

# TP 261

Technické podmínky

Ministerstvo dopravy

## INTEGROVANÉ MOSTY





Ministerstvo dopravy



ŘEDITELSTVÍ SILNIC A DÁLNIC ČR

Schváleno Ministerstvem dopravy, Odborem pozemních komunikací pod č. j. 157/2017-120-TN/1 ze dne 7. srpna 2017 s **účinností od 14. srpna 2017.**

Tento dokument se shoduje se schválenou verzí.

**Distribuce pouze v elektronické podobě na webu [pjkp.cz](http://pjkp.cz).**

## Obsah

<b>1</b>	<b>ÚVOD.....</b>	<b>5</b>
1.1	Předmět technických podmínek .....	5
1.2	Platnost technických podmínek .....	5
1.3	Cíle a zdůvodnění .....	5
1.4	Použité definice, termíny a značky.....	6
1.5	Použitá literatura.....	10
<b>2</b>	<b>SPECIFIKA PŮSOBNÍ INTEGROVANÝCH MOSTŮ .....</b>	<b>12</b>
2.1	Specifické problémy při návrhu integrovaných mostů .....	12
2.1.1	Všeobecně.....	12
2.1.2	Zvýšení namáhání nosné konstrukce vlivem interakce se zeminou .....	12
2.1.3	Omezení posunů konců mostu .....	12
2.1.4	Zemní tlak a jeho změny v důsledku deformace nosné konstrukce .....	12
2.1.5	Dlouhodobé dohutňování zásypu přechodové oblasti .....	14
2.1.6	Zvýšení namáhání základů .....	15
2.1.7	Volba návrhového přístupu (DA) pro geotechnické konstrukce.....	16
2.1.8	Přímé a mírně zakřivené mosty .....	17
2.1.9	Významně zakřivené mosty .....	18
2.1.10	Šikmé mosty.....	20
2.1.11	Dodatečně předpjaté konstrukce .....	21
<b>3</b>	<b>NAVRHOVÁNÍ.....</b>	<b>22</b>
3.1	Základní kritéria návrhu integrovaných mostů .....	22
3.2	Koncepce návrhu mostu s ohledem na omezení vlivu bludných proudů .....	23
3.3	Koncepce uložení a zajištění dilatačních pohybů nosné konstrukce mostu .....	23
3.4	Uspořádání přechodu integrovaného mostu na těleso komunikace.....	24
3.4.1	Všeobecně.....	24
3.4.2	Vozovka v přechodové oblasti .....	26
3.4.3	Přechodové desky .....	26
3.4.4	Integrované mosty s poddajnými opěrami.....	27
3.4.5	Integrované mosty s tuhými opěrami.....	29
3.4.6	Semi-integrované mosty .....	29
3.5	Obecná metodika pro volbu přechodu mostu na těleso komunikace.....	31
3.6	Zjednodušený postup.....	36
<b>4</b>	<b>ANALÝZA INTEGROVANÝCH MOSTŮ .....</b>	<b>44</b>
4.1	Modely pro analýzu integrovaných konstrukcí .....	44
4.1.1	Všeobecně.....	44
4.1.2	Model nosné konstrukce a spodní stavby .....	44
4.1.3	Interakce nosné konstrukce se zeminou .....	44
4.2	Modelování zásypu konstrukce (zemního prostředí).....	46
4.2.1	Všeobecně.....	46
4.2.2	Obecné modely .....	46

4.2.3	Zjednodušené modely .....	49
4.3	Zatížení integrovaných konstrukcí .....	51
4.3.1	Všeobecně.....	51
4.3.2	Zatížení dopravou .....	51
4.3.3	Teplota .....	52
<b>5</b>	<b>POŽADAVKY NA KONSTRUKCI A JEJÍ ČÁSTI .....</b>	<b>54</b>
5.1	Materiál.....	54
5.1.1	Beton pro konstrukce .....	54
5.1.2	Betonářská výztuž .....	54
5.1.3	Předpínací výztuž .....	55
5.1.4	Konstrukční ocel.....	56
5.1.5	Přechodová oblast, zásypy a obsypy a aktivní oblasti .....	56
5.1.6	Vozovka na mostě a v přechodové oblasti .....	56
5.2	Nosná konstrukce.....	57
5.2.1	Konstrukční řešení .....	57
5.2.2	Provedení a detaily nosné konstrukce.....	57
5.3	Spodní stavba .....	60
5.3.1	Konstrukční řešení .....	60
5.3.2	Provedení a detaily spodní stavby .....	61
5.4	Založení .....	64
5.4.1	Konstrukční řešení .....	64
5.4.2	Provedení a detaily založení .....	65
5.5	Přechod mostu na těleso komunikace .....	65
5.5.1	Konstrukční řešení a detaily.....	65
5.5.2	Provedení .....	67
5.6	Vozovka na mostě a předpolích mostu .....	67
5.6.1	Konstrukční řešení .....	67
5.6.2	Provedení vozovky a zálivek .....	68
<b>6</b>	<b>PROVÁDĚNÍ.....</b>	<b>69</b>
6.1	Specifika postupu výstavby integrovaných a semi-integrovaných mostů .....	69
6.2	Specifika provádění integrovaných a semi-integrovaných mostů .....	69
6.2.1	Založení mostu .....	69
6.2.2	Spodní stavba.....	69
6.2.3	Přechodové oblasti .....	69
6.2.4	Nosná konstrukce .....	69
6.2.5	Vozovka na mostě a v přechodových oblastech .....	70
6.3	Specifická omezení při výstavbě integrovaných a semi-integrovaných mostů .....	70
<b>7</b>	<b>POŽADAVKY NA ZPRACOVÁNÍ PROJEKTOVÉ DOKUMENTACE, KONTROLU PROVÁDĚNÍ A ÚDRŽBU</b>	<b>71</b>
7.1	Všeobecně.....	71
7.1.1	Požadavky na zpracování projektové dokumentace, kontrolu provádění a údržbu integrovaných mostů.....	71

7.1.2	Požadavky na zpracování projektové dokumentace, kontrolu provádění a údržbu semi-integrovaných mostů.....	73
7.1.3	Projekt sledování a údržby.....	74
7.2	Kontrolní zkoušky během výstavby.....	74
7.2.1	Všeobecně.....	74
7.2.2	Zkoušky zásypů v přechodových oblastech .....	75
7.3	Zatěžovací zkouška.....	75
7.4	Sledování konstrukce během výstavby a za provozu.....	75
7.4.1	Všeobecně.....	75
7.4.2	Geotechnický monitoring .....	76
7.4.3	Geodetický monitoring .....	76
7.4.4	Požadavky na prohlídky mostu .....	77
7.4.5	Hodnocení stavu přechodových oblastí.....	77
7.5	Údržba konstrukce za provozu.....	78
<b>8</b>	<b>ŽIVOTNÍ PROSTŘEDÍ.....</b>	<b>79</b>
<b>9</b>	<b>BOZP.....</b>	<b>80</b>
<b>PŘÍLOHA 1 PŘÍKLADY POSTUPŮ PRO ZOHLEDNĚNÍ SPOLUPŮSOBNÍ ZEMNÍHO PROSTŘEDÍ PŘI ANALÝZE INTEGROVANÝCH MOSTŮ (INFORMATIVNÍ) .....</b>		<b>81</b>
P1.1	Teoretické předpoklady .....	81
P1.1.1	Všeobecně.....	81
P1.1.2	Zemní tlak v klidu .....	82
P1.1.3	Aktivní zemní tlak.....	83
P1.1.4	Pasivní zemní tlak.....	84
P1.1.5	Obvyklé geotechnické parametry zásypových materiálů .....	84
P1.2	Modely pro analýzu interakce násypu a konstrukce.....	85
P1.2.1	Všeobecně.....	85
P1.2.2	Modely založené na náhradním zatížení .....	85
P1.2.3	Modely založené na náhradní tuhosti podepření.....	94
<b>PŘÍLOHA 2 HISTORIE A VÝVOJ INTEGROVANÝCH MOSTŮ (INFORMATIVNÍ) .....</b>		<b>98</b>
P2.1	Všeobecně.....	98
P2.2	Základní typy konstrukcí a jejich vývoj.....	98
P2.2.1	Jednoduchý rám.....	98
P2.2.2	Železobetonové rámy o více polích .....	99
P2.2.3	Rámy se svislými nebo šikmými stojkami z předpjatého betonu .....	100
P2.3	Řešení přechodových oblastí .....	104
<b>PŘÍLOHA 3 VZOROVÉ DETAILS A TYPOVÁ ŘEŠENÍ INTEGROVANÝCH MOSTŮ .....</b>		<b>107</b>

# 1 Úvod

## 1.1 Předmět technických podmínek

Tyto technické podmínky (dále jen TP) jsou určeny pro navrhování a provádění integrovaných a semi-integrovaných mostů pozemních komunikací (dále jen PK) mimo mostů s flexibilní kovovou nebo nekovovou nosnou konstrukcí (tato problematika je pokryta TP 157) a mostů zděných (viz ČSN 73 6213).

Pojem integrovaný most, semi-integrovaný most a neintegrovaný (dilatovaný) most jsou vymezeny v kapitole 1.4 těchto TP.

Tyto TP platí jak pro nové nosné konstrukce, tak i pro rekonstrukce a opravy stávajících mostů využívajících principu integrovaných mostů.

Hlavním obsahem těchto TP jsou:

- doporučení pro navrhování a provádění integrovaných mostů za účelem omezení nevhodných konstrukčních a materiálových řešení,
- specifikace vhodných materiálů pro provádění integrovaných a semi-integrovaných mostů,
- doplňující požadavky pro zpracování a obsah TePř a KZP,
- definice hlavních rizik při provádění integrovaných mostů a doporučení pro jejich eliminaci,
- doporučení pro provádění údržby, resp. oprav konstrukcí integrovaných mostů.

Tyto TP poskytují v rámci výše uvedených bodů pouze zásady řešení pro integrované mosty, specifikace a detaily provádění konkrétní stavby musí být uvedena v RDS / VTD a v TePř. Tyto TP vychází z certifikované metodiky [1].

## 1.2 Platnost technických podmínek

Tyto TP platí v plném rozsahu pro:

- výstavbu nových trvalých integrovaných a semi-integrovaných mostů a konstrukcí PK, mimo mostů s flexibilní kovovou nebo nekovovou nosnou konstrukcí (viz např. TP 157),
- rekonstrukce a opravy stávajících integrovaných a semi-integrovaných mostů PK a jejich částí.

Přiměřeně lze tyto TP použít pro:

- výstavbu dočasných integrovaných mostů a souvisejících konstrukcí PK,
- další konstrukce spolupůsobící se zeminou, např. krabicové opěry, opěrné zdi atd.

*Poznámka: U dočasných konstrukcí se přitom v přiměřené míře mohou uplatnit úlevy vyplývající z požadavků na nižší životnost konstrukcí.*

Tyto TP odkazují na platná znění českých technických norem (ČSN EN, ČSN), dalších technických předpisů (TP a TKP) a příslušných metodických pokynů.

## 1.3 Cíle a zdůvodnění

Na základě certifikované metodiky [1] by mosty, u kterých nejsou opodstatněné důvody návrhu jako neintegrované (dilatované) mosty (viz 1.4), např. velké dilatační pohyby, nerovnoměrné sedání, velká

šikmost, vysoké požadavky na ochranu konstrukce proti vlivu bludných proudů, apod., měly být navrhovány jako mosty integrované či semi-integrované.

**Při návrhu nového mostu nebo obnovy<sup>1</sup> nosné konstrukce mostu stávajícího se má vycházet z předpokladu, že konstrukce bude integrovaná se spodní stavbou, zejména u mostů s délkou nosné konstrukce do 35 m pro mosty na komunikacích výkonové třídy 1 (VT1) třídy provádění konstrukce 1 a 2 (TPr 1, TPr 2 podle Tabulky 2) a délkou nosné konstrukce do 60 m pro mosty na komunikacích výkonové třídy 2 (VT2) třídy provádění konstrukce 1 až 3 (TPr 1, TPr 2, TPr 3 podle Tabulky 2). U dilatovaných mostů větších délek má být minimalizován (případně eliminován) počet ložisek a mostních závěrů.**

Hlavním přínosem návrhu integrovaných mostů oproti běžným (neintegrovaným) mostům je odstranění pohyblivých (tedy nejvíce poruchových) součástí nosné konstrukce - mostních závěrů a ložisek mostu.

Odstranění mostních závěrů a ložisek přináší:

- Vyšší předpokládanou životnost konstrukce a nižší náklady na výstavbu i údržbu plynoucí z odstranění nejvíce poruchových součástí a detailů nosné konstrukce a spodní stavby.
- Větší důraz na návrh a provedení založení jakožto integrální součásti nosné konstrukce.
- Vysoký důraz na návrh a kvalitní provedení přechodových oblastí, které spolupůsobí s nosnou konstrukcí a rozhodují o jízdním komfortu.

Tyto TP vycházejí z tuzemských zkušeností s navrhováním a prováděním integrovaných mostů a z rozsáhlé rešerše zahraničních zkušeností a předpisů týkajících se problematiky integrovaných mostů, zejména předpisů států se stejnými nebo velmi podobnými klimatickými podmínkami jako panují v ČR (zejména Švýcarska [18], Německa [20] a Rakouska). Obecně lze konstatovat, že tuzemské i zahraniční zkušenosti s tímto typem mostů nashromážděné za posledních 50 let jsou v oblasti konstrukcí celkové délky do 60 m velmi dobré. Problémy tohoto typu konstrukcí se objevují zejména v místech (detailech) napojení na spodní stavbu a zemní těleso.

Současně byly při zpracování těchto TP zohledněny specifické požadavky národních norem a dalších předpisů platných v ČR.

## 1.4 Použité definice, termíny a značky

Specifická terminologie používaná v rámci těchto TP je uvedena v tomto článku, ostatní terminologie je převzata z ČSN 73 6200, případně dalších technických předpisů (zejména ČSN EN).

**Integrovaný most** (dále jen IM) je v ČSN 76 6200 definován jako most, jehož hlavní nosná konstrukce působí společně se spodní stavbou a je ovlivněna zemním tělesem přechodové oblasti (viz také Tabulka 1 a Obrázek 1). Pro účely těchto TP je definice upravena takto: IM je most, jehož nosná konstrukce je neposuvně spojena se spodní stavbou a v důsledku toho nejsou na mostě provedena ložiska ani mostní závěry.

*Poznámka: Do integrovaných mostů se podle těchto TP řadí i přesypané mosty splňující kritéria mostů integrovaných (zpravidla typy IM2 a IM4 podle kapitoly 3.4).*

---

<sup>1</sup> Obnova nosné konstrukce mostu (viz ČSN ISO 13822) je soubor prací potřebný k opravě, popř. k modernizaci, existující nosné konstrukce mostu tak, aby se zlepšil její stav. V rámci obnovy nosné konstrukce se provádí oprava nebo výměna prvků existující konstrukce za cílem zvýšení funkční způsobilosti mostu (např. zvýšení odolnosti prvků, prodloužení životnosti, apod.).



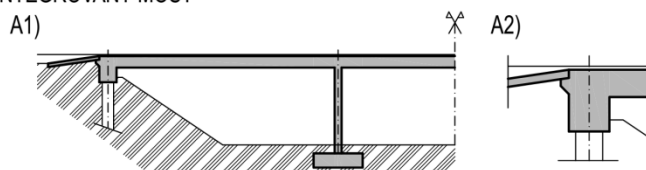
**Semi-integrovaný most** (dále jen SIM) je pro účely těchto TP definován jako integrovaný most, jehož opěry jsou buď provedeny s ložisky a bez mostních závěrů, nebo bez ložisek a s mostními závěry (viz také Tabulka 1 a Obrázek 1).

*Poznámka: Pojem semi-integrovaný most byl zaveden v nedávné době a někteří autoři za ně považují např. i sdružené rámy s ložisky a závěry na opěrách, které ale nejsou ovlivněny zemním tělesem v přechodové oblasti.*

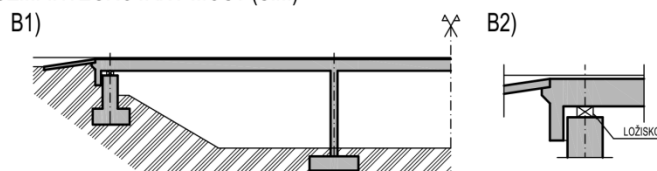
**Tabulka 1 - Základní definice typu mostu z hlediska jeho integrace se spodní stavbou**

Provedení nosné konstrukce		Spojení nosné konstrukce a spodní stavby		Nosná konstrukce dilatovaná (dilatace u opěr a/nebo nad pilíři, klouby v NK)
		Pilíře neposuvně spojeny s NK nebo žádné pilíře	Pilíře s ložisky	
Provedení konců mostu	Oba konce mostu integrované	Plně integrovaný most (IM)	Semi-integrovaný most (SIM)	Neintegrovaný / běžný dilatovaný most (NIM)
	Jeden nebo oba konce mostu semi-integrované			

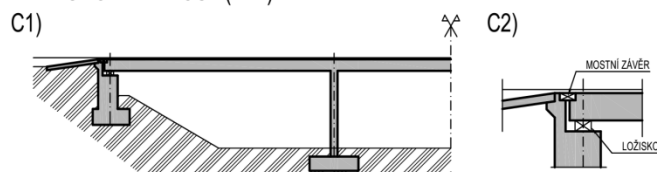
**INTEGROVANÝ MOST**



**SEMI-INTEGROVANÝ MOST (SIM)**



**NEINTEGROVANÝ MOST (NIM)**



**Obrázek 1 - Základní typy mostů z hlediska koncepce uložení a zachycení dilatačních pohybů: A1 integrovaný most, A2 typický detail opěry integrovaného mostu, B1 semi-integrovaný most, B2 typický detail opěry semi-integrovaného mostu, C1 neintegrovaný (dilatovaný) most, C2 typický detail opěry neintegrovaného mostu**

**Neintegrovaný (dilatovaný) most** (dále jen NIM) je pro účely těchto TP definován jako běžný most navržený podle ČSN 73 6201, který má spodní stavbu oddělenou od nosné konstrukce pomocí ložisek a mostních závěrů.

**Integrovaná podpěra** je podpěra (opěra nebo pilíř), která je neposuvně spojena s nosnou konstrukcí (kloub nebo vetknutí).

**Typ integrovaného mostu** určuje pro účely těchto TP základní způsob řešení přechodové oblasti mostu, resp. způsob zachycení vodorovných posunů konce mostu  $\Delta_h$ . V rámci těchto TP jsou zavedeny typy IM1 až IM5 - podrobně viz kapitola 3.4.

**Typ semi-integrovaného mostu** určuje pro účely těchto TP základní způsob řešení opěr mostu, resp. způsob zachycení vodorovných posunů konce mostu  $\Delta_h$ . V rámci těchto TP jsou zavedeny typy SIM1 a SIM2 - podrobně viz kapitola 3.4.

**Posun konce mostu** ( $\Delta_h$ ) je maximální vodorovný posun nosné konstrukce v místě konce mostu bez uvažování přechodové desky způsobený všemi zatíženími a vlivy působícími na konstrukci (podrobné stanovení viz kapitola 3.5).

**Maximální přípustný posun konce mostu** ( $\Delta_{h,adm}$ ) je maximální přípustná hodnota posunu konce mostu závislá na použitém typu integrovaného mostu a výkonové třídě komunikace - viz kapitola 3.

**Pevný bod** je bod na nosné konstrukci integrovaného nebo semi-integrovaného mostu, jehož vodorovný posun od všech stálých a proměnných nedopravních zatížení a vlivů je nulový. U neintegrovaných mostů je zpravidla pevný bod definován pevným ložiskem.

**Dilatující délka** ( $L_{BE}$ ) je vzdálenost mezi pevným bodem a koncem nosné konstrukce (viz také Obrázek 22).

**Maximální přípustná dilatující délka** ( $L_{BE,adm}$ ) je maximální dilatující délka stanovená na základě kritéria maximálního přípustného posunu konce mostu (viz kapitola 3).

**Třída provádění konstrukce** (TPr) určuje pro účely těchto TP komplex požadavků na provádění, kontrolu a údržbu integrovaných a semi-integrovaných mostů – viz kapitola 7.1. Mosty o jednom či více polích se na základě konstrukčního systému, výkonové třídy komunikace, materiálu hlavní nosné konstrukce a délky nosné konstrukce zařadí do tříd provádění konstrukce (viz Tabulka 2 a Tabulka 3).

Pro mosty neobvyklého (nevyzkoušeného) materiálového či konstrukčního řešení (vysokopevnostní, samozhutnitelný beton, spřažené konstrukce dřevo-beton, apod.), či mosty významně zakřivené (viz 2.1.9) se třída provádění zvyšuje o 1.

**Tabulka 2 – Obvyklé zatřídění integrovaných mostů do tříd provádění konstrukce (TPr) na základě materiálu a dilatující délky  $L_{BE}$  mostu**

Výkonová třída komunikace	Třída provádění konstrukce	Materiál hlavní nosné konstrukce / Dilatující délka $L_{BE}$ [m]			
		Monolitický železobeton	Spřažené konstrukce beton-beton *)	Monolitický předpjatý beton	Spřažené konstrukce ocel-beton
VT1	TPr1	< 15 m	< 15 m	-	< 15 m
	TPr2	15 – 25 m	15 – 30 m	< 25 m	15 – 35 m
	TPr3	25 – 40 m	30 – 45 m	25 – 40 m	35 – 50 m
	TPr4	> 40 m	> 45 m	> 40 m	> 50 m
VT2	TPr1	< 20 m	< 20 m	-	< 20 m
	TPr2	20 – 35 m	20 – 40 m	< 35 m	20 – 45 m
	TPr3	35 – 50 m	40 – 55 m	35 – 50 m	45 – 60 m
	TPr4	> 50 m	> 55 m	> 50 m	> 60 m

\*) Železobetonové i předpjaté prefabrikáty spřažené s monolitickou deskou mostovky

**Tabulka 3 – Obvyklé zatřídění semi-integrovaných mostů do tříd provádění konstrukce na základě materiálu hlavní nosné konstrukce mostu a dilatující délky  $L_{BE}$**

Třída provádění konstrukce	Materiál hlavní nosné konstrukce / Dilatující délka $L_{BE}$ [m]			
	Monolitický železobeton	Spřažená konstrukce beton-beton *)	Monolitický předpjatý beton	Spřažená konstrukce ocel-beton
TPr1	< 25 m	< 30 m	< 20 m	< 30 m
TPr2	25 – 50 m	30 – 50 m	20 – 40 m	30 – 60 m
TPr3	> 50 m	> 50 m	> 40 m	> 60 m

\*) Železobetonové i předpjaté prefabrikáty spřažené s monolitickou deskou mostovky

Ustanovení tabulek 2 a 3 platí pro mosty se šikmostí 70° - 90°.

Hraniční dilatující délky  $L_{BE}$  mostu podle tabulek 2 a 3 (třetí odrážka se pro semi-integrované mosty nepoužije) se sníží vždy o 5 m pro:

- každých započatých 10° šikmosti pod šikmost 70°;
- výrazně nesymetrický podélný řez mostů o více polích vzhledem k pevnému bodu (obvykle rozdíly větší než 20% oproti symetrii v rozpětí polí mostu, výškách podpor, tuhosti hlavní nosné konstrukce, apod.);
- velice tuhé uložení nosné konstrukce v podélném směru mostu (např. tuhá rámová stojka plošně založená na skále, tuhé krabicové opěry, opěry s velkými vetknutými křídly, velice tuhý pilotový základ);
- výrazně rozdílné tuhosti založení jednotlivých podpor (zpravidla o více než 30%).

Pokud se uplatní alespoň dva z výše uvedených bodů, nebo v případě šikmosti mostu < 60°, se konstrukce, namísto zmenšení hraniční hodnoty dilatující délky, zatřídí do nejbližší vyšší třídy provádění konstrukce, minimálně však do třídy provádění TPr3.

## 1.5 Použitá literatura

Při zpracování těchto TP byly použity následující technické předpisy, právní předpisy a odborná literatura:

- [1] Drahorád, M. - Foglar, M.: *Metodika návrhu integrovaných mostů - Metodický základ TP Integrované mosty*, certifikovaná metodika MD ČR (21.9.2015, č.j. 66/2015-710-VV/1), Praha, 2015
- [2] Archiv ČD
- [3] Klimeš, J. - Zůda, K.: *Betonové mosty I*, SNTL/ALFA, 1968
- [4] Klimeš, J. - Zůda, K.: *Betonové mosty II*, SNTL/ALFA, 1969
- [5] Kolektiv autorů, *Typizační sborník konstrukcí pro stavby inženýrské*, STÚ Praha, 1971
- [6] Mostní list, TSK Hl. m. Prahy
- [7] Neudert, Z. - Suchomela, J.: *Prefabrikované mosty DS-C*, Inženýrské stavby 1/1984
- [8] Procházka, J.: *Dva vzpěradlové mosty z předpjatého betonu na severním obchvatu Chebu*, Sborník konference Mosty 1995, Sekurkon, Brno, 1995
- [9] Stráský, J. - Hustý, I.: *Nadjezd nad rychlostní komunikací R-52 Rajhrad-Mikulov*, Sborník konference Betonářské dny 1997, ČBS, Praha, 1997
- [10] Kalný, M. - Kvasnička V.: *Dva mosty v Opavě*, Sborník konference Betonářské dny 1998, ČBS, Praha, 1998
- [11] Kolektiv autorů: *Silnice I/6 Praha - Pavlov, most SO 208, Realizační dokumentace*, VPÚ DECO Praha a.s., 2008
- [12] Šafář, R.: *Integrální mosty*, Sborník konference Mosty 2009, Sekurkon, Brno 2009
- [13] Kolektiv autorů: *Dálnice D8 - SO 224 - Dobkovičky, most přes D8, realizační dokumentace*, Pontex, Praha 2009
- [14] ČSN 73 6244 *Přechody mostů pozemních komunikací*, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011
- [15] Lamboj, L. - Štěpánek, Z.: *Mechanika zemin a zakládání staveb*, Skriptum ČVUT, Praha, 2005
- [16] L. Pruška: *Vliv hutnění na vodorovné tlaky násypů ze sypkých materiálů*, ČSAV - ÚTAM, Praha 1977
- [17] *Minnesota department of transportation - LRFD Bridge design manual, Part 11: Abutments, Piers and Walls*, 2010
- [18] ASTRA 12 004 - *Konstruktive Einzelheiten von Brücken, Kapitel 3 - Brückenenden*, ASTRA 2011
- [19] *BA42/96 Part 12: The Design of Integral Bridges*, Highways Agency, 2003
- [20] RE-ING, Entwurf 2011, *Richtlinien für den Entwurf und die Ausbildung von Ingenieurbauten, Teil Ingenieurbau, Abschnitt Integrale Bauwerke*, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2011
- [21] Bundesanstalt für Straßenwesen, *Entwässerung erdberührter Flächen und Hinterfüllung von Bauwerken*, Richtzeichnung Was 7, 2009
- [22] Feldmann Markus [et al.]: *Handbuch INTAB - Wirtschaftliche und dauerhafte Bemessung von Verbundbrücken mit integralen Widerlagern*, University RWTH Aachen, Aachen, 2010
- [23] ČSN 73 1004 - *Velkopřůměrové piloty*, Normalizační institut, Praha, 1981 - Již neplatná
- [24] Křížek, J.: *Integrované mosty*, Disertační práce, ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Praha, 2009
- [25] Integral bridge spring supports, [online] dostupný na adrese: [http://manual.midasuser.com/EN\\_TW/civil/791/Start/04\\_Model/06\\_Boundaries/Integral\\_Bridge\\_Spring\\_Supports.htm](http://manual.midasuser.com/EN_TW/civil/791/Start/04_Model/06_Boundaries/Integral_Bridge_Spring_Supports.htm)
- [26] Broms, B.B. - Ingleson, I.: *Earth Pressure Against the Abutments of a Rigid Frame Bridge*, Geotechnique, Vol. 21, No. 1, 1971, pp.15-28
- [27] Cosgrove, E. - Lehane, Barry M.: *Cyclic Loading of Loose Backfill Placed Adjacent to Integral Bridge Abutments*, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Volume 3, Issue 3, September 2003, pages 9 –16
- [28] Chang-Yu Ou: *Deep Excavation - Theory and Practice*, Taylor & Francis Group, London, 2006

- [29] Lock, R. J.: *Integral Bridge Abutments*, CUED/D-SOILS/TR320, M.Eng. Project Report, 2002
- [30] ČSN EN 1997-1: *Eurokód 7 - Navrhování geotechnických konstrukcí, Část 1: Obecná pravidla*, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2006
- [31] ČSN 73 0037 - *Zemní tlak na stavební konstrukce*, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 1992
- [32] England, G. L. - Tsang, N. C. M. - Bush, D. I.: *Integral Bridges: A fundamental approach to the time-temperature loading problem*, Thomas Telford, London, 2000
- [33] Reese, L., C. - Meyer, B., J.: *Analysis of Single Piles Under Lateral Loading*, Reserch Study 3-5-78-244, Texas State Department of Highways and Public Transportation, Austin, 1979
- [34] ČSN EN 1991-2 - *Eurokód 1 - Zatížení konstrukcí, Část 2: Zatížení mostů dopravou*, vč. dodatků a změn, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005
- [35] ČSN EN 1991-1-5 - *Eurokód 1 - Zatížení konstrukcí, Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou*, vč. dodatků a změn, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2005
- [36] ČSN EN 1990 - *Eurokód - Zásady navrhování konstrukcí*, vč. dodatků a změn, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2004
- [37] Schweiger, H., F.: *Numerical analysis of deep excavations and tunnels in accordance with EC7 design approaches*, Proc. Int. Conference Geotechnical Challenges in Megacities (Petrukhin, Ulitsky, Kobylín, Lisýuk, Kholmýansky, eds.), Moskau, 7. - 10. 6. 2010, Vol. 1, pp 206-217
- [38] Drahorád, M.: *Přesýpané železobetonové klenbové mosty - analýza konstrukce s vlivem interakce se zemínou*, Modelování v mechanice 2015. Ostrava: VŠB-TUO, 2015, čl. č. 5, s. 9-10. ISBN 978-80-248-3756-7
- [39] Foglar, M. - Drahorád, M. - Zíka, P.: *Napětí v přechodových oblastech mostů – hutní pokusy*, Mosty 2015. Brno: Sekurkon, 2015, s. 197-203. ISBN 978-80-86604-65-7
- [40] Dreier, D. - Burdet, O. - Muttoni, A.: *Transition Slabs of Integral Abutment Bridges*, Structural Engineering International, vol. 21 n° 2, p. 144-150, 2011, DOI: 10.2749/101686611X12994961034174.
- [41] Metodický pokyn pro sledování výškových přetvoření mostů, Příkaz provozního ředitele č. 3/2014
- [42] TP 124 - *Základní ochranná opatření pro omezení vlivu bludných proudů na mostní objekty a ostatní betonové konstrukce pozemních komunikací*, MD ČR, odbor infrastruktury, Praha, 12/2008
- [43] ČSN EN 1992-2 - *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady*, vč. dodatků a změn, Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2007

## 2 Specifika působení integrovaných mostů

### 2.1 Specifické problémy při návrhu integrovaných mostů

#### 2.1.1 Všeobecně

Vypuštění mostních závěrů a ložisek přináší kromě řady výhod i řadu specifických problémů, které musí být při návrhu integrovaného nebo semi-integrovaného mostu řešeny.

Na rozdíl od většiny běžných (neintegrovaných) mostů vyvstává u všech integrovaných konstrukcí nutnost podrobně analyzovat chování a napjatost konstrukce při zatížení nesilovými zatíženími (teplota, smrštění a dotvarování betonu). Zvýšená náročnost analýzy je navíc umocněna nutností zahrnout do modelu konstrukce i vliv okolního zemního prostředí (zásyp konstrukce za opěrami, zemní prostředí pod základy) a jeho chování při působení různých druhů zatížení.

Základní problémy spojené s návrhem integrované konstrukce jsou uvedeny v následujících odstavcích.

#### 2.1.2 Zvýšení namáhání nosné konstrukce vlivem interakce se zeminou

Vlivem omezení dilatačních pohybů mostu, které je způsobeno opřením konců mostu o zásyp přechodové oblasti, vznikají v důsledku zatížení (zejména zatížení teplotou) v nosné konstrukci oproti běžným neintegrovaným mostům zvýšená namáhání, která mohou mít nezanedbatelný vliv na návrh mostu. Zvýšené účinky zatížení musí být při návrhu a posouzení konstrukce uváženy.

#### 2.1.3 Omezení posunů konců mostu

V důsledku konečné tuhosti spodní stavby, resp. založení mostu, dochází vlivem zatížení nosné konstrukce k dilatačním pohybům konců mostu. Tyto pohyby mohou vést až k poškození přechodové oblasti mostu, resp. ke vzniku trhlin v místě napojení mostu na vozovku na předpolí. Velikost těchto pohybů lze rozdělit na monotónní část vznikající v důsledku dlouhodobého chování základního materiálu (zejména dotvarování a smršťování betonu) a část cyklickou, vznikající v důsledku proměnného zatížení mostu (teplota, doprava, apod.).

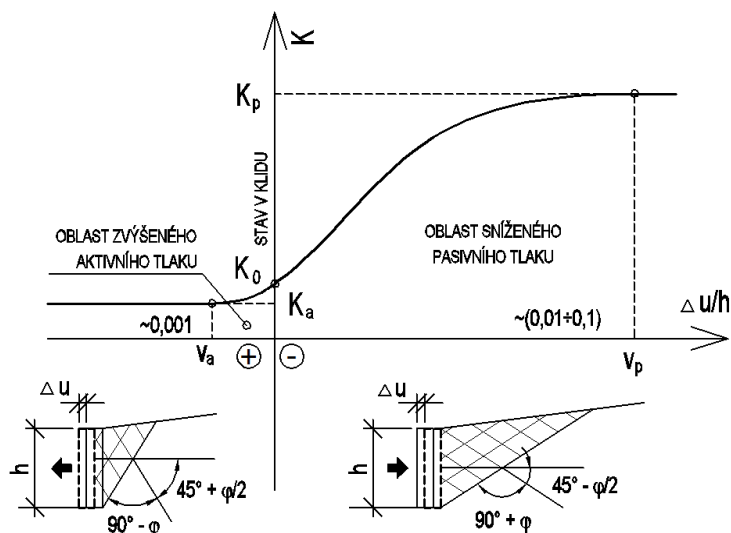
Omezení posunů konců mostu, resp. zajištění dlouhodobé spolehlivé funkce přechodové oblasti, je proto základním předpokladem pro zajištění požadované životnosti integrovaného nebo semi-integrovaného mostu. Příklady vhodného provedení přechodové oblasti pro zajištění spolehlivého přenesení dilatačních pohybů jsou uvedeny v kapitole 3.

#### 2.1.4 Zemní tlak a jeho změny v důsledku deformace nosné konstrukce

Interakce konstrukce se zemním prostředím je základním rysem integrovaných mostů, který primárně umožňuje dosáhnout požadovaných vlastností konstrukce (vodorovná a svislá tuhost, resp. deformace, apod.). Současně je však nutno podrobně analyzovat účinky této interakce na nosnou konstrukci a navrhnout ji tak, aby byla tyto účinky schopna přenést. To obvykle zahrnuje analýzu řady stavů odpovídajících různým (mezním) podmínkám působení konstrukce z hlediska zatížení a stavu okolního zemního prostředí.

Obecně známá definice zemních tlaků vychází z vyšetřování mezní rovnováhy zemního tělesa a je popsána v řadě odborných publikací (např. [15]). Základním stavem zemního tělesa je přitom klidový stav, který popisuje napjatost neporušené zeminy v ideálním stavu, tj. i s vlivem počátečních napětí vyvolaných například hutněním zemního tělesa. Krajními (mezními) stavy zemního tělesa nastávajícími

těsně před jeho porušením jsou stavy při plné mobilizaci smykové pevnosti zeminy. Zjednodušeně lze říci, že při dostatečném oddálení konstrukce od zeminy (např. vlivem ochlazení konstrukce, dotvarování a smršťování betonu) nastává aktivní zemní tlak a při dostatečném zatlačení konstrukce do zeminy (např. vlivem oteplení konstrukce) potom zemní tlak pasivní. Mezilehlým stavům (tj. stavům při částečné mobilizaci smykových napětí v zemině) odpovídají mezilehlé hodnoty zemních tlaků. Typickou závislost velikosti zemního tlaku na deformaci zeminy popisuje Obrázek 2.

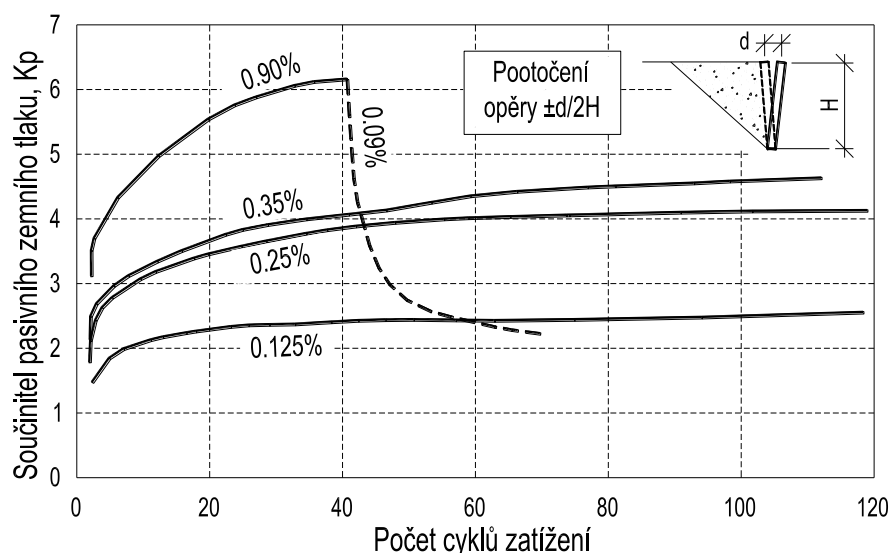


**Obrázek 2 - Schéma závislosti velikosti zemních tlaků na deformaci konstrukce a Rankineho stavy mezní rovnováhy pro aktivní (vlevo) a pasivní (vpravo) chování zeminy zásypu**

Stanovení odporu zeminy, resp. hodnot zemního tlaku, v závislosti na deformaci přiléhající konstrukce, patří k základním úlohám mechaniky zemin a je mu věnována řada odborných publikací (viz např. [15]). Z pohledu návrhu integrovaných mostů je problematika odporu zeminy významná zejména s ohledem na stanovení namáhání spodní stavby mostu. Rozbor této problematiky a řešerše postupů pro stanovení odporu zeminy, resp. zemního tlaku, jsou uvedeny v Příloze 1 těchto TP.

