km 163,119, Mostní vývoj, 06/2020 a SHP, 07/2020
- [2-2] Most Rakšice v TÚ 1271 (Hrušovany nad Jevišovkou – Brno) v km 117,848, Mostní vývoj, 05/2020 a SHP, 07/2020
- [2-3] Most Bohuslavice u Kyjova v TÚ 2302 (Brno–Černovice – Vlárský průsmyk) v km 59,006, Mostní vývoj, 06/2020 a SHP, 07/2020
- [2-4] Most Brno–Černovice v TÚ 2005 (Brno–Horní Heršpice – Brno–Židenice) v km 3,541, Mostní vývoj, 11/2020
- [2-5] Most Kotojedy v TÚ 2122 (Kroměříž–Zborovice) v km 3,214, Mostní vývoj, 05/2020 a SHP, 07/2020
- [2-6] Most Hlubočky v TÚ 2191 (Olomouc–Krnov) v km 12,836, Mostní vývoj, 10/2020
- [2-7] Most Staré Město v TÚ 2401 (Břeclav–Přerov) v km 137,608, Mostní vývoj, 05/2020 a SHP, 07/2020
- [2-8] Most Hlubočky v TÚ 2191 (Olomouc–Krnov) v km 12,897, Mostní vývoj, 05/2020 a SHP, 07/2020
- [2-9] Most Malý Gagarin v TÚ 2521 (Český Těšín – Ostrava–Kunčice) v km 5,754, Pontex, 08/2020 a 11/2020
- [2-10] Most Frýdecká v TÚ 2561 (Ostrava–Kunčice – Polanka nad Odrou) v km 31,963, Inset, 10/2020
- [2-11] Most přes Mlýnku (Svinov) v TÚ 1891 (Přerov–Bohumín) v km 260,983, Inset, 10/2020
- [2-12] Most Bruntál v TÚ 2191 (Olomouc–Krnov) v km 62,355, Inset, 11/2020
- [2-13] Most Velký Gagarin v TÚ 2521 (Český Těšín – Ostrava–Kunčice) v km 5,872, Pontex, 08/2020
- [2-14] Most Hylváty v TÚ 1501 (Česká Třebová – Praha) v km 252,986, Mostní vývoj, 11/2020
- [2-15] Most Jaroměř v TÚ 1601 (Hradec Králové – Stará Paka) v km 41,301, Mostní vývoj, 03/2020 a SHP, 05/2020
- [2-16] Most Lačnov v TÚ 2002 (Brno – Česká Třebová) v km 232,825, Mostní vývoj, 04/2020 a SHP, 05/2020
- [2-17] Most Železný Brod v TÚ 1051 (Stará Paka – Liberec) v km 109,568, Inset, 10/2020 a SHP, 02/2021
- [2-18] Most Vysokov v TÚ 1561 (Týniště nad Orlicí – Meziměstí) v km 55,340, Inset, 09/2020 a SHP, 02/2021
- [2-19] Most Česká Skalice v TÚ 1651 (Jaroměř–Trutnov) v km 12,826, Inset, 09/2020 a SHP, 02/2021
- [2-20] Most Most u Třebešova v TÚ 0281 (Protivín–Zdice) v km 32,312, Ing. Ryjáček, Ph.D., 11/2020
- [2-21] Most Tábor v TÚ 1851 (Horní Cerekev – Tábor) v km 67,750, Pontex, 11/2020
- [2-22] Most Sokolovská v TÚ 0781 (Balabenka–Rokytká) v km 0,230, Inset, 04/2020 a KÚ ČVUT, 06/2020
- [2-23] Most Na Žertvách v TÚ 0781 (Balabenka–Rokytká) v km 0,424, Inset, 04/2020 a KÚ ČVUT, 06/2020
- [2-24] Most Na Žertvách v TÚ 0782 (Balabenka–Rokytká) v km 0,424, Inset, 04/2020 a KÚ ČVUT, 06/2020
- [2-25] Most Sokolovská v TÚ 0791 (Praha–Libeň – Praha–Holešovice) v km 0,397, FSv ČVUT, 04/2020 a 06/2020
- [2-26] Most Primátorská v TÚ 0791 (Praha–Libeň – Praha–Holešovice) v km 1,575, FSv ČVUT, 04/2020 a 06/2020
- [2-27] Most Holešovice přes Vltavu v TÚ 0791 (Praha–Libeň – Praha–Holešovice) v km 3,346, Pontex, 06/2020 a 06/2020
- [2-28] Most Sokolovská v TÚ 0792 (Praha–Libeň – Praha–Vysočany) v km 0,230, Pontex, 04/2020 a 06/2020
- [2-29] Most Čuprova v TÚ 0792 (Praha–Libeň – Praha–Vysočany) v km 0,748, Inset, 04/2020 a KÚ ČVUT, 06/2020
- [2-30] Most Sokolovská v TÚ 0901 (Praha–Turnov) v km 4,723, Inset, 04/2020 a KÚ ČVUT, 06/2020
- [2-31] Most Žertvy v TÚ 0901 (Praha–Turnov) v km 4,928, Inset, 04/2020 a KÚ ČVUT, 06/2020
- [2-32] Most Čuprova v TÚ 0901 (Praha–Turnov) v km 5,265, Inset, 04/2020 a KÚ ČVUT, 06/2020
- [2-33] Most Stará Boleslav v TÚ 0921 (Lysá nad Labem – Všetaty) v km 348,054, KÚ ČVUT, 04/2020 a 06/2020
- [2-34] Most Kutná Hora v TÚ 1201 (Retz–Kolín) v km 287,291, KÚ ČVUT, 04/2020 a 06/2020
- [2-35] Most D11 v TÚ 1512 (Poříčany–Nymburk) v km 2,227, Inset, 04/2020 a KÚ ČVUT, 06/2020
- [2-36] Most Rakovník v TÚ 0171 (Lužná u Rakovníka – Rakovník) v km 8,110, FSv ČVUT, 12/2020
- [2-37] Most Mikovice v TÚ 0691 (Kralupy nad Vltavou – Kr. předměstí) v km 1,842, KÚ ČVUT, 12/2020 a 06/2021
- [2-38] Most Středokluky v TÚ 0742 (Středokluky–Podlešín) v km 28,063, KÚ ČVUT, 12/2020 a 06/2021
- [2-39] Most Žloukovice v TÚ 0761 (Beroun–Rakovník) v km 12,884, Pontex, 12/2020 a 06/2021
- [2-40] Most Na Žertvách v TÚ 0791 (Praha–Libeň – Praha–Holešovice) v km 0,588, FSv ČVUT, 12/2020