Z hlediska praktického navrhování je zásadní významná variabilita velikosti odporu zeminy, resp. zemního tlaku, v závislosti na vlastnostech zemin. Základní návrhové parametry konkrétní zeminy (tj. úhel vnitřního tření  $\varphi$  a soudržnost zeminy  $c$ ) velmi silně závisí na druhu a vlastnostech zeminy, zejména na vlhkosti zemního prostředí a míře jeho zhutnění (ulehlosti). Tyto parametry jsou obecně v čase proměnné (viz např. 2.1.5), což vede ke značnému rozptylu návrhových parametrů zeminy v čase a následně k odpovídajícímu rozptylu návrhového namáhání konstrukce.

Příklad experimentálně stanovených změn odporu zeminy (součinitele zemního tlaku) v závislosti na době provozu (počtu cyklů zatížení) a poměrném pootočení v patě ukazuje Obrázek 3 (podle [32]). Velké rozptyly odporu zeminy ukazují na vysokou důležitost volby výstižného modelu/modelů zemního prostředí a vhodného uspořádání přechodové oblasti, vč. použitého materiálu.



**Obrázek 3 - Experimentálně stanovená závislost velikosti pasivního tlaku  $K_p$  (zemního odporu) na poměrném pootočení opěry v patě a počtu cyklů zatížení (podle [32])**

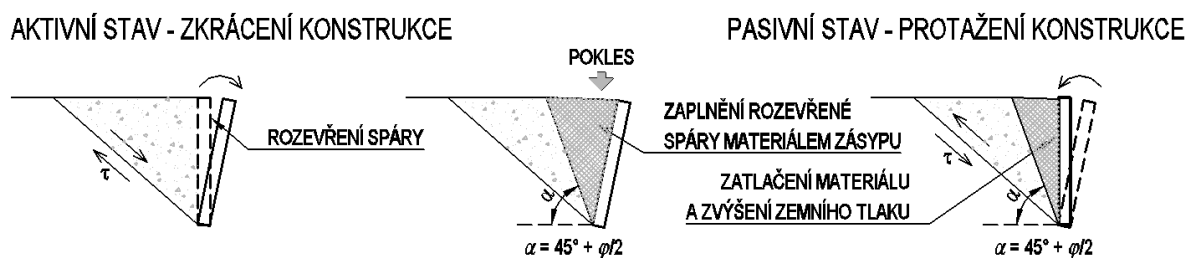
### 2.1.5 Dlouhodobé dohutňování zásypu přechodové oblasti

Vlivem cyklických změn délky nosné konstrukce (pohybům konců mostu) v dlouhodobém časovém období, zejména mezi ročními obdobími (léto x zima), v kombinaci se svislým dopravním zatížením převáděné komunikace dochází k dohutňování přechodových oblastí. Důsledkem tohoto dohutňování jsou poklesy v přechodové oblasti a s tím související postupný nárůst zemního tlaku, který je významný zejména u vyšších stěnových opěr integrovaných mostů.

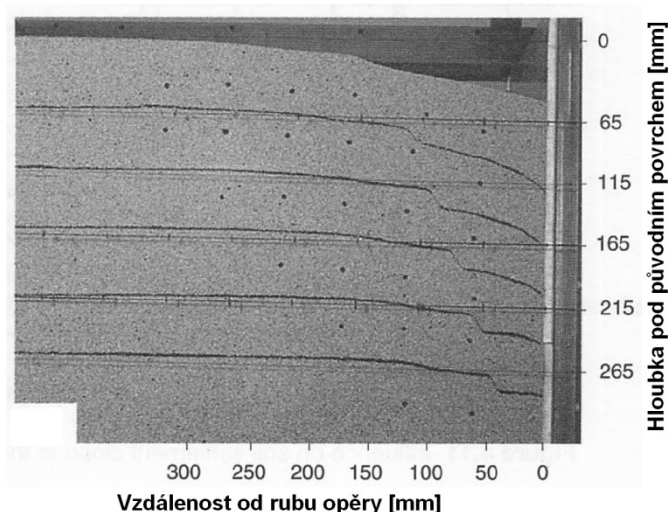
Mechanismus aktivních změn a dohutňování materiálu přechodové oblasti ukazuje Obrázek 4. Vlivem zkrácení konstrukce (např. v zimním období) dochází k uvolnění zásypového materiálu za rubem opěr a k jeho nevratnému poklesu v blízkosti rubu opěry vlivem svislých účinků dopravního zatížení, transportu vlhkosti, apod. Po prodloužení konstrukce (např. v letním období) dochází k opětovnému stlačení materiálu a zpravidla mírnému nadvýšení v oblasti konce smykové plochy. Velikost oblasti ovlivněné tímto jevem lze zjednodušeně stanovit za předpokladu vzniku plastického mechanismu v aktivním stavu zeminy (viz [40]), a to jako oblast bezprostředně za opěrou ohraničenou přímkou vedenou z paty díky opěry pod úhlem  $\alpha = (45^\circ + \varphi/2)$  od vodorovné roviny.

Příklad experimentálně stanovené deformace zásypu z křemitého písku po 65 cyklech zkrácení/prodloužení ukazuje Obrázek 5 (viz [32]). Autoři publikace [32] zároveň na základě výsledků experimentálních měření uvádějí, že velikost poklesu přechodové oblasti závisí zejména na rozdílu maximálních a minimálních teplot nosné konstrukce (léto/zima) ovlivňovaných denními změnami teploty. Vliv počátečního zhutnění zeminy, pokud je proveden alespoň přibližně v rozsahu platných předpisů (tj.  $I_D > 0,85$ ), má z hlediska deformací minoritní vliv.





Obrázek 4 - Schéma mechanismu chování zásypu při cyklických deformacích konstrukce (podle [40])



Obrázek 5 - Deformace experimentálního zásypu (křemitý písek) po 65 cyklech (převzato z [32])

### 2.1.6 Zvýšení namáhání základů

Vlivem uspořádání integrované konstrukce (vypuštěním ložisek a mostních závěrů) dochází ke zvýšenému přenosu zatížení do základů, zejména od objemových změn nosné konstrukce, a tím jejich zvýšenému namáhání. Z hlediska návrhu mostu je zásadní zejména nárůst smykových napětí v základové spáře plošných základů a zvýšení vodorovného namáhání pilot v úrovni jejich hlav.

Při návrhu založení je přitom nutno sledovat dvě základní protichůdná kritéria. Je nutno zajistit dostatečnou vodorovnou tuhost stavby a současně minimalizovat namáhání založení, resp. zajistit co nejrovnoměrnější rozdělení namáhání základových konstrukcí v rámci celého mostu. Tyto požadavky vedou na nutnost vyšetření tuhosti založení a jeho interakce s konstrukcí mostu, včetně analýzy vlivu možného rozptylu tuhostí na návrhové namáhání konstrukce.

U plošných základů je z hlediska vodorovné tuhosti významná zejména výška a tuhost opěr, včetně způsobu jejich připojení k základu. Přitom u plošně založených konstrukcí je preferováno zachycení vodorovných namáhání odporem zeminy na rubu opěry (viz 2.1.4).

U hlubinného založení je vodorovná tuhost dána zejména odporem zemního prostředí proti deformaci pilot. I v tomto případě se významně projevuje vliv časového faktoru na vodorovnou tuhost zeminy, zejména vliv cyklického zatížení (objemové změny, proměnné zatížení, atd.). Změny vodorovné tuhosti pilot v čase popisuje např. Reese (viz [33]), když vlivem cyklického zatížení klesá vodorovná tuhost piloty až na polovinu počátečních hodnot.

### 2.1.7 Volba návrhového přístupu (DA) pro geotechnické konstrukce

ČSN EN 1997-1 ([30]) definuje tři základní návrhové přístupy pro návrh geotechnických konstrukcí. Volba návrhového přístupu přitom může významně ovlivnit velikost návrhových účinků zatížení na konstrukci, v případě integrovaných mostů zejména na spodní stavbu. To se týká především integrovaných konstrukcí s vysokými opěrami nižších tuhostí, které jsou namáhány (zatíženy) reakcí od zeminy vznikající zejména v důsledku zatlačení opěr do zásypu za opěrami.

Všechny návrhové přístupy (DA) jsou sice z pohledu [30] rovnocenné, avšak v závislosti na principech jejich sestavení a navazujících požadavcích na hodnocení konstrukce (sadách parametrů vstupujících do stanovení účinků zatížení/odolnosti konstrukce) lze konstatovat, že různé DA jsou vhodné pro různé typy úloh. Návrh integrované konstrukce sestává obecně ze dvou základních geotechnických úloh, a to ze stanovení/popisu interakce konstrukce a zemního prostředí (zjednodušeně stanovení zatížení nosné konstrukce mostu účinky zemního prostředí nebo stanovení tuhosti podepření konstrukce) a z návrhu založení mostu. Pro obě úlohy se doporučuje použít stejný DA, v opačném případě je nutno provést analýzu konstrukce samostatně pro jednotlivé použité DA.

Návrhový přístup 1 (DA1) podle [30] vyžaduje provedení dvou nezávislých analýz konstrukce (pro dvě různé sady parametrů). Návrh konstrukce se potom provede na méně příznivé účinky zatížení z obou analýz. Z tohoto důvodu není DA1 pro navrhování integrovaných mostů a jejich částí příliš vhodný a není dále podrobněji uváděn. V obvyklých případech DA1 splývá, nebo jeho výsledky jsou velmi blízké, s obálkou návrhových přístupů DA2 a DA3.

Návrhové přístupy 2 a 3 (DA2 a DA3) jsou oproti DA1 tvořeny pouze jednou návrhovou kombinací, resp. pro analýzu a návrh konstrukce se využije pouze jedna sada parametrů. Rozdíl mezi DA2 a DA3 je přitom v použitých sadách parametrů, tj. v zavedení návrhových hodnot zatížení a parametrů zemín (viz Tabulka 4 a [30]). Při návrhu založení mostu je nutno v závislosti na zvoleném DA zavést příslušné dílčí součinitele také pro odolnost základové půdy.

**Tabulka 4 - Hodnoty dílčích součinitelů pro zatížení a materiál podle návrhových přístupů pro opěrné konstrukce (viz [30])**

Návrhový přístup	Dílčí součinitele pro zatížení ( $\gamma_F$ )		Dílčí součinitele pro materiál ( $\gamma_M$ )	
	Stálé (nepříznivé/příznivé)	Proměnné (nepříznivé/příznivé)	Úhel vnitřního tření ( $\tan \varphi$ )	Soudržnost (c)
DA2	1,35 / 1,00	1,50 / 0,00	1,00	1,00
DA3	1,00	1,30 / 0,00	1,25	1,25

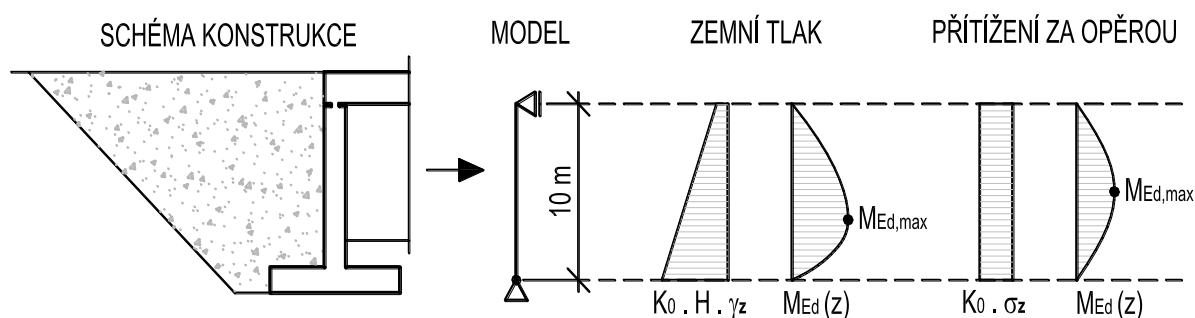
Při nelineárním výpočtu (např. obecné analytické modely zásypu přechodové oblasti) se při použití DA2 obecně připouští provést analýzu s charakteristickými hodnotami zatížení a návrhové hodnoty účinků zatížení stanovit jako součin účinků charakteristických zatížení  $E_k$  a příslušných součinitelů zatížení  $\gamma_F$ .

Rozdíly při použití DA2 a DA3 závisí na rozměrech konstrukce a parametrech zásypového materiálu. Pro nesoudržné písčité a šterkovité zeminy se rozdíly pohybují okolo 20% na obě strany, resp. ve prospěch či neprospěch obou návrhových přístupů. Význam rozdílu stanovených účinků zatížení potom závisí na geometrii opěry, zejména na poměru výšky a tloušťky.

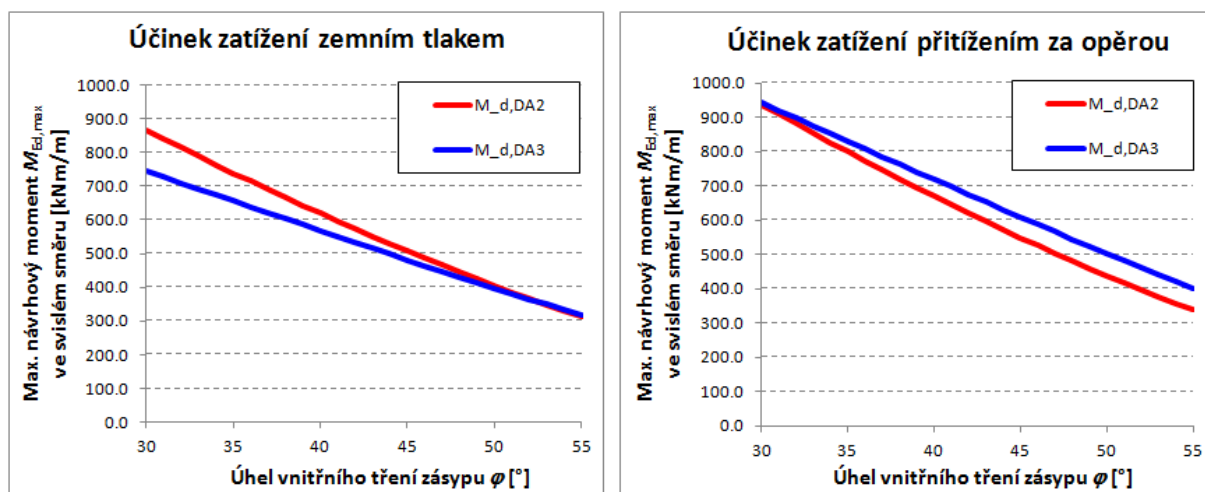
Rozdíl mezi jednotlivými návrhovými přístupy (DA2 a DA3) je ilustrován na příkladu svislé stěnové opěry kloubově spojené s nosnou konstrukcí na poddajném základu. Konstrukce je zatížena zemním

tlakem (trojúhelníkové zatížení) a rovnoměrným přitížením  $\sigma_z$  za opěrou (rovnoměrné zatížení) - viz Obrázek 6. Hodnoty maximálních návrhových ohybových momentů ve svislém směru v závislosti na úhlu vnitřního tření zásypu opěry ukazuje Obrázek 7, z něhož jsou patrné i měnící se rozdíly mezi jednotlivými návrhovými přístupy.

Z hlediska použití jednotlivých návrhových přístupů lze konstatovat, že pro běžné zásypové materiály a konstrukce s dominantním vlivem zemního tlaku dává obvykle konzervativnější výsledky návrhový přístup DA2.



Obrázek 6 - Schéma zjednodušeného modelu a zatížení integrované opěry



Obrázek 7 - Průběh maximálních návrhových momentů  $M_{Ed,max}$  ve svislém směru v závislosti na úhlu vnitřního tření  $\phi$  zásypu přechodové oblasti mostu (schéma konstrukce a zatížení viz Obrázek 6)

### 2.1.8 Přímé a mírně zakřivené mosty

Vlivem spolupůsobení nosné konstrukce, spodní stavby a zemního prostředí (zásyp a základová půda) dochází k omezení podélných posunů konců mostu  $\Delta_h$  a v důsledku toho ke zvyšování napjatosti v nosné konstrukci (zejména zvyšování podélných napětí od vznikající normálové síly).

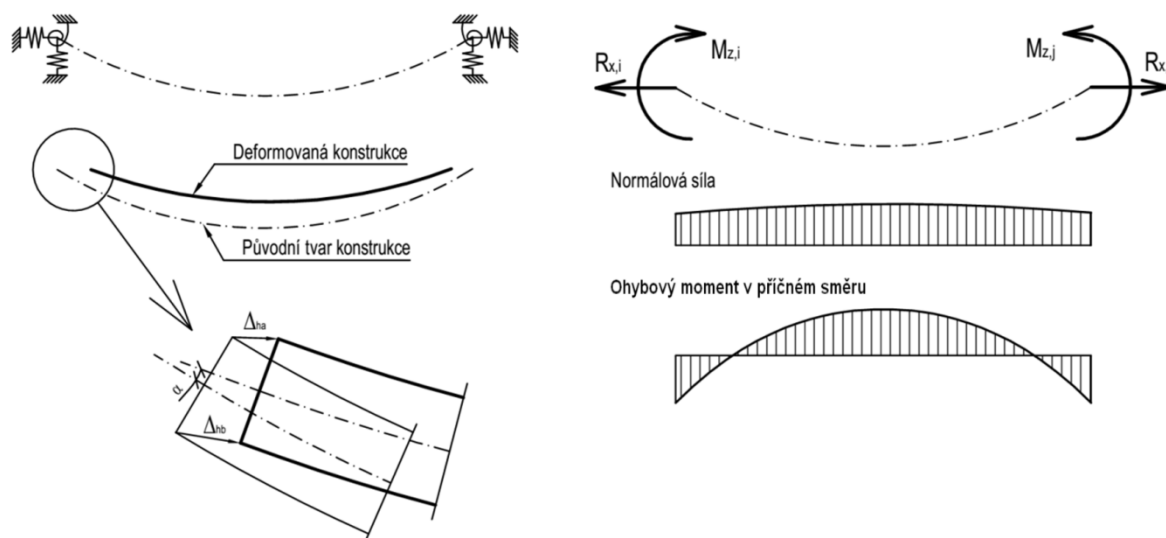
V případě přímých a mírně zakřivených integrovaných mostů je axiální (osová) tuhost konstrukce v porovnání s odporem zásypu zpravidla natolik velká, že posuny konců mostu  $\Delta_h$  jsou jen málo ovlivněny integrací (spolupůsobením) nosné konstrukce a spodní stavby. Velikost posunů konců mostu  $\Delta_h$  lze proto zjednodušeně uvažovat stejnou jako v případě mostů neintegrovaných a zvýšení napjatosti v konstrukci posoudit individuálně v závislosti na uspořádání mostu a odporu zemního prostředí.

V případě semi-integrovaných mostů prakticky nejsou dilatační pohyby konců mostu vlivem tuhosti konstrukce/spodní stavby a zásypu omezeny. Vliv nárůstu zemních tlaků vlivem zatlačení konstrukce do materiálu zásypu je zpravidla eliminován malou stykovou plochou mezi mostem a zásypem - viz 3.4.6 (v případě typu SIM1 pouze koncový příčník a přechodová deska, v případě typu SIM2 styčná plocha prakticky neexistuje). Tím je prakticky vyloučen vliv zvýšení podélné normálové síly v nosné konstrukci na její návrh, do popředí však vystupuje chování přechodové oblasti mostu ovlivněné posunem konců nosné konstrukce  $\Delta_h$ .

Obecně platí, že pokud je vliv zvýšení podélné napjatosti v nosné konstrukci v důsledku integrace se spodní stavbou významný a omezuje návrh nosné konstrukce (např. štíhlé ocelové konstrukce), není možno navrhnout integrovaný most. V případě, že je integrací nosné konstrukce a opěr dosaženo kritického nárůstu napjatosti v podélném směru (např. nízké opěry na skalním podloží) ale podélné posuny jsou dostatečné pro návrh konstrukce bez mostních závěrů, navrhne se semi-integrovaná konstrukce, v opačném případě se navrhne neintegrovaný most (viz kapitola 3.1).

### 2.1.9 Významně zakřivené mosty

Zatímco u přímých mostů dochází vlivem omezení dilatačních pohybů pouze k nárůstu podélných (normálových) sil a napětí, u významně zakřivených mostů dochází vlivem jejich tvaru současně ke vzniku příčných ohybových momentů a poklesu podélné síly (viz Obrázek 8). Velikost vznikajících sil je odvislá od tvaru konstrukce, poloměru zakřivení a dilatující délky. Současně se vlivem zakřivení konstrukce, na úkor příčné deformace a souvisících přidavných namáhání, redukuje posuny konců mostu. Toho lze v některých případech využít pro zvětšení přípustných hodnot dilatujících délek oproti integrovaným mostům v přímé.



**Obrázek 8 – Princip chování půdorysně významně zakřivených integrovaných mostů (schéma konstrukce bez vnitřních integrovaných podpěr - pilířů):**  
deformace (vlevo), reakce a vznikající přidavné vnitřní síly (vpravo)

Rozhodující vliv na chování významně zakřivených integrovaných a semi-integrovaných mostů mají jejich geometrické parametry a tuhost, zejména potom:

- úhel sevřený osami uložení mostu v jednotlivých polích, resp. poměr rozpětí polí a poloměru jejich zakřivení;

- tuhost a štíhlost nosné konstrukce v podélném i příčném směru a jejich poměr;
- příčná a podélná tuhost spodní stavby (opěr a pilířů), vč. vlivu tuhosti založení.

V souvislosti se zakřivením nosné konstrukce je nutno dodat, že na koncích takovýchto mostů se kromě posunutí ve směru osy mostu vyskytují i pootočení kolem svislé osy. Maximálního posunu nosné konstrukce  $\Delta_h$ , který je nutno z hlediska provedení přechodové oblasti posoudit, je potom dosaženo na konci nosné konstrukce mostu (viz Obrázek 8 vlevo dole) a jeho velikost je dána vektorovým součtem podélného a příčného posunu v kombinaci s natočením.

Vliv půdorysného zakřivení integrovaného mostu na rozdělení vnitřních sil lze obvykle zanedbat pro mosty splňující svou geometrií podmínku:

$$R \cdot \left(1 - \cos \frac{L}{2R}\right) \leq \frac{B}{3},$$

kde je  $L$  délka nosné konstrukce,

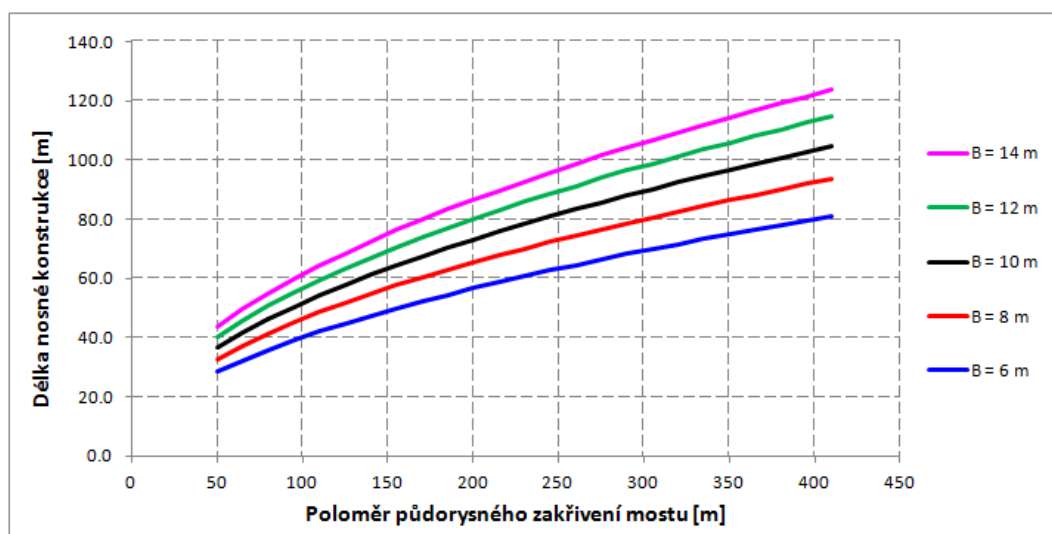
$B$  šířka nosné konstrukce,

$R$  poloměr půdorysného zakřivení mostu.

Úpravou výše uvedeného vztahu lze pro danou šířku mostu  $B$  a poloměr půdorysného zakřivení mostu  $R$  stanovit maximální délku nosné konstrukce  $L_{\max}$ , při jejímž návrhu lze obvykle zanedbat vliv křivosti mostu, ze vztahu (grafické znázornění maximální délky mostu  $L_{\max}$  viz také Obrázek 9):

$$L_{\max} = 2R \cdot \arccos \left(1 - \frac{B}{3R}\right)$$

V případě mostů širších než 10 m se doporučuje prověřit vliv rozdílu nerovnoměrných posunů konců mostu na vnitřní a vnější hraně mostu a jeho zohlednění při návrhu a posouzení přechodové oblasti mostu.



**Obrázek 9 - Maximální délka nosné konstrukce  $L_{\max}$  půdorysně zakřiveného mostu, u něž lze obvykle při návrhu zanedbat vliv křivosti v závislosti na poloměru zakřivení  $R$  a šířce nosné konstrukce  $B$**

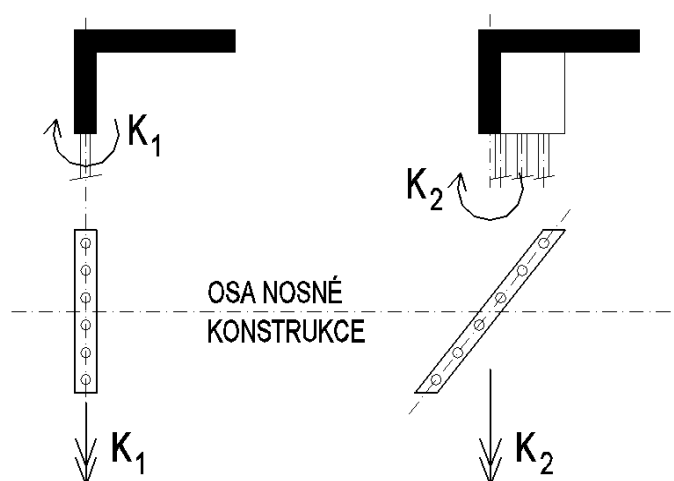
V případech, kdy je zakřivení mostu velké a/nebo poměry tuhostí konstrukce jsou nepříznivé, je z důvodu omezení deformací zpravidla nutno navrhnout dostatečně tuhé podpěry mostu. Náklady na tuhé podpěry mohou být značné a jejich návrhu, resp. zdůvodnění návrhu neintegrovaného mostu, je proto nutno věnovat odpovídající pozornost již v rané fázi projektu (DÚR/DSP). Současně je nutno věnovat pozornost i tuhosti základové půdy, která zásadním způsobem spolurozhoduje o tuhosti spodní stavby. Vlastnosti základové půdy je proto nutné pro zpracování jednotlivých stupňů PD dostatečně podrobně stanovit, což má zásadní vliv i na rozsah a požadovanou podrobnost geologického průzkumu (viz také 7.1).

### 2.1.10 Šikmé mosty

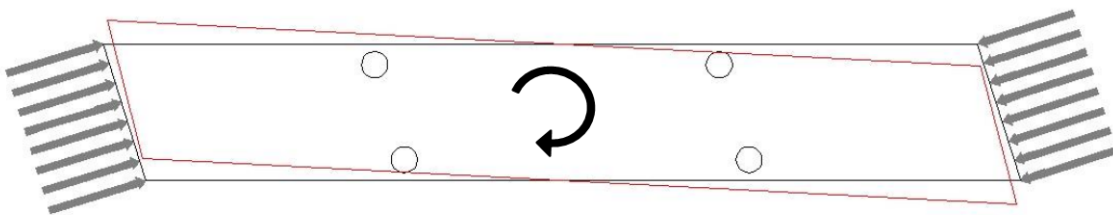
Šikmost mostu má v případě integrovaného nebo semi-integrovaného mostu dva základní důsledky. Zaprvé významným způsobem zvyšuje tuhost spodní stavby ve směru podélné osy nosné konstrukce (viz Obrázek 10), což ovlivňuje namáhání a následně i konstrukční provedení integrovaných konců mostu. Zadruhé vzniká vlivem šikmosti konců mostu, resp. opěr, v půdorysné rovině mimostředné zatížení mostu (viz Obrázek 8) způsobující v kombinaci s poddajným založením mostu pootočení celé konstrukce a tím i zvětšení posunu konce mostu  $\Delta_h$ .

U šikmých rámových mostů je nutno při návrhu uvážit i skutečný směr vodorovných posunů (šikmo k ose uložení) vznikajících v důsledku proměnného svislého zatížení nosné konstrukce. Maximální vodorovné deformace konců mostu vznikají, stejně jako v případě zakřivených mostů, na okrajích mostu a rozhodují o návrhu a volbě provedení přechodových oblastí. Z hlediska návrhu typu přechodu integrovaného mostu na zemní těleso, resp. řešení přechodové oblasti, (viz 3.4) je rozhodující vodorovný posun  $\Delta_h$  ve směru kolmém na rub integrované opěry (osu uložení mostu).

Za účelem omezení výše uvedených vlivů se obvykle zavádí omezení šikmosti integrovaných mostů (viz 1.3) nebo redukce maximální přípustné dilatující délky (viz 3.6), a to zejména v případě zjednodušených výpočetních postupů. Teoreticky lze při dostatečně malé délce nosné konstrukce a zajištění maximálních přípustných posunů konce mostu  $\Delta_{h,adm}$  připustit téměř jakoukoliv šikmost. To je ostatně důvod, proč není šikmost mostu v obecné metodice návrhu implementované v těchto TP omezena.



Obrázek 10 - Vliv šikmosti opěry na její tuhost ve směru podélné osy nosné konstrukce



**Obrázek 11 - Namáhání a deformace konstrukce integrovaného mostu v půdorysu vlivem šikmosti opěr**

### **2.1.11 Dodatečně předpjaté konstrukce**

Spojení (integrace) nosné konstrukce se spodní stavbou přináší z hlediska nosné konstrukce zejména technologické problémy, např. z hlediska kotvení výztuže (viz např. Obrázek 15) a postupu výstavby (viz 6.1). Postup výstavby (předpínání) je přitom nutno řešit s ohledem na uspořádání mostu a jeho chování v době zavádění předpětí. Zejména je do analýzy konstrukce třeba zahrnout vliv tuhosti podepření v okamžiku předpínání, například vliv tuhosti opěr, je-li s nimi nosná konstrukce v okamžiku předpínání již spojena.

Výše uvedené problémy lze zpravidla vyřešit konstrukčními úpravami návrhu nebo volbou jiného uspořádání přechodu mostu na těleso komunikace. Z hlediska statického působení a návrhu nosné konstrukce zpravidla nepřináší spolupůsobení se spodní stavbou zvláštní problémy.

## 3 Navrhování

### 3.1 Základní kritéria návrhu integrovaných mostů

Z obecného hlediska musí navržená integrovaná konstrukce splňovat následující požadavky:

- Spolehlivost
- Použitelnost (zajištění jízdního komfortu a omezení deformací)
- Trvanlivost
- Hospodárnost (v rámci celého životního cyklu)
- Estetika

Z hlediska návrhu integrovaného mostu je v první řadě nutno rozhodnout o možnosti provedení mostu jako integrovaného. V souvislosti s tím je nutno zajistit, že navržená konstrukce bude schopna ve všech návrhových situacích splnit výše uvedené požadavky.

Jako základní podklad pro posouzení možnosti provedení konstrukce jako integrované nebo semi-integrované slouží geometrie mostu a prostorové uspořádání na mostě a pod ním. Na základě požadavků na prostorové uspořádání na mostě a pod ním (převáděná komunikace a přemostovaná překážka), možnosti umístění podpěr, tloušťku a provedení nosné konstrukce se navrhne vyhovující provedení (spojitý nosník, oblouk, apod.) a materiál (ocel, beton, atd.) nosné konstrukce. Takto navržená nosná konstrukce se následně prověřuje z hlediska možnosti integrovaného nebo semi-integrovaného provedení či minimalizace počtu ložisek a mostních závěrů.

**Projektant má upřednostňovat taková řešení, která povedou na návrh IM či SIM, i za cenu úpravy směrového řešení méně významných (polních a lesních) cest a méně významných vodních toků. Splnění kritérií pro IM či SIM může být také dosaženo provedením strmých násypových těles opěr z vyztužené zeminy.**

Pokud konstrukční systém mostu umožňuje přenos podélných namáhání (vodorovných sil a deformací), je pro volbu uspořádání přechodu mostu na těleso komunikace (viz 3.4) rozhodující velikost vodorovného posunu  $\Delta_h$  mezi čelem mostu a tělesem komunikace. Velikost vodorovného posunu  $\Delta_h$  je nejvíce ovlivněna těmito parametry:

- dilatující délka ( $L_{BE}$ );
- půdorysný tvar mostu (šikmost, poloměr zakřivení, atd.);
- typ a tvar nosného systému mostu (vodorovné posuny od zatížení dopravou);
- materiál nosné konstrukce (železobeton, předpjatý beton, spřažené konstrukce ocel-beton, beton-beton);
- provedení a tuhost spodní stavby mostu a přechodových oblastí;
- tuhost založení (podloží);
- postup výstavby (omezení deformací při výstavbě, smršťování a dotvarování betonu);
- příčná ohybová tuhost (u půdorysně zakřivených mostů).

Maximální přípustná velikost vodorovného posunu konce mostu  $\Delta_{h,adm}$  je odvislá od zvoleného typu integrovaného mostu (viz 3.4.1), resp. navrženého způsobu přechodu mostu na těleso komunikace.



### 3.2 Koncepce návrhu mostu s ohledem na omezení vlivu bludných proudů

Při návrhu konstrukce z hlediska ochranných opatření před účinky bludných proudů se postupuje v souladu s TP 124 ([42]).

Poznámka: Obecné požadavky a doporučení z hlediska návrhu integrovaných a semi-integrovaných mostů s ohledem na omezení vlivu bludných proudů jsou definovány v Příloha 8, Tabulka 1 [42].

Z hlediska návrhu integrované nebo semi-integrované konstrukce se musí nejprve rozhodnout, zda je nutno nosnou konstrukci elektroizolačně oddělit od spodní stavby, resp. zemního prostředí - viz např. články 4.3.2 a 5.4.8 v [42]. Rozhodnutí o nutnosti provedení elektricky izolované nosné konstrukce provede projektant mostního objektu na základě výsledků a vyhodnocení Základního korozního průzkumu, případně ve spolupráci se specializovaným pracovištěm podle [42] (při stupni ochranných opatření č. 5).

Pokud je elektroizolační oddělení nosné konstrukce nutné (například křížování elektrifikované trati, nosná konstrukce srušeného mostu, apod.), upřednostní se návrh integrovaného, resp. semi-integrovaného mostního objektu s prvky elektrického izolačního oddělení mezi nosnou konstrukcí a spodní stavbou, případně příslušenstvím mostu (viz např. 5.2.2). Pokud je elektroizolační oddělení nosné konstrukce z hlediska ochrany před účinky bludných proudů nezbytné, ale při zachování integrace nosné konstrukce se spodní stavbou není možné, navrhne se most jako neintegrováný.

### 3.3 Koncepce uložení a zajištění dilatačních pohybů nosné konstrukce mostu

Koncepce uložení a zajištění dilatačních pohybů nosné konstrukce mostu se vzájemně významně ovlivňují, a proto je nutno je vždy navrhovat a posuzovat společně.

Koncepční návrh uložení a dilatace nosné konstrukce mostu, vč. volby způsobu jejich provedení, jsou rozhodující z hlediska celkové životnosti mostu. Z tohoto důvodu musí být koncepci uložení a zachycení dilatačních pohybů věnována odpovídající pozornost již při koncepčním návrhu mostu, tedy zpravidla již ve fázi dokumentace pro územní rozhodnutí. Při výběru provedení konců mostu a přechodových oblastí musí být dodržena kritéria uvedená v kapitole 3.1.

Při návrhu koncepce uložení a zajištění dilatačních pohybů nosné konstrukce se musí přihlídnout k základovým poměrům, objemovým změnám nosné konstrukce (teplota, dotvarování, smršťování) a k velikosti vodorovných účinků zatížení. V případě, že svislé zatížení vyvolává nebo významně ovlivňuje vodorovné pohyby konců mostu (vysoké měkké opěry, šikmé rámové mosty apod.), je nutno tuto skutečnost při návrhu koncepce mostu uvážit.