- [2-41] Most Libeň v TÚ 0791 (Praha-Libeň – Praha-Holešovice) v km 1,225, KÚ ČVUT, 12/2020 a 06/2021
- [2-42] Most Bulovka v TÚ 0791 (Praha-Libeň – Praha-Holešovice) v km 2,502, KÚ ČVUT, 12/2020 a 06/2021
- [2-43] Most Na Žertvách v TÚ 0792 (Praha-Libeň – Praha-Vysočany) v km 0,424, FSv ČVUT, 12/2020
- [2-44] Most Kralupy v TÚ 0801 (Praha–Děčín) v km 437,638, Pontex, 12/2020 a 06/2021
- [2-45] Most ONJ – Odstavné nádraží Praha Jih v TÚ 0894 (Praha-Vršovice – Praha-Vršovice seř.n.) v km 1,150, Pontex, 12/2020 a 06/2021
- [2-46] Most Čelákovice v TÚ 0911 (Čelákovice–Neratovice) v km 5,703, Mott MacDonald CZ, 12/2020
- [2-47] Most Čáslav v TÚ 1201 (Retz–Kolín) v km 277,650, Mott MacDonald CZ, 12/2020
- [2-48] Most Petrohrad v TÚ 0502 (Mladotice–Žatec) v km 163,233, KÚ ČVUT, 12/2019 a Pontex, 06/2020
- [2-49] Most Obrnice v TÚ 0591 (Ústí nad Labem – Most) v km 1,067, KÚ ČVUT, 12/2019 a Pontex, 06/2020
- [2-50] Most Staré Předlice v TÚ 0591 (Ústí nad Labem – Most) v km 5,428, FSv ČVUT, 05/2020 a Pontex, 06/2020
- [2-51] Most Chabařovice v TÚ 0591 (Ústí nad Labem – Most) v km 10,037, FSv ČVUT, 05/2020 a Pontex, 06/2020
- [2-52] Most Chotějovice v TÚ 0591 (Ústí nad Labem – Most) v km 31,446, Pontex, 01/2020 a 06/2020
- [2-53] Most Chomutov v TÚ 0602 (Most–Chomutov) v km 63,727, FSv ČVUT, 12/2019 a 06/2020
- [2-54] Most Velvěty v TÚ 0661 (Ústí nad Labem – Bílina) v km 12,805, FSv ČVUT, 12/2019 a 06/2020
- [2-55] Most Hostomice v TÚ 0661 (Ústí nad Labem – Bílina) v km 21,129, Inset, 05/2020 a Pontex, 06/2020
- [2-56] Most Hostomice v TÚ 0661 (Ústí nad Labem – Bílina) v km 21,627, Inset, 05/2020 a Pontex, 06/2020
- [2-57] Most Hostomice v TÚ 0661 (Ústí nad Labem – Bílina) v km 21,704, Inset, 05/2020 a Pontex, 06/2020
- [2-58] Most Želénky v TÚ 0591 (Ústí nad Labem – Most) v km 28,44, Pontex, 01/2020 a 06/2020
- [2-59] Most Chomutov v TÚ 0112 (Chomutov–Cheb) v km 139,173, Pontex, 11/2020 a 06/2021
- [2-60] Most Cheb v TÚ 0203 (Plzeň–Cheb) v km 236,896, FSv ČVUT, 11/2020
- [2-61] Most Cheb v TÚ 0203 (Plzeň–Cheb) v km 236,898, FSv ČVUT, 11/2020
- [2-62] Most Chabařovice v TÚ 0591 (Ústí nad Labem – Most) v km 8,035, KÚ ČVUT, 11/2020 a 06/2021
- [2-63] Most Bílina v TÚ 0591 (Ústí nad Labem – Most) v km 39,043, KÚ ČVUT, 11/2020 a 06/2021