Kde je to možné, má být v rámci novostavby mostu navržena nosná konstrukce bez mostních závěrů a ložisek. U rekonstrukcí a oprav mostů dotýkajících se nosné konstrukce se má posoudit možnost změny koncepce uložení a zajištění dilatačních pohybů nosné konstrukce podle těchto TP s ohledem na efektivitu vynaložených nákladů. Při tom se přihlídnou k výhodám vyloučení mostních závěrů a ložisek, a k možným větším přípustným dilatacím  $L_{BE,adm}$  vlivem již realizované části dlouhodobých přetvoření nosné konstrukce.

Kromě plně integrovaných mostů je možno také přistoupit pouze k vypuštění mostních závěrů a tím návrhem mostů semi-integrovaných. Takováto úprava konce mostu zpravidla umožňuje snížit napjatost v místě uložení/nápojení nosné konstrukce a opěr mostu a současně i namáhání spodní

stavby a založení mostu. Výhodou takovýchto semi-integrovaných mostů oproti běžným mostům neintegrovaným (s mostními závěry) je vyšší životnost vlivem vyloučení mostních závěrů. Vliv ložisek na životnost mostu lze totiž považovat za výrazně menší než vliv mostních závěrů (vyšší životnost, snadnější výměna).

Pokud není možné most navrhnout jako integrovaný nebo semi-integrovaný, provede se konstrukce podle zavedených zásad pro dilatované (neintegrované) mosty. Mezi tyto okolnosti se obvykle řadí:

- maximální vodorovné posuny konce mostu mimo rozsah použití IM nebo SIM (viz Obrázek 12);
- významně rozdílné očekávané sedání jednotlivých podpor mostu;
- tvarově složité konstrukce (rampy s rozplety, velmi šikmé mosty, apod.).

Koncepce způsobu uložení a zajištění dilatačních pohybů dilatovaného mostu se navrhne podle obecně platných zásad tak, aby vlivem objemových změn materiálu nosné konstrukce nedocházelo ke vzniku přídavných namáhání a v konstrukci a zároveň byly zachyceny vodorovné účinky od proměnných silových zatížení (doprava, vítr, atd.).

Obecně lze konstatovat, že podrobná volba typu integrované konstrukce a přechodu na zemní těleso (IM / SIM) nejvíce závisí na vodorovné tuhosti spodní stavby, resp. opěr. Pro poddajnou spodní stavbu (např. opěry s tenkými dřívky, nízké opěry na jedné řadě pilot, apod.) je vhodná integrovaná konstrukce, pro tuhou spodní stavbu (např. nízké a/nebo šikmé opěry, tuhé založení) nebo v případě očekávaného velkého sedání je naopak vhodná semi-integrovaná konstrukce.

### **3.4 Uspořádání přechodu integrovaného mostu na těleso komunikace**

#### **3.4.1 Všeobecně**

Volba typu provedení přechodu mostu na těleso komunikace přímo souvisí s chováním mostu při zatížení a s maximálními přípustnými vodorovnými posuny konce mostu  $\Delta_{h,adm}$ . Pro jednotlivé uvedené typy přitom mají být dodržena kritéria návrhu uvedená v této kapitole.

Z hlediska provedení přechodu integrovaného mostu na těleso komunikace se pro účely těchto TP rozlišují tyto typy mostů (viz také Tabulka 5 a odstavce 3.4.4 až 3.4.6):

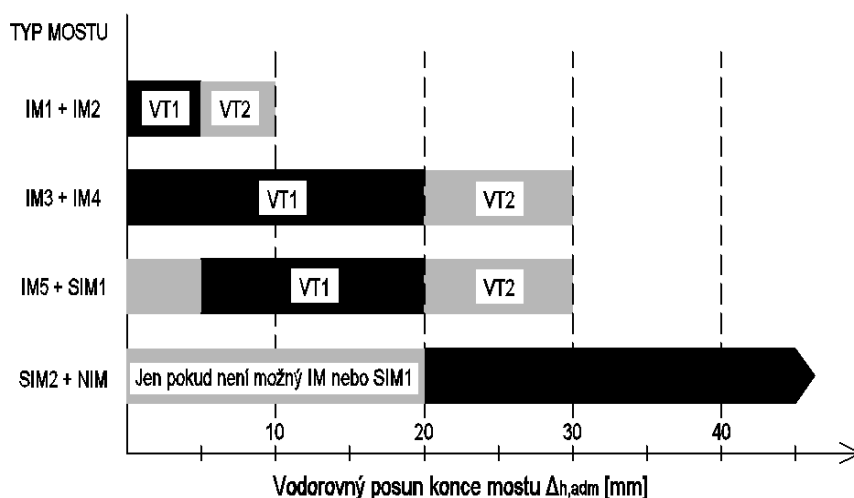
- Integrované konce mostu pro přímé nebo mírně zakřivené mosty  
(Typy IM1 až IM4 - poddajná spodní stavba bez mostních závěrů a ložisek - viz Obrázek 14)
- Integrované konce mostu pro významně zakřivené mosty  
(Typ IM5 - tuhá spodní stavba bez mostních závěrů a ložisek - viz Obrázek 17)
- Semi-integrované konce mostu  
(Typy SIM1 a SIM2 - provedena ložiska nebo mostní závěry - viz Obrázek 18 a Obrázek 19)
- Neintegrované (dilatované) konce mostu  
(Typ NIM s mostními závěry a ložisky)

Tabulka 5 – Přehled způsobů provedení přechodu mostu na těleso komunikace

Typ integrovaného mostu		Charakteristika přechodu				Obvyklé případy uplatnění a poznámky
		Konstrukce kompletní skladby přechází přes most	Přechodová deska	Mostní závěr	Ložiska	
Integrované mosty s poddajnými opěrami (přímé, mírně zakřivené a rámové)	IM1	NE	NE	NE	NE	Krátké mosty s nízkými opěrami, pro mosty na dálnici se doporučuje ověřit vliv sedání
	IM2	ANO	NE	NE	NE	
	IM3	NE	ANO	NE	NE	Běžné přímé integrované mosty
	IM4	ANO	ANO	NE	NE	Mosty menších délek, obvykle s jedním polem
Integrované mosty s tuhými opěrami (významně zakřivené)	IM5	NE	ANO	NE	NE	Významně půdorysně zakřivené mosty s tuhými opěrami
Semi-integrované mosty	SIM1	NE	ANO	NE	ANO	Mosty s nízkými opěrami a/nebo tuhým podložím
	SIM2 <sup>1)</sup>	NE	ANO	ANO	NE	Výjimečné případy - atypické mosty
Neintegrované (dilatované) mosty	NIM	NE	ANO	ANO	ANO	Dlouhé mosty, mosty s významnými rozdíly sedání, apod.

<sup>1)</sup> Tento typ je z hlediska trvanlivosti nevhodný, doporučuje se jej používat jen ve výjimečných případech.

Obvyklé meze použitelnosti jednotlivých typů integrovaných mostů navrhovaných podle těchto TP (viz také Tabulka 5, Obrázek 14, Obrázek 17, Obrázek 18 a Obrázek 19) ukazuje Obrázek 12, a to v závislosti na maximálním přípustném vodorovném posunu konce mostu  $\Delta_{h,adm}$ .



Obrázek 12 – Obvyklé meze použitelnosti jednotlivých typů integrovaných mostů (viz Tabulka 5) v závislosti na maximálním přípustném vodorovném posunu konce mostu  $\Delta_{h,adm}$

V případě velkých očekávaných rozdílů sedání mezi pilíři a opěrami je i při splnění požadavků na posun konce mostu  $\Delta_h$  podle těchto TP nutno volit typy SIM nebo NIM s takovou úpravou ložisek, která umožní jejich následnou rektifikaci.

Použití hodnot  $\Delta_{h,adm} > 20$  mm pro VT1, resp.  $\Delta_{h,adm} > 30$  mm pro VT2, (viz Obrázek 12) je možné, ale je podmíněno souhlasem investora nebo objednatele a použitím vhodných detailů přechodu mostu na těleso komunikace.

Z hlediska provedení a uspořádání přechodu nosné konstrukce integrovaného nebo semi-integrovaného mostu na těleso komunikace se v dalším textu uvažují pouze uspořádání pro železobetonové a předpjaté betonové konstrukce. V případě spřažených ocelobetonových mostů lze vždy přechod mostu na zemní těleso uspořádat stejně jako v případě mostů betonových. Čistě ocelové nosné konstrukce mostů jsou pro účely integrovaných konstrukcí zpravidla nevhodné. Volba typu integrovaného mostu, resp. uspořádání přechodu mostu na těleso komunikace, je zásadní součástí návrhu mostu a vychází z ustanovení kapitoly 3.2.

### 3.4.2 Vozovka v přechodové oblasti

Součástí návrhu integrovaného mostu je i návrh řešení konstrukce vozovky v místě přechodu z tělesa komunikace na nosnou konstrukci. V tomto místě je nutno zajistit dostatečnou odolnost krytu komunikace proti tvorbě trhlin, které mohou vznikat v důsledku lokalizovaných poklesů a cyklických deformací nosné konstrukce a/nebo přechodové oblasti. Tato problematika se týká zejména mostů bez přesypávky, tj. přímo poježděných integrovaných (typy IM1 a IM3) a semi-integrovaných mostů.

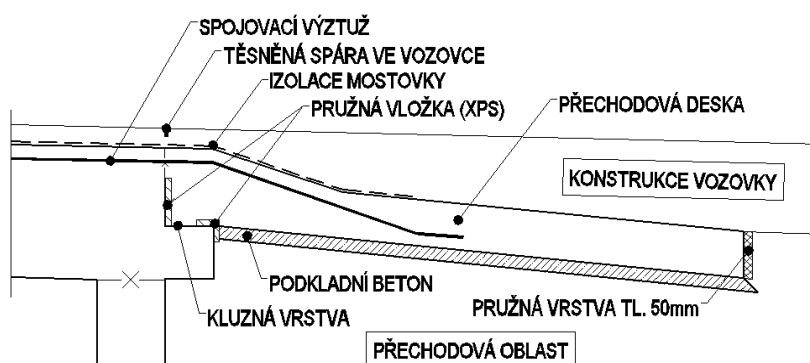
V souvislosti se zapojením přechodových oblastí do chování nosné konstrukce mostu a vyloučením mostních závěrů je nutno provádět návrh vozovky na mostě a v přechodové oblasti, včetně případného vyztužení vozovky, jako součást návrhu přechodových oblastí mostu. Požadavky pro návrh vozovky jsou uvedeny v 5.1.6.

### 3.4.3 Přechodové desky

Přechodová deska je velmi často používanou částí spodní stavby mostů. Přechodové desky jsou na neintegrovaných mostech (NIM) používány zejména při výskytu/hrozbě významně rozdílného sedání mostu a tělesa komunikace na předpolích mostu (viz ČSN 73 6244). U integrovaných mostů jsou přechodové desky používány navíc za účelem přenesení vodorovných posunů konců mostu  $\Delta_h$  (viz Obrázek 12 a Obrázek 14). Jednotlivé typy přechodových desek se od sebe přitom významně odlišují svou funkcí.

Přechodové desky pro zajištění dilatačních pohybů na integrovaných mostech jsou principiálně součástmi nosné konstrukce, čemuž je nutno uzpůsobit jejich provedení. Taková přechodová deska je při objemových změnách konstrukce vlečena/tlačena nosnou konstrukcí, takže spojovací výztuž přechodové desky musí být navržena jako tažená, resp. tlačená, a musí tedy procházet z nosné konstrukce přímo do přechodové desky. Princip provedení a napojení vlečené přechodové desky ukazuje Obrázek 13. Vrubový kloub je zpravidla vytvořen pomocí pružné vložky vložené do bednění, svislá únosnost uložení přechodové desky je pak zajištěna přímým uložení spodní hrany desky na vhodnou kluznou vrstvu. Spojovací výztuž přechodové desky v oblasti vrubového kloubu musí být přitom vhodným způsobem ochráněna proti korozi, případně provedena z nekorodujícího základního materiálu.

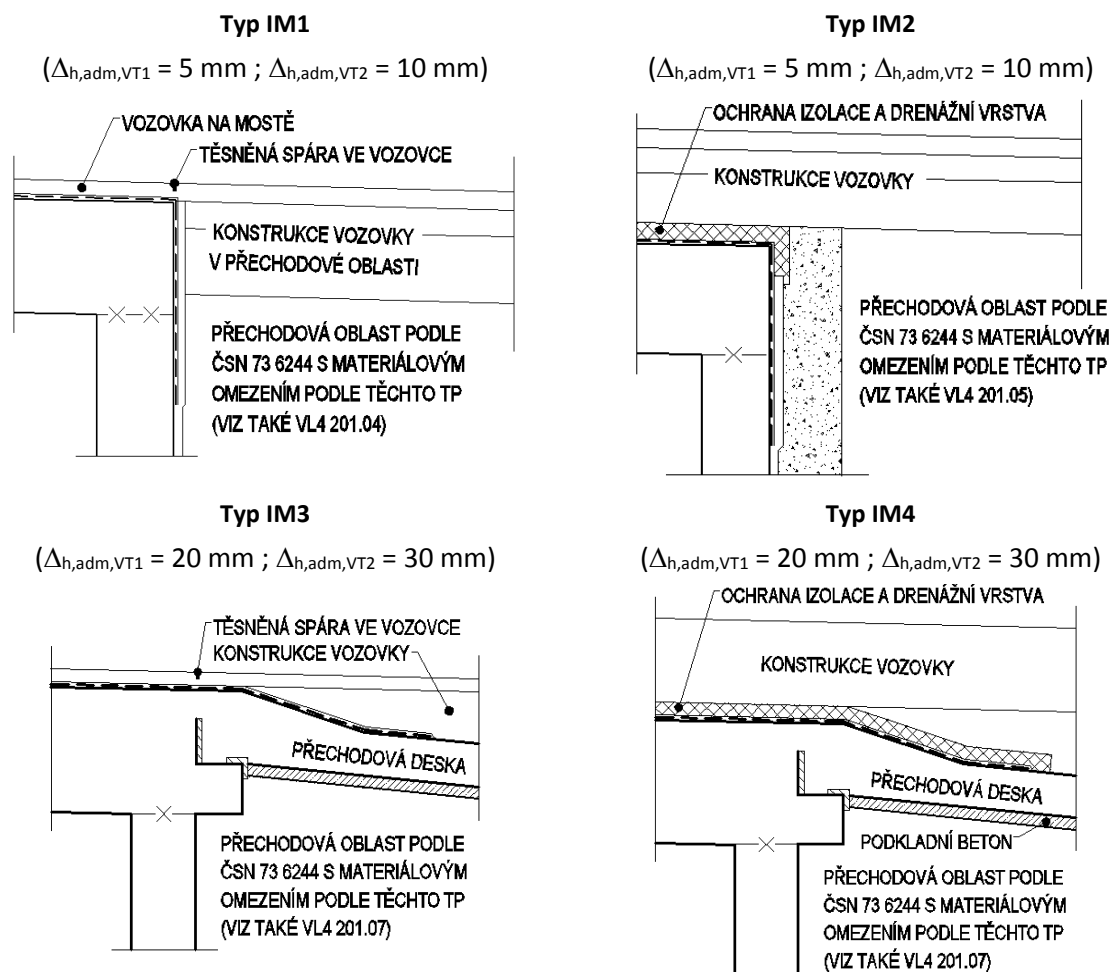
Použití jednotlivých typů přechodových desek je odvislé od posunu konce mostu  $\Delta_h$ , zvoleného typu přechodu mostu na těleso komunikace a očekávaného rozdílu sedání mezi nosnou konstrukcí a tělesem komunikace. Obecně platí, že při návrhu integrovaných a semi-integrovaných mostů s malými posuny konců mostu ( $\Delta_{h,VT1} \leq 5$  mm pro VT1 a  $\Delta_{h,VT2} \leq 10$  mm pro VT2) se přechodová deska používá pouze pro zachycení rozdílů sedání mezi nosnou konstrukcí a navazujícím zemním tělesem (viz ČSN 73 6244), a to zpravidla v uspořádání podle VL 4 302.01. Při návrhu integrovaných a semi-integrovaných mostů s většími posuny konců mostu ( $\Delta_{h,VT1} > 5$  mm pro VT1 a  $\Delta_{h,VT2} > 10$  mm pro VT2) se používá vlečená přechodová deska (viz např. Obrázek 13), a to i v případě, kdy je požadavek na provedení přechodové desky z hlediska zachycení rozdílných sedání mostu a navazujícího zemního tělesa.



Obrázek 13 - Princip provedení a napojení vlečené přechodové desky

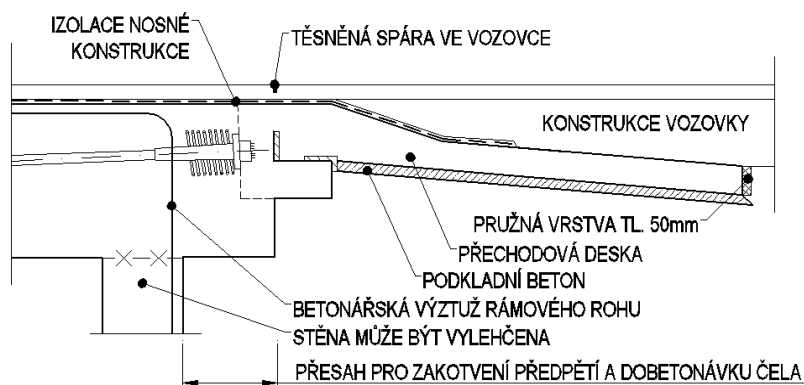
### 3.4.4 Integrované mosty s poddajnými opěrami

Obrázek 14 uvádí základní typy uspořádání přechodu mostu na těleso komunikace pro plně integrované mosty s poddajnými opěrami, tj. typy IM1 až IM4 (viz Tabulka 5). Přechody plně integrovaných mostů typů IM1 až IM4 jsou primárně určeny pro půdorysně přímé nebo mírně zakřivené mosty.

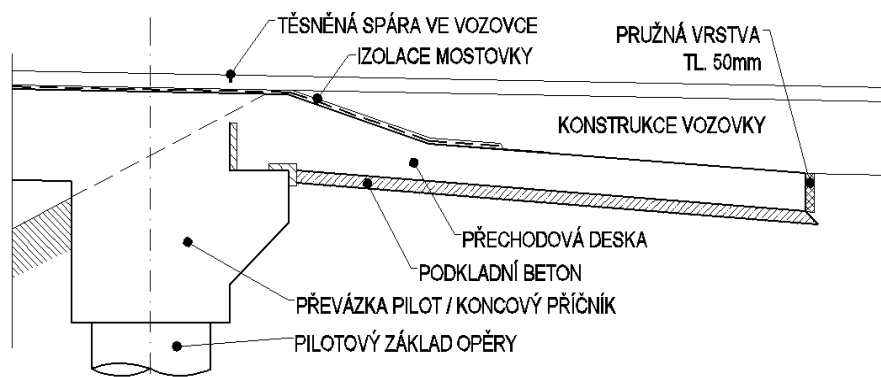


**Obrázek 14 - Typy uspořádání přechodu mostu na těleso komunikace IM1 až IM4 pro plně integrované mosty s poddajnými opěrami (viz také Tabulka 5, pro  $\Delta_{h,adm}$  viz Obrázek 12)**

Jednotlivé způsoby provedení je nutno přizpůsobit místním podmínkám a provedení konstrukce. Příklad upraveného přechodu typu IM3 pro dodatečně předpjatou monolitickou konstrukci ukazuje Obrázek 15, pro konstrukci s nízkými koncovými příčnicí založenou na pilotách potom Obrázek 16. Cílem úpravy je vymístění kotvení předpínací výztuže z oblasti silně namáhaného rámového rohu, resp. uložení desky bez oslabení kritického průřezu.



**Obrázek 15 - Příklad úpravy konce nosné konstrukce a vlečené přechodové desky (typ uspořádání IM3) pro dodatečně předpjatou konstrukci**



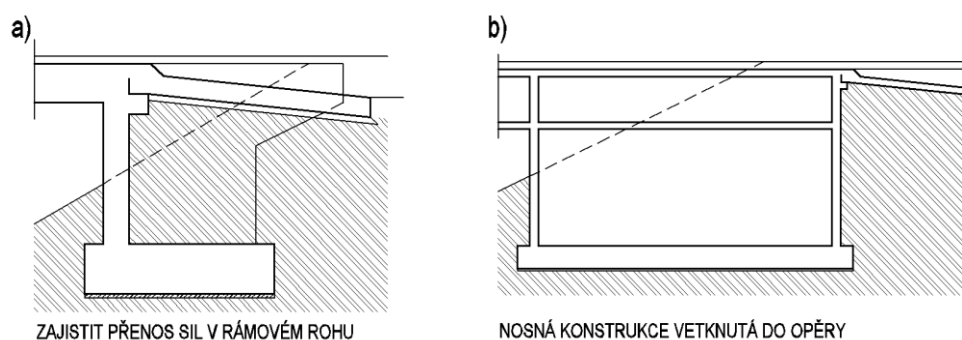
**Obrázek 16 - Příklad úpravy konce nosné konstrukce a vlečené přechodové desky (typ uspořádání IM3) pro pilotové založení opěry**

### 3.4.5 Integrované mosty s tuhými opěrami

V případě významně zakřivených mostů menších rozpětí (viz 2.1.9) je obvykle výhodné vytvoření tuhých opěr. Pro tuhé opěry je následně nutno provést podrobnou analýzu založení s ohledem na zvýšené namáhání v základové spáře v důsledku vysoké tuhosti opěr v podélném směru.

Dvě základní varianty provedení opěr významně zakřivených integrovaných mostů uvádí Obrázek 17. Výběr uspořádání opěry závisí na požadované tuhosti opěry z hlediska pootočení konce mostu při současném zajištění dostatečné podélné poddajnosti. Varianta b) lépe vzdoruje i půdorysnému pootočení konce mostu kolem svislé osy, současně je však velmi tuhá ve směru podélném. V důsledku tuhého vetknutí nosné konstrukce do opěry ve vodorovném i svislém směru je umožněno větší rozpětí krajního pole mostu na úkor omezení podélných pohybů konstrukce a zvýšení smykového napětí v základové spáře (viz výše).

Uspořádání přechodové desky na opěrách je odvislé od posunů konce mostu  $\Delta_h$  a řídí se pokyny uvedenými v 3.4.3.

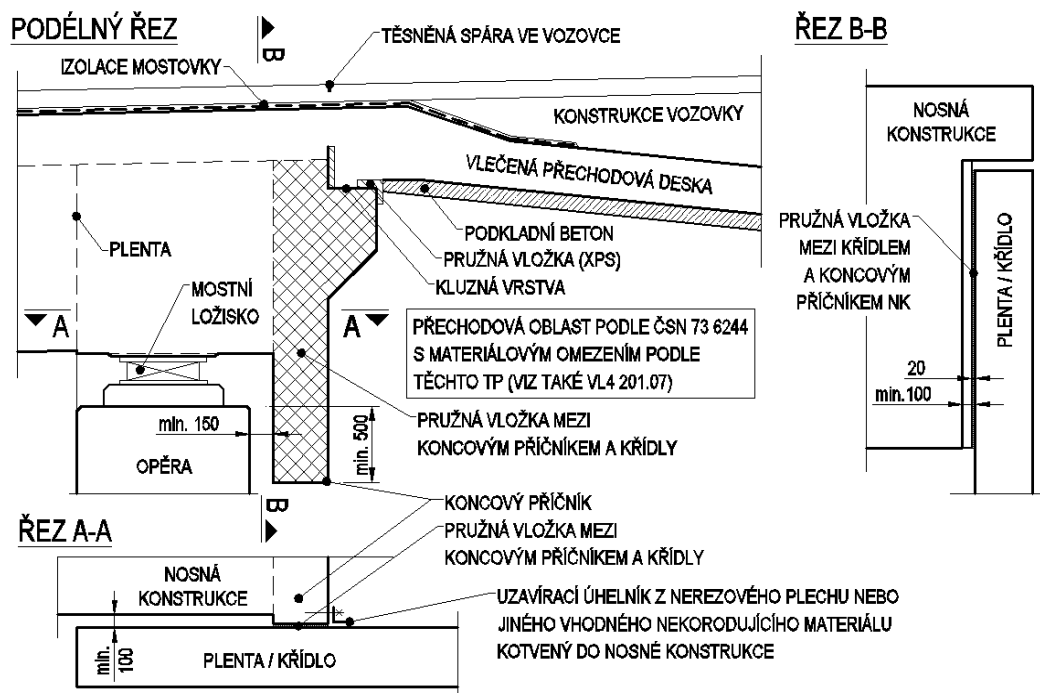


**Obrázek 17 - Schéma základních variant provedení tuhých opěr významně zakřivených integrovaných mostů – typ IM5**

### 3.4.6 Semi-integrované mosty

Příklad přechodu semi-integrovaného mostu typu SIM1 na těleso komunikace ukazuje Obrázek 18. Nosná konstrukce mostu je uložena na ložiska, ale mostní závěry nejsou navrženy. Při návrhu tohoto typu přechodu je nutno vyřešit zajištění materiálu přechodové oblasti tak, aby se nedostával na úložný práh a zároveň byly umožněny dilatační pohyby nosné konstrukce vzhledem k opěře mostu (např.

vhodně navrženou plentou - viz Obrázek 18). Uspořádání přechodové desky na opěrách je odvislé od posunů konce mostu  $\Delta_h$  a řídí se pokyny uvedenými v 3.4.3.

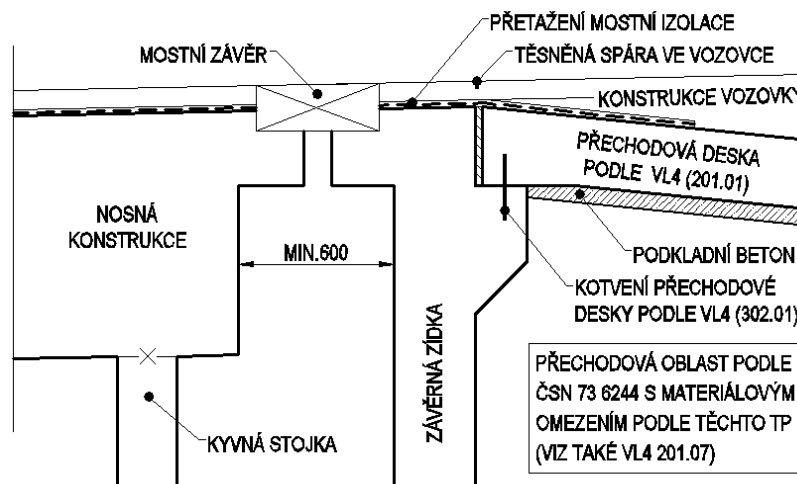


**Obrázek 18 - Příklad uspořádání přechodu semi-integrovaného mostu na těleso komunikace - typ SIM1**

U mostů větších dilatujících délek, resp. s většími než přípustnými posuny konce mostu  $\Delta_{h,adm}$  (viz Obrázek 12), se pro přechod mostu na těleso komunikace použije klasické řešení zahrnující mostní závěry a/nebo ložiska (mosty typu SIM2 nebo NIM - viz Tabulka 5).

Příklad uspořádání semi-integrovaného mostu s mostním závěrem (bez ložisek) typu SIM2 uvádí Obrázek 19. Výhodou proti použití klasického neintegrováného mostu (NIM) je odstranění ložisek na opěrách. S ohledem na osazení mostního závěru, který je nejvíce poruchovou částí mostu a jehož odstranění je hlavním cílem návrhu integrovaného mostu, se doporučuje tento typ přechodu používat pouze v odůvodněných případech.





**Obrázek 19 - Příklad uspořádání přechodu semi-integrovaného mostu na těleso komunikace (typ SIM2).**  
Vzdálenost mezi rubem nosné konstrukce a lícem závěrné zdi volit s ohledem na požadavky pro prohlídky/údržbu mostních závěrů.

### 3.5 Obecná metodika pro volbu přechodu mostu na těleso komunikace

Obecná metodika volby typu mostu je použitelná pro ty mosty, u nichž není možnost integrovaného nebo semi-integrovaného provedení vyloučena okolnostmi podle 3.1 a 3.2. Schéma obecné metodiky uvádí Obrázek 20, poznámky k jednotlivým krokům jsou uvedeny v následujícím textu.

Základní podmínkou pro provedení návrhu integrovaného nebo semi-integrovaného mostu podle těchto TP je splnění maximálních přípustných hodnot vodorovných posunů konců mostu  $\Delta_{h,adm}$ . Obvyklé mezní hodnoty posunů konce mostu  $\Delta_{h,adm}$  pro jednotlivé výkonové třídy komunikací a jednotlivá uspořádání (detaily) přechodu mostu na těleso komunikace uvedené v těchto TP (viz 3.4) uvádí Obrázek 12.

*Poznámka: U významně zakřivených nebo šikmých mostů se velikost vodorovného posunu  $\Delta_h$  stanoví s ohledem na celkové chování konstrukce (viz 2.1.9 a 2.1.10).*

Za počátek působení konstrukce (nulový stav) z hlediska stanovení posunu konce mostu se považuje okamžik provedení vozovky v místě přechodu mostu na těleso komunikace.

Rozhodující velikost vodorovného posunu konce mostu  $\Delta_h$  pro integrované a semi-integrované mosty bez mostních závěrů (tj. mimo typu SIM2) se stanoví jako větší z následujících hodnot:

- a) **celková velikost monotónního (jednosměrného) vodorovného posunu konce mostu od okamžiku provedení (dokončení) vozovky v občasné kombinaci zatížení**, zahrnující:
  - Vodorovný posun konce mostu od zatížení stálých ( $\Delta_{h,G}$ ), účinku předpětí ( $\Delta_{h,P}$ ) a reologického chování materiálu ( $\Delta_{h,C+S}$ ), tj. od dotvarování a smršťování betonu nosné konstrukce;
  - Vodorovný posun konce mostu od proměnných nedopravních zatížení ( $\Delta_{h,Q,i}$ ), zejména zatížení teplotou (zpravidla ochlazení konstrukce);

Pokud je rozhodujícím nedopravním zatížením zatížení teplotou (s účinkem  $\Delta_{h,Q,T}$ ), stanoví se celková velikost vodorovného posunu  $\Delta_h$  ze vztahu (viz také ČSN EN 1990):

$$\Delta_h = \Delta_{h,G} + \Delta_{h,P} + \Delta_{h,C+S} + \psi_{1,infq,T} \cdot \Delta_{h,Q,T} + \sum(\psi_{2,i} \cdot \Delta_{h,Q,i})$$

*Poznámka 1: Součinitel kombinace pro stanovení občasné hodnoty zatížení teplotou  $\psi_{1,infq,T}$  se uvažuje hodnotou  $\psi_{1,infq,T} = 0,8$ .*

*Poznámka 2: Součinitele kombinace u ostatních účinků proměnných nedopravních zatížení ( $\Delta_{h,Q,NTr,i}$ ) se uvažují podle přílohy A2 k ČSN EN 1990. Přitom hodnoty součinitelů kombinace pro občasnou kombinaci zatížení ( $\psi_{1,infq,i}$ ) pro zatížení jiná, než zatížení teplotou se uvažují hodnotami pro častou kombinaci ( $\psi_1$ ).*

**b) celková velikost (rozkmít) cyklických pohybů v časté kombinaci zatížení, zahrnující:**

- Celkový vodorovný posun konce mostu od proměnného nedopravního zatížení ( $\Delta_{h,Q,i}$ ), zejména zatížení teplotou ( $\Delta_{h,T}$ ). Přitom:

$$\Delta_{h,Q,NTr} = \Delta_{h,Q,Tmax} - \Delta_{h,Q,Tmin},$$

když  $\Delta_{h,Q,Tmax}$ , resp.  $\Delta_{h,Q,Tmin}$ , je posun konce mostu odpovídající maximálnímu, resp. minimálnímu, účinku proměnných nedopravních zatížení na mostě. Pro samotné zatížení teplotou přitom platí:

$$\Delta_{h,T} = \Delta_{h,Tmax} - \Delta_{h,Tmin},$$

kde  $\Delta_{h,Tmax}$ , resp.  $\Delta_{h,Tmin}$ , je posun konce mostu odpovídající maximálnímu, resp. minimálnímu, účinku zatížení mostu teplotou podle ČSN EN 1991-1-5.

*Poznámka: Při stanovení maximálního a minimálního rozsahu rovnoměrné složky teploty se uváží rovněž přídavky pro návrh dilatačních spár podle odstavce 6.1.3.3 ČSN EN 1991-1-5.*

- Vodorovné posuny konců nosné konstrukce od proměnného zatížení dopravou ( $\Delta_{h,Q,Tr}$ )

Pokud je rozhodujícím nedopravním zatížením zatížení teplotou (s účinkem  $\Delta_{h,T}$ ), stanoví se celková velikost vodorovného posunu  $\Delta_h$  ze vztahu (viz také ČSN EN 1990):

$$\Delta_h = \psi_{1,T} \cdot \Delta_{h,T} + \sum(\psi_{2,i} \cdot \Delta_{h,Q,i}) + \psi_{2,Q,Tr} \cdot \Delta_{h,Q,Tr}$$

*Poznámka: Součinitele kombinace ( $\psi_1$ ,  $\psi_2$ ) jednotlivých proměnných zatížení se uvažují podle přílohy A2 k ČSN EN 1990.*

**Příklad:**

Na integrované dodatečně předpjaté konstrukci byly výpočtem stanoveny posuny v místě konce mostu  $\Delta_{h,i}$  od jednotlivých zatížení - viz Tabulka 6. Kombinace pro stanovení rozhodující velikosti posunu konce mostu  $\Delta_h$  podle výše uvedených pokynů jsou:

$$a) \Delta_{h,a1} = \Delta_{h,G} + \Delta_{h,P} + \Delta_{h,C+S} + \psi_{1,infq,T} \cdot \Delta_{h,Q,Tmin} + \Sigma(\psi_{2,i} \cdot \Delta_{h,Q,i}) = -1,0 - 3,5 - 2,5 + 0,8 \cdot (-11,5) = \underline{\underline{-16,2 \text{ mm}}}$$

$$\Delta_{h,a2} = \Delta_{h,G} + \Delta_{h,P} + \Delta_{h,C+S} + \psi_{1,infq,T} \cdot \Delta_{h,Q,Tmax} + \Sigma(\psi_{2,i} \cdot \Delta_{h,Q,i}) = -1,0 - 3,5 - 2,5 + 0,8 \cdot 9,0 = \underline{\underline{-0,2 \text{ mm}}}$$

b) Hlavní zatížení teplota:

$$\Delta_{h,T} = \psi_{1,T} \cdot \Delta_{h,Q,T} + \psi_{2,Q,Tr} \cdot \Delta_{h,Q,Tr} = 0,6 \cdot [+9,0 - (-11,5)] + |0,0 \cdot (-1,0) + 0,0 \cdot (-0,5)| = 0,6 \cdot 20,5 + 0,0 = \underline{\underline{12,3 \text{ mm}}}$$

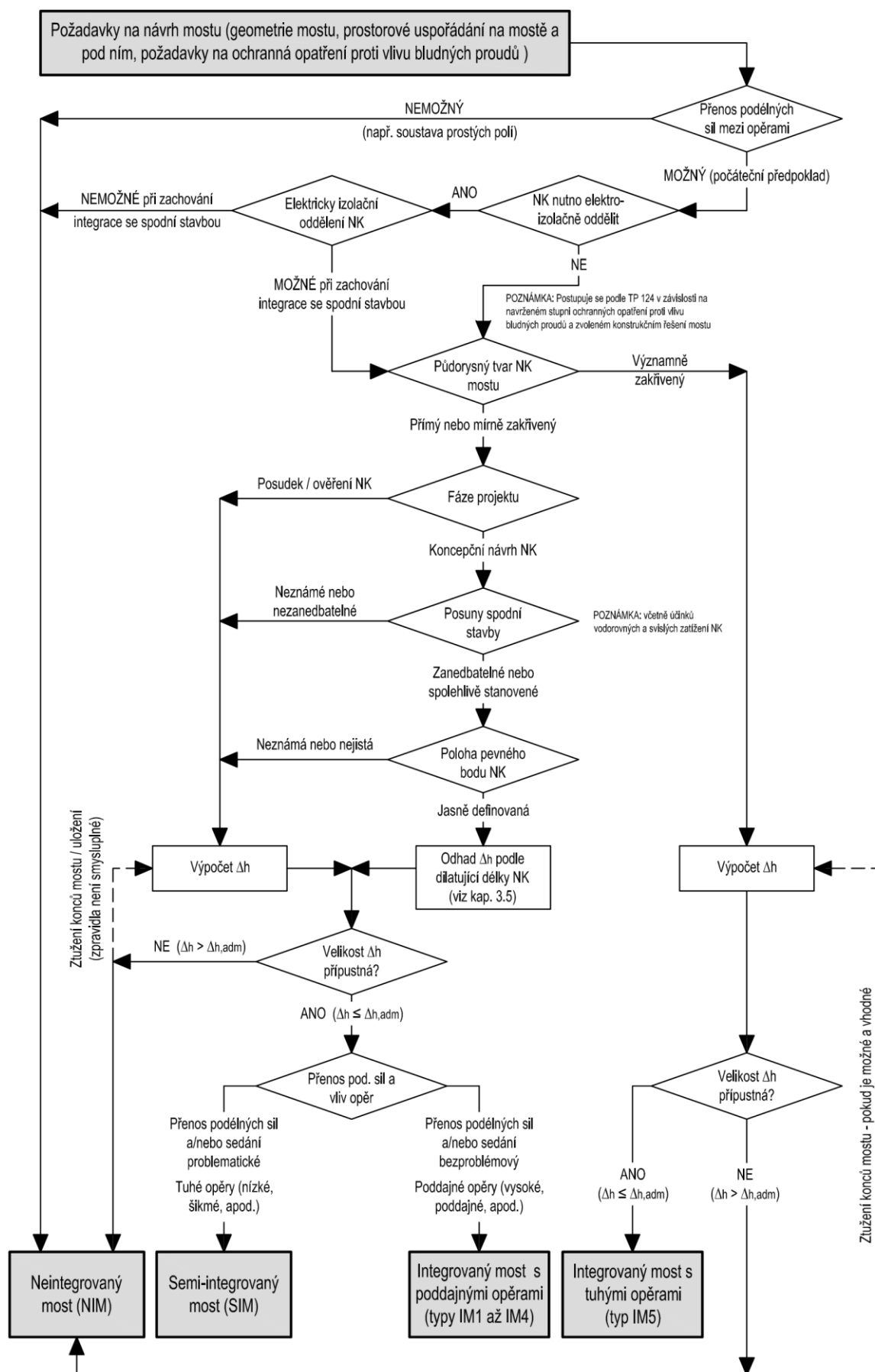
Hlavní zatížení doprava:

$$\Delta_{h,Tr} = \psi_{1,Q,Tr} \cdot \Delta_{h,Q,Tr} + \psi_{2,T} \cdot \Delta_{h,Q,T} = |0,75 \cdot (-1,0) + 0,4 \cdot (-0,5)| + 0,5 \cdot [+9,0 - (-11,5)] = 0,75 + 0,2 + 10,3 = \underline{\underline{11,2 \text{ mm}}}$$

Rozhoduje maximální posun podle kombinace a) -  $\Delta_{h,a1} = 16,2 \text{ mm}$ .