### 8.3. Normy a předpisy

- [3-1] Směrnice pro navrhování mostů, 1951
- [3-2] Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů, SŽDC 2015
- [3-3] Předpis S5/1 – Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů, Správa železnic 05/2020
- [3-4] TKP staveb státních drah, v platném znění
- [3-5] ČSN 42 0139: 2011 Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel žebříková a hladká, vč. Změny Z1 – 11/2016
- [3-6] ČSN 73 1001: 1987 Základová půda pod plošnými základy
- [3-7] ČSN 73 1251: 1969 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, vč. Změny a) 6/1982. Zrušena 10/1993
- [3-8] ČSN 73 1318: 1986 Stanovení pevnosti betonu v tahu, vč. Změny 1 – 08/1994 a Změny 2 – 11/2003
- [3-9] ČSN 73 1372: Nedestruktivní zkoušení betonu – Rezonanční metoda zkoušení betonu
- [3-10] ČSN 73 1373: Nedestruktivní zkoušení betonu – Tvrdoměrné metody zkoušení betonu
- [3-11] ČSN 73 2004: 1960 Směrnice pro konstrukce z předpjatého betonu, včetně Změny – 07/1962, Změny b-1/1965, Změny c-1/1970 a Změny d-7/1970
- [3-12] ČSN 73 2011: Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí
- [3-13] ČSN 73 6202: 1953 Jednotný mostní řád. Zatížení a statický výpočet mostů