**Tabulka 6 – Příklad - Hodnoty posunů konce mostu a odpovídající součinitele kombinace podle [36]**

Zatížení	Označení	$\psi_{1,infq}$	$\psi_1$	$\psi_2$	Velikost posunu [mm]
Stálé zatížení	$\Delta_{h,G}$	-	-	-	- 1,0
Předpětí	$\Delta_{h,P}$	-	-	-	- 3,5
Smrštění a dotvarování betonu	$\Delta_{h,C+S}$	-	-	-	- 2,5
Oteplení konstrukce - změna od základní teploty	$\Delta_{h,Q,Tmax}$	0,8	0,6	0,5	+ 9,0
Ochlazení konstrukce - změna od základní teploty	$\Delta_{h,Q,Tmin}$	0,8	0,6	0,5	- 11,5
Zatížení dopravou – TS	$\Delta_{h,Q,Tr,TS}$	-	0,75	0,0	-1,0
Zatížení dopravou – UDL	$\Delta_{h,Q,Tr,UDL}$	-	0,40	0,0	-0,5

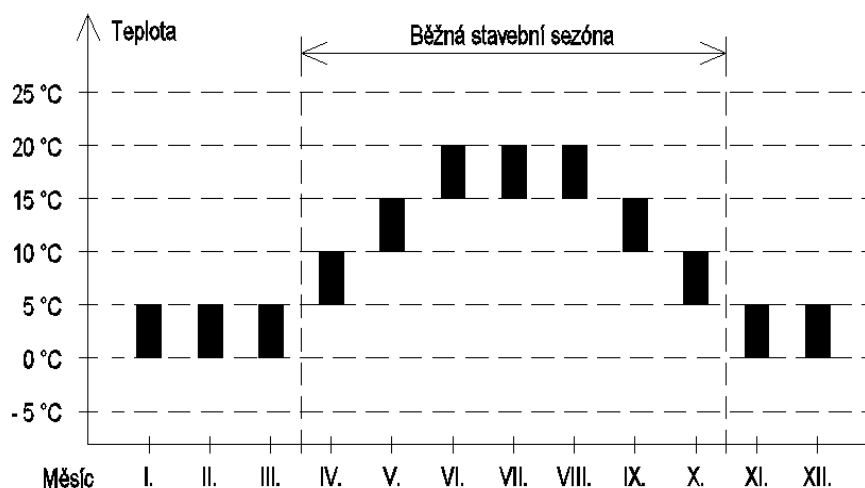


Obrázek 20 - Schéma obecné metodiky volby / ověření typu mostu podle [18]

Při návrhu semi-integrovaného mostu typu SIM2 se návrhové hodnoty posunů konce nosné konstrukce stanoví stejně jako v případě neintegrováných mostů (typ NIM). Hodnoty vodorovných posunů opěry mostu vzhledem k zemnímu tělesu (tj. hodnota posunu konce mostu v intencích těchto TP) se potom stanoví v závislosti na vodorovné tuhosti připojení nosné konstrukce k opěře mostu. Tyto hodnoty se případně použijí pro rozhodnutí o volbě provedení přechodové desky (viz 3.4.3).

Při stanovení vodorovných posunů konce mostu  $\Delta_{h,Q}$  od proměnného zatížení lze obvykle zanedbat vodorovné účinky zatížení dopravou (brzděné a rozjezdové síly), protože jejich účinky jsou s ohledem na vodorovnou tuhost přechodových oblastí a spodní stavby zpravidla malé. Výjimkou jsou nosné systémy s malými kontaktními plochami nosné konstrukce a zemního tělesa (např. mosty s velmi nízkými opěrami nebo semi-integrované mosty typu SIM1) v kombinaci se spodní stavbou malé tuhosti, kdy je nutno vliv vodorovných účinků dopravního zatížení ověřit. Ve většině případů je však aproximace maximálního posunu konce mostu  $\Delta_h$  stanovena pouze na základě účinků zatížení teplotou dobrou náhradou.

Předpětí, dotvarování a smršťování betonu se považují z hlediska stanovení vodorovných posunů  $\Delta_h$  za stálá zatížení. Charakteristiky materiálu (součinitel tepelné roztažnosti, modul pružnosti, atd.) se uvažují hodnotami podle příslušných předpisů (viz ČSN EN 1992, 1993 a 1994). Extrémní hodnoty pro zatížení teplotou se stanoví v souladu s ČSN EN 1991-1-5. Základní teplotu nosné konstrukce při provedení přechodu mostu na zemní těleso je nutno uvažovat co nejvýstižněji, v případě nedostatku informací je možno použít orientační hodnoty, které uvádí Obrázek 21. Základní teplota nosné konstrukce se vybere z uvedeného rozsahu teplot s ohledem na geografické umístění stavby. Současně se doporučuje prověřit průměrné teploty s běžně dostupnými dlouhodobými daty ČHMÚ.

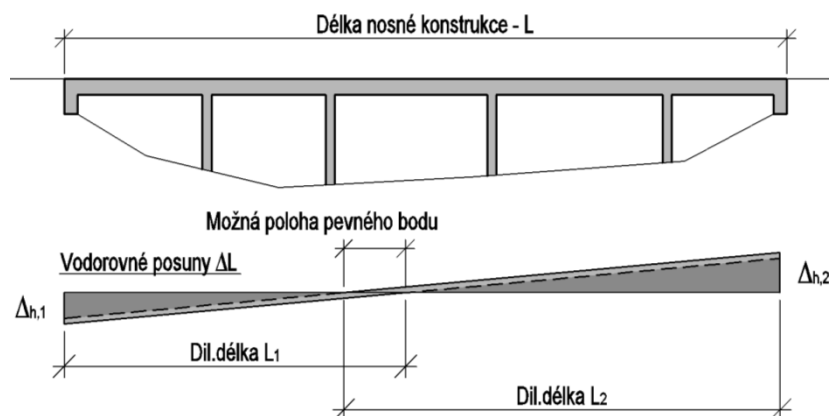


Obrázek 21 - Základní rozsahy orientační hodnoty průměrné teploty nosné konstrukce v průběhu roku v ČR

Při stanovení vodorovných posunů konce mostu  $\Delta_h$  se musí uvážit **skutečná tuhost spodní stavby** (opěr, pilířů a založení), včetně vlivu jejich jednotlivých částí (např. křídel, plent apod.). Tato tuhost je přímo závislá na zvoleném provedení opěr a pilířů a na způsobu jejich napojení na nosnou konstrukci. Stanovení skutečné tuhosti spodní stavby vyžaduje použití odpovídajících metod analýzy, které umožní zohlednit skutečné vlastnosti konstrukce a jejích částí, např. vliv trhlin v opěrách a pilířích na tuhost spodní stavby. Pro stanovení interakce konstrukce se základovou půdou a/nebo zásypem se použijí vhodné geotechnické modely (viz kapitola 4).

*Poznámka: Pro omezení zemních tlaků v přechodové oblasti a zajištění požadovaných přetvárných vlastností ve vodorovném směru je možné použít kombinaci vyztužených zemin se svislými přetvárnými vrstvami (geotextilie či jiné stlačitelné vrstvy umístěné na rubu opěr – viz např. Obrázek 41).*

Stanovení vlastností základové půdy je zatíženo velkými nejistotami a v jejich důsledku i velkým rozptylem hodnot tuhosti založení. Z tohoto důvodu se např. při stanovení polohy pevného bodu konstrukce nebo při návrhu spodní stavby, doporučuje provedení citlivostní analýzy chování konstrukce na základě očekávaného rozsahu hodnot vlastností základové půdy. Při stanovení vodorovných posunů konců mostu  $\Delta_h$  se potom použije méně příznivá hodnota, např. poloha pevného bodu (viz Obrázek 22).



**Obrázek 22 - Schéma posunů spodní stavby a konců mostu v důsledku změny délky nosné konstrukce**

### 3.6 Zjednodušený postup

Postup uvedený v kapitole 3.5 vyžaduje zpravidla rozsáhlé výpočty vodorovného posunu konce mostu  $\Delta_h$  zahrnující komplexní odezvu celého nosného systému mostu, vč. spolupůsobení se spodní stavbou a zemním prostředím. Ve fázi koncepčního návrhu mostu (zpravidla v úrovni studie nebo dokumentace pro ÚR) však obvykle nebývají k dispozici data a informace v takových podrobnostech, aby bylo možné výše uvedenou analýzu provést.

Pro koncepční návrh integrovaných a semi-integrovaných mostů bez mostních závěrů (tj. mimo typu SIM2) je možné v některých třídách provádění (viz 7.1) použít jako alternativu k podrobnému výpočtu podle 3.5 následující zjednodušenou metodiku (viz také [18]). Zjednodušenou metodiku lze použít při splnění těchto předpokladů (viz také 3.5 a Obrázek 20):

- most je přímý nebo mírně zakřivený,
- šikmost mostu je větší než  $60^\circ$ , resp.  $45^\circ$ , pro výkonovou třídu VT1, resp. VT2,
- poloha pevného bodu je jasně definovaná,
- vodorovné posuny konců mostu v důsledku svislých a vodorovných zatížení nosné konstrukce jsou zanedbatelné.

Ve zjednodušené metodice se vychází ze skutečnosti, že zvýšení vodorovné tuhosti integrovaného mostu vlivem spolupůsobení spodní stavby, zásypu přechodových oblastí a založení mostu obvykle jen málo ovlivňuje celkovou velikost vodorovných posunů konců mostu  $\Delta_h$ . Posuny konce mostu  $\Delta_h$  se proto zjednodušeně stanoví stejně jako v případě neintegrovaných mostů, tj. bez zohlednění vlivu spodní stavby.

Pro integrované a semi-integrované mosty lze orientačně stanovit maximální přípustnou dilatující délku  $L_{BE,adm}$  na základě maximálního přípustného pohybu konce mostu  $\Delta_{h,adm}$  (viz 3.4 a Obrázek 12) a odhadu maximálního přetvoření nosné konstrukce  $\varepsilon_{NK,max}$ , resp. vyjít ze vztahu:

$$\varepsilon_{NK,max} \leq \frac{\Delta_{h,adm}}{L_{BE,adm}} \Rightarrow L_{BE,adm} \leq \frac{\Delta_{h,adm}}{\varepsilon_{NK,max}},$$

kde je  $\varepsilon_{NK,max}$  odhad maximálního poměrného přetvoření nosné konstrukce mostu,

$\Delta_{h,adm}$  maximální přípustný pohyb konce mostu (viz 3.4 a Obrázek 12),

$L_{BE,adm}$  maximální přípustná dilatující délka.

Odhad maximálního poměrného přetvoření nosné konstrukce  $\varepsilon_{NK,max}$  se obecně provede podle zásad (kombinací) pro stanovení  $\Delta_h$  uvedených v kapitole 3.5 při zohlednění těchto hlavních vlivů:

- předpětí, dotvarování a smrštění betonu,
- zatížení teplotou (rovnoměrná složka).

Pro odhad maximálního poměrného přetvoření nosné konstrukce  $\varepsilon_{NK,max}$  lze využít střední hodnoty poměrných přetvoření pro jednotlivé účinky zatížení, které uvádí Tabulka 7 (přesnější hodnoty je možno stanovit podle platných technických norem na základě skutečných rozměrů a materiálů konstrukce, upřesněného postupu výstavby a vlastností prostředí).

**Tabulka 7 - Střední hodnoty poměrných přetvoření konstrukce pro základní účinky zatížení**

Účinek	Poměrné přetvoření konstrukce		
	Betonová monolitická konstrukce <sup>1)</sup>	Spřažená konstrukce beton-beton <sup>1) 2)</sup>	Spřažená konstrukce ocel-beton <sup>1)</sup>
Smrštění od hydratace (beton)	- 0,10 ‰	- 0,10 ‰ . $k_{CC}$ <sup>4)</sup>	- 0,10 ‰ . $k_{SC}$ <sup>5)</sup>
Autogenní smršťování (beton)	- 0,08 ‰	- 0,08 ‰ . $k_{CC}$	- 0,08 ‰ . $k_{SC}$
Smrštění od vysychání (beton)	- 0,30 ‰	- 0,30 ‰ . $k_{CC}$	- 0,30 ‰ . $k_{SC}$
Předpětí betonu ( $\sigma_c = 4$ MPa)	- 0,11 ‰	-	-
Dotvarování předpjatého betonu <sup>3)</sup>	- 0,20 ‰	- 0,10 ‰ . $k_{CC}$	-
Oteplení konstrukce	+ 0,01 ‰ / K		
Ochlazení konstrukce	- 0,01 ‰ / K		

Poznámky:

<sup>1)</sup> Přetvoření konstrukce jsou v tabulce uvedena pro konstrukce betonované v jednom taktu pro časový interval od betonáže nosné konstrukce (spřažení s nosníky - např. monolitickou deskou) do konce životnosti mostu. Uvedená přetvoření je vhodné upravit s ohledem na zvolený postup výstavby mostu (např. spojení se spodní stavbou až po předepnutí konstrukce, postupná betonáž desky mostovky, apod.).

<sup>2)</sup> Předpokládá se použití prefabrikovaných prvků spřažených s dodatečně betonovanou deskou.

<sup>3)</sup> Odhad celkového přetvoření konstrukce od dotvarování je pro monolitické konstrukce proveden pro beton C30/37, běžné podmínky prostředí a čas vnesení předpětí cca 14 dní po vybetonování nosné konstrukce. Pro konstrukce spřažené, typu beton-beton, je odhad celkového přetvoření proveden pro beton C40/50, čas vnesení předpětí 3 dny po betonáži a současně min. 14 dní před zabudováním do spřažené konstrukce. Pro jiné okrajové podmínky je vhodné hodnoty upravit.

<sup>4)</sup> Součinitel  $k_{CC}$  vyjadřuje vliv spřažení konstrukce typu beton-beton lze obvykle odhadnout hodnotou:

$$k_{cc} = \frac{A_{c,2} \cdot E_{c,2}}{0,5 \cdot A_{c,1} \cdot E_{c,1} + A_{c,2} \cdot E_{c,2}},$$

kde je  $A_{c,1}$  plocha příčného řezu betonu spřahované části průřezu (prefabrikovaný nosník),

$A_{c,2}$  plocha příčného řezu betonu spřahující části průřezu (dodatečně betonovaná deska nebo část průřezu),

$E_{c,1}$  dlouhodobý modul pružnosti spřahované části průřezu (prefabrikovaný nosník),

$E_{c,2}$  dlouhodobý modul pružnosti spřahující části průřezu (dodatečně betonovaná deska nebo část průřezu).

<sup>5)</sup> Součinitel  $k_{sc}$  vyjadřuje vliv spřažení konstrukce typu ocel-beton lze obvykle odhadnout hodnotou:

$$k_{sc} = \frac{A_c \cdot E_c}{A_s \cdot E_s + A_c \cdot E_c},$$

kde je  $A_s$  plocha příčného řezu ocelových částí spřaženého průřezu (průměrná hodnota po délce mostu),

$A_c$  plocha příčného řezu betonových částí spřaženého průřezu (dodatečně betonovaná deska nebo část průřezu),

$E_s$  modul pružnosti použité konstrukční oceli,

$E_c$  dlouhodobý modul pružnosti betonové části spřaženého průřezu.

Pro šikmé mosty je nutno zohlednit vliv šikmosti na velikost posunů v místě konce mostu. Vliv šikmosti mostu je zjednodušeně možné vyjádřit zmenšením maximální přípustné dilatující délky  $L_{BE,adm}$  pro kolmý most součinitelem vlivu šikmosti  $\alpha$  (viz Tabulka 8), tedy:

$$L_{BE,adm,sk} = \frac{L_{BE,adm}}{\alpha}$$

U systémů, kde jsou vodorovné posuny konců mostu  $\Delta_h$  významně ovlivněny svislým pohyblivým zatížením (např. integrované mosty s vysokými štíhlými opěrami) se doporučuje tyto posuny zohlednit i ve zjednodušeném postupu.

*Poznámka: U běžných konstrukcí se pro zohlednění vlivu pohyblivého zatížení dopravou ve zjednodušeném postupu doporučuje zvýšit vodorovné posuny konců mostu  $\Delta_h$  (resp. poměrná přetvoření nosné konstrukce  $\varepsilon_{NK,max}$  - viz příklad výše) v kombinaci b) podle 3.5 o 5 až 10%.*

**Tabulka 8 - Hodnoty součinitele vlivu šikmosti  $\alpha$  pro úpravu maximální přípustné dilatující délky  $L_{BE,adm}$  pro šikmé mosty**

Rozsah platnosti		Šikmost mostu podle ČSN 73 6201	Součinitel vlivu šikmosti $\alpha$
VT1	VT2	90°	1.00
		80°	1.02
		70°	1.06
		65°	1.10
		60°	1.15
		55°	1.22
		50°	1.31
		45°	1.41



**Příklad:**

Ocelobetonová kolmá spřažená konstrukce ( $k_{SC} = 0,75$ ) s přechody vozovky na těleso komunikace provedenými cca 1,5 měsíce po betonáži desky mostovky. Minimální/maximální teploty vzduchu ve stínu jsou  $T_{\min} = -28\text{ °C}$  a  $T_{\max} = +34\text{ °C}$ , stálá a proměnná dopravní zatížení mají na vodorovné posuny konců nosné konstrukce zanedbatelný vliv.

Vliv smršťování betonu je odhadnut podle doporučených hodnot (viz Tabulka 7). Za předpokladu, že před provedením přechodu mostu na vozovku proběhlo 95% smrštění od hydratace, 85% autogenního smrštění a 30% smrštění od vysychání je zbývajících přetvoření od smršťování:

$$\Delta\varepsilon_{C+S} = \varepsilon_s(\infty, t_0) = - (0,10 \cdot 0,1 + 0,08 \cdot 0,2 + 0,30 \cdot 0,8) \cdot 0,75 = - \mathbf{0,170\%}$$

Vliv teploty (viz [35]) s uvážením základní teploty pro typ 2 (viz NA 2.4 [35]),  $\Delta T = \pm 20\text{ °C}$  pro dilatační spáry (viz 6.1.3.3 [35]) a základní teplotu  $T_0 = 15\text{ °C}$  (viz např. Obrázek 21):

$$T_{\min,d} = -28 + 4,5 - 20 = -43,5\text{ °C} \quad T_{\max,d} = 34 + 4,5 + 20 = 58,5\text{ °C}$$

$$\Delta\varepsilon_{T,\min} = (15,0 - 43,5) \cdot 0,01 = - \mathbf{0,59\%} \quad \Delta\varepsilon_{T,\max} = (58,5 - 15,0) \cdot 0,01 = + \mathbf{0,44\%}$$

Kombinace a) podle zásad uvedených v 3.5 (rozhoduje zkrácení konstrukce):

$$\varepsilon_{NK,\max,a} = \Delta\varepsilon_{C+S} + \psi_{1,\text{inf},T} \cdot \Delta\varepsilon_{T,\min} = |-0,170 + 0,80 \cdot (-0,59)| = \mathbf{0,642\%}$$

Kombinace b) podle zásad uvedených v 3.5:

$$\varepsilon_{NK,\max,b} = \psi_{1,T} \cdot \Delta\varepsilon_T = 0,60 \cdot [0,44 - (-0,59)] = \mathbf{0,612\%}$$

Maximální přípustná dilatující délka mostu pro rozhodující přetvoření konstrukce ( $\varepsilon_{NK,\max} = 0,642\%$ ):

$$\text{VT1: } L_{BE,adm} = \frac{\Delta_{h,adm}}{\varepsilon_{NK,\max}} = \frac{20,0}{0,642} = \mathbf{31,1\text{ m}} \quad \text{VT2: } L_{BE,adm} = \frac{\Delta_{h,adm}}{\varepsilon_{NK,\max}} = \frac{30,0}{0,642} = \mathbf{46,7\text{ m}}$$

V dalším textu jsou pro konkrétní okrajové podmínky (uvedeny v popisu) odvozeny základní návrhové nomogramy pro základní typy mostů, které je možno použít pro odhad maximální přípustné dilatující délky  $L_{BE,adm}$ . Nomogramy jsou zpracovány bez vlivu šikmosti a svislého zatížení (stálé, proměnné dopravní) na vodorovné posuny konců mostu, tyto vlivy je nutno při odhadu  $L_{BE,adm}$  zohlednit podle výše uvedených zásad. V nomogramech jsou uvedeny maximální přípustné dilatující délky  $L_{BE,adm}$  v závislosti na maximálních, resp. minimálních, teplotách vzduchu ve stínu, které uvádí národní příloha ČSN EN 1991-1-5 (mapy maximálních/minimálních teplot vzduchu ve stínu - obrázky NA.1 a NA.2).

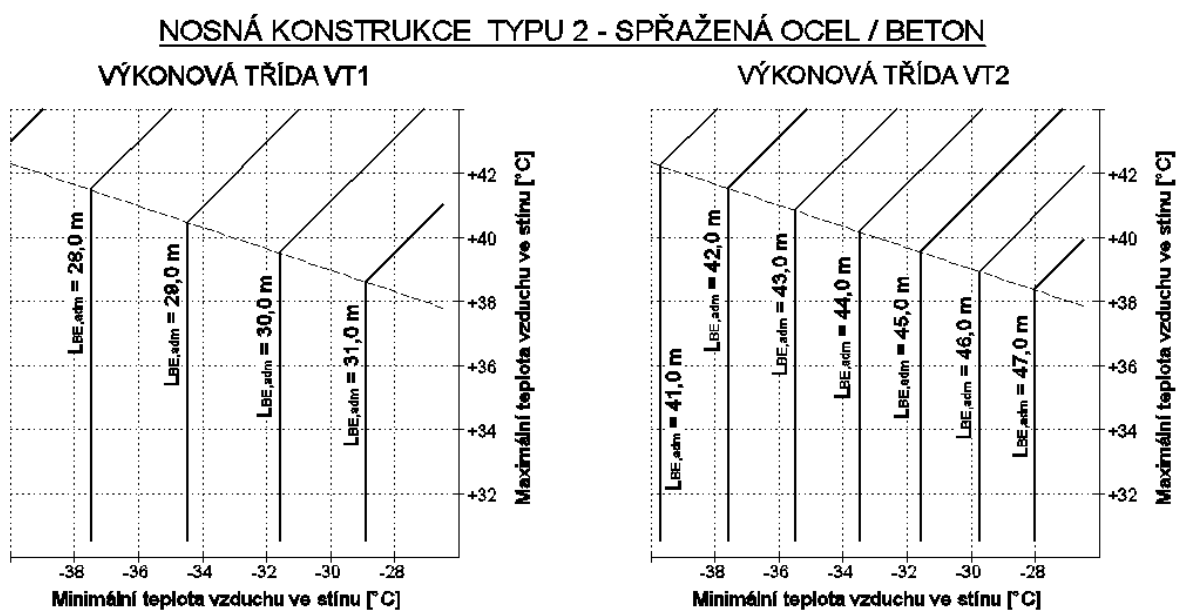
### Ocelobetonové spřažené mosty (typ 2 podle ČSN EN 1991-1-5)

Předpoklady odvození nomogramu (viz Obrázek 23):

- most je kolmý, svislé zatížení má zanedbatelný vliv na vodorovné posuny konců mostu;
- součinitel vlivu spřažení  $k_{sc}$  je uvažován hodnotou  $k_{sc} = 0,75$ ;
- před provedením přechodu mostu na těleso komunikace proběhlo 95% smrštění od hydratace, 85% autogenního smrštění a 30% smrštění od vysychání (odpovídá provedení vozovky ve stáří konstrukce cca 1,5 měsíce);
- přídatky pro návrh dilatačních spár podle 6.1.3.3 [35]  $\Delta T = \pm 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Odhad maximálního poměrného přetvoření nosné konstrukce od smrštění betonu:

$$\varepsilon_{NK,max} = - (0,10 \cdot 0,05 + 0,08 \cdot 0,15 + 0,30 \cdot 0,7) \cdot 0,75 = - 0,170\text{ }‰$$



Obrázek 23 - Nomogram pro orientační stanovení maximální přípustné dilatující délky  $L_{BE,adm}$  integrovaných nebo semi-integrovaných spřažených mostů typu ocel/beton

Poznámka: Lom čar nomogramů představuje rozhraní platnosti rozhodujících podmínek (kombinace a / b) pro stanovení maximální přípustné dilatující délky  $L_{BE,adm}$ .

### Železobetonové monolitické mosty (typ 3 podle ČSN EN 1991-1-5)

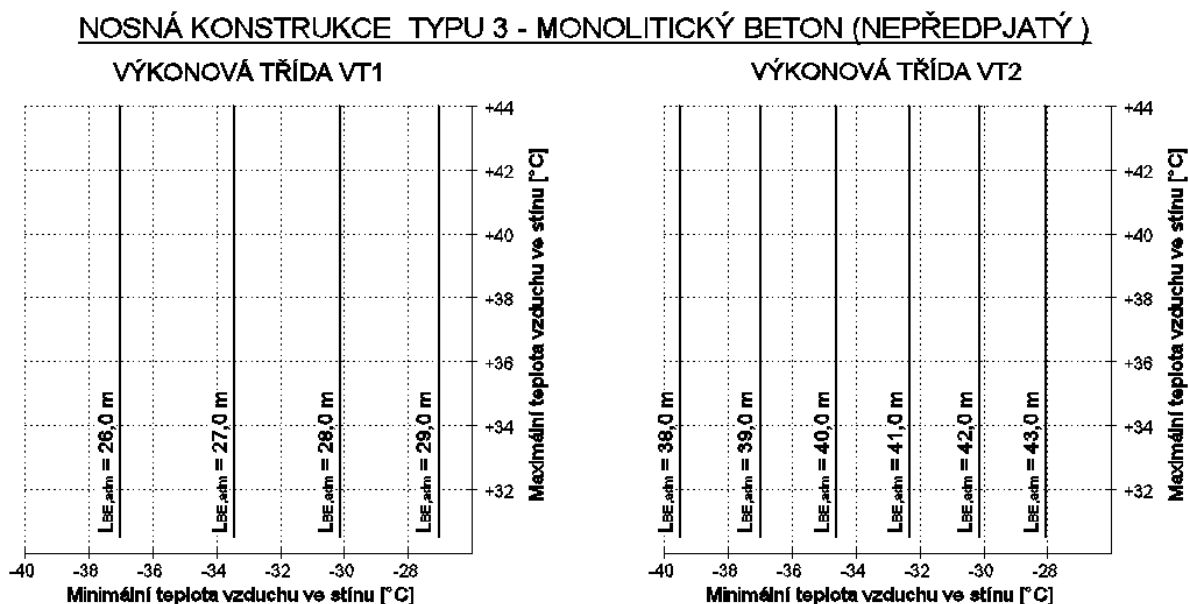
Předpoklady odvození nomogramu (viz Obrázek 24):

- most je kolmý, svislé zatížení má zanedbatelný vliv na vodorovné posuny konců mostu;
- před provedením přechodu mostu na těleso komunikace proběhlo 95% smrštění od hydratace, 85% autogenního smrštění a 20% smrštění od vysychání (odpovídá provedení vozovky ve stáří konstrukce cca 1,5 měsíce);
- přídavky pro návrh dilatačních spár podle 6.1.3.3 [35]  $\Delta T = \pm 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Odhad maximálního poměrného přetvoření nosné konstrukce od smrštění betonu:

$$\varepsilon_{\text{NK,max}} = - (0,10 \cdot 0,05 + 0,08 \cdot 0,15 + 0,30 \cdot 0,8) = - 0,257 \text{ ‰}$$

Poznámka: Pro uvedené předpoklady odvození rozhoduje pro návrh konstrukce v celém rozsahu zvolených teplot kombinace a) podle 3.5 - viz Obrázek 24.



Obrázek 24 - Nomogram pro orientační stanovení maximální přípustné dilatující délky  $L_{\text{BE,adm}}$  integrovaných nebo semi-integrovaných železobetonových monolitických mostů

### Předpjaté betonové monolitické mosty (typ 3 podle ČSN EN 1991-1-5)

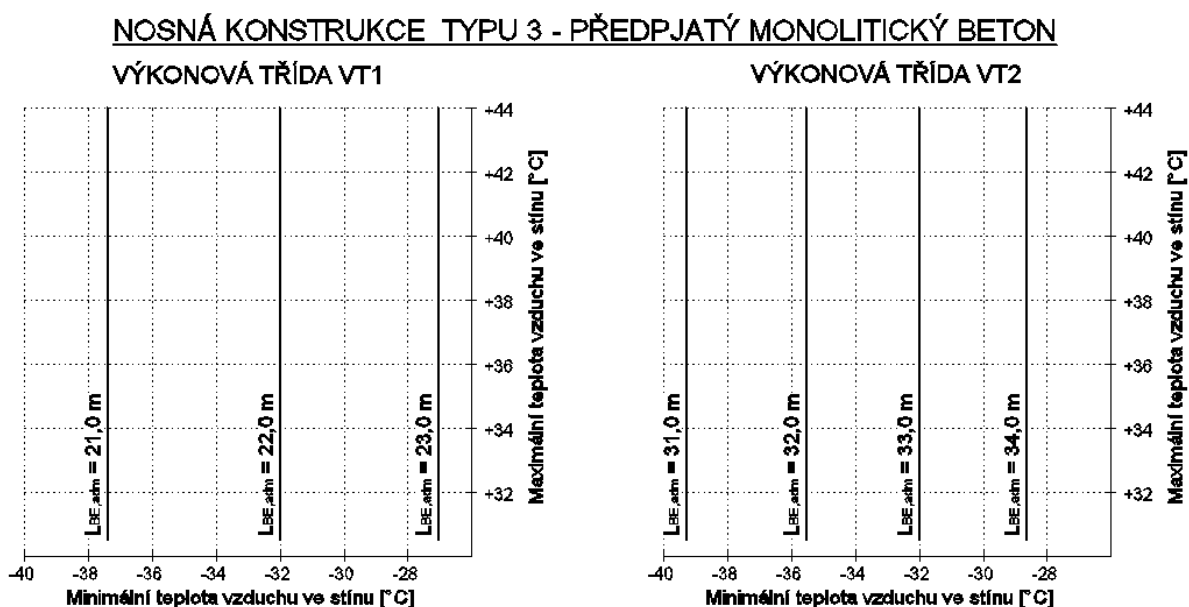
Předpoklady odvození nomogramu (viz Obrázek 25):

- most je kolmý, svislé zatížení má zanedbatelný vliv na vodorovné posuny konců mostu;
- konstrukce je předepnuta ve stáří cca 14 dní, tj. 1 měsíc před provedením vozovky na přechodu mostu na těleso komunikace - před provedením přechodu mostu proběhlo 10% dotvarování betonu;
- před provedením přechodu proběhlo 95% smrštění od hydratace, 85% autogenního smrštění a 20% smrštění od vysychání (odpovídá provedení vozovky ve stáří konstrukce cca 1,5 měsíce);
- přídatky pro návrh dilatačních spár podle 6.1.3.3 [35]  $\Delta T = \pm 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Odhad maximálního poměrného přetvoření nosné konstrukce od dotvarování a smrštění betonu:

$$\varepsilon_{NK,max} = - (0,10 \cdot 0,05 + 0,08 \cdot 0,15 + 0,30 \cdot 0,8 + 0,2 \cdot 0,9) = - 0,437 \%$$

Poznámka: Pro uvedené předpoklady odvození rozhoduje pro návrh konstrukce v celém rozsahu zvolených teplot kombinace a) podle 3.5 - viz Obrázek 25.



Obrázek 25 - Nomogram pro orientační stanovení maximální přípustné dilatující délky  $L_{BE,adm}$  integrovaných nebo semi-integrovaných předpjatých betonových monolitických mostů

## Betonové spřažené mosty (typ 3 podle ČSN EN 1991-1-5)

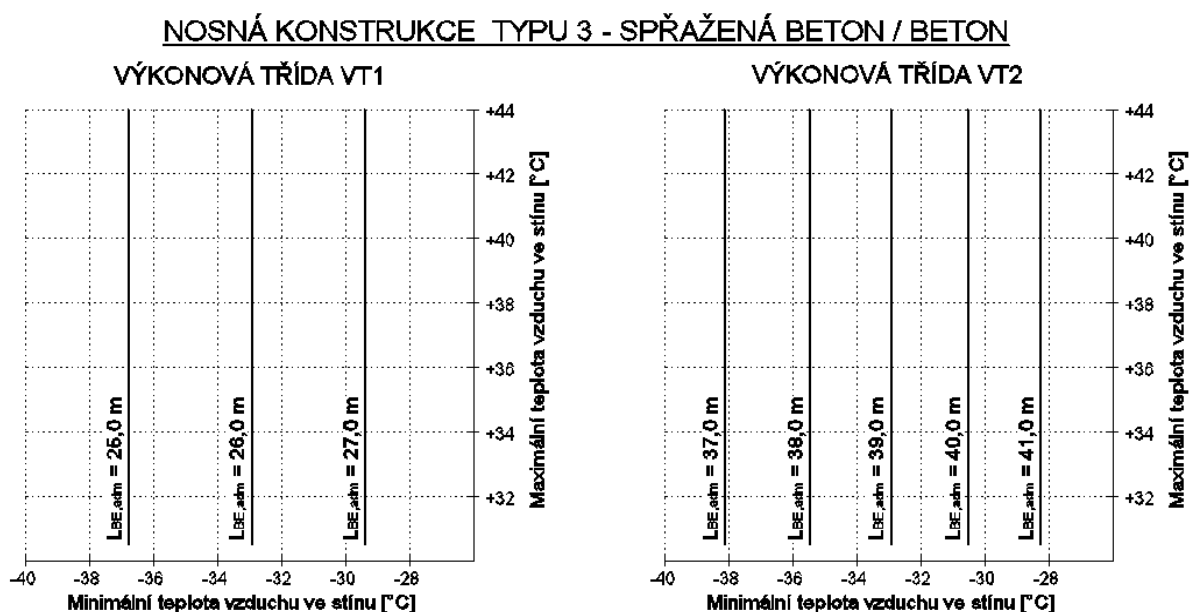
Předpoklady odvození nomogramu (viz Obrázek 26):

- most je kolmý, svislé zatížení má zanedbatelný vliv na vodorovné posuny konců mostu;
- konstrukce je tvořena předpjatými nosníky s monolitickou deskou mostovky, součinitel vlivu spřažení  $k_{cc} = 0,80$ ;
- nosníky jsou předepnuty ve stáří cca 4 dní, min. 14 dní před zabudováním do nosné konstrukce;
- před provedením přechodu mostu proběhlo 95% smrštění od hydratace, 85% autogenního smrštění, 15% smrštění od vysychání a 15% dotvarování betonu od předpětí (odpovídá provedení vozovky ve stáří konstrukce cca 1,5 měsíce);
- přídavky pro návrh dilatačních spár podle 6.1.3.3 [35]  $\Delta T = \pm 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Odhad maximálního poměrného přetvoření nosné konstrukce od dotvarování a smrštění betonu:

$$\varepsilon_{NK,max} = - (0,10 \cdot 0,05 + 0,08 \cdot 0,15 + 0,30 \cdot 0,85 + 0,10 \cdot 0,85) \cdot 0,80 = - 0,290 \text{ ‰}$$

Poznámka: Pro uvedené předpoklady odvození rozhoduje pro návrh konstrukce v celém rozsahu zvolených teplot kombinace a) podle 3.5.



Obrázek 26 - Nomogram pro orientační stanovení maximální přípustné dilatující délky  $L_{BE,adm}$  integrovaných nebo semi-integrovaných spřažených mostů typu beton/beton

## 4 Analýza integrovaných mostů

### 4.1 Modely pro analýzu integrovaných konstrukcí

#### 4.1.1 Všeobecně

S ohledem na komplexnost působení integrovaných konstrukcí lze bez nadsázky konstatovat, že výběr vhodného modelu integrované konstrukce zásadním způsobem spolurozhoduje o kvalitě návrhu konstrukce. Při výběru a definici vhodného analytického modelu je nutno uvážit řadu faktorů (geometrie a materiál navrhované konstrukce, vlastnosti okolního prostředí, zatížení, atd.), které jsou velmi často známy jen z menší části. Pro návrh konstrukce to znamená nutnost vytvoření a vyhodnocení řady analytických modelů, které popisují chování konstrukce ve specifických stavech namáhání (oteplení, ochlazení, zatížení vozidly, apod.) tak, jak se mění vlastnosti celé integrované konstrukce, resp. zemního prostředí.