- [3-14] ČSN 73 6203: 1969 Zatížení mostů, včetně Změny a 4-5/1976. Zrušena 1.9.1987
- [3-15] ČSN 73 6203: 1986 Zatížení mostů, vč. Změny a-8/1988, Změny b-11/1989, Opravy N1-07/1997
- [3-16] ČSN 73 6207: 1993 Navrhování mostních konstrukcí z předpjatého betonu, vč. Změny 1-01/1998 a Změny 2-01/2006. Zrušena 04/2010
- [3-17] ČSN 73 6214: 2014 Navrhování betonových mostních konstrukcí
- [3-18] ČSN 73 6222: 2013 Zatížitelnost mostů pozemních komunikací, vč. Změny Z1 – 07/2015
- [3-19] ČSN 74 2870: 1973 Ocelové kotvy pro kotvení kabelů konstrukcí z dodatečně předpjatého betonu, vč. Změny a-05/1976
- [3-20] ČSN P 74 2871: 2012 Systémy dodatečného předpínání – Všeobecné požadavky a zkoušení
- [3-21] ČSN P ENV 1992-2: 1998 (73 6208) Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty
- [3-22] ČSN EN 197-1 ed. 2: 2012 (72 2101) Cement – Část 1: Složení, specifikace a kritéria shody cementů pro obecné použití
- [3-23] ČSN EN 206+A1: Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [3-24] ČSN EN 206 + A2: 2021 (73 2403) Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
- [3-25] ČSN EN 447: 2011 (73 2410) Injektážní malta pro předpínací kabely – Základní požadavky
- [3-26] ČSN EN 523: 2003 (74 2880) Hadice z ocelového pásu pro předpínací výztuž – Terminologie, požadavky, řízení jakosti
- [3-27] ČSN EN 934-1: 2008 (72 2326) Přísady do betonu, malty a injektážní malty – Část 1: Společné požadavky
- [3-28] ČSN EN 934-2+A1: 2012 (72 2326) Přísady do betonu, malty a injektážní malty – Část 2: Přísady do betonu – Definice, požadavky, shoda, označování a značení štítkem
- [3-29] ČSN EN 934-4: 2010 (72 2326) Přísady do betonu, malty a injektážní malty – Část 4: Přísady do injektážní malty pro předpínací kabely – Definice, požadavky, shoda, označování a značení štítkem
- [3-30] ČSN EN 934-6: 2019 (72 2326) Přísady do betonu, malty a injektážní malty – Část 6: Odběr vzorků, posuzování a ověřování stálosti vlastností
- [3-31] ČSN EN 1008: 2003 (73 2028) Záměsová voda do betonu – Specifikace pro odběr vzorků, zkoušení a posouzení vhodnosti vody, včetně vody získané při recyklaci v betonárně, jako záměsové vody do betonu, vč. Opravy Opr. 1 – 10/2004
- [3-32] ČSN EN 1542: 2000 (73 2115) Výrobky a systémy pro ochranu a opravy betonových konstrukcí – Zkušební metody – Stanovení soudržnosti odtrhovou zkouškou
- [3-33] ČSN EN 1990 ed. 2: 2015 (73 0002) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí
- [3-34] ČSN EN 1991-1-1: 2004 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, vč. Opravy 1 – 02/2010, Změny Z1 – 02/2010 a Změny Z2 – 03/2010
- [3-35] ČSN EN 1991-1-4 ed. 2: 2013, (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
- [3-36] ČSN EN 1991-1-5: 2005 (73 0035) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou, vč. Opravy 1 – 02/2010, Opravy 2 – 06/2011, Změny Z1 – 02/2010 a Změny Z2 – 03/2010
- [3-37] ČSN EN 1991-2 ed. 2: 2018 (73 6203) Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 2: Zatížení mostů dopravou, 03/2010
- [3-38] ČSN EN 1992-1-1 ed. 2: 2019 (73 1201) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
- [3-39] ČSN EN 1992-2: 2007 (73 6208) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady, vč. Opravy 1 – 10/2009, Změny Z1 – 03/2010 a Změny Z2 – 01/2014
- [3-40] ČSN EN 10080: 2005 (42 1039) Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně
- [3-41] ČSN EN 12350-1: 2020 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 1: Odběr vzorků a zkušební zařízení
- [3-42] ČSN EN 12350-2: 2020 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 2: Zkouška sednutím
- [3-43] ČSN EN 12350-3: 2020 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 3: Zkouška VeBe