#### 4.1.2 Model nosné konstrukce a spodní stavby

Z důvodu významného spolupůsobení je nutno nosnou konstrukci a spodní stavbu modelovat společně a v celém rozsahu. Výjimku mohou tvořit části semi-integrovaných mostů oddělené od nosné konstrukce ložisky, případně mostními závěry (samostatné části podpěr, křídla, apod.).

Při tvorbě modelu nosné konstrukce se musí zohlednit všechny rozhodující stavy a možné vlastnosti konstrukce, zejména:

- **postup výstavby**  
(změny statického schématu a jejich vliv na přerozdělení účinků zatížení v konstrukci, apod.)
- **změny tuhosti v závislosti na stavu namáhání**  
(např. změny tuhosti železobetonových částí konstrukce vlivem vzniku a rozevírání trhlin)
- **časově závislé změny vlastností konstrukce a okrajových podmínek**  
(např. vliv dotvarování a smršťování betonu, změny vlastností vlivem opakovaného namáhání, apod.)

Při tvorbě modelu je nutno respektovat skutečnost, že některé vlastnosti konstrukce nelze stanovit jednou konkrétní hodnotou (např. modul pružnosti). Jiné vlastnosti (např. tuhost železobetonových průřezů) jsou ovlivněny způsobem namáhání a velikostí působícího zatížení. To vede zpravidla na analýzu celé řady modelů, jejichž množství je navíc ovlivněno nejistotami plynoucími z interakce konstrukce se zemním prostředím (viz 4.1.3).

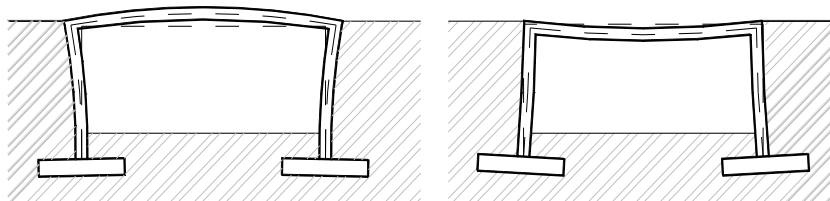
Obecně lze konstatovat, že analýza konstrukce má být provedena alespoň pro extrémní (nejnepříznivější) kombinace možných vlastností konstrukce a dalších okrajových podmínek. Návrh konstrukce se potom provádí na obálku extrémních hodnot účinků zatížení získaných analýzou jednotlivých modelů. Pokud je rozptyl výsledků analýzy jednotlivých modelů příliš velký, má se provést podrobnější analýza (podrobnější dělení intervalů vlastností konstrukce a podrobnější definice okrajových podmínek).

#### 4.1.3 Interakce nosné konstrukce se zeminou

Termínem interakce nosné konstrukce se zeminou se označuje vzájemné spolupůsobení a ovlivňování navrhované nosné konstrukce a zemního prostředí, které vede ke změnám v napjatosti a deformacích.

Interakce nosné konstrukce se zemním prostředím je vyvolána deformacemi částí nosné konstrukce, které jsou se zemním prostředím v kontaktu (zasypané opěry, základy, apod. - viz Obrázek 27), resp. jejich posunem vůči jinak nehybnému přiléhajícímu zemnímu prostředí (zatlačení/oddálení). Reakcí na tyto deformace je změna kontaktního napětí na styku konstrukce a zemního prostředí a s tím související změny vnějšího zatížení nosné konstrukce, které se následně projevují změnami napjatosti v obou materiálech a změnami deformací celé konstrukce.

Interakce nosné konstrukce se zeminou je základním rysem působení integrovaných mostů a musí být při návrhu konstrukce zohledněna. Vlivem interakce se zeminou dochází k přerozdělení účinků zatížení na nosné konstrukci (zpravidla příznivější stav, který umožňuje návrh subtilnější konstrukce a spodní stavby) i v zemním prostředí (zpravidla vyšší úroveň namáhání vyžadující kvalitní provedení přechodové oblasti a podrobnější ověření napjatosti). Z hlediska chování zemního prostředí vystupují u integrovaných mostů do popředí i časově závislé jevy, zejména změny velikosti zemních tlaků, deformací a tuhosti zeminy v čase (viz 2.1.4 a 2.1.5).



**Obrázek 27 - Typické deformace integrované konstrukce od teplotních změn nosné konstrukce (oteplení - vlevo, ochlazení - vpravo)**

Z hlediska působení zatížení a analýzy konstrukce je nutno rozlišovat dvě základní oblasti chování zemního prostředí a z toho vyplývající interakci s nosnou konstrukcí - oblast dlouhodobého a krátkodobého chování.

**Oblast dlouhodobého chování zemního prostředí** je typická relativně malým množstvím působících zatížení (vlastní tíha a ostatní stálá zatížení) a vysokou náročností analytických modelů. Z hlediska chování konstrukce a zemního prostředí dochází k řadě mnohdy nelineárních jevů (dotvarování betonu, dlouhodobé změny ve velikosti zemních tlaků, konsolidace zemního tělesa, apod.), které je nutno analyzovat z hlediska jejich vlivu na nosnou konstrukci. Nejistoty ve vstupních parametrech analytických modelů a materiálových modelů zpravidla vedou na tvorbu několika modelů určujících spodní a horní hranici vlivu na konstrukci (viz také 4.2).

**Oblast krátkodobého chování zemního prostředí** je naopak typická velkým množstvím působících zatížení (proměnná zatížení) a relativně jednoduchým chováním zemního prostředí. Pro krátkodobé působení zemního prostředí se obvykle zavádí předpoklad pružného působení zásypu konstrukce (viz také 4.3.2.1). Tento předpoklad vychází z požadovaného chování konstrukce, zejména požadavku dlouhodobé stability tvaru přechodových oblastí, a je podepřen požadavky na postup výstavby, kvalitou použitých materiálů a ověřován požadovanými zkouškami během výstavby nebo po dokončení stavby (viz kapitoly 7 a 8).

Zásady modelování interakce nosné konstrukce a zemního prostředí, volba a tvorba analytických modelů a další pokyny jsou uvedeny v kapitole 4.2.

## **4.2 Modelování zásypu konstrukce (zemního prostředí)**

### **4.2.1 Všeobecně**

Nutnost modelování působení zásypu, resp. přechodové oblasti, integrovaného mostu je jednou ze základních odlišností při navrhování integrovaných mostů oproti mostům neintegrovaným. Správné zohlednění spolupůsobení zemního tělesa s konstrukcí mostu, včetně stanovení odpovídajícího rozsahu návrhových hodnot zemního prostředí, je základem výstižné statické analýzy konstrukce.

V této kapitole jsou popsány různé modely a přístupy k modelování zásypu, resp. přechodových oblastí, integrovaných mostů, rozsah jejich použití a v neposlední řadě také jejich přednosti a omezení. Při modelování zásypu integrovaných mostů je možné použít jakoukoliv z níže uvedených metod, vždy ale s omezeními a postupy, které s touto metodou souvisejí.

K problematice modelování působení zásypu integrovaného mostu lze přistoupit s různými mírami zjednodušení. Nejrozšířenějšími modely z hlediska inženýrské praxe jsou zjednodušené modely použitelné pro plošné i prutové modely konstrukcí. Rozšířenost těchto modelů vyplývá z běžných postupů navrhování mostů. Při správném použití přitom přesnost těchto modelů odpovídá přesnosti modelů složitějších, resp. přesnosti stanovení (znalosti) vstupních hodnot dosažitelné při obvyklých znalostech zemního prostředí. Zjednodušené modely lze obecně rozdělit na dvě skupiny podle typu náhrady působení zemního tělesa, a to modely založené na náhradním zatížení konstrukce zeminou (viz 4.2.3.1) a modely založené na zavedení náhradní tuhosti podepření konstrukce (viz 4.2.3.2).

Vyšším stupněm modelu umožňujícím podrobnější analýzu chování konstrukce jsou obecné plošné nebo prostorové modely zásypu sestavené zpravidla ve specializovaných programech na řešení geotechnických problémů. Tyto modely se zpravidla používají u mimořádných mostů, v případě složitého statického působení konstrukce nebo v jiných mimořádných situacích. Základní nevýhodou pro praktickou aplikaci pokročilých modelů je nutnost znalosti velkého množství parametrů zemního prostředí, které vstupují do výpočtu. Příklady těchto modelů, jejich popis a popis jejich vstupních parametrů jsou uvedeny v 4.2.2.

Obecně lze konstatovat, že volba modelu zemního prostředí je odvislá od tvaru konstrukce a znalostí o zemním prostředí. Pro integrované konstrukce malých rozměrů (např. plošně založený monolitický rám o světlosti 12 m s masivními opěrami výšky 5 m) je zpravidla zbytečné volit sofistikované modely zemního prostředí. Naopak pro mosty s délkou blízkou se hranici použitelnosti integrovaných mostů a s vysokými šikmými plošně založenými opěrami je volba dostatečně podrobného a výstižného modelu zemního prostředí nutná.

Zcela zásadní je pro všechny typy modelů volba vhodných sad vstupních parametrů, které zásadním způsobem ovlivňují výsledky analýzy. Z důvodu výstižnosti se proto doporučuje analyzovat vždy alespoň dvě "mezí" sady vstupních parametrů tak, aby bylo zachyceno extrémní chování konstrukce v rozsahu možných parametrů zemního prostředí (podrobně viz 4.2.2).

### **4.2.2 Obecné modely**

#### **4.2.2.1 Zásady použití obecných modelů**

Pro obecnou (globální) analýzu interakce mostní konstrukce a zemního prostředí, lze s výhodou použít specializovaný geotechnický software (např. Plaxis, Flac, Phase<sup>2</sup>, atd.). Tento přístup má své zřejmé výhody i úskalí. Mezi hlavní výhody patří možnost zohlednit při globální analýze celý postup výstavby



konstrukce (z hlediska zemního prostředí), a to od odtěžení zeminy z prostoru budoucí přechodové oblasti až po simulaci výstavby, včetně zpětného zásypu a hutnění přechodové oblasti. Hlavní nevýhodou je nutnost znalosti velkého množství parametrů zemního prostředí. Mezi další nevýhody patří omezená schopnost simulace řady technologických vlivů (tzv. interface problém u hlubinného zakládání) a omezené možnosti materiálových modelů stavebních materiálů (např. absence výpočtu časově závislých jevů v betonových konstrukcích).

I přes výše uvedené nevýhody se použití obecných geotechnických programů doporučuje v následujících případech:

- konstrukce mimo platnost (rozsah) těchto TP, zejména velké posuny konců mostu;
- složitá geometrie konstrukce (významně zakřivené mosty, velmi štíhlé opěry);
- složité geotechnické podmínky (konstrukce s velkým předpokládaným sedáním, zemní prostředí tvořeno jíly, silně proměnlivá mocnost geologických vrstev, strmý svah v místě budoucí opěry, složité hydrologické podmínky, atd.);
- kombinace výše zmíněných případů.

V extrémně složitých podmínkách (kombinace složitých geologických podmínek a velkých posunů konců mostu) se doporučuje zpracování prostorové analýzy celé konstrukce, včetně interakce se zeminou.

#### **4.2.2.2 Zásady modelování**

V první řadě je nutné rozhodnout, zda pro globální analýzu interakce zemního prostředí s mostem postačuje 2D přístup, nebo zda je nutné zpracovat komplexní prostorovou (3D) analýzu. Vyjma obecných podmínek zmíněných v kapitole 4.2.2.1, bohužel nelze stanovit přesnou hranici, kdy je již použití 2D modelů nedostatečné. Proto se vždy, když se podmínky konstrukce a/nebo zemního prostředí blíží k podmínkám uvedeným v 4.2.2.1, doporučuje provedení alespoň základního ověření výstižnosti rovinného (2D) modelu konstrukce vzhledem k modelu prostorovému (3D).

Pokud se pro globální analýzu interakce zemního prostředí s mostní konstrukcí použije obecných geotechnických modelů (2D nebo 3D), doporučuje se především:

- Podrobná simulace postupu výstavby ve vztahu k zemnímu prostředí (odtěžování, přitěžování), včetně ověření napjatosti v rozhodujících fázích výstavby
- Nezávislé vyšetření prvního a druhého mezního stavu (ideálně dva různé modely, s odlišnými parametry zemin)
- Ověření vlivu různých návrhových přístupů ve smyslu EC7 [30]
- Ověření vlivu použití různých konstitutivních modelů používaných pro popis chování zemin
- Ověření vlivu způsobu modelování interakce pilota-zemní prostředí v případech, kdy je navrženo hlubinné založení mostu
- Ověření vlivu použití různých hodnot u tzv. interface prvku na styku opěra - zásyp

Vliv použití různých návrhových přístupů podle [30] a různých konstitutivních modelů pro analýzu pažicí konstrukce důkladně analyzuje [37] - viz také 2.1.7. Autor [30] poukazuje na to, že různé návrhové přístupy (ve smyslu [30]) a různé konstitutivní modely zemin, dávají různé, často velmi rozdílné, výsledky. Obecně nelze rozhodnout, který konkrétní návrhový přístup a konstitutivní model vede k nejvýstižnějším výsledkům. Na základě provedených analýz, dlouhodobých zkušeností a povahy

konkrétního problému (podrobněji viz [37]) však lze u řady běžných problémů vhodné konstitutivní modely a rozhodující návrhový přístup výstižně odhadnout.

Faktorů ovlivňujících výsledky analýzy je ve skutečnosti daleko více, než je uvedeno výše. Proto se důrazně doporučuje provádět citlivostní analýzu (alespoň v minimálním rozsahu) pro všechny vstupy a volby, jež mají nezanedbatelný vliv na výsledky.

Při posuzování konstrukce metodikou mezních stavů je nutné si uvědomit, že zatímco v případě mezního stavu únosnosti je nutné pokrýt všechny, byť i málo pravděpodobné, scénáře chování konstrukce a zeminy a značné nejistoty v parametrech zemin, tak v případě mezního stavu použitelnosti budou o chování konstrukce rozhodovat spíše tzv. pravděpodobné, resp. průměrné, hodnoty parametrů zemin.

#### 4.2.2.3 Parametry zemin

Při stanovení parametrů zemin pro výpočet je nutné přihlédnout k faktu, že část zemního prostředí je tvořena tzv. rostlou zeminou a část zeminou “uměle” připravenou – hutněný zásyp. Tato skutečnost se projevuje zejména v úrovni znalostí vstupních parametrů a nejistotách s nimi spojenými.

Množství parametrů zemin vstupujících do analýzy je přímo úměrné zvolenému konstitutivnímu modelu. Vybrané konstitutivní modely a jejich parametry jsou uvedeny např. v manuálu programu Plaxis (viz [www.plaxis.nl](http://www.plaxis.nl)). Výčet vstupních parametrů je značně obsáhlý a jeho uvedení není předmětem tohoto dokumentu. Obecně lze konstatovat, že množství materiálových parametrů modelu roste s rostoucí složitostí geotechnického modelu.

Obecně lze rozdělit geotechnické parametry do tří základních skupin:

- Parametry reprezentující pevnost zeminy (např.  $\varphi'$  - úhel vnitřního tření,  $c$  - koheze,  $\varphi_{cr}$  – kritický úhel vnitřního tření)
- Parametry reprezentující tuhost, resp. deformační vlastnosti, zemin (např.  $E$  – Modul pružnosti,  $\nu$  - Poissonův součinitel,  $C_c$  – index komprese, atd.)
- Parametry reprezentující hydrologické vlastnosti zemin (např.  $k$  – součinitel filtrace)

Pro stanovení parametrů rostlé zeminy existuje široká volba zkoušek (laboratorních a polních), na jejichž základě lze při správné volbě, četnosti zkoušek a vzájemném porovnání výsledků získat s dostatečnou přesností parametry rostlé zeminy použitelné pro numerickou analýzu konstrukce. Zde je vhodné upozornit na to, že nejistoty spojené se stanovením parametrů rostlých zemin souvisí zejména s množstvím, rozsahem a kvalitou vyhodnocení provedených zkoušek, resp. inženýrsko-geologického průzkumu.

V případě “uměle” připraveného zásypu je situace komplikovanější. Parametry zeminy jsou dány jednak použitým materiálem a jednak způsobem a kvalitou provedení zásypu, kteréžto jsou v době návrhu neznámé. Při návrhu a analýze konstrukce a její interakce se zeminou je proto nutno parametry vstupující do výpočtu odhadnout, nejčastěji na základě zvoleného (předepsaného) zásypového materiálu a předpokládaného způsobu hutnění. Odhad těchto parametrů je zpravidla možné provést na základě křivky zrnitosti předpokládaného materiálu. S ohledem na povahu úlohy se doporučuje provést v rámci analýzy vždy alespoň tři různé odhady parametrů zeminy, a to:

- spodní mez parametrů,

- horní mez parametrů,
- pravděpodobné (střední) parametry.

Spodní a horní meze parametrů zemin se použijí pro analýzu a návrh konstrukce v mezním stavu únosnosti, pravděpodobné (střední) parametry potom pro analýzu a návrh konstrukce v mezním stavu použitelnosti.

#### 4.2.2.4 Kalibrace modelu

Kalibraci geotechnického modelu konstrukce, resp. zemního prostředí, lze provádět několika způsoby v závislosti na znalosti parametrů zemního prostředí. V ideálním případě, pokud jsou k dispozici data z měření obdobné konstrukce v obdobných geotechnických podmínkách, lze provést numerickou analýzu konstrukce a porovnáním výsledků ověřit:

- spolehlivost navržené konstrukce z hlediska vývoje zatížení zemním tlakem,
- spolehlivost navržené konstrukce vzhledem k vývoji přetvoření a deformací.

V případě, kdy tato data nejsou k dispozici, lze provést částečnou kalibraci geotechnických modelů na základě dat získaných z výsledků IGP. Kalibraci konstitutivního modelu použitého pro popis chování rostlé zeminy lze provést pomocí simulace provedených zkoušek ve speciálním softwaru (viz. 4.2.2.1), jedná se např. o simulace zkoušek triaxiálních, oedometrických či presiometrických.

Obdobným způsobem lze provést i kalibraci konstitutivního modelu použitého pro popis hutněného zásypu. Bohužel zatím není k dispozici dostatečné množství dat ze zkoušek zásypů provedených příslušnou technologií. Na druhou stranu jsou již při reálném provádění zásypu k dispozici údaje z kontrolních měření během výstavby (viz kapitola 7 a 8), které lze s výhodou použít k zpětnému ověření návrhu. S ohledem na povahu problému je důrazně doporučeno zpětné ověření návrhu konstrukce provádět, příp. ponechat v návrhu konstrukce dostatečnou rezervu na nejistoty plynoucí z odhadu skutečných parametrů zásypového materiálu, způsobu jeho ukládání a hutnění.

Zde je nutno zdůraznit, že v obou výše uvedených případech (kalibrace konstitutivního modelu pro popis rostlé zeminy a hutněného zásypu) se však jedná pouze o dílčí kalibraci. I přes poměrně reálný popis chování rostlé zeminy, resp. hutněného zásypu, dosažený v rámci použitého modelu není vždy zaručen výstižný popis chování navržené konstrukce jako celku. To je způsobeno tím, že řada faktorů a parametrů geotechnického modelu je výstižně stanovitelná jen na základě reálného měření dané (hotové) konstrukce.

#### 4.2.3 Zjednodušené modely

Pro integrované mosty s posuny konců mostu  $\Delta_n$  splňující podmínky 3.1 (viz Obrázek 12) lze z hlediska analýzy považovat za dostatečně výstižné zjednodušené modely.

Zjednodušené modely se dělí dle způsobu zohlednění interakce se zeminou na:

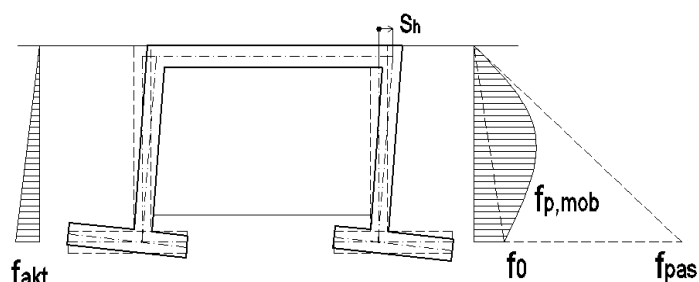
- modely založené na náhradním zatížení,
- modely založené na náhradní tuhosti podepření,
- modely kombinující oba tyto přístupy.

Při aplikaci zjednodušených modelů je nutno chování a namáhání konstrukce vyšetřit ve všech rozhodujících stavech z hlediska stavu zeminy (aktivní/klidový/pasivní stav) a působícího zatížení.

#### 4.2.3.1 Modely založené na náhradním zatížení

Modely založené na náhradním zatížení obecně nahrazují působení zeminy ekvivalentním zatížením působícím na zasypané části konstrukce (viz Obrázek 28). Výhodou těchto modelů je obecně jediné statické schéma konstrukce a možnost použití lineární analýzy. Nevýhodou je zpravidla větší množství zatěžovacích stavů plynoucích z nelineárního průběhu zemního tlaku v závislosti na deformaci konstrukce (viz 2.1.4 a 2.1.5) a nutnosti zavedení různých stavů konstrukce do analýzy. Modely založené na náhradním zatížení jsou obvykle vhodné pro plošně založené konstrukce, resp. pro modelování spolupůsobení plošných (stěnových) konstrukcí se zeminou, kdy lze ve většině případů předpokládat platnost předpokladů klasické mechaniky zemin a pro stanovení ekvivalentního zatížení použít metody běžně používané pro stanovení zemních tlaků (viz také 2.1.4).

Popis nejobvyklejších metod pro stanovení náhradního (ekvivalentního) zatížení a specifikace jejich použití jsou uvedeny v Příloze 1.

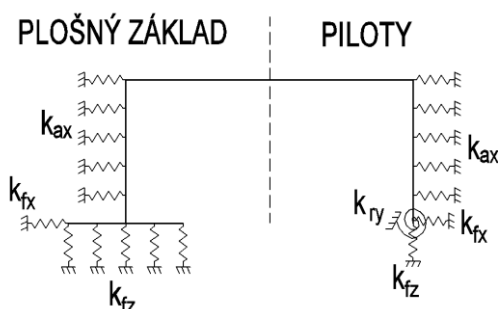


Obrázek 28 - Příklad modelu integrovaného mostu založeného na náhradním zatížení (modelované zatížení simuluje interakci se zemním prostředím)

#### 4.2.3.2 Modely založené na náhradní tuhosti podepření

Modely založené na náhradní tuhosti podepření nahrazují zeminu zásypu integrovaného mostu pružnými, případně nelineárními, podporami (viz Obrázek 29). Tento postup s sebou přináší zjednodušení analýzy vlivem snížení počtu zatěžovacích stavů. Nevýhodou je však nutnost podrobné definice postupu výstavby, zejména s ohledem na působení jednotlivých částí mostu při zasypávání a působení klidového zatížení zásypu. Modely založené na náhradní tuhosti jsou obvykle vhodné pro hlubinně založené konstrukce, resp. pro modelování spolupůsobení pilot se zeminou, a to z důvodu výrazně nelineární závislosti mezi vodorovným odporem piloty a jejím posunem.

Postupy stanovení tuhosti náhradních pružin vycházejí z teorie zemních tlaků (viz také 2.1.4). Popis nejobvyklejších metod a specifikace jejich použití jsou uvedeny v Příloze 1.



Obrázek 29 - Příklad modelu integrovaného mostu založeného na náhradní tuhosti podepření (modelované pružiny simulují interakci se zemním prostředím)

#### **4.2.3.3 Kombinované modely**

Kombinované modely v sobě spojují postupy založené na náhradním zatížení a náhradní tuhosti. Běžné je například stanovení počátečního namáhání (napjatosti) konstrukce na modelu založeném na náhradním zatížení (zatížení zemním tlakem v klidu) a přitěžování konstrukce potom řešit na modelu založeném na náhradní tuhosti podepření.

### **4.3 Zatížení integrovaných konstrukcí**

#### **4.3.1 Všeobecně**

Zatížení integrovaných konstrukcí vykazuje specifické rysy, které se u jiných konstrukcí nevyskytují nebo mají na konstrukci a její návrh malý vliv. Zejména se jedná o významný vliv omezení vodorovných posunů a zatížení v přechodové oblasti, které zpětně významně ovlivňují celkové namáhání a chování mostu po celou dobu jeho životnosti. Dominantní vliv na deformace konstrukce pak mají především zatížení teplotou (cyklické změny teploty v čase) a vodorovné účinky svislého zatížení dopravou (cyklické zatížení při přejezdu).

#### **4.3.2 Zatížení dopravou**

##### **4.3.2.1 Základní předpoklady působení zatížení**

Z hlediska působení zatížení dopravou se předpokládá, že se jedná o krátkodobé proměnné zatížení nevyvolující v konstrukci ani v zásypu plastické deformace, tj. působící v pružné oblasti chování materiálu zásypu (klidový stav). Tento předpoklad vychází z požadovaného chování konstrukce a přechodových oblastí (dlouhodobá stabilita).

##### **4.3.2.2 Svislé zatížení dopravou na mostě**

Svislé zatížení dopravou vyvolává zpravidla na integrovaných mostech jak svislé tak i vodorovné účinky. Z vodorovných účinků se jedná zejména o vodorovné deformace opěr a pilot v důsledku jejich rámového spojení s nosnou konstrukcí a s tím související silové účinky v konstrukci. Hlavním rysem tohoto zatížení je jeho cyklické opakování, což v kombinaci se zatížením teplotou (viz 4.3.3) způsobuje změny v napjatosti přiléhajícího zemního prostředí, resp. pokles vodorovné tuhosti zásypového materiálu (odporu zeminy) a deformace zásypu - viz 2.1.4 a 2.1.5.

Z hlediska návrhu konstrukce je nutno výše uvedené vlivy svislého zatížení na mostě vyšetřit a návrh provést tak, aby vyhovoval pro všechny rozhodující tuhosti zásypu/zemního prostředí. Přitom ve fázi předběžného návrhu konstrukce lze obvykle vodorovné účinky svislého zatížení mostu zanedbat. Ve fázi podrobného návrhu se účinky svislého zatížení vyšetří na komplexním modelu konstrukce, včetně zvýšení vodorovných napětí na rubu zasypaných částí mostu. Cyklické účinky zatížení se zpravidla zohledňují pouze úpravou vodorovné tuhosti zásypu, resp. snížením jeho odporu (náhradního zatížení) ve shodě s 2.1.4 a 2.1.5.

##### **4.3.2.3 Svislé zatížení dopravou za opěrami a navazujícími zdmi**

Zatížení za opěrami se uvažuje ve shodě s ustanoveními [34]. Zatížení se zpravidla uvažuje ve formě zjednodušených modelů zatížení na vozovce ve shodě s uvedeným předpisem pro zatížení. Pro svislé zatížení dopravou za opěrami se přitom předpokládá pružné (klidové) působení zásypu (viz 4.1.3).

Účinky zatížení na konstrukci (přítížení za opěrami) se pak zpravidla stanoví klasickými postupy mechaniky zemin.

#### 4.3.2.4 Vodorovné zatížení dopravou

Vodorovná zatížení dopravou (brzdné, rozjezdové a odstředivé síly - viz [34]) se uvažují pouze na nosné konstrukci, za opěrami se předpokládá jejich přenos přes konstrukci vozovky přímo do zásypu přechodových oblastí bez významného ovlivnění nosné konstrukce. Vzhledem k uspořádání integrovaných konstrukcí je přenos podélných vodorovných sil z nosné konstrukce do zásypu zpravidla zajištěn odporem zeminy na rubu opěr, příp. úložných prahů, nebo na plášti pilot.

Vodorovné síly se při návrhu mostu uvažují stejně jako v případě neintegrovaných mostů. S ohledem na tuhost desky mostovky lze obvykle při analýze účinků zatížení na konstrukci uvažovat zatížení rozdělené na spodní stavbu (opěry, pilíře) ve vzájemných poměrech jejich tuhosti.

Vzhledem k maximálním přípustným délkám integrovaných mostů (viz 3.1 a Obrázek 12), požadavkům na provedení zásypu přechodových oblastí a jejich materiálu (viz kapitoly 7 a 8) lze zpravidla vliv vodorovných zatížení dopravou na posuny konstrukce zanedbat. Při předběžném návrhu nosné konstrukce lze zvýšení vodorovného napětí na styku nosné konstrukce a zeminy od dopravy rovněž obvykle zanedbat.

Při podrobném návrhu integrovaného mostu se zatížení vodorovnými účinky dopravy zavádí samostatným zatížením působícím v úrovni desky mostovky a jeho účinky se vyšetří na komplexním modelu konstrukce.

### 4.3.3 Teplota

#### 4.3.3.1 Všeobecně

Zatížení teplotou patří, s ohledem na uspořádání integrované konstrukce, spolu se zatížením dopravou k dominantním zatížením mostu. Z hlediska návrhu konstrukce se jedná zejména o vliv objemových změn vyvolaných změnami teploty na posuny konců mostu  $\Delta_h$  a namáhání přechodových oblastí (viz 2.1.3 a 2.1.5). Zachycení těchto změn délky nosné konstrukce společně se zajištěním dlouhodobé životnosti mostu jako celku jsou hlavními příčinami omezení přípustných délek integrovaných mostů  $L_{BE,max}$  (viz 3.1).

#### 4.3.3.2 Charakter a velikost zatížení teplotou

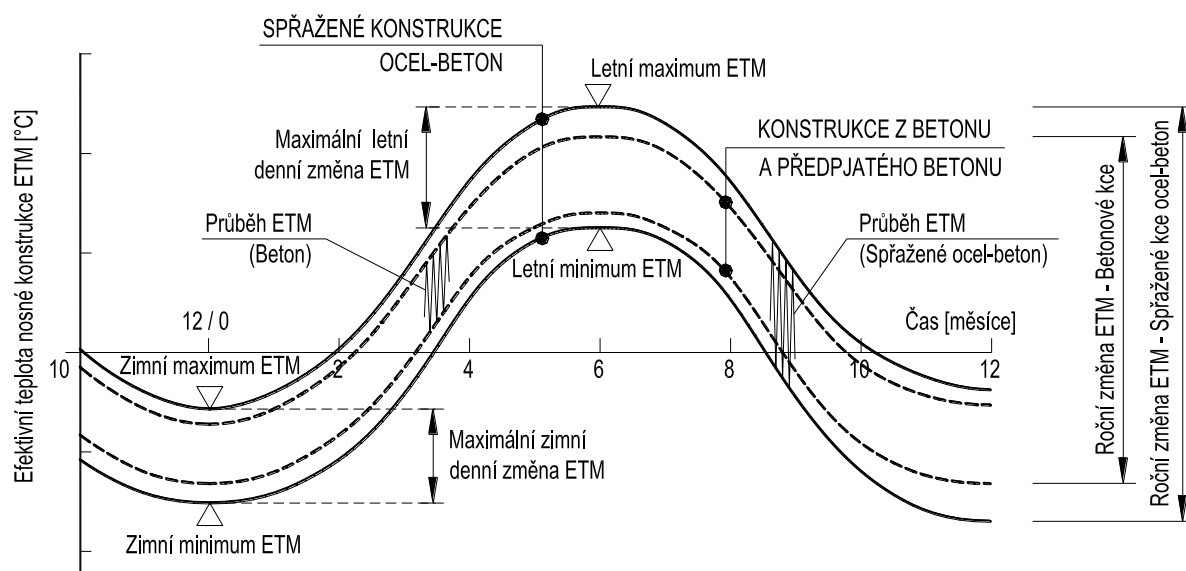
Z hlediska návrhu konstrukce lze zatížení teplotou rozdělit na dvě úlohy. První úlohou je návrh nosné konstrukce mostu jako takové, který se v provedení liší od návrhu běžných neintegrovaných mostů pouze minimálně, a to vlivem zvýšené tuhosti uložení v podélném směru mostu. V rámci tohoto návrhu hraje zpravidla největší roli nerovnoměrná složka teploty (viz [35]). Druhou úlohou je návrh spolupůsobení nosné konstrukce a zásypu, resp. omezení pohybu konců mostu  $\Delta_h$  (viz 2.1.3), kde je zásadní rozdíl mezi mosty integrovanými a neintegrovanými. V tomto případě je rozhodujícím zatížením rovnoměrná složka zatížení teplotou (viz [35]), která zásadním způsobem ovlivňuje velikost posunů konců mostu  $\Delta_h$ .

Zatížení rovnoměrnou složkou teploty, resp. jeho velikost, je přímo odvislé od druhu konstrukce (monolitická betonová, spřažená ocelobetonová), když základním návrhovým parametrem jsou maximální a minimální teploty nosné konstrukce ( $T_{e,max}$ ,  $T_{e,min}$ ). Příklad podrobného průběhu zatížení rovnoměrnou složkou teploty v průběhu jednoho roku (podle [32]) ukazuje Obrázek 30. Z obrázku jsou patrné dva základní cykly změn teploty. Jednak cyklus sezónní (léto/zima) a jednak cyklus denní

(den/noc). Současně je na obrázku zachycen i rozdílný průběh efektivních teplot pro mosty betonové (včetně spřažených beton-beton) a mosty spřažené (ocel-beton).

Vliv jednotlivých cyklů zatížení je odvislý od celkového chování konstrukce a podmínek omezujících její návrh. Sezónní cyklus (léto - zima) je zásadní z hlediska stanovení a ověření posunů konců nosné konstrukce  $\Delta_h$  (podrobně viz 3.5 a 3.6) a návrhu uspořádání přechodu mostu na zemní těleso (viz 3.4). Rozsah teplot v rámci sezónního cyklu se stanoví podle [35], a to jako rozdíl mezi maximální a minimální teplotou nosné konstrukce mostu ( $T_{e, \max}$ ,  $T_{e, \min}$ ).

Denní cyklus naproti tomu ovlivňuje zejména dlouhodobé chování materiálu přechodových oblastí (viz 2.1.4 a 2.1.5) a tuhost založení (viz 2.1.6). V rámci běžné analýzy není třeba tento cyklus podrobně analyzovat, protože jeho vliv je obvykle zahrnut již při stanovení dlouhodobých charakteristik zemního prostředí a zásypu konstrukce (viz 2.1.4 a 2.1.6). V případě výjimečných konstrukcí a konstrukcí nepokrytých těmito TP je nutno provést podrobnou analýzu založenou na relevantních vstupních parametrech.



**Obrázek 30 - Schéma změn efektivní teploty mostu (ETM) v průběhu roku pro betonové mosty (monolitické, předpjaté a spřažené beton-beton) a spřažené mosty typu ocel-beton (podle [32])**

#### 4.3.3.3 Zatížení teplotou při analýze

Pro návrh integrovaného nebo semi-integrovaného mostu se velikost zatížení teplotou uvažuje podle 4.3.3.2 a [35], včetně vlivů na návrhové charakteristiky materiálů použitého modelu.

Kombinace zatížení pro návrh mostu a ověření navržených přechodů na zemní těleso se uvažují v závislosti na zvolené metodice podle 3.5 nebo 3.6 a souvisejících ustanovení [35] a [36].

## 5 Požadavky na konstrukci a její části

### 5.1 Materiál

#### 5.1.1 Beton pro konstrukce

Požadavky na beton a povrchovou úpravu konstrukcí integrovaných mostů stanoví příslušné návrhové normy (zejména ČSN EN 1992 a ČSN EN 206) a další platné resortní předpisy (TKP, TP) doplněné požadavky těchto TP. Požadavky na betonové konstrukce plynou z funkčních požadavků, vlivu prostředí a požadované životnosti prvku.

Zvýšená pozornost se v případě integrovaných a semi-integrovaných mostů věnuje částem, které jsou v kontaktu se zemínou a typickým částem integrovaných mostů. Zejména se jedná o přechodové desky, které mají sloužit po celou dobu životnosti (na rozdíl od přechodových desek klasických mostů navrhovaných na životnost 30 až 50 let). Dále je třeba věnovat zvýšenou pozornost návrhu a provádění konstrukcí a jejich detailů s ohledem na ochranu konstrukce proti vlivu bludných proudů (viz také TP 124).

Pro integrované mosty se požadavky na beton konstrukcí definované TKP kap. 18, tabulkou 18-2, doplňují takto (viz Tabulka 9):

**Tabulka 9 - Upřesnění požadavků na beton vybraných částí integrovaných mostů - úprava tabulky 18-2 z TKP kap. 18**

Část konstrukce	Životnost <sup>13)</sup> (roky)	Stupeň vlivu prostředí <sup>6)</sup>	Minimální pevnostní třída betonu	Min. tloušťka krycí vrstvy $c_{min}$ (mm)	Požadavky na další vlastnosti betonu				Poznámky
					Provdzdušnění	Odolnost CHRL	Vodotěsnost (mm)	Max. vodní součinitel	
Přechodové desky integrovaných mostů typu IM3 a IM4 v dosahu působení klimatických vlivů	100	XF2	C30/37	50	Ano <sup>1)</sup>	Ano <sup>1)</sup>	Ano <sup>1)</sup>	0,50	Provede se izolace proti zemní vlhkosti
Přechodové desky integrovaných mostů typu IM4 mimo působení mrazu	100	XF1	C30/37	50	Ne <sup>1)</sup>	Ne <sup>1)</sup>	Ano <sup>1)</sup>	0,50	Provede se izolace proti zemní vlhkosti
Vysvětlivky viz TKP kap. 18, tabulka 18-2									

#### 5.1.2 Betonářská výztuž

Pro betonářskou výztuž nejsou definovány zvláštní požadavky. Pro integrované mosty platí v plném rozsahu požadavky příslušných ČSN EN a resortních předpisů (TKP a TP) pro navrhování betonových konstrukcí a mostů. S ohledem na uspořádání konstrukce je nutno věnovat zvýšenou pozornost návrhu a provádění opatření pro ochranu konstrukce proti vlivu bludných proudů (podrobněji viz [42]).

Pro konstrukční detaily exponované z hlediska vlivu prostředí (např. výztuž procházející vrubovým kloubem přechodové desky) se doporučuje použití korozivzdorné výztuže podle EN 10080-3. Obvyklé



charakteristické vlastnosti korozivzdorné výztuže vhodné pro použití v mostních konstrukcích jsou uvedeny v následující tabulce (viz také TKP kapitola 19A). Vlastnosti korozivzdorné oceli je nutno vždy prověřit s ohledem na dodaný materiál.

**Tabulka 10 - Obvyklé charakteristické mechanické vlastnosti korozivzdorných ocelí**

Typ oceli	Mez kluzu $f_{yk}$	Mez pevnosti $f_{uk}$	Modul pružnosti	Tažnost	Tepelná roztažnost
1.4401	220 MPa	520 MPa	200 GPa	40 - 60 %	$17 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
1.4462	460 MPa	640 MPa			

### 5.1.3 Předpínací výztuž

Pro předpínací výztuž a předpínací systémy nejsou definovány zvláštní požadavky. Pro integrované mosty platí v plném rozsahu požadavky příslušných ČSN EN a resortních předpisů (TKP a TP) pro navrhování betonových konstrukcí a mostů.

Při návrhu a provádění předpjatých integrovaných a semi-integrovaných mostů je s ohledem na uspořádání konstrukce (zpravidla rámové nebo rozpěrákové konstrukce ve styku se zemínou) nutno věnovat zvýšenou pozornost opatřením pro ochranu konstrukce pro omezení vlivu bludných proudů (viz 3.2 a [42]). Při stanovení minimálního požadovaného stupně protikorozi ochrany předpínací výztuže se postupuje podle ČSN EN 1992-2/Z2 [43], TP 124 [42] a pokynů uvedených v tomto odstavci.

Z hlediska návrhu stupně ochrany předpínací výztuže se rozlišují dvě základní skupiny provedení nosných konstrukcí integrovaných nebo semi-integrovaných podle elektroizolačního oddělení od spodní stavby a zemního prostředí. První skupinu tvoří nosné konstrukce elektroizolačně neoddělené od spodní stavby a/nebo od zemního prostředí, druhou potom nosné konstrukce elektroizolačně oddělené od spodní stavby a zemního prostředí. Návrh a provedení elektroizolačního oddělení se provádí podle [42] a 5.2.2. Nosné konstrukce s vlečenou přechodovou deskou (viz 3.4.3), kde betonářská výztuž propojuje nosnou konstrukci a přechodovou desku, nelze bez zvláštních opatření (např. provedení kompletní izolace přechodové desky podle [42]) považovat za elektroizolačně oddělené od zemního prostředí.

Doporučené stupně protikorozi ochrany předpínací výztuže v souladu s [43] v závislosti na provedení konstrukce uvádí Tabulka 11.

**Tabulka 11 - Doporučené stupně protikoroziční ochrany předpínací výztuže podle [43] v závislosti na provedení konstrukce a stupni ochranných opatření pro omezení vlivu bludných proudů podle [42]**

Stupeň ochranných opatření podle [42]	Provedení konstrukce	
	Nosná konstrukce elektroizolačně neoddělena od spodní stavby a/nebo od zemního prostředí	Nosná konstrukce elektroizolačně oddělena od spodní stavby a zemního prostředí
1	PL1	PL1
2		
3	PL2	PL2
4	PL3	
5		

#### 5.1.4 Konstrukční ocel

Pro konstrukční ocel nejsou definovány zvláštní požadavky. Pro integrované mosty platí v plném rozsahu požadavky příslušných ČSN EN a resortních předpisů (TKP a TP) pro navrhování ocelových a ocelobetonových konstrukcí a mostů.

#### 5.1.5 Přechodová oblast, zásypy a obsypy a aktivní oblasti

Pro navrhování a provádění přechodových oblastí integrovaných a semi-integrovaných mostů platí ČSN 73 6244, související technické normy a příslušné resortní předpisy (TKP a TP), doplněné požadavky těchto TP.

Přechodové oblasti integrovaných mostů musí být provedeny z kvalitních materiálů vhodné zrnitosti tak, aby byly schopny spolehlivě a dlouhodobě odolávat namáhání v důsledku cyklických pohybů nosné konstrukce a současně vykazovaly vysokou trvanlivost a stálost vlastností v průběhu návrhové životnosti mostu. Pro použití v přechodových oblastech integrovaných mostů se požadují následující materiály v tomto pořadí (viz také požadavky na zásyp za opěrou a samostatné přechodové klíny podle ČSN 73 6244):

- Štěrkoдрť 0-32 mm ŠD<sub>A</sub> podle ČSN EN 13285
- Hrubozrnná zemina skupin GW nebo SW do max. zrna kameniva 63 mm podle ČSN 73 6133
- Štěrkopísek do max. zrna kameniva 63 mm ŠP<sub>A</sub> podle ČSN EN 13285

Při návrhu přechodové oblasti se s ohledem na homogenní chování celé konstrukce zásypu doporučuje použití jednoho druhu materiálu pro zásyp základu i zásyp za opěrou, zejména pokud je rozhraní těchto částí nad horní úroveň základu opěry.

Podrobné požadavky na zkoušení materiálu přechodových oblastí integrovaných mostů stanoví ČSN 73 6244, související resortní předpisy (TKP, TP a VL 4) a kapitola 7.2 těchto TP. Požadavky na materiál, provádění a zkoušení navazujícího zemního tělesa a aktivní oblasti stanoví ČSN 73 6133.

*Poznámka: Obvyklé materiálové charakteristiky materiálů přechodových oblastí používané pro návrh konstrukce jsou uvedeny v příloze 2 těchto TP.*

#### 5.1.6 Vozovka na mostě a v přechodové oblasti

Materiály použité pro zhotovení vozovky na mostě musí splňovat požadavky příslušných návrhových předpisů, zejména ČSN 73 6242, příslušných částí ČSN EN 13108 (podle použité skladby vozovky), ČSN

73 6121 a ČSN 73 6122. Detaily provedení vozovky na mostech jsou uvedeny ve vzorových listech pro mosty (VL 4), upřesnění pro integrované mosty potom v kapitole 5.6 těchto TP.

Pro konstrukci vozovky v přechodových oblastech je nutno používat materiály, které jsou schopny dlouhodobě odolávat posunům v místech konců mostu, resp. přechodových desek (viz 3.1), a působícímu dopravnímu zatížení. Obecně se jedná o asfalt stmelené materiály s důrazem na použití polymerem modifikovaných asfaltů (SMA) pro kryt konstrukce vozovky na mostě a v přechodové oblasti. Doporučené parametry pojiv asfaltových směsí v závislosti na výkonové třídě komunikace jsou uvedeny v následující tabulce.

**Tabulka 12 - Doporučené parametry pojiv asfaltových směsí**

Výkonová třída komunikace	Obrusná vrstva	Ložní vrstva a ochrana izolace
<b>VT1</b>	PMB 45/80 - 60	PMB 25/55 - 60
<b>VT2</b>	PMB 25/55 - 55	PMB 25/55 - 55

Podkladní vrstvy v přechodových oblastech mohou být zhotoveny z asfalt stmelených materiálů nebo z nestmelených materiálů MZK nebo ŠD, opět s důrazem na schopnost dlouhodobě odolávat příslušným deformacím konců mostu, resp. přechodových desek. Pro integrované mosty se nedoporučuje použití hydraulicky stmelených vrstev, které nemají schopnost odolávat cyklickým deformacím.

V případě návrhu výztužných prvků ve vozovce (viz 5.6) se požadavky na výztužné prvky a jejich provádění řídí TP 115. Pro požadavky na zálivky a vložky do spár platí příslušné části ČSN EN 14188.

## 5.2 Nosná konstrukce

### 5.2.1 Konstruktivní řešení

Navržené konstruktivní řešení nosné konstrukce musí po celou dobu návrhové životnosti zajistit dostatečnou odolnost konstrukce pro všechna návrhová zatížení a jejich kombinace a zajistit ochranu konstrukce před působícími vlivy prostředí, včetně opatření pro omezení vlivu bludných proudů. Při volbě konstruktivního řešení se musí uvážit postup výstavby (např. rozdělení vnitřních sil v důsledku postupu výstavby) a interakce se zemním prostředím.

S ohledem na hospodárný návrh nosné konstrukce se doporučuje:

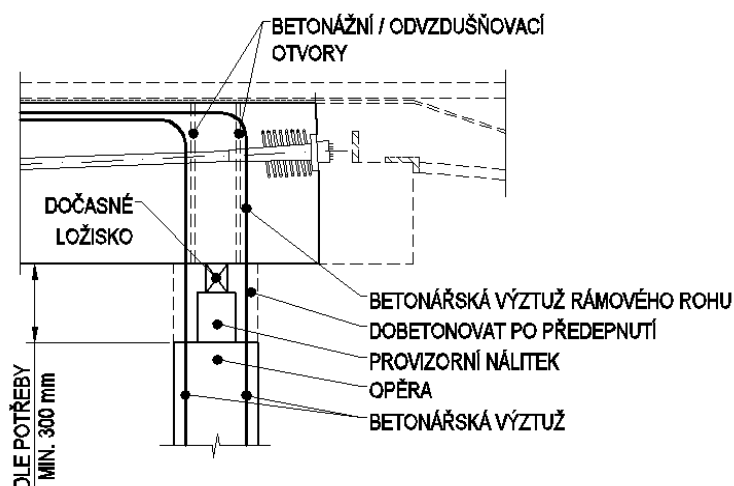
- omezení vnášení podélných přetvoření (např. předpětí) po spojení nosné konstrukce a spodní stavby, které významným způsobem redukuje dilatující délku  $L_{BE}$  (viz např. 3.6)
- návrh uložení mostu na jednotlivých podporách tak, aby úhel mezi osou uložení a směrem dilatačních pohybů nosné konstrukce byl co možná největší (optimálně 90°)
- minimalizace tuhosti podpor nosné konstrukce v podélném směru mostu (směru dilatačních pohybů) tak, aby byly minimalizovány účinky nesilových zatížení (zejména teploty) na nosnou konstrukci i spodní stavbu

### 5.2.2 Provedení a detaily nosné konstrukce

S ohledem na specifické chování integrovaných mostů je pro řešení některých konstruktivních detailů nutno použít technická řešení odlišná od běžných, neintegrovaných, mostů. Typickým detailem je napojení tažené přechodové desky předpjaté integrované konstrukce v místě kotvení podélného přepětí na opěře mostu (viz Obrázek 15), kde dochází ke značnému lokálnímu zvýšení namáhání

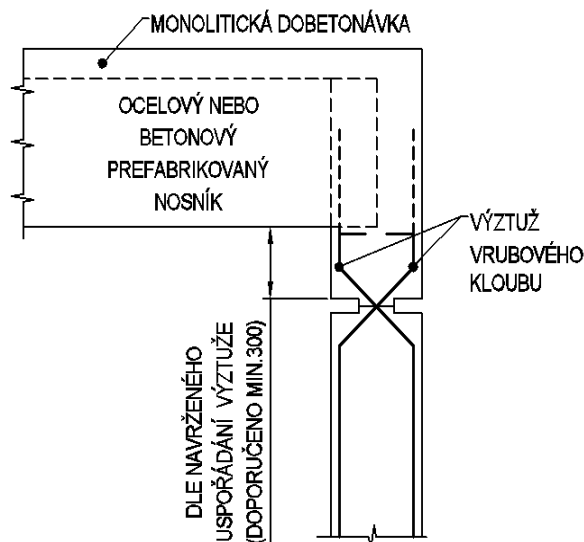
betonu v důsledku napětí pod kotvou a ke kolizi s betonářskou výztuží rámového rohu. Kotvení předpínací výztuže je proto odsazeno (nosná konstrukce je prodloužena) a přechodová deska je uložena na konzole provedené jako součást dobetonávky čela konstrukce.

Dalším typickým detailem je úprava rámové integrované konstrukce s tuhými opěrami pro dodatečné napínání nosné konstrukce. Z hlediska konstrukčního uspořádání mostu je nutno umožnit dostatečné zkrácení nosné konstrukce v důsledku vnášení podélného předpětí. Problém je řešitelný např. použitím dočasných ložisek (viz Obrázek 31), přičemž po napnutí konstrukce je prostor dočasného ložiska zmonolitněn. Důležitým požadavkem je zachování minimálního krytí betonářské výztuže rámového rohu v místě dočasného kloubu, které musí i po předepnutí (posunu konstrukce) splňovat požadavky TKP kapitoly 18. Základním technologickým problémem je potom provedení betonáže uzavřeného prostoru tak, aby byl beze zbytku vyplněn betonem. Za tímto účelem musí být navržen jednak vhodný tvar konstrukce a jednak odvodušňovací trubičky. S výhodou lze rovněž provést betonáž samozhutnitelným betonem (SCC).



**Obrázek 31 - Příklad uspořádání konce nosné konstrukce dodatečně předpjetého integrovaného mostu s dočasným ložiskem**

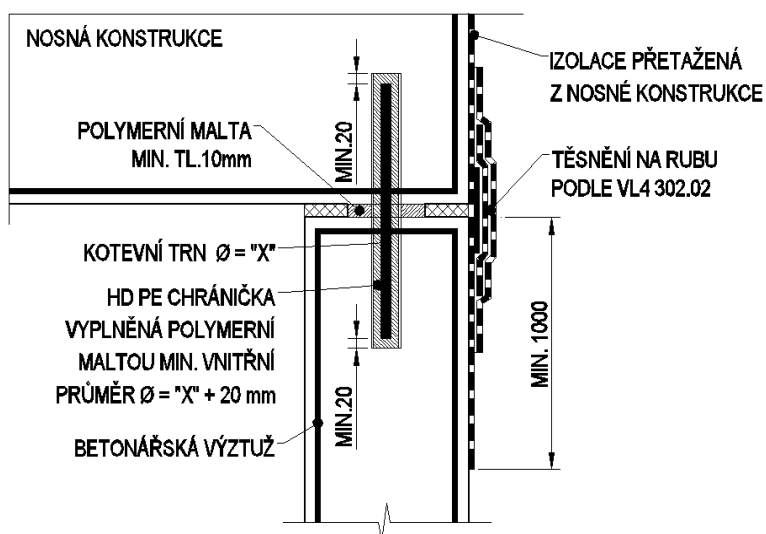
Konstrukční uspořádání a provedení uložení nosné konstrukce monolitických betonových mostů na vrubové klouby je uvedeno v platných VL 4 (zejména 302.02, 303.01). Pro částečně prefabrikované konstrukce s monolitickými opěrami se požaduje zajištění dostatečného prostoru pod spodní pásnicí ocelových nebo betonových prefabrikovaných nosníků (viz Obrázek 32) tak, aby bylo možno provést a dostatečně zakotvit betonářskou výztuž procházející vrubovým kloubem a současně zajistit správné provedení (probetonování) vlastního vrubového kloubu.



**Obrázek 32 - Příklad uspořádání uložení nosné konstrukce integrovaného mostu z nosníků s koncovými příčnicí a vrubovými klouby**

V případě nutnosti provedení elektricky izolovaného oddělení nosné konstrukce od spodní stavby, resp. zemního prostředí, se doporučuje využít modifikovaný detail podle VL 4 303.01, který uvádí Obrázek 33. Elektroizolační oddělení jednotlivých částí betonové konstrukce je zajištěno vrstvou polymerní malty podle TP 124 [42], procházející výztuž kloubu je navíc uzavřena v HD PE trubce vyplněné polymerní maltou. Z důvodu zajištění požadovaných elektroizolačních vlastností má být vnitřní průměr HD PE trubky minimálně o 20 mm větší než průměr procházející výztuže. Minimální doporučené krytí procházející výztuže na koncích HD PE trubky polymerní maltou je 20 mm. Elektricky izolované oddělení nosné konstrukce je nutno doplnit vhodnou úpravou nosné konstrukce (provedení izolačních pásů) v místě napojení křídel, případně dalších zasypaných částí (viz [42]).

Uvedené řešení elektroizolačního oddělení nosné konstrukce (viz Obrázek 33) je použitelné pouze pro integrované mosty působící jako rozpěráky (tj. s vloženými vrubovými klouby), případně vybavené přechodovými deskami provedenými podle VL 4 302.01 s kotevním trnem provedeným v HD PE chráničce obdobně jako v případě vrubového kloubu a plnou izolací rubu nosné konstrukce.



**Obrázek 33 - Příklad řešení elektricky izolovaného oddělení nosné konstrukce od spodní stavby a zemního prostředí**

## 5.3 Spodní stavba

### 5.3.1 Konstrukční řešení

#### 5.3.1.1 Všeobecně

Konstrukční řešení spodní stavby (opěr a pilířů) musí zajistit dostatečnou odolnost konstrukce pro všechna návrhová zatížení a jejich kombinace. Při volbě konstrukčního řešení a rozměrů spodní stavby se musí uvážit postup výstavby a interakce se zemním prostředím (zejména u opěr). Současně je nutno návrh koncipovat dostatečně robustně z hlediska životnosti mostu.

Konstrukční řešení spodní stavby mostu je přímo odvislé od provedení nosné konstrukce a založení mostu. Při návrhu spodní stavby je nutno splnit dva protichůdné požadavky, a to minimální odpor konstrukce spodní stavby pro nesilová zatížení (zejména zatížení teplotou) a dostatečnou odolnost a tuhost konstrukce pro proměnná vodorovná zatížení (zejména brzdné síly). Pro příslušné kombinace zatížení musejí být současně splněny podmínky z hlediska vzniku a šířky trhlin stanovené příslušnými návrhovými předpisy (zejména ČSN EN 1992).

#### 5.3.1.2 Opěry a pilíře

Pro integrované mosty založené plošně se doporučuje optimalizovat tuhost (zpravidla ohybovou) spodní stavby tak, aby bylo minimalizováno vodorovné namáhání základové spáry. Tuto podmínku při dostatečné svislé odolnosti dobře splňují například stěnové opěry malé tloušťky, obvykle v rozsahu 1/15 až 1/10 výšky opěry. Tuhost spodní stavby lze dále zmenšit provedením kloubového uložení nosné konstrukce.

Pro integrované mosty založené hlubinně je pro konstrukční řešení spodní stavby rozhodující tuhost založení (pilot) - viz 5.4. Při dostatečně malé tuhosti založení je možno provádět vlastní spodní stavbu libovolně tuhou (např. pouze úložný práh na pilotách). V případě vysoké tuhosti založení (krátké vetknuté piloty) je třeba tuhost spodní stavby volit tak, aby síly působící na spodní stavbu a založení mostu nepřekročily odolnost konstrukce.

#### 5.3.1.3 Křídla

Křídla integrovaných mostů monoliticky spojená s opěrami je nutno navrhovat tak, aby byly v přechodových oblastech mostu zachyceny vodorovné pohyby celé konstrukce, včetně křídel. Při návrhu je nutno zvážit důsledky monolitického spojení křídel mostu se spodní stavbou, zejména s ohledem na pohyby konstrukce a její životnost (řešení těsnění dilatační spáry).

U mostů s rovnoběžnými křídly monoliticky spojenými se spodní stavbou závisí velikost pohybů konců křídel na jejich délce. Z hlediska trvanlivosti je třeba omezit jednak pohyby na podélném styku křídel a vozovky a jednak pohyby konce křídla. Pro posouzení pohybu konců rovnoběžných křídel se dilatující délka konstrukce  $L_{BE}$  uvažuje od "pevného bodu" až po konec křídla. S ohledem na menší závažnost poruch je možno při posouzení pohybů uvažovat maximální přípustný posun konce křídla  $\Delta_{h,adm,k}$  hodnotou  $1,15 \cdot \Delta_{h,adm}$ .

U mostů se šikmými křídly monoliticky spojenými se spodní stavbou závisí velikost pohybů křídel na geometrii konstrukce a délce křídel. Při návrhu šikmých křídel je nutno zohlednit také interakci zásypu křídla s konstrukcí, resp. zvýšení zemního tlaku vlivem deformací konstrukce.

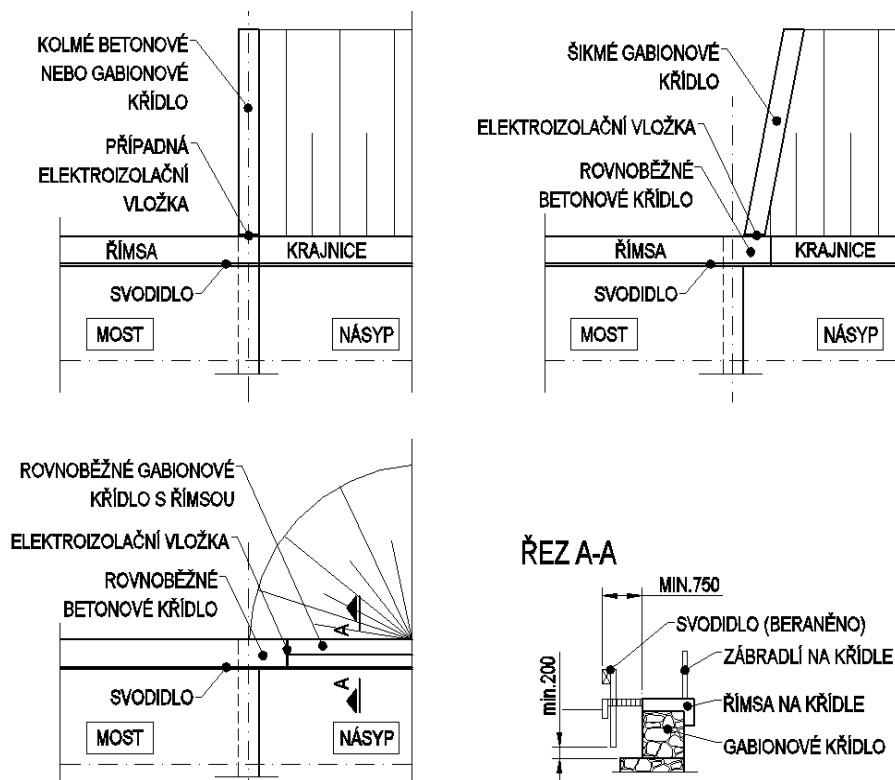
Při návrhu samostatných (dilatovaných) křídel integrovaných mostů je nutno věnovat pozornost řešení dilatační spáry křídla ve vztahu k pohybům jednotlivých částí konstrukce, zejména s ohledem na těsnost proti průniku vody. Pro samostatná křídla integrovaných mostů lze s výhodou použít gabionové konstrukce, jejich hlavními výhodami jsou odolnost vůči deformacím (v řádu posunů nosné konstrukce od teploty) a absence potřeby těsnění konstrukce proti průsakům vody.

### 5.3.2 Provedení a detaily spodní stavby

Pro detaily a provedení spodní stavby platí VL 4 a příslušné související předpisy doplněné ustanovením této kapitoly.

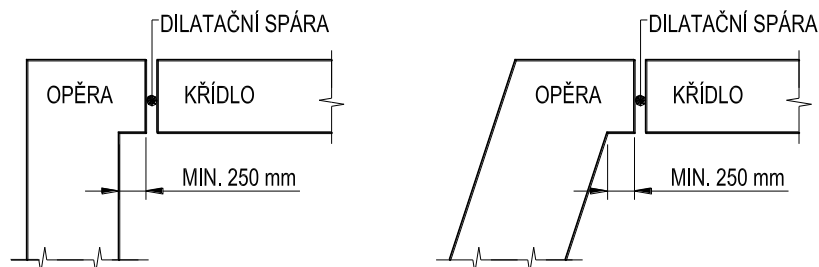
Vzhledem k charakteru chování integrovaných mostů je v případě spodní stavby nutno věnovat zvýšenou pozornost zejména napojení křídel mostu, resp. zajištění pohybů konců nosné konstrukce v důsledku objemových změn a zatížení konstrukce (viz 5.3.1.3). Obecně se doporučuje volit taková řešení, která omezí problematiku napojení betonových křídel na navazující betonové konstrukce s požadavkem na těsnění spáry - např. kolmá křídla spojená s nosnou konstrukcí v jeden celek, gabionová křídla, apod. (viz Obrázek 34).

Do gabionových křídel (ani do říms na nich provedených) nelze obecně kotvit svodidla, při použití navazujících rovnoběžných gabionových křídel se proto doporučuje provedení beraněných svodidel při současném odsazení rubu gabionového křídla od líce obručníku min. o 750 mm (viz Obrázek 34 dole). Současně je nutno gabionová křídla z důvodu nebezpečí vzniku elektrického článku elektroizolačně oddělit od betonových konstrukcí, např. provedením košů gabionů v úpravě pokoveného drátu s povlakem (poplastováním) nebo vhodnou separační vložkou (NAIP nebo XPS) vloženou mezi betonovou konstrukci a gabion (podrobněji viz [42]).



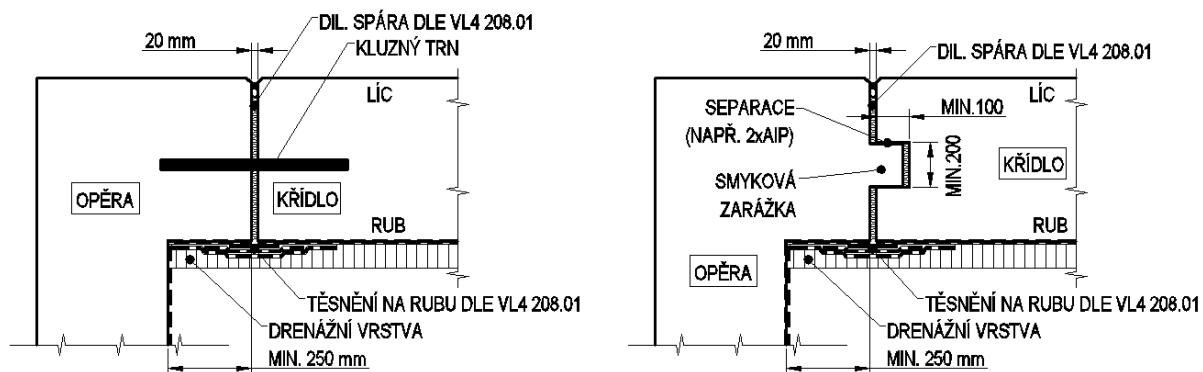
Obrázek 34 - Příklady uspořádání napojení mostu na navazující opěrné konstrukce bez nutnosti provedení těsnění spáry

Napojení křídel na navazující betonové konstrukce s požadavkem na těsnění spáry lze provádět pro dilatační pohyby maximálně  $\pm 10$  mm. Dilatační spára musí být kolmá na povrch křídla (viz Obrázek 35) a musí být provedena tak, aby bylo zabráněno rozdílné vodorovné deformaci jednotlivých částí spodní stavby, zejména ve směru kolmo na plochu křídla. Současně musí uspořádání konstrukce umožnit těsnění dilatační spáry na rubu podle VL 4 208.01. Na rubu křídla se navrhne a provede dostatečně kapacitní drenáž (např. drenážní rohož) chráněná filtrační vrstvou.



**Obrázek 35 - Schéma uspořádání spodní stavby v místě dilatační spáry křídel**

Pro dilatační pohyby menší než  $\pm 5$  mm se doporučuje volit těsněné dilatační spáry vycházející z VL 4 208.01 vyztužené buď kluznými trny, nebo smykovou zarážkou - viz Obrázek 36. V případě použití smykových trnů se musí zajistit protikoroze ochrana trnů podle příslušných částí TKP 18 a TKP 19. Při použití smykových zarážek se vyztužení konstrukce stanoví výpočtem. Separace na bočních plochách smykové zarážky se provede vložením kluzné vrstvy do bednění (např. dvojité vrstvy nepískované lepenky - AIP). Výplň dilatační spáry se provede z extrudovaného polystyrenu (XPS) CS(10/Y)100 podle ČSN EN 13164. Současně se doporučuje navrhnout dostatečně kapacitní rubovou drenáž za účelem odvedení vody, jejíž zvýšený výskyt lze v místě dilatační spáry v důsledku pohybů jednotlivých částí v úrovni povrchu vozovky očekávat.



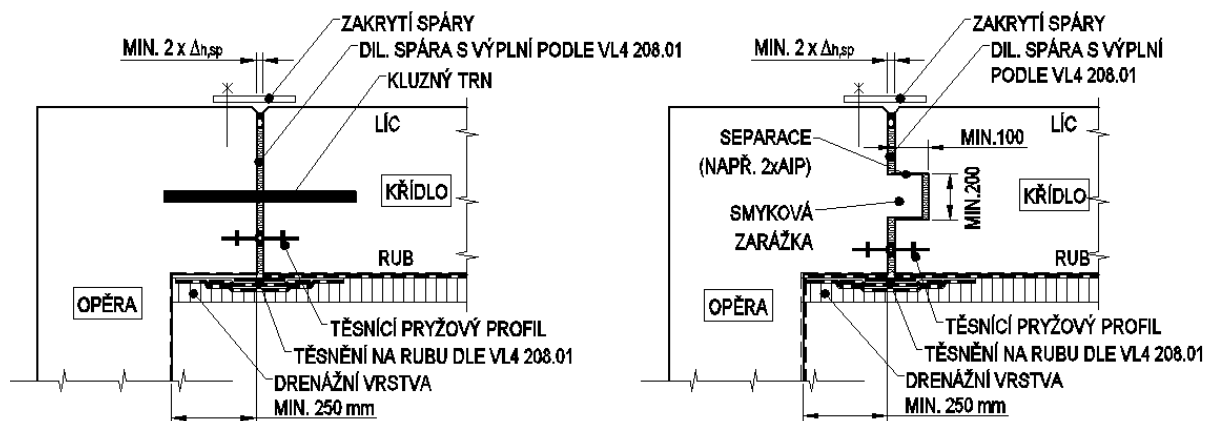
**Obrázek 36 - Příklady provedení dilatační spáry v místě připojení křídla mostu pro dilatační pohyb do  $\pm 5$  mm (vlevo varianta s kluznými trny, vpravo varianta se smykovou zarážkou)**

Pro dilatační pohyby větší než  $\pm 5$  mm se uvedené detaily (viz Obrázek 36) doporučuje doplnit těsnícími pryžovými pásy s odpovídajícím dilatačním pohybem - viz Obrázek 37. Šířka dilatační spáry se navrhne rovná minimálně dvounásobku celkového dilatačního pohybu  $\Delta_{h,sp}$  ve spáře. Spára se na horním povrchu a bočním líci křídla zakryje krycím profilem z taženého kompozitu nebo jiného nekorodujícího základního materiálu. Horní krycí profil se v případě požadavku na pochozí horní povrch římsy provede v protiskluzové úpravě. Požadavky na těsnící pryžové pásy jsou uvedeny v následující tabulce:



Tabulka 13 - Požadavky na těsnící pryžové pásy

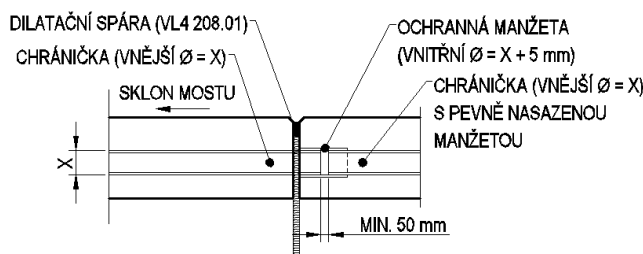
Vlastnost	Hodnota
Pevnost v tahu základního materiálu	$\geq 10$ MPa
Protažení při porušení	$\geq 350$ %
Protažení při porušení ( $-20$ °C)	$\geq 200$ %
Odolnost proti přetržení	$\geq 8$ MPa
Odolnost proti tlaku vody	Min. 0,5 bar (5 m vodního sloupce)



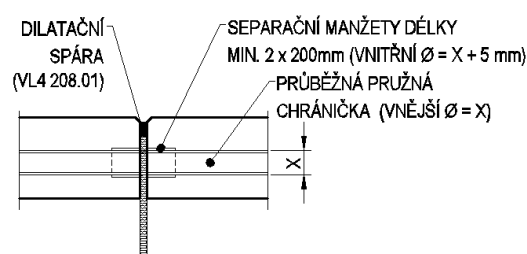
Obrázek 37 - Příklad provedení dilatační spáry v místě připojení křídla mostu pro dilatační pohyb větší než  $\pm 5$  mm (vlevo varianta s kluznými trny, vpravo varianta se smykovou zarážkou)

Zvláštní pozornost je nutno věnovat napojení říms v místě dilatačních spár křídel a na koncích křídel. Napojení říms mezi křídlem a nosnou konstrukcí, resp. zakrytí této dilatační spáry, se doporučuje provádět pro dilatační pohyby  $\Delta_{h,sp,k}$  maximálně  $\pm 5$  mm. Pro větší pohyby se doporučuje volit takové uspořádání konstrukce, aby bylo napojení říms nad dilatační spárou vyloučeno (viz např. Obrázek 34). Příklady možného provedení říms v místech dilatačních spár a na koncích křídel uvádí Obrázek 38. V příkladech provedení je rozlišeno použití tuhé a pružné trubky chráničky, když pružná chránička umožňuje svojí konstrukcí bezpečné přenesení návrhového dilatačního pohybu  $\Delta_{h,sp}$  na délce separace (např. vrapové hadice) při zachování těsnosti chráničky. Alternativně lze použít i řešení používaná pro průchod chrániček mostními závěry.

#### a) TUHÁ CHRÁNIČKA



#### b) PRUŽNÁ CHRÁNIČKA



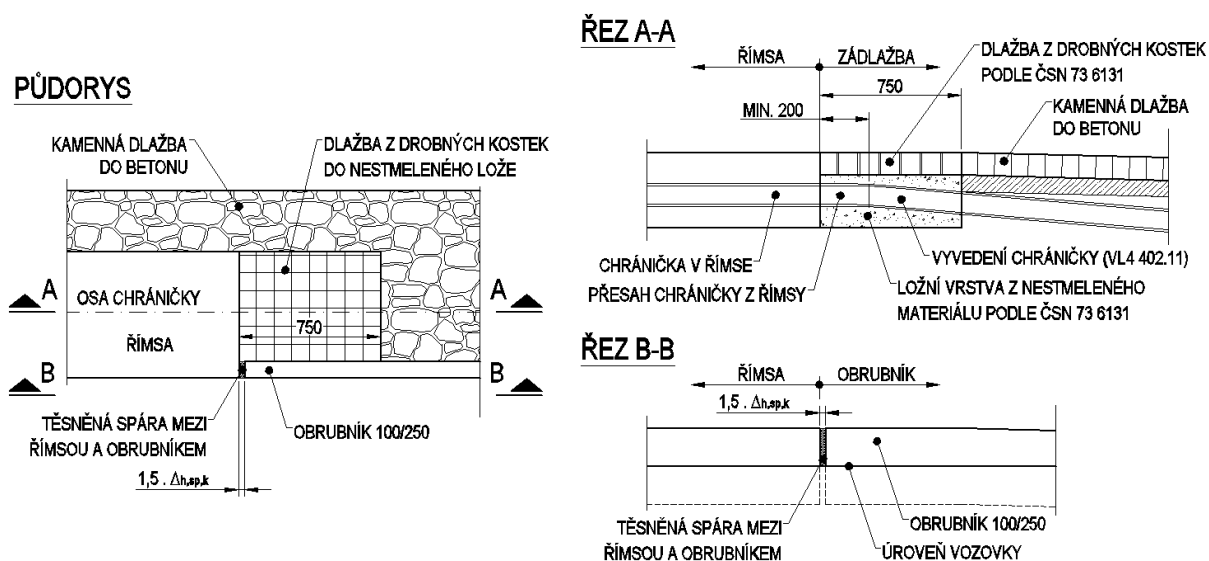
Obrázek 38 - Příklad provedení průchodu chrániček v římsách dilatační spárou

Napojení říms na navazující těleso na předpolích se provede tak, aby případným pohybem konce římsy nevznikala přídavná namáhání a z nich plynoucí poruchy. Je-li na zemní těleso napojována římsa na

křídle odděleném od nosné konstrukce dilatační spárou (bez podélného pohybu), postupuje se při návrhu zádlazby podle VL 4 (206.22, 206.23 a 206.24).

Napojuje-li se na zemní těleso římsa na nosné konstrukci nebo křídle s pohybem  $\Delta_{h,sp,k}$ , navrhne se napojení podle následujících zásad:

- uspořádání a rozměry zádlazby se řídí VL 4 - 206.22, 206.23 a 206.24;
- mezi římsou na mostě/křídle a navazujícím obrubníkem se ponechá mezera o šířce min. 1,5-násobku  $\Delta_{h,sp,k}$ , tato mezera se vyplní trvale pružným tmelem;
- zádlazba za římsou na mostě/křídle se v šířce 0,75 m provede z drobných dlažebních kostek se spárami vyplněnými nestmeleným materiálem podle ČSN 73 6131;
- chráničky z římsy na mostě/křídle se vyvedou podle VL 4 402.11 s tím, že přesah chrániček z římsy je min. 300 mm.



Obrázek 39 - Příklad napojení římsy na mostě/křídle (pohyb na konci římsy  $\Delta_{h,sp,k}$ ) na zemní těleso

## 5.4 Založení

### 5.4.1 Konstruktivní řešení

Založení integrovaných mostů se provádí obdobně jako v případě neintegrovaných mostů. Zásadně odlišným požadavkem je přitom pouze zajištění vhodné tuhosti založení (v kombinaci s tuhostí spodní stavby - viz 5.3) umožňující optimalizaci provedení nosné konstrukce a umožnění pohybů konců mostu v důsledku objemových změn a zatížení konstrukce. Pro tuhou spodní stavbu je proto často jedinou možností návrh vodorovně "měkkého" založení, které je možno zajistit např. pilotami provedenými v jedné řadě.