- [3-44] ČSN EN 12350-4: 2020 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 4: Stupeň zhutnitelnosti
- [3-45] ČSN EN 12350-5: 2020 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 5: Zkouška rozlitém
- [3-46] ČSN EN 12350-6:2020 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 6: Objemová hmotnost
- [3-47] ČSN EN 12350-7: 2020 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 7: Obsah vzduchu – Tlakové metody
- [3-48] ČSN EN 12350-8: 2020 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 8: Samozhutnitelný beton – Zkouška sednutí – rozlitém
- [3-49] ČSN EN 12350-9: 2010 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 9: Samozhutnitelný beton – Zkouška V-nálevkou
- [3-50] ČSN EN 12350-10: 2010 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 10: Samozhutnitelný beton – Zkouška L-truhlíkem
- [3-51] ČSN EN 12350-11: 2010 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 11: Samozhutnitelný beton – Zkouška segregace při prosévání
- [3-52] ČSN EN 12350-12: 2010 (73 1301) Zkoušení čerstvého betonu – Část 12: Samozhutnitelný beton – Zkouška J-kroužkem, vč. Změny Z1 – 02/2018
- [3-53] ČSN EN 12390-3: Zkoušení ztvrdlého betonu – Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles
- [3-54] ČSN EN 12504-1: Zkoušení betonu v konstrukcích – Část 1: Vývrty – Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku
- [3-55] ČSN EN 12620+A1: 2008 (72 1502) Kamenivo do betonu, vč. Změny Z2 – 03/2014
- [3-56] ČSN EN 13055: 2017 (72 1505) Pórovité kamenivo
- [3-57] ČSN EN 13263-1+A1: 2009 (72 2095) Křemičitý úlet do betonu – Část 1: Definice, požadavky a kritéria shody
- [3-58] ČSN EN 13263-2+A1: 2009 (72 2095) Křemičitý úlet do betonu – Část 2: Hodnocení shody
- [3-59] ČSN EN 13391: 2004 (74 2871) Mechanické zkoušky pro systémy dodatečného předpínání
- [3-60] ČSN EN 13791: Posuzování pevnosti betonu v tlaku v konstrukcích a v prefabrikovaných betonových dílcích
- [3-61] ČSN EN ISO 10304-1: Jakost vod - Stanovení rozpuštěných aniontů metodou kapalinové chromatografie iontů - Část 1: Stanovení bromidů, chloridů, fluoridů, dusičnanů, dusitanů, fosforečnanů a síranů
- [3-62] ČSN EN ISO 12570: Tepelně vlhkostní chování stavebních materiálů a výrobků – Stanovení vlhkosti sušením při zvýšené teplotě
- [3-63] ČSN ISO 1920-10: Část 10: Stanovení statického modulu pružnosti v tlaku
- [3-64] ČSN EN ISO 15630-1: 2020 (42 0365) Ocel pro výztuž a předpínání betonu – Zkušební metody – Část 1: Tyče, válcovaný drát a drát pro výztuž do betonu
- [3-65] ČSN EN ISO 15630-2: 2020 (42 0365) Ocel pro výztuž a předpínání betonu – Zkušební metody – Část 2: Svařované sítě a příhradové nosníky
- [3-66] ČSN EN ISO 15630-3: 2020 (42 0365) Ocel pro výztuž a předpínání betonu – Zkušební metody – Část 3: Oceli pro předpínání
- [3-67] EN 10138 Předpínací výztuž (zatím nevydána)
- [3-68] EN 15528 - Železniční aplikace – Traťové třídy zatížení pro určení vztahu mezi dovoleným zatížením infrastruktury a maximálním zatížením vozidly (2015)
- [3-69] ÚN 74 2870: 1961 Ocelové kotvy pro kotvení kabelů dodatečně napínaných prvků z předpjatého betonu („J. Horel“)
- [3-70] ON 74 2874: 1978 Ocelové kotvy a spojky na kotvení a nadpájanie káblov z lán Ø Lp 15,5 konstrukcií z predpätého betónu, Spoločné ustanovenia
- [3-71] ON 74 2878: 1990 Kotvy pre vopred predpätý betón . Kotvy s uhlom zovretia 8° na laná Ø LP 15,5 a Ø LP 12,5 mm
- [3-72] ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary
- [3-73] ČSN 73 1325: Stanovení mrazuvzdornosti betonu zkrácenými zkouškami
- [3-74] ČSN ISO 13822: 2014 (73 0038) Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí
- [3-75] ČSN 73 0038: 2019 Hodnocení a ověřování existujících konstrukcí – Doplňující ustanovení



## FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT V PRAZE

Fakulta stavební disponuje akreditovanou zkušební laboratoří s velkou šíří prováděných zkoušek laboratorních a in-situ (včetně zatěžovacích zkoušek), řadou moderního diagnostického vybavení pro ocelové i betonové konstrukce a rozsáhlým softwarovým vybavením pro numerické analýzy a přepočty konstrukcí.

Fakulta stavební je v oblasti mostního stavitelství schopna řešit multidisciplinární problematiku, uvedenou problematikou mostů se zabývají zejména pracoviště:

- Katedra ocelových a dřevěných konstrukcí<sup>1</sup>
- Katedra betonových a zděných konstrukcí<sup>2</sup>
- Experimentální centrum<sup>3</sup>
- Katedra mechaniky<sup>4</sup>

### EXPERTNÍ A KONZULTAČNÍ ČINNOST

- Zpracování odborných studií a posudků v oblasti mostního stavitelství, nezávislé posudky a kontrola projektové dokumentace a statických výpočtů
- Výkon supervize při přípravě či realizaci staveb

### EXPERIMENTÁLNÍ ČINNOST

- Zatěžovací zkoušky mostů – statické, dynamické
- Dlouhodobé monitorování mostů a konstrukcí – statické i dynamické
- Materiálové zkoušky oceli, betonu i jiných materiálů
- Laboratorní i in-situ měření stavebních konstrukcí klasickými technologiemi, ale i bezkontaktní měření deformací a přetvoření systémem digitální korelace obrazu
- Návrh, provedení a vyhodnocení experimentálního vývoje v oblasti mostů

### NUMERICKÉ ANALÝZY

- Statické posudky a analýzy, včetně dynamických výpočtů
- Přepočty zatížitelnosti silničních a železničních mostů a lávek
- Posudky interakce most – kolej
- Komplexní geometricky a materiálově nelineární simulace

### DIAGNOSTICKÉ PRŮZKUMY MOSTŮ

- Provádění hlavních a mimořádných prohlídek mostů
- Komplexní diagnostické průzkumy ocelových, železobetonových a předpjatých mostů

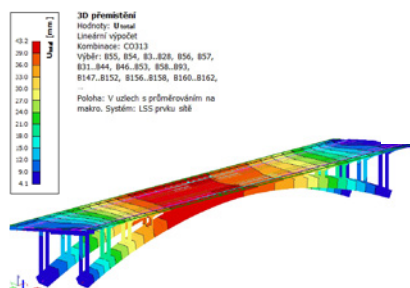
### REFERENCE



Rekonstrukce mostu v km 80,930 trati Hohenau (ÖBB) – Přerov – „Oskar“<sup>1,3,4</sup>  
Investor: SŽDC, s.o.  
Objednavatel: FIRESTA



Rekonstrukce železničních mostů pod Vyšehradem – statická a dynamická ověřovací zatěžovací zkouška mostu, dlouhodobé sledování mostu<sup>1,3,4</sup>  
Investor: SŽ, s.o.



Ostrovský most ev. č. M2, M3 a M4 v Karlových Varech – Diagnostický průzkum a přepočet zatížitelnosti<sup>1</sup>

Investor: Magistrát města K. Vary  
Objednavatel: CDV, v.v.i.



Diagnostika a statické posouzení železničních mostů s nosnou konstrukcí z předpjatého betonu<sup>1,2,3</sup>

Objednavatel: SŽ, s.o.



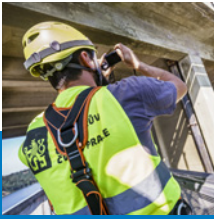
Rekonstrukce mostu v km 143,143 v žst. Brno hl. n. (Hybešova) – experimentální, numerické a diagnostické činnosti při posouzení historické a nové puklovky<sup>1,3</sup>

Investor: SŽ, s.o.



Statická a dynamická zatěžovací zkouška mostu (železniční most nad Nosickým kanálem, objekt SO 44.33.11)<sup>1,3,4</sup>

Objednavatel: FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby, a. s.



Kloknerův ústav byl založen roku 1921 a vstoupil do historie jako první výzkumný ústav v oblasti stavebnictví v ČR a zařadil se mezi čtyři nejstarší samostatná vědecká pracoviště tohoto typu v Evropě. Kromě vědecko-výzkumných a pedagogických aktivit se pracovníci ústavu věnují rozsáhlé spolupráci s praxí. Pro tento účel Kloknerův ústav disponuje moderní Akreditovanou zkušební laboratoří (AZL 1061).