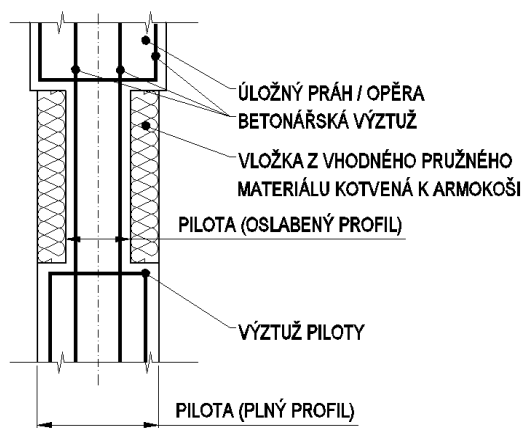
Pro návrh založení a základových konstrukcí platí příslušné návrhové předpisy, zejména [30]. U plošných základů se doporučuje zvlášť ověřit vodorovnou odolnost (smyk v základové spáře). Zásadní úlohu v případě integrovaných mostů dále hraje trvanlivost základových konstrukcí, ovlivněná, zejména u hlubinného založení na pilotách, šířkou trhlin v mezním stavu použitelnosti (zejména v časté kombinaci zatížení pro zatížení stálým zatížením a teplotou). Požadavky na omezení šířky trhlin v betonových konstrukcích v závislosti na stupni vlivu prostředí jsou uvedeny v ČSN EN 1992.

V rámci návrhu nosné konstrukce je nutno zohlednit skutečnou tuhost založení a interakci nosné konstrukce se zemním prostředím (viz 4.1 a 4.2).

#### 5.4.2 Provedení a detaily založení

Pro detaily a provedení založení platí stejné technické předpisy jako pro běžné, neintegrované, mosty, tj. zejména příslušné TKP, TP a VL 4.

Pokud je v rámci konstrukčního řešení nutno snížit tuhost hlubinného pilotového založení, lze vrchní část pilot navrhnout a provést s menším průměrem, než spodní. Snížení průměru piloty lze dosáhnout použitím vložky z vhodného pružného materiálu (např. EPS) kotveného k výztuži piloty (viz např. Obrázek 40). Výztuž piloty musí být potom vhodně upravena a případně zesílena tak, aby byla zajištěna jednak dostatečná odolnost konstrukce v mezním stavu únosnosti a jednak požadovaná šířka trhlin v mezním stavu použitelnosti (viz ČSN EN 1992 a TKP 18). Na pružný materiál použitý pro snížení průměru pilot se nekládou zvláštní požadavky, s výjimkou dostatečné tuhosti pro zajištění požadovaného tvaru piloty při betonáži. Z hlediska uvedených požadavků plně postačuje pěnový polystyren EPS CS(10)30 podle ČSN EN 13163.



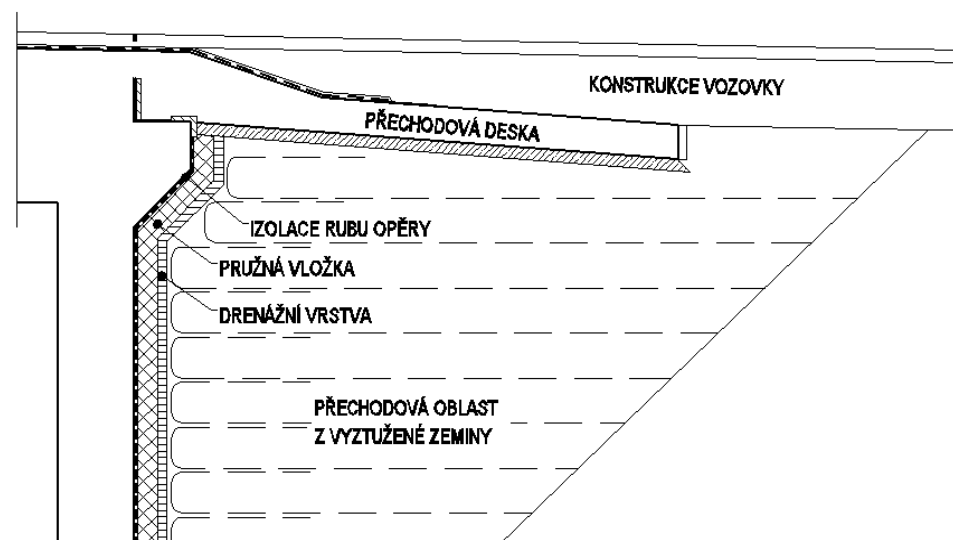
Obrázek 40 - Příklad provedení oslabení piloty v horní části jejího dříku

### 5.5 Přejed mostu na těleso komunikace

#### 5.5.1 Konstrukční řešení a detaily

Konstrukční řešení přechodu mostu na těleso komunikace, velikost a uspořádání přechodové oblasti stanovuje ČSN 73 6244 a kapitola 3.4 těchto TP.

Pro přechodové oblasti mostů s požadavkem na minimalizaci vodorovných účinků zatížení zeminou se doporučuje použití vyztužených zemin doplněných na rubu opěr vhodnou pružnou vložkou (viz Obrázek 41). Pružná vložka se navrhuje z dlouhodobě stabilního materiálu odolného vůči působení zemního prostředí a vody, např. extrudovaného polystyrenu XPS CS (10/Y)100 podle ČSN EN 13164. Tloušťka pružné vložky se navrhuje v rozmezí 100-200 mm.



**Obrázek 41 – Příklad uspořádání přechodové oblasti z vyztužené zeminy a s pružnou vložkou**

Návrh přechodové desky se provádí podle ČSN 73 6244 a následujících požadavků:

- přechodová deska musí být navržena a vyztužena tak, aby bylo zajištěno přenesení všech svislých zatížení přes oblast aktivního klínu za opěrou (viz 2.1.5);
- napojení přechodové desky musí přenést síly vznikající v důsledku dilatačních pohybů nosné konstrukce.

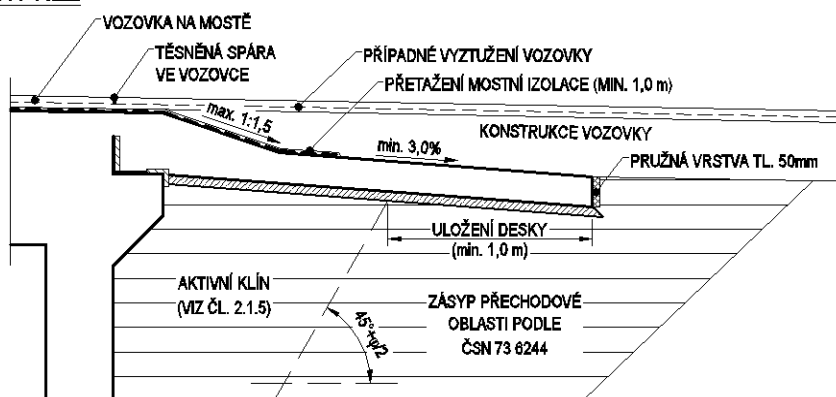
Zásady konstrukčního řešení přechodových desek a doporučené detaily provedení jsou uvedeny v následujícím textu, kapitolách 3.4.3, 3.4.4 a v Příloze 3 těchto TP.

*Poznámka: Předpokládá se, že doporučené detaily provedení přechodové desky uvedené v Příloze 3 těchto TP budou zařazeny do VL 4. S ohledem na možný budoucí vývoj těchto detailů, požadavků na použité materiály apod. se pro návrh přechodových desek doporučuje použít aktuální (nejnovější) verzi příslušného detailu.*

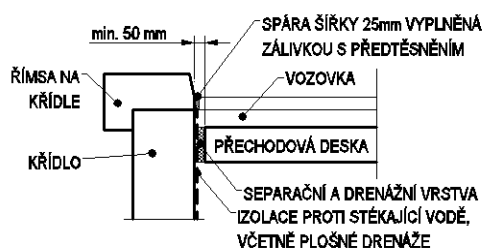
Návrh přechodové desky má splňovat následující požadavky (viz také Obrázek 42):

- uložení přechodové desky na volném konci musí respektovat chování přechodové oblasti a má být navrženo alespoň 1,0 m za hranu aktivního klínu (viz 2.1.5);
- horní hrana přechodové desky na konci desky se navrhne v úrovni pláň silničního tělesa;
- minimální sklon horní hrany přechodové desky  $S_{\min}$  směrem od osy uložení je 3%, tato hodnota platí pro sklon vozovky směrem k opěře, při sklonu vozovky od opěry musí být rozdíl sklonu horního povrchu přechodové desky a vozovky min. 3%;
- maximální sklon horní hrany přechodové desky  $S_{\max}$  za vrubovým kloubem je 1:1,5;
- návrh a provedení výztuže v oblasti vrubového kloubu musí umožňovat provedení a hutnění přechodové oblasti;
- na boku přechodové desky se navrhne separace zajišťující možnost nezávislého svislého posunu přechodové desky vůči křídlu, nebo materiálu mezi křídlem a bokem přechodové desky (viz Obrázek 42).

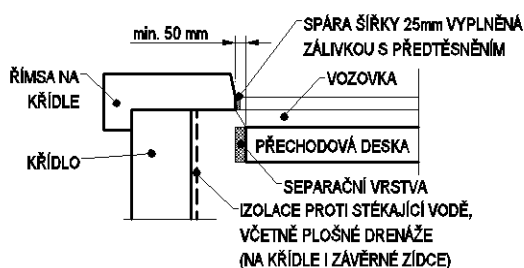
### PODÉLNÝ ŘEZ



### PŘÍČNÝ ŘEZ - VARIANTA A



### PŘÍČNÝ ŘEZ - VARIANTA B



Obrázek 42 – Doporučené uspořádání vlečené přechodové desky

## 5.5.2 Provedení

Požadavky na provedení přechodových oblastí a požadavky na podloží stanoví ČSN 73 6244, ČSN 73 6133 a TKP kap. 4. Pro návrh, provádění a požadavky na materiál přechodových oblastí z vyztužené zeminy platí TKP kap. 30.

## 5.6 Vozovka na mostě a předpolích mostu

### 5.6.1 Konstrukční řešení

Skladba konstrukce vozovky musí odpovídat dopravnímu zatížení komunikace a požadavkům příslušných norem pro navrhování (zejména ČSN 73 6242). Pro návrh skladby konstrukce vozovky na předpolích mostu, resp. v přechodových oblastech, platí TP 170 a příslušné normové předpisy. Požadavky na materiál vozovky jsou uvedeny v 5.1.6.

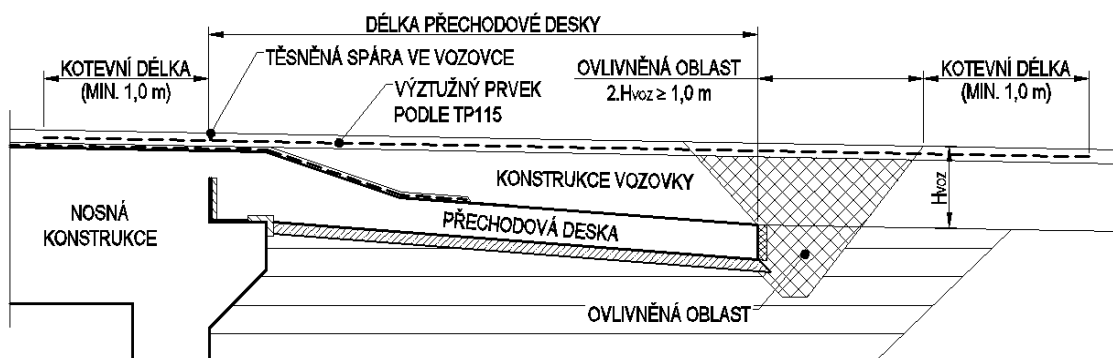
Pro omezení tvorby a šířky trhlin se v případě významnějších posunů konců mostu doporučuje vyztužení vozovky v oblasti konců mostu a v přechodových oblastech výztužnými prvky podle TP 115. Výztužné prvky se vkládají pod obrušnou vrstvu vozovky a musí být odolné teplotě 230°C.

Vyztužení vozovky se doporučuje provádět, pokud posun konce mostu  $\Delta_h$  přesáhne:

- **10 mm** pro výkonovou třídu komunikace VT1
- **15 mm** pro výkonovou třídu komunikace VT2

Výztužné prvky se provádějí na celou délku přechodové desky a ovlivněné oblasti za jejím koncem - viz Obrázek 43. Délku ovlivněné oblasti za koncem přechodové desky, kde je chování konstrukce vozovky významně ovlivněno pohyby konce přechodové desky a současně zde dochází ke kumulaci napětí

a přetvoření v důsledku sedání konstrukce/násypu (viz např. [40]), lze za obvyklých podmínek zjednodušeně stanovit jako dvounásobek tloušťky konstrukce vozovky. Kotevní délka výztužných prvků musí vycházet z odolnosti navržených prvků, přičemž její minimální hodnota je 1,0 m.



Obrázek 43 – Schéma vyztužení vozovky v oblasti přechodové desky mostu

### 5.6.2 Provedení vozovky a zálivek

Provádění vozovek musí odpovídat požadavkům TKP 7 a 8 a příslušným technickým normám a předpisům, zejména ČSN 73 6242 a ČSN EN 13108.

Zálivky spár v místech konců mostu (viz také Obrázek 43) se provádějí typu N1 podle ČSN EN 14188-1. Šířka řezané spáry v ohrubné vrstvě musí odpovídat maximálnímu očekávanému pohybu v místě spáry tak, aby byly dodrženy předepsané parametry zálivky podle ČSN EN 14188-1. Šířka spáry v místě konce nosné konstrukce se navrhuje 10 mm pro vyztužené vozovky a 15 mm pro vozovky nevyztužené. Hloubka spáry se provede podle navržené tloušťky ohrubné vrstvy tak, aby nebyly poškozeny vložené výztužné prvky, zpravidla hloubky  $2/3 H$ , minimálně však 25 mm. Pokud je tloušťka ohrubné vrstvy vyztužené vozovky menší než 35 mm, je nutno přijmout při zhotovení spáry a její zálivky speciální opatření nebo postupy tak, aby nedošlo k poškození vloženého výztužného prvku.

Spáry ve vozovce podél křídel pevně spojených s nosnou konstrukcí (s pohybem  $\Delta_{h,sp,k}$  - viz 5.3.2) resp. říms na křídlech, se provádějí šířky min. 20 mm a na celou tloušťku ohrubné a ložné vrstvy (viz také detail pro dvouvrstvou vozovku VL4 403.42). Na rubu křídla se navrhne separační vrstva tak, aby byl umožněn podélný pohyb křídla (viz Obrázek 42).

Spáry podél dilatovaných křídel (bez pohybu  $\Delta_{h,sp,k}$  - viz 5.3.2) a říms na nich se těsní běžným způsobem.

## 6 Provádění

### 6.1 Specifika postupu výstavby integrovaných a semi-integrovaných mostů

Postup výstavby integrovaných a semi-integrovaných mostů musí respektovat předpoklady projektu stavby. Navržený postup výstavby musí být přitom přizpůsoben povaze, odolnosti a statickému chování navrhované konstrukce ve všech stavebních stádiích. Ve fázi projektu proto musí být provedena odpovídající analýza fází výstavby a provozu. Z hlediska odolnosti a deformací nosné konstrukce se jedná zejména o problematiku provádění hutněných zásypů spodní stavby a přechodových oblastí, když tuhost a odolnost spodní stavby je před spojením s nosnou konstrukcí obvykle malá.

Zásypy přechodových oblastí integrovaných a semi-integrovaných mostů se provádějí po vrstvách s tloušťkou podle požadavků ČSN 73 6244 a ČSN 73 6133, obvykle symetricky na obou stranách mostu. Obzvláště důležité je to pro integrované a přesypané betonové tenkostěnné mosty, ať už prefabrikované nebo monolitické.

### 6.2 Specifika provádění integrovaných a semi-integrovaných mostů

#### 6.2.1 Založení mostu

Pro provádění založení integrovaných a semi-integrovaných mostů se nezavádějí žádné specifické požadavky. Založení integrovaných a semi-integrovaných mostů se provádí běžnými způsoby podle platných předpisů.

V rámci zemních a výkopových (vrtacích) prací se v závislosti na třídě provádění konstrukce provedou zkoušky a ověření předpokladů statického výpočtu podle kapitoly 7 těchto TP.

#### 6.2.2 Spodní stavba

Pro provádění spodní stavby integrovaných mostů se nezavádějí žádné specifické požadavky. Spodní stavba integrovaných a semi-integrovaných mostů se provádí běžnými způsoby podle platných předpisů.

#### 6.2.3 Přechodové oblasti

Pro provádění přechodových oblastí integrovaných a semi-integrovaných mostů platí požadavky platných technických norem (zejména ČSN 73 6244, ČSN 73 6133) a platných resortních předpisů (zejména TKP 4 a 30), doplněné požadavky těchto TP.

Uspořádání přechodových oblastí se řídí ustanoveními kapitoly 5.5, materiál přechodové oblasti musí odpovídat ČSN 73 6244 a 5.1.5. Materiál přechodových oblastí se hutní po vrstvách vhodným zařízením (viz ČSN 73 6244 a TKP 4), tloušťka hutněných vrstev musí odpovídat výkonu použitého zařízení a použitému zásypovému materiálu. Maximální tloušťka hutněné vrstvy je 300 mm.

Rozsah kontroly během provádění je uveden v kapitole 7 těchto TP.

#### 6.2.4 Nosná konstrukce

Pro provádění nosné konstrukce integrovaných a semi-integrovaných mostů se nezavádějí žádné specifické požadavky. Nosná konstrukce integrovaných a semi-integrovaných mostů se provádí běžnými způsoby podle platných předpisů.

### **6.2.5 Vozovka na mostě a v přechodových oblastech**

Pro provádění vozovek integrovaných a semi-integrovaných mostů se nezavádějí žádné specifické požadavky. Vozovky na integrovaných a semi-integrovaných mostech se provádí běžnými způsoby podle platných předpisů, zejména ČSN 73 6242 a souvisejících předpisů. Vyztužení vozovky v přechodových oblastech (viz 5.6) se provede podle TP 115 a souvisejících předpisů.

Na vozovkách v přechodových oblastech integrovaných mostů lze, zejména u integrovaných a semi-integrovaných mostů zařazených ve třídě provádění TPr3 a TPr4, očekávat po dobu prvních 5-ti let provozu poruchy plynoucí z počátečních plastických přetvoření v přechodové oblasti (dosedání přechodové oblasti, počáteční přetvoření nosné konstrukce, apod.). Tyto poruchy se mají opravit v rámci záručních prací. V případě významnějších poruch (trhliny, prosedání vozovky, apod.) se doporučuje provádění dlouhodobého monitoringu přechodové oblasti (viz také 7.4.3), provádění drobných prací po dobu záruční doby a provedení nové vozovky v místě přechodu mostu před koncem záruční doby (tj. po proběhnutí počátečních změn v přechodové oblasti).

### **6.3 Specifická omezení při výstavbě integrovaných a semi-integrovaných mostů**

Integrované a semi-integrované mosty se provádějí běžnými způsoby podle platných předpisů.

Zvýšená pozornost z hlediska provádění se má věnovat hutnění přechodových oblastí a teplotám (resp. přetvořením) nosné konstrukce v okamžiku spojení se spodní stavbou, které zásadním způsobem ovlivňují posuny konce nosné konstrukce. Při rozdílech teploty nosné konstrukce oproti předpokladům návrhu mostu větších než 5°C se provede posouzení dopadu změny počáteční teploty konstrukce na hodnoty posunů konce mostu, při rozdílu větším než 15°C se doporučuje spojení konstrukcí neprovádět a vyčkat nižšího rozdílu teplot.



## **7 Požadavky na zpracování projektové dokumentace, kontrolu provádění a údržbu**

### **7.1 Všeobecně**

Požadavky na zpracování projektové dokumentace, kontrolu provádění a související monitoring integrovaných mostů jsou stanoveny podle druhu konstrukce (integrované mosty o jednom a více polích, semi-integrované mosty) a třídy provádění konstrukce (TPr - viz 1.4).

#### **7.1.1 Požadavky na zpracování projektové dokumentace, kontrolu provádění a údržbu integrovaných mostů**

Požadavky na zpracování dokumentace a provedení integrovaných mostů uvádí Tabulka 14. V jednotlivých sekcích je v závorce uvedena strana odpovědná za plnění uvedených požadavků.

**Tabulka 14 - Požadavky na zpracování dokumentace, provádění a monitoring integrovaných mostů**

Č.	Požadavek	Třída provádění konstrukce			
		1	2	3	4
<b>1</b>	<b>Zakládání, geotechnika (zpracovatel IGP)</b>				
1.1	Inženýrsko-geologický průzkum (IGP)	X	X	X	X
1.2	Korozní průzkum v rozsahu podle TP124 [42]	X	X	X	X
1.3	Posouzení vhodnosti základových poměrů z hlediska návrhu integrovaného mostu (zhodnocení možnosti rozdílného sedání v závislosti na použitém typu založení mostu, přítomnost/hloubka skalního podloží, apod.)	X	X	X	X
1.4	Zjištění (měření) středních hodnot deformačních parametrů zemního prostředí z hlediska následného stanovení středních hodnot vodorovné a svislé tuhosti spodní stavby a založení	X			
1.5	Zjištění (měření) deformačních charakteristik zemního prostředí z hlediska následného stanovení horních a dolních mezí hodnot vodorovné a svislé tuhosti spodní stavby a založení		X	X	X
<b>2</b>	<b>Zpracování projektové dokumentace (zpracovatel PD)</b>				
2.1	Návrh založení zohledňující interakci se zemním prostředím	X	X	X	X
2.2	Vyhodnocení/stanovení parametrů zemního prostředí (horní a dolní meze deformačních charakteristik a únosnosti zemního prostředí) autorizovaným inženýrem pro geotechniku			X	X
2.3	Posouzení návrhu spodní stavby a interakce se zemním prostředím autorizovaným inženýrem pro geotechniku (autorizovaný kontrolní statický výpočet) v rámci zpracování projektu				X
2.4	Návrh ochranných opatření pro omezení vlivu bludných proudů	X	X	X	X
2.5	Užití zjednodušeného postupu dle kapitoly 3.5 v DÚR	X	X	(X)	
2.6	Užití obecné metodiky dle kapitoly 3.4 v DÚR (s odhadem materiálových parametrů zemního prostředí na základě předběžného IGP)			X	X
2.7	Užití obecné metodiky dle kapitoly 3.4 v DSP, PDPS, RDS	X	X	X	X
2.8	Analýza zemních tlaků zjednodušenými modely (viz 4.2.3)	X	X	X	
2.9	Analýza zemních tlaků obecnými modely (viz 4.2.2), vč. vlivu časově závislých jevů				X
2.10	Analýza interakce nosné konstrukce, spodní stavby a zemního prostředí s užitím středních hodnot deformačních parametrů zemního prostředí	X			
2.11	Analýza interakce nosné konstrukce, spodní stavby a zemního prostředí s užitím horních a dolních hodnot deformačních parametrů zemního prostředí		X	X	X
2.12	Požadavky na kontrolní a zkušební plán zahrnující požadavky na zkoušky materiálů, kontrolu provádění a sledování během výstavby a v provozu, zvláštní požadavky na zatěžovací zkoušky a plán údržby, požadavky zpracované v rámci zadávací dokumentace	X	X	X	X
<b>3</b>	<b>Provádění (zhotovitel)</b>				
3.1	Kontrola požadavků na KZP a zpracování KZP pro výstavbu podle bodu 2.11	X	X	X	X
3.2	Geodetické sledování konstrukce po dobu výstavby (podle KZP)	X	X	X	X
3.3	Kontrola předpokladů projektu během provádění (stanovení/ověření skutečných vlastností zastiženého zemního prostředí, aktualizace modelů konstrukce s ohledem na skutečně zastižené/použité materiály a technologie, měření a sledování konstrukce po dobu výstavby) a před uvedením do provozu	X	X	X	X
3.4	Ověření předpokladů projektu před uvedením do provozu - zatěžovací zkouška			X	X
3.5	Měření vlivu bludných proudů během výstavby (pouze konstrukce zařazené ve stupni ochranných opatření č.4 a č.5 podle [42])	X	X	X	X
<b>4</b>	<b>Sledování a údržba (v návaznosti na KZP)</b>				
4.1	Geodetické sledování konstrukce po uvedení do provozu, vč. vyhodnocení a zprávy	X	X	X	X
4.2	Sledování zemních tlaků na koncových příčnicích po uvedení do provozu			(X)	X
4.3	Sledování napjatosti v zemním tělese přechodové oblasti po uvedení do provozu			(X)	X
4.4	Hodnocení stavu přechodové oblasti před ukončením záruky na dílo	X	X	X	X
4.5	Hodnocení stavu přechodové oblasti po 10ti letech od uvedení do provozu			(X)	X
4.6	Měření vlivu bludných proudů během provozu (pouze konstrukce zařazené ve stupni ochranných opatření č.4 a č.5 podle [42])	X	X	X	X
Poznámky: (X) - pouze v odůvodněných případech					

### 7.1.2 Požadavky na zpracování projektové dokumentace, kontrolu provádění a údržbu semi-integrovaných mostů

Požadavky na zpracování dokumentace a provedení semi-integrovaných mostů uvádí Tabulka 15. V jednotlivých sekcích je v závorce uvedena strana odpovědná za plnění uvedených požadavků.

**Tabulka 15 - Požadavky na zpracování dokumentace, provádění a monitoring semi-integrovaných mostů**

Č.	Požadavek	Třída provádění konstrukce		
		1	2	3
<b>1</b>	<b>Zakládání, geotechnika (zpracovatel IGP)</b>			
1.1	Inženýrsko-geologický průzkum (IGP)	X	X	X
1.2	Korozní průzkum v rozsahu podle TP124 [42]	X	X	X
1.3	Posouzení vhodnosti základových poměrů z hlediska návrhu integrovaného mostu (zhodnocení možnosti rozdílného sedání, přítomnost/hloubka skalního podloží, apod.)	X	X	X
1.4	Zjištění (měření) středních hodnot deformačních parametrů zemního prostředí z hlediska následného stanovení středních hodnot vodorovné a svislé tuhosti spodní stavby a založení	X	X	X
1.5	Zjištění (měření) deformačních charakteristik zemního prostředí z hlediska následného stanovení horních a dolních mezí hodnot vodorovné a svislé tuhosti spodní stavby a založení		X	X
<b>2</b>	<b>Zpracování projektové dokumentace (zpracovatel PD)</b>			
2.1	Návrh založení zohledňující interakci se zemním prostředím	X	X	X
2.2	Vyhodnocení/stanovení parametrů zemního prostředí (horní a dolní meze deformačních charakteristik a únosnosti zemního prostředí) autorizovaným inženýrem pro geotechniku		X	X
2.3	Posouzení návrhu spodní stavby a interakce se zemním prostředím autorizovaným inženýrem pro geotechniku (autorizovaný kontrolní statický výpočet)			X
2.4	Návrh ochranných opatření pro omezení vlivu bludných proudů	X	X	X
2.5	Užití zjednodušeného postupu dle kapitoly 3.5 v DÚR	X	X	
2.6	Užití obecné metodiky dle kapitoly 3.4 v DÚR (s odhadem materiálových parametrů zemního prostředí na základě předběžného IGP)			X
2.7	Užití obecné metodiky dle kapitoly 3.4 v DSP, PDPS, RDS	X	X	X
2.8	Analýza zemních tlaků zjednodušenými modely (viz 4.2.3)	X	X	
2.9	Analýza zemních tlaků obecnými modely (viz 4.2.2), vč. vlivu časově závislých jevů			X
2.10	Analýza interakce nosné konstrukce, spodní stavby a zemního prostředí s užitím středních hodnot deformačních parametrů zemního prostředí	X		
2.11	Analýza interakce nosné konstrukce, spodní stavby a zemního prostředí s užitím horních a dolních hodnot deformačních parametrů zemního prostředí		X	X
2.12	Kontrolní a zkušební plán (KZP) zahrnující požadavky na zkoušky materiálů, kontrolu provádění a sledování během výstavby a v provozu, zvláštní požadavky na zatěžovací zkoušky a plán údržby	X	X	X
<b>3</b>	<b>Provádění, realizační dokumentace a dokumentace skutečného provedení (zhotovitel)</b>			
3.1	Kontrola požadavků KZP během výstavby dle bodu 2.11	X	X	X
3.2	Geodetické sledování konstrukce po dobu výstavby (viz KZP)	X	X	X
3.3	Kontrola předpokladů projektu během provádění (stanovení/ověření skutečných vlastností zastiženého zemního prostředí, aktualizace modelů konstrukce s ohledem na skutečně zastižené/použité materiály a technologie) a před uvedením do provozu	X	X	X
3.4	Ověření předpokladů projektu před uvedením do provozu - zatěžovací zkouška			X
3.5	Měření vlivu bludných proudů během výstavby (pouze konstrukce zařazené ve stupni ochranných opatření č.4 a č.5 podle [42])	X	X	X
<b>4</b>	<b>Sledování a údržba (v návaznosti na KZP)</b>			
4.1	Geodetické sledování konstrukce po uvedení do provozu, vč. vyhodnocení a zprávy	X	X	X
4.2	Sledování zemních tlaků na koncových příčnicích po uvedení do provozu		(X)	X
4.3	Sledování napjatosti v zemním tělese přechodové oblasti po uvedení do provozu		(X)	X
4.4	Hodnocení stavu přechodové oblasti před ukončením záruky na dílo	X	X	X
4.5	Hodnocení stavu přechodové oblasti po 10ti letech od uvedení do provozu		(X)	X
4.6	Měření vlivu bludných proudů během provozu (pouze konstrukce zařazené ve stupni ochranných opatření č.4 a č.5 podle [42])	X	X	X
Poznámky: (X) - pouze v odůvodněných případech				

### 7.1.3 Projekt sledování a údržby

Pro každý integrovaný a semi-integrovaný most musí být v závislosti na výkonové třídě komunikace, typu integrované konstrukce a jejích rozměrech zpracován projekt sledování a údržby mostu během výstavby a provozu, viz 7.1.1 a 7.1.2.

Oproti běžným požadavkům na sledování neintegrovaných konstrukcí se pro integrované mosty navíc požaduje (pro obvyklý rozsah viz 7.4):

- sledování deformací nosné konstrukce vznikajících působením zemních tlaků a reologických změn betonu;
- sledování deformací v přechodových oblastech;
- sledování velikosti působících zemních tlaků a napjatosti v zemině (významné a atypické mosty).

Doba sledování mostu a měření příslušných veličin po uvedení mostu do provozu se odvíjí od třídy provádění konstrukce (viz 7.1.1 a 7.1.2). Pro významné mosty a mosty ve složitých geotechnických podmínkách se současně požaduje geotechnický monitoring přechodových oblastí. Realizované sledování a jeho výsledky slouží jako podklad pro dlouhodobé hodnocení mostu během provozu a při mimořádných událostech.

Při návrhu sledování mostu je nutno v rámci příslušného stupně projektové dokumentace (koncepční požadavky na sledování a objektová skladba se definují v DSP, podrobné požadavky na sledování, sledované charakteristiky, varovné stavy a kritické scénáře se definují v PDPS) stanovit předpokládaný způsob měření a zajistit odpovídající zdroje pro jeho realizaci, tj. provést:

- definice koncepčních požadavků na sledování - DSP;
- zajištění možností napojení na příslušnou technickou infrastrukturu (napájení, datové cesty, a další obecné požadavky na inženýrské sítě) - DSP;
- stanovení podrobných požadavků na sledování (sledované veličiny, návrh způsobu sledování, doba sledování, četnost měření, způsob vyhodnocování, apod.) - PDPS;
- předběžný návrh způsobu a instrumentace měření - PDPS;
- obecná definice varovných stavů a kritických scénářů, vč. souvisejících opatření - PDPS.

Součástí projektu sledování je i definice varovných stavů pro mimořádné nebo atypické konstrukce, vč. hraničních hodnot sledovaných veličin a opatření, která mají být provedena v případě dosažení těchto hodnot. V plánu údržby se uvedou specifické požadavky na údržbu příslušného integrovaného mostu, vč. opatření při výskytu nadměrných deformací a dalších možných poruch.

Plán sledování a údržby se aktualizuje v průběhu výstavby, a to v návaznosti na skutečně zastižené podmínky v místě stavby, skutečně realizovaná řešení a další okolnosti.

## 7.2 Kontrolní zkoušky během výstavby

### 7.2.1 Všeobecně

Pro integrované a semi-integrované mosty nejsou, kromě zkoušení přechodových oblastí (viz 7.2.2), definovány žádné specifické požadavky na kontrolní zkoušky. Kontrolní zkoušky integrovaných mostů se provádějí podle platných technických norem a resortních předpisů platných pro mostní konstrukce.

## **7.2.2 Zkoušky zásypů v přechodových oblastech**

Pro provádění a zkoušení přechodových oblastí integrovaných mostů platí ustanovení příslušných technických norem a souvisejících resortních předpisů (zejména ČSN 73 6244 a TKP 4) doplněná ustanoveními této kapitoly.

Pro přechodové oblasti integrovaných a semi-integrovaných mostů se požaduje kontrolní ověření požadované míry zhutnění přechodové oblasti minimálně v každé druhé vrstvě hutněného materiálu. Místa zkoušek musí být od sebe vždy půdorysně vzdálena alespoň 2 m, budou stanovena TDI a zaznamenána ve stavebním deníku, DSPS či jiném archivovaném dokumentu dle pokynu TDI.

Pro mosty zařazené ve třídách provádění konstrukce TPr2 až TPr4 se po dokončení přechodových oblastí požaduje provedení dynamické penetrace v přechodové oblasti. Součástí vyhodnocení zkoušky musí být stanovení parametrů provedené přechodové oblasti, hodnocení shody zjištěných vlastností s požadavky projektu a kontrolními zkouškami prováděnými v průběhu výstavby přechodové oblasti (viz výše) a hodnocení homogenity přechodové oblasti. Dynamická penetrace se provádí vždy 1-krát v každém jízdním pruhu pro ověření homogenity jejího zhutnění. Zkoušky se provádí před provedením přechodové desky. Přesné místo provedení zkoušek bude určeno TDI a zaznamenáno ve stavebním deníku, DSPS či jiném dokumentu dle určení TDI. Zkoušku se doporučuje provádět ve vzdálenosti 0,5 až 2,0 m od rubu opěry, ne však ve vzdálenosti menší než 0,3 m od rozhraní ochranného zásypu a zásypu za opěrou (měřeno v ose mostu), případně jiného svislého rozhraní v rámci přechodové oblasti. Od této zkoušky je možné na základě souhlasu investora a TDI upustit v případě použití vyztužených zemin pro omezení zemních tlaků či v jiných oprávněných případech (např. při provádění průkazných zkoušek průběžně během výstavby přechodové oblasti).

Pro mosty zařazené v třídě provádění TPr4 může být projektem předepsáno provedení presiometrické zkoušky ve vývrtu pro ověření napjatosti v přechodové oblasti mostu. Zkouška bude provedena v místě dle určení projektanta a TDI, po konzultaci s nezávislým autorizovaným inženýrem pro geotechniku.

## **7.3 Zatěžovací zkouška**

Pro návrh a provádění zatěžovacích zkoušek integrovaných a semi-integrovaných mostů se nezavádějí žádné specifické požadavky. Zatěžovací zkoušky se připravují, provádějí a vyhodnocují podle platných předpisů, zejména ČSN 73 6209.

Pokud je to možné, doporučuje se při zatěžovací zkoušce sledovat chování a tuhost přechodové oblasti mostu při zatížení a výsledky měření porovnat s předpoklady projektu.

## **7.4 Sledování konstrukce během výstavby a za provozu**

### **7.4.1 Všeobecně**

Sledování konstrukcí během výstavby a provozu se provádí podle požadavků projektu sledování (viz 7.1.3). Plán sledování a údržby zpracovaný v rámci zadávací dokumentace stavby se při zpracování RDS a v průběhu výstavby aktualizuje, a to v návaznosti na skutečně zastížené podmínky v místě stavby, skutečně realizovaná řešení a další okolnosti, které se vyskytnou během stavby.

V následujících odstavcích jsou uvedeny obvyklé způsoby a rozsah sledování konstrukce během výstavby a provozu. Uvedená doporučení je nutno přizpůsobit skutečným podmínkám v místě stavby, použitým materiálům a skutečnému provedení.

Délka trvání, četnost a intervaly měření (sledování) se stanoví v projektové dokumentaci (viz 7.1.3) na základě místních podmínek, postupu výstavby a typu konstrukce. Obvykle se doporučuje průběžné měření po dobu výstavby a záruční doby díla tak, aby byly jednak prokázány předpoklady návrhu konstrukce a jednak ustálení měřených veličin v čase (případně ustálení časového průběhu hodnot ve zvolené periodě, u mostů PK zpravidla jednoho roku). Četnost měření se zvolí podle sledovaných veličin a odhadu jejich vývoje po dobu sledování.

Minimálně se měření (sledování konstrukce) provádějí v těchto fázích výstavby:

- výstavba konstrukce (základní tvar a nulový stav);
- zasypání konstrukce nebo její sledované části (počáteční tvar a napjatost v zemním tělese);
- dokončení mostu (uvedení do provozu);
- konec záruční doby.

V projektu sledování se stanoví očekávané hodnoty sledovaných veličin, jejich předpokládaný vývoj v čase a podmínky ustálení sledovaných veličin.