#### **HLAVNÍ OBLASTI ČINNOSTI SPOLUPRÁCE S PRŮMYSLEM JSOU:**

- diagnostika a komplexní hodnocení spolehlivosti stavebních konstrukcí
- zkoušení materiálů a konstrukcí v laboratoři nebo in situ včetně činnosti akreditované zkušební laboratoře AZL 1061
- statické a dynamické výpočty stavebních konstrukcí
- rozvoj monitorovacích systémů dlouhodobého sledování chování stavebních konstrukcí
- materiálové inženýrství v široké oblasti stavebních hmot
- technologie betonu a materiálů na bázi cementu
- sanace betonových konstrukcí a zděných konstrukcí zasažených vlhkostí
- expertní a znalecká činnost v oblasti vad a poruch konstrukcí

# DIAGNOSTIKA STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

## DIAGNOSTIKA A PROHLÍDKY MOSTŮ

- Komplexní diagnostické průzkumy mostů a inženýrských konstrukcí
- Ověřování stavu a polohy výztuže betonu
- Korozní průzkumy ocelových konstrukcí
- Zpracování podkladů pro opravy a rekonstrukce mostů
- Běžné, hlavní a mimořádné prohlídky mostů
- Dlouhodobá sledování konstrukcí
- Měření napjatosti konstrukcí včetně dlouhodobého sledování
- Mapování a dlouhodobé sledování chování trhlin
- Pasportizace a sledování objektů
- Ověřování vlivu bludných proudů na mosty a inženýrské konstrukce
- Statické posuzování konstrukcí
- Hodnocení existujících konstrukcí

## ZATĚŽOVACÍ ZKOUŠKY

- Zpracování podkladů pro zatěžovací zkoušky
- Provedení statických a dynamických zatěžovacích zkoušek mostů včetně vyhodnocení
- Měření průhybů, napjatostí v režimu on-line
- Dlouhodobé sledování
- Zajištění měření při nadměrných přepravách



### KONTAKTY:

Pontex, spol. s r.o.  
Bezová 1658  
147 00 Praha 4 - Braník

Ing. Václav Hvízdal  
tel.: +420 606 646 680  
email: hvizdal@pontex.cz

Ing. Tomáš Míčka  
tel.: +420 606 644 442  
email: micka@pontex.cz

Společnost Mott MacDonald CZ jako součást skupiny Mott MacDonald byla v České republice založena v roce 1993 a je jednou z předních nezávislých projektových, inženýrských a poradenských společností. Naše kanceláře v Praze a Brně zaměstnávají přes 180 inženýrů nejrůznějších specializací a nabízejí širokou škálu služeb od přípravy projektů až po jejich realizaci včetně expertní činnosti v rámci mostního stavitelství.

## Prohlídky mostních konstrukcí

- Provádění všech druhů prohlídek mostů
- Supervise a kontrolní činnost v rámci dohledu nad stavem a bezpečností mostů
- Podpora a konzultační činnost při správě a údržbě mostů

## Hodnocení existujících mostních konstrukcí

- Příprava, zajišťování a vyhodnocení diagnostických průzkumů
- Stanovení zatížitelnosti mostů
- Hodnocení zbytkové životnosti a návrhy opatření pro zajištění bezpečnosti provozu

## Zatěžovací zkoušky mostů

- Příprava a vyhodnocení zatěžovacích zkoušek mostů

## Expertní a konzultační činnost

- Komplexní služby spojené s projektovou přípravou staveb dopravní infrastruktury
- Supervise při přípravě staveb, expertní hodnocení projektových prací
- Výkon technického dozoru stavebníka
- Výkon správce stavby



### KONTAKTY:

**Mott MacDonald CZ, spol. s r.o.**  
Národní 984/15  
110 00 Praha 1

Tel.: +420 221 412 800  
czech@mottmac.com  
www.mottmac.cz

Ing. Michal Drahorád, Ph.D.  
Tel.: +420 221 412 851  
michal.drahorad@mottmac.com





**Autoři: David Čítek, Tomáš Dejmek,  
Michal Drahorád, Milan Holý, Jiří Kolísko,  
Petr Komanec, Filip Kramoliš, Jiří Litoš,  
Pavel Ryjáček, Stanislav Řeháček, Roman Šafář**

**Název díla: Železniční mosty s předpjatou  
nosnou konstrukcí v síti Správy železnic**

Vydalo: České vysoké učení technické v Praze  
Zpracovala: Fakulta stavební ČVUT v Praze  
Kontaktní adresa: Tháškova 7, 166 29 Praha 6  
Tel.: +420 602 250 860

Grafická úprava a sazba: Roman Werner  
Tisk: HART PRESS, spol. s r.o.  
Počet stran: 168  
Náklad: 300 ks  
Pořadí vydání: 1.

ISBN 978-80-01-06923-3

**spravazeleznic.cz**