Součástí sledování je i vyhodnocení vývoje sledovaných veličin v čase a zprávy (průběžné a závěrečná) ze sledování/měření příslušných veličin.

#### 7.4.2 Geotechnický monitoring

Z hlediska geotechnického monitoringu přechodových oblastí se u integrovaných a semi-integrovaných mostů zpravidla sledují působící zemní tlaky (působí kolmo na rub opěry) a svislá napjatost v přechodové oblasti. Sledování zemních tlaků/napjatosti v přechodové oblasti a jejich vývoje v čase se zpravidla provádí tlakovými snímači napojenými na tlakové podušky umístěné v místech měřených tlaků. Pro správné měření je nutno provést a zaznamenat nulové čtení, případně provést korekci vzhledem k atmosférickému tlaku. Četnost a délka měření (odečtu) je odvislá od třídy provádění konstrukce a podmínek v místě stavby. Obvykle se doporučuje průběžné měření po dobu výstavby a záruční doby díla (viz 7.4.1)

**Sledování zemních tlaků** se doporučuje provádět alespoň dvěma snímači rozmístěnými rovnoměrně po výšce opěry tak, aby bylo možno ověřit průběh vodorovných napětí v přechodové oblasti a skutečné chování konstrukce při provozu. U ohybově tuhých opěr obvykle postačí dvojice snímačů, v případě opěr poddajných je nutno počet snímačů po výšce opěry přizpůsobit předpokládanému chování konstrukce a předpokládanému průběhu vodorovných napětí během provozu. V půdorysu se doporučuje umístění snímačů přibližně v ose jízdního pruhu/pruhů.

Pro **sledování svislé napjatosti v přechodové oblasti** se doporučuje osazení alespoň dvojice snímačů nad sebou, přičemž půdorysně se doporučuje situovat měřící sestavu do osy jízdního pruhu. Snímače ve dvou po sobě následujících úrovních nemají být umístěny přímo nad sebou, doporučuje se půdorysný odstup každých dvou nad sebou umístěných snímačů alespoň 0,5 m.

#### 7.4.3 Geodetický monitoring

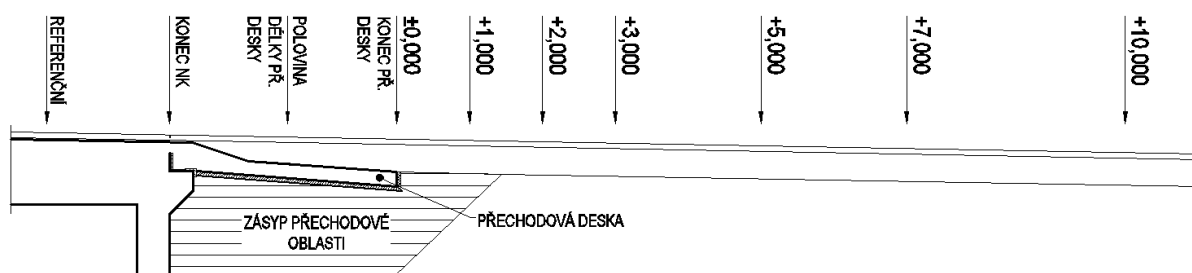
Geodetický monitoring zahrnuje obvykle sledování deformací spodní stavby (poklesů a natočení podpěr), sledování deformací nosné konstrukce a sledování poklesů v přechodových oblastech. Při sledování deformací konstrukce je nutno stanovit počáteční stav konstrukce ("nulové měření") a při jednotlivých měřeních zaznamenávat rovněž teplotu vzduchu a nosné konstrukce, a to z důvodu

správného vyhodnocení a porovnání s předchozími měřeními, resp. vyloučení vlivu teploty. Při sledování mostů se přiměřeně vychází z [41].

**Sledování deformací spodní stavby** se provádí obvyklým způsobem tak, aby bylo možno z měření vyhodnotit poklesy a natočení jednotlivých podpěr nebo jejich částí (pokud je podpěra tvořena více částmi oddělenými např. dilatačními spárami). V případě ohybově měkkých vysokých stěnových opěr se navíc doporučuje sledování vodorovných deformací opěr v jejich ploše (obvykle v polovině výšky).

**Sledování deformací nosné konstrukce** se provádí obvyklým způsobem v závislosti na typu konstrukce a její velikosti (obvykle rozpětí). Při sledování nosné konstrukce se zvláštní pozornost věnuje vodorovným posunům mostu a jeho konců.

**Sledování poklesů v přechodových oblastech** se provádí obvyklým způsobem v rozsahu závislém na velikosti přechodové oblasti, případně výšky násypu tak, aby byl tvar poklesové kotliny zachycen jak v podélném, tak i v příčném řezu komunikací. Sledování poklesů na povrchu vozovky se provádí zpravidla v ose komunikace, v osách jízdních pruhů a podél obrubníku, obvyklé schéma pořadí (jedné řady bodů) pro sledování poklesů v přechodové oblasti uvádí Obrázek 44. Sledování poklesů v přechodové oblasti musí navazovat na sledování nosné konstrukce, resp. průběh nivelety na mostě, návaznost se zajistí přes stabilizovanou mikrosíť z doby výstavby nebo přes vhodný referenční bod (viz např. Obrázek 44). V případě potřeby se délka měření a vzdálenosti měřených bodů upraví.



Obrázek 44 – Schéma pořadí pro sledování poklesů v přechodové oblasti

#### 7.4.4 Požadavky na prohlídky mostu

Po uvedení mostu do provozu se v rámci prohlídek mostu (viz ČSN 73 6221) proti běžným (neintegrováním) mostům doporučuje předepsat podrobné sledování stavu spár ve vozovce i nosné konstrukci (včetně případného stanovení/sledování šířky spár v předem stanovených místech), podrobné sledování a záznam trhlin ve vozovce v přechodových oblastech (včetně sledování šířky trhlin) a sledování stavu zemního tělesa.

Požadavky na jednotlivé druhy prohlídek se uvedou do projektu sledování a údržby a do závěrů první hlavní prohlídky. V případě potřeby se intervaly mezi prohlídkami (zejména hlavními) přiměřeně zkrátí tak, aby bylo možno stav mostu pravidelně sledovat a vyhodnocovat.

#### 7.4.5 Hodnocení stavu přechodových oblastí

Hodnocení stavu přechodových oblastí se provádí na základě vizuálních prohlídek přechodových oblastí a vozovky na nich, sledování stavu zemního tělesa a na základě výsledků měření a sledování vybraných veličin (viz 7.4.2 a 7.4.3). Vizuální prohlídky se doporučuje provádět jako mimořádné prohlídky příslušných částí mostu podle ČSN 73 6221, četnost prohlídek a celkovou délku trvání

sledování stanoví projekt sledování, resp. osoba provádějící prohlídku na základě jejího vyhodnocení. V rámci prohlídky se provede pasport zjištěných poruch a vypracuje se průběžná zpráva hodnotící zastižený stav a jeho vývoj oproti předchozí prohlídce (viz také ČSN 73 6221).

Stav přechodových oblastí a jeho vývoj se hodnotí na základě informací získaných prohlídkou. V rámci vyhodnocení prohlídky se stanoví příčiny vzniku zjištěných poruch, přičemž se zohlední jejich vývoj v čase a vliv případně provedených oprav po dobu, za niž se hodnocení provádí. Zpráva z hodnocení má obsahovat vývoj stavu přechodové oblasti po dobu sledování, práce údržby provedené na přechodové oblasti, odhad dalšího vývoje stavu přechodové oblasti. Na základě výsledků prohlídky se provede návrh opatření na odstranění poruch, nebo upřesnění požadavků na údržbu.

## **7.5 Údržba konstrukce za provozu**

Požadavky na údržbu integrovaných a semi-integrovaných mostů vycházejí z požadavků na údržbu běžných (neintegrovaných) mostů. Oproti běžným (neintegrovaným) konstrukcím se požaduje:

- podrobná kontrola a pravidelná údržba dilatačních spár konstrukce (spáry mezi jednotlivými dilatujícími částmi konstrukce - např. nosná konstrukce vs. křídlo);
- podrobná kontrola a pravidelná údržba vozovky na mostě a předpolích mostu, zejména v přechodové oblasti, včetně pravidelné údržby všech spár ve vozovce (napojení přechodové desky, spáry podél křídel, atd.);
- pravidelná údržba dlažeb za křídly, zejména na koncích dilatujících křídel (křídel pevně spojených s nosnou konstrukcí).



## 8 Životní prostředí

Nejsou definovány žádné specifické požadavky na ochranu životního prostředí při výstavbě integrovaných mostů.

## 9 BOZP

Při výstavbě integrovaných konstrukcí se postupuje podle platných předpisů v oblasti BOZP.

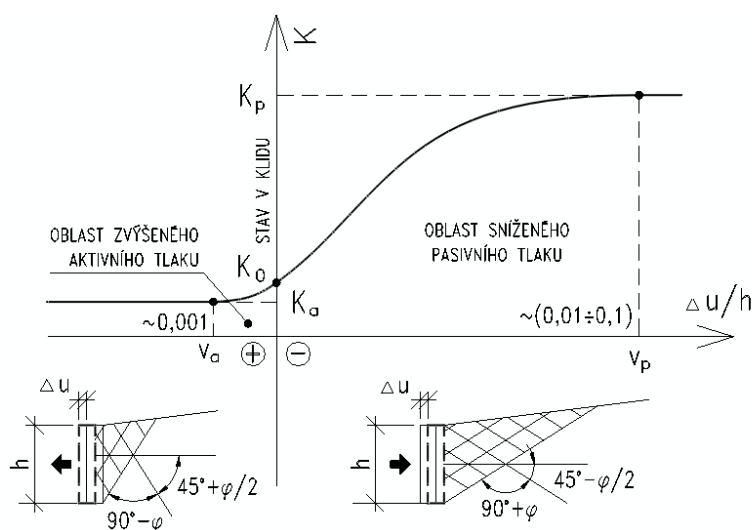
# Příloha 1 Příklady postupů pro zohlednění spolupůsobení zemního prostředí při analýze integrovaných mostů (informativní)

## P1.1 Teoretické předpoklady

### P1.1.1 Všeobecně

Zatížením zeminou jsou pro účely těchto TP myšleny účinky (zatížení) vyvolané působením zemního prostředí na zasypanou konstrukci (opěru mostu, nosnou konstrukci). Obecně známá definice zemních tlaků vychází z vyšetřování mezní rovnováhy zemního tělesa a je popsána v řadě odborných publikací (např. [15]).

Základním stavem zemního tělesa je klidový stav, který popisuje napjatost neporušené zeminy v ideálním stavu (viz P1.1.2). Krajními (mezními) stavy zemního tělesa nastávajícími těsně před jeho porušením jsou potom stavy při plné mobilizaci smykové pevnosti zeminy. Z vyšetřování mezní rovnováhy zemního tělesa vyplývá, že při vyčerpání smykové pevnosti na smykové ploše v zemním tělese dochází k porušení zeminy dvojím způsobem. Při uvolnění (expanzi, tj. oddálení konstrukce od zeminy) má menší z hlavních napětí hodnotu aktivního zemního tlaku (viz P1.1.3) a při stlačení (kompresi, tj. zatlačení konstrukce do zeminy) má větší z hlavních napětí hodnotu pasivního zemního tlaku (viz P1.1.4).



**Obrázek 45 - Závislost velikosti zemních tlaků na deformaci a Rankineho stavy mezní rovnováhy pro aktivní (vlevo) a pasivní (vpravo) chování zeminy zásypu**

Obě tato hlavní napětí vytvářejí spolu se svisle působícím hlavním napětím kombinace, které vedou k porušení zemního tělesa soustavou smykových ploch (viz Obrázek 45), které svírají s rovinou kolmou k většímu z hlavních napětí oboustranně symetricky úhly ( $45^\circ + \varphi/2$ ). V případě nesoudržných zemin, nebo zemin se zanedbatelnou soudržností, přitom vznikají v aktivním stavu smykové plochy přibližně rovinné a ve stavu pasivním potom smykové plochy zakřivené.

### P1.1.2 Zemní tlak v klidu

Zemní tlak v klidu je základním případem působení zeminy na opěrnou konstrukci. V klidovém stavu nenastává žádný pohyb konstrukce vůči zemině a stav napjatosti je obdobný jako v homogenním zeminím prostředí.

Zemní tlak v klidu se pro normálně konsolidované zeminy zpravidla vyjadřuje v závislosti na svislém napětí v zemině  $\sigma_z$  pomocí vztahu:

$$\sigma_r = \sigma_z \cdot K_0 = \gamma \cdot z \cdot K_0$$

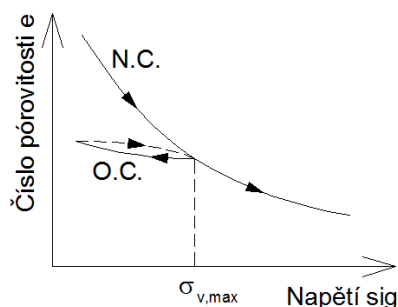
Zcela obecně lze součinitel zemního tlaku v klidu vyjádřit na základě klasické teorie pružnosti pomocí Poissonova součinitele  $\nu$ :

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$$

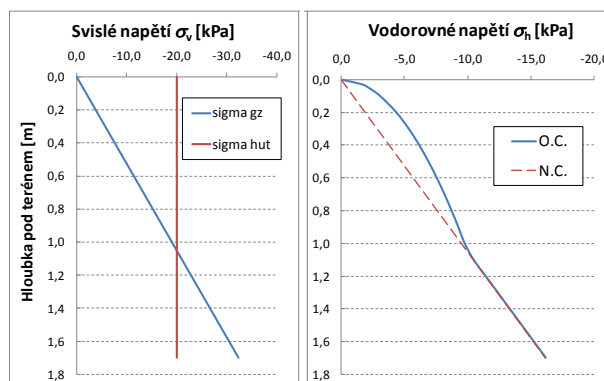
Nevýhody tohoto přístupu jsou zřejmé. V první řadě hodnoty Poissonova součinitele  $\nu$  se významně mění v závislosti na stavu zeminy (stupeň saturace, stupeň zhutnění, apod.) a kvantifikace součinitele je proto velmi obtížná. Pro zeminy se navíc stanovují odlišné materiálové charakteristiky než pro klasické lineárně-pružné materiály (úhel vnitřního tření  $\varphi$  a soudržnost  $c$ ), proto je pro stanovení součinitele zemního tlaku v klidu  $K_0$  vhodné vyjít z nich.

Nejobvyklejším vztahem pro stanovení součinitele zemního tlaku  $K_0$  pro normálně konsolidované nesoudržné zeminy je vztah J. Jákyho (1944):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$



Obrázek 46 - Změna chování zeminy vlivem překonsolidace



Obrázek 47 - Příklad vlivu hutnění zásypu ( $\sigma_{hut} = 20$  kPa) na průběh zemního tlaku v klidu  $\sigma_h$  (O.C. s vlivem a N.C. bez vlivu hutnění)

Pro zeminy překonsolidované, kde vodorovné tlaky neodpovídají svislému napětí v příslušné hloubce, je výše uvedený vztah nevhodný. V případě integrovaných mostů se tento jev vyskytuje v přechodových oblastech, kde je způsoben intenzivním hutněním materiálu omezeného neposuvnou stěnou opěry. Vlivem hutnění přitom dochází k významné změně chování zeminy (viz Obrázek 46), kterou je nutno při analýze chování zásypu zohlednit. Pro překonsolidované nesoudržné zeminy uvádí možnou úpravu uvedeného Jákyho vztahu např. ČSN EN 1997:

$$K_{0,OC} = (1 - \sin \varphi) \cdot OCR^{\sin \varphi} \leq K_p,$$

kde OCR je součinitel překonsolidace definovaný jako poměr maximálního svislého napětí v příslušné hloubce  $\sigma_{z,max}(z)$  dosaženého v historii zeminy (obvykle svislé napětí od hutnění) a hodnoty současného svislého napětí v zemině  $\sigma_{z,real}(z) = \gamma \cdot z$ , tedy:

$$OCR = \frac{\sigma_{z,max}}{\sigma_{z,real}}$$

$K_p$  je součinitel pasivního zemního tlaku (viz dále).

Vliv hutnění na velikost působícího zemního tlaku v klidu a možnosti jeho teoretického řešení popsal již L. Pruška (viz [16]). Vodorovné účinky hutnění běžnými mechanismy byly i předmětem výzkumu uvedeného v [39]. Vliv hutnění se přitom projevuje zejména v horní části násypu (viz Obrázek 47).

Základním parametrem pro stanovení vlivu hutnění na velikost zemního tlaku v klidu je přitom hutnicí tlak působící na horní hraně hutněného materiálu. Náhradní hodnoty hutnicích tlaků za předpokladu řádného hutnění rovnoměrně prováděných vrstev stejné tloušťky jsou pro konstrukce bez pružné vrstvy (podle 5.5.1) uvedeny v následující tabulce (viz Tabulka 16). Obecně lze pro provádění doporučit tloušťku hutněné vrstvy  $0,1 \div 0,30$  m volně loženého materiálu. Volba vhodného hutnicího prostředku je odvislá od výsledného namáhání konstrukce při provádění zásypu a po jeho dokončení.

**Tabulka 16 - Orientační hodnoty hutnicích tlaků pro vybrané hutnicí mechanismy v kPa (podle [16] a [39])**

Tloušťka hutněné vrstvy (m)	Vibrační pěch (65 kg)			Vibrační deska (120 kg)			Vibrační válec (1500 kg)		
Max. tloušťka hutněné vrstvy	200 mm			200 mm			300 mm		
Materiál	A	B	C	A	B	C	A	B	C
$\leq 0,1$	60	200	300	80	240	350	200	600	900
0,2	30	110	170	40	130	200	110	350	500
0,3	-	-	-	-	-	-	40	100	200

Poznámky:

Popis materiálů: A – dobře zrněný písek (frakce 0.5 až 2.0)

B – štěrkodrt 0-32 mm ŠDA podle ČSN EN 13285

C – štěrkodrt 0-32 mm ŠDA podle ČSN EN 13285 vyztužená geomříží 30/30 mm s minimální únosností 40 kN/m v obou směrech

### P1.1.3 Aktivní zemní tlak

Aktivní zemní tlak nastává, když se konstrukce deformuje směrem od zeminy, resp. zásypu (viz Obrázek 45). Plný aktivní stav tak představuje minimální úroveň zatížení zemním tlakem, která může během životnosti konstrukce z dlouhodobého hlediska nastat.

Velikost aktivního zemního tlaku ( $\sigma_a$ ) se obvykle odvozuje z hodnot svislého napětí (tlaku) v zemině  $\sigma_z$  pomocí součinitele aktivního zemního tlaku  $K_a$ . Pro obvyklé případy (zpravidla integrované mosty v třídách provádění TPr1 až TPr3 a semi-integrované mosty v třídách provádění TPr1 až TPr3) lze velikost aktivního zemního tlaku stanovit ze vztahu (viz např. [31]):

$$\sigma_a = \gamma \cdot z \cdot K_a - 2c_{ef} \cdot K_a.$$

V případě přechodových oblastí nejen integrovaných mostů lze zpravidla předpokládat, že druhý člen vztahu bude nulový, protože pro zásypy se používají výhradně nesoudržné materiály.

Pro stanovení součinitele aktivního zemního tlaku  $K_a$  lze použít řadu přístupů, viz např. [30] a [31]. Při výběru vhodné metody stanovení součinitele aktivního zemního tlaku je nutno zohlednit podmínky působení konstrukce a použité materiály.

#### P1.1.4 Pasivní zemní tlak

Pasivní zemní tlak vzniká, když se konstrukce deformuje směrem do zeminy, resp. zásypu (viz Obrázek 45). Plný pasivní stav tak představuje maximální úroveň zatížení zemním tlakem, která může během životnosti konstrukce z dlouhodobého hlediska nastat.

Velikost pasivního zemního tlaku ( $\sigma_p$ ) se obvykle odvozuje z hodnot svislého napětí (tlaku) v zemině  $\sigma_z$  za pomoci součinitele pasivního zemního tlaku  $K_p$ . Pro obvyklé případy (zpravidla integrované mosty v třídách provádění TPr1 až TPr3 a semi-integrované mosty v třídách provádění TPr1 až TPr3) lze velikost pasivního zemního tlaku stanovit ze vztahu (viz např. [31]):

$$\sigma_p = \gamma \cdot z \cdot K_p + 2c \cdot \sqrt{K_p}$$

V případě přechodových oblastí nejen integrovaných mostů lze zpravidla předpokládat, že druhý člen vztahu bude nulový, protože pro zásypy se používají výhradně nesoudržné materiály.

Pro stanovení součinitele pasivního zemního tlaku  $K_p$  lze použít řadu přístupů, viz např. [30] a [31]. Při výběru vhodné metody stanovení součinitele pasivního zemního tlaku je nutno zohlednit podmínky působení konstrukce a použité materiály.

#### P1.1.5 Obvyklé geotechnické parametry zásypových materiálů

Obvyklé hodnoty a orientační rozsah geotechnických parametrů základních zásypových materiálů (viz Tabulka 16) uvádí Tabulka 17. Tyto parametry je obvykle možné použít pro návrh a posouzení integrované nebo semi-integrované konstrukce. Při realizaci konstrukce je nutno parametry zásypových materiálů ověřit na místě podle skutečně dodaného materiálu a v případě nesouladu s návrhovými předpoklady znovu ověřit návrh konstrukce.

**Tabulka 17 - Obvyklé hodnoty a orientační rozsah základních geotechnických parametrů vybraných zásypových materiálů**

Zásypový materiál (typ) <sup>1)</sup>	Úhel vnitřního tření (°) <sup>2)</sup>	Soudržnost (kPa)	Objemová tíha (kN/m <sup>3</sup> ) <sup>2)</sup>
<b>A</b>	(27) - <b>30</b> - (33)	<b>0</b>	<b>19</b> - (20)
<b>B</b>	(30) - <b>38</b> - (45)	<b>0</b>	(19) - <b>21</b> - (23)
<b>C</b>	(30) - <b>38</b> - (45)	(10) - <b>20</b> - (30) <sup>3), 4)</sup>	(19) - <b>21</b> - (23)

Poznámky:

<sup>1)</sup> Popis materiálů viz Tabulka 16.

<sup>2)</sup> Obecně závisí na použitém základním materiálu.

<sup>3)</sup> Uvedená hodnota soudržnosti se použije **pouze pro stanovení plného aktivního tlaku** zásypového materiálu (viz např. P1.1.3). Pro stanovení ostatních zemních tlaků (viz např. P1.1.2 a P1.1.4) se použije hodnota soudržnosti  $c = 0$  kPa.

<sup>4)</sup> Obecně závisí na vlastnostech použitých výztužných geomřížích, na jejich uspořádání a vlastnostech zásypového materiálu.

## P1.2 Modely pro analýzu interakce násypu a konstrukce

### P1.2.1 Všeobecně

Modely uvedené v této části přílohy 1 jsou koncipovány jako příklady přístupů používaných v různých státech světa. Vybrány byly přednostně modely používané ve státech s obdobnými klimatickými podmínkami a úrovní stavitelství jako v ČR.

Volba modelu pro analýzu interakce násypu a konstrukce mostu musí vycházet z aktuální úrovně znalostí konstrukce a zemního prostředí, z rozsahu úlohy (pro malé mosty a/nebo kontaktní plochy lze volit modely zjednodušené) a z vlivu interakce konstrukce se zeminou na namáhání konstrukce.

### P1.2.2 Modely založené na náhradním zatížení

#### P1.2.2.1 Obecný přístup založený na mechanice zemin – Metoda závislých tlaků

Obecný přístup pro stanovení náhradního zatížení vychází z odhadu skutečných velikostí zemního tlaku působícího na konstrukci v závislosti na zatlačení (deformaci) konstrukce vzhledem k zásypu. Při znalosti závislosti je obecně „snadné“ sestavení výpočetního modelu s okrajovými podmínkami vystihujícími předpokládané chování zásypu konstrukce – pro tuto metodu se obecně vžil označení „Metoda závislých tlaků“ a je implementována v řadě speciálních geotechnických softwarů.

Obecná závislost (viz Obrázek 45) je pro výpočtové účely v různých normových předpisech (např. ČSN 73 0037, ČSN EN 1997) zjednodušena a numericky popsána parametry odvislými od charakteristik použitého zásypového materiálu. Tvar křivky je přitom ovlivněn také mírou překonsolidace (součinitelem OCR – viz P1.1.2), jejíž zavedení je uvedeno výše. Obecně dochází vlivem překonsolidace k posunu křivky závislosti součinitele zemního tlaku na deformaci ve směru osy poměrných deformací.

Podrobný postup aproximace závislosti zemních tlaků na deformacích konstrukce je možno nalézt např. v [31] a v [38].

#### P1.2.2.2 Minnesota DOT

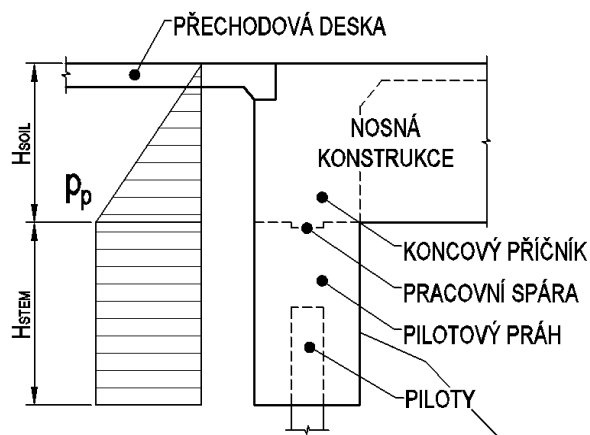
Ministerstvo dopravy (DOT) ve státě Minnesota vydalo doporučení pro výpočet zatížení od zemního tlaku na opěry integrovaných mostů postavených na teorii pasivních zemních tlaků (viz [17]). Uvedený postup platí pouze pro integrované mosty s nízkými opěrami, integrované mosty s plnou výškou opěr řeší tento předpis pouze jako tradiční, neintegrované.

Integrovaný most se navrhuje na účinky vodorovných tlaků od zeminy, které působí na opěru v důsledku přetvoření mostu od teploty. Pro tento účel se stanoví velikost pasivního zemního tlaku působícího na rub opěry od povrchu k základové spáry ze vztahu:

$$p_p = K_p \cdot \gamma_{\text{soil}} \cdot h_{\text{soil}} ,$$

kde je  $K_p$  součinitel pasivního tlaku podle Rankina:  $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2})$

Úhel vnitřního tření zeminy  $\varphi$  se obvykle předpokládá  $30^\circ$  (viz také P1.1.4).



**Obrázek 48 - Rozdělení zemního tlaku na opěru integrovaného mostu podle Minnesota DOT (viz [17])**

Na pilotový práh (*pile cap*) působí už konstantní vodorovný tlak (viz Obrázek 48). Jako rozhodující hodnota pasivního zemního tlaku se uvažuje hodnota působící v místě horní hrany pilotového prahu.

Pro získání návrhových hodnot zatížení se charakteristické hodnoty vodorovných tlaků upraví (vynásobí) součinitelem bezpečnosti  $\gamma_{EH} = 1,50$ .

### **P1.2.2.3 BA42/96 Part 12 – The design of integral bridges BA 42/96**

V roce 2003 vydala britská *Highways Agency* dodatek k manuálu (směrnici) pro návrh silnic a mostů pro navrhování integrovaných mostů (viz [19]). Velká část této publikace je věnována interakci těchto mostů se zemínou. Ke stanovení hodnot zatížení na opěru integrovaného mostu se používá modifikovaných pasivních zemních tlaků.

Pro všechny mosty platí, že kvůli dohutňování zeminy v zásypu vlivem cyklických zatížení (zejména dopravy a zatížení teplotou), se při návrhu konstrukce vychází z charakteristik zemin zásypu stanovených při ideální vlhkosti a zhutnění na 95%. Pro zajištění dostatečné bezpečnosti návrhu se současně efektivní koeficient vnitřního tření zeminy  $\varphi_{ef}$  zmenšuje mobilizačním součinitelem  $M$ . Na rozdíl od klasických opěrných zdí, kde pasivní zemní tlak od vynucených deformací působí na konstrukci příznivě (je proto součinitelem zatížení redukován), je pro bezpečný návrh integrovaného mostu důležité znát maximální hodnotu tohoto zatížení. Mobilizační faktor tak logicky nabývá hodnot menších nebo rovných jedné. Analogicky k BS 8002:1994, kde je mobilizační faktor uváděn hodnotou  $M = 1.2$ , se pro zajištění bezpečnosti návrhu opěr integrovaných mostů uvažuje mobilizační faktor  $M = 1.0/1.2$ . Mobilizační faktor  $M$  se přitom aplikuje na tangens charakteristické hodnoty efektivního úhlu vnitřního tření  $\varphi_{ef}$ .

Vztah pro výpočet působícího zemního tlaku vychází ze vztahu (porovnej s P1.1.4):

$$\sigma_p(z) = K \cdot (\gamma \cdot z + q) + 2c\sqrt{K},$$

kde je  $K$  modifikovaný součinitel zemního tlaku (viz dále),  
 $\gamma$  objemová tíha zeminy,  
 $z$  hloubka pod terénem,  
 $q$  rovnoměrné přetížení působící na povrchu zásypu,  
 $c$  soudržnost zeminy.



Publikace [19] definuje pro výpočet modifikovaných součinitelů zemních tlaků tři skupiny mostů podle založení.

První skupinu tvoří **integrované a semi-integrované mosty s nízkými opěrami**, tedy zpravidla integrované mosty založené na násypu, s maximální výškou opěry 3 m a mosty s převislou mostovkou (viz Obrázek 49). Zemní tlak působí v tomto případě pouze na relativně malou část opěry nebo nosné konstrukce (viz také P1.2.2.2) a nenabývá příliš významných hodnot. Modifikovaný koeficient zemního tlaku  $K^*$  se stanoví ze vztahu:

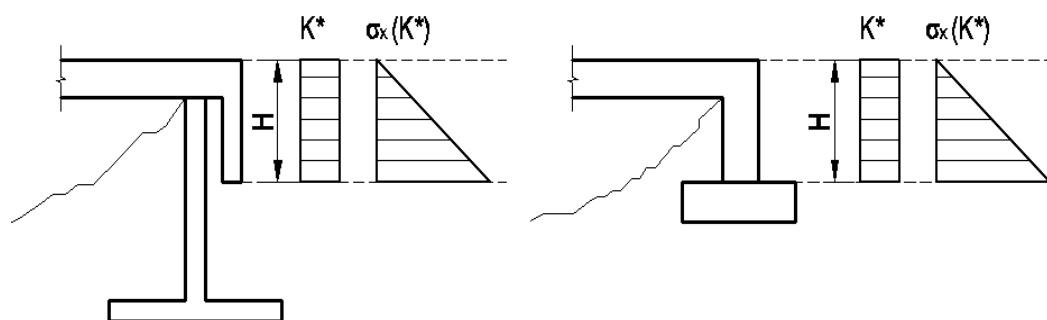
$$K^* = K_0 + \left(\frac{d}{0,025H}\right)^{0,4} \cdot K_p$$

kde je  $K_0$  součinitel zemního tlaku v klidu podle P1.1.2,

$d$  posun horního líce opěry (posun konce mostu) vyvolaný zatížením teplotou,

$H$  výška opěry nebo převislé části nosné konstrukce, na kterou působí zemní tlak,

$K_p$  součinitel pasivního zemního tlaku podle P1.1.4, když se třecí úhel mezi zeminou zásypu a povrchem opěry nebo integrované konstrukce uvažuje hodnotou  $\delta = \varphi/2$ .



**Obrázek 49 - Modifikovaný koeficient zemního tlaku a působící vodorovný tlak na mosty s nízkými opěrami (viz [19])**

Druhou skupinu tvoří **integrované mosty s plnou výškou opěry**. U těchto mostů je zatížení vodorovnými zemními tlaky podstatně významnější než u skupiny první a model zatížení je proto složitější. Modifikovaný součinitel zemního tlaku  $K^*$  se pro plně integrované mosty stanoví ze vztahu:

$$K^* = K_0 + \left(\frac{d}{0,05H}\right)^{0,4} \cdot K_p$$

Pro semi-integrované mosty potom podle vztahu:

$$K^* = K_0 + \left(\frac{d}{0,03H}\right)^{0,6} \cdot K_p$$

kde je  $K_0$  součinitel zemního tlaku v klidu podle P1.1.2,

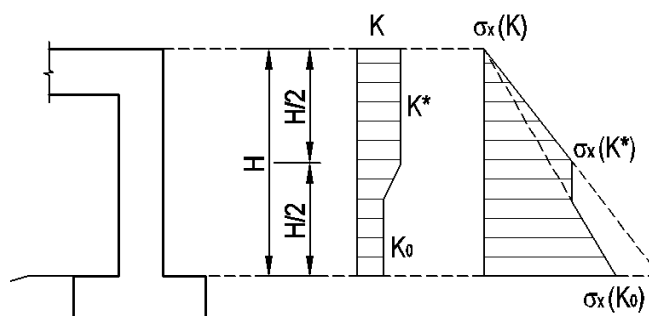
$d$  posun horního líce opěry (posun konce mostu) vyvolaný zatížením teplotou,

$H$  výška opěry nebo převislé části nosné konstrukce, na kterou působí zemní tlak,

$K_p$  součinitel pasivního zemního tlaku podle P1.1.4, když se třecí úhel mezi zeminou zásypu a povrchem opěry nebo integrované konstrukce uvažuje hodnotou  $\delta = \varphi/2$ .

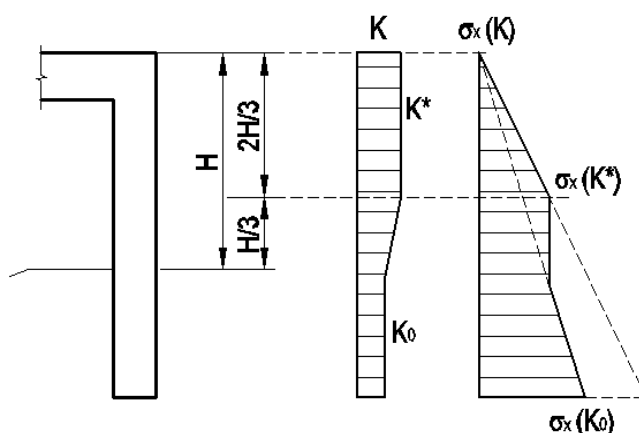
Průběh náhradního zemního tlaku na konstrukci ukazuje Obrázek 50. Modifikovaným pasivním vodorovným zemním tlakem  $\sigma_x(K^*)$  se zatíží pouze horní polovina opěry. Potom zůstane vodorovný

zemní tlak  $\sigma_x(K^*)$  konstantní až do takové hloubky, kde zemní tlak v klidu dosáhne stejné hodnoty. Zbývající část opěry se potom zatíží vodorovným zemním tlakem v klidu.



Obrázek 50 - Koeficient zemního tlaku a působící vodorovný zemní tlak na most s plnou výškou opěry podle [19]

Třetí skupinu mostů tvoří **integrované mosty, u kterých se velká část opěry nachází pod zemí**. Pro stanovení součinitele modifikovaného pasivního tlaku  $K^*$  platí vztah pro integrované mosty s plnou výškou opěry (viz výše). Rozdíl je ve způsobu aplikace zemního tlaku, kdy modifikovaný pasivní tlak  $\sigma_x(K^*)$  působí do hloubky dvou třetin výšky opěry nad terénem (viz Obrázek 51). Potom zůstane vodorovný zemní tlak  $\sigma_x(K^*)$  konstantní až do takové hloubky, kde zemní tlak v klidu dosáhne stejné hodnoty. Zbývající část opěry se potom zatíží vodorovným zemním tlakem v klidu.



Obrázek 51 - Koeficient zemního tlaku a působící vodorovný zemní tlak na most s částí opěry pod zemí podle [19]

#### P1.2.2.4 Mobilizovaný zemní tlak podle Vogta

Německé ministerstvo pro dopravu, stavebnictví a vývoj měst nechalo v roce 2011 zpracovat směrnici pro návrh a realizaci inženýrských staveb založených na spolupůsobení se zeminou (viz [20]). Směrnice platí pro integrované a semi-integrované mosty o jednom i více polích.

Pro výpočet zemních tlaků působících na integrovanou konstrukci se vychází z deformace nosné konstrukce mostu, především z vodorovného posunu horního líce opěr (posunu konce mostu). Deformace od smršťování a dotvarování betonu a ochlazení konstrukce v zimním období mají kladné znaménko. Se záporným znaménkem je uvažován vodorovný posun vyvolaný oteplením konstrukce v letním období. Pro stanovení zemního tlaku se předpokládá, že se opěra otáčí okolo paty základu, kde se uvažuje nulový vodorovný posun.

Při záporných posunech horního líce opěr, tj. při oteplení konstrukce v letním období, se mobilizuje část pasivního zemního tlaku. Velikost mobilizovaného pasivního zemního tlaku se stanoví na základě součinitele mobilizovaného zemního tlaku podle Vogta  $K_{ph,mob}(z)$ , který se určí ze vztahu:

$$K_{ph,mob}(z) = K_0 + (K_{ph} - K_0) \cdot \frac{v(z)/z}{a+v(z)/z},$$

kde je  $K_0$  součinitel zemního tlaku v klidu podle P1.1.2,

$K_{ph}$  součinitel pasivního zemního tlaku stanovený např. podle P1.1.4, při jehož stanovení se má uvažovat úhel tření mezi základovou půdou a stěnou  $\delta = -\frac{2}{3}\phi'$ ,

$z$  vzdálenost od horní hrany opěry,

$v(z)$  vodorovná deformace (posunutí) opěry ve výšce  $z$ , kde pro tuhou opěru platí:

$$v(z) = s_h \cdot \left(1 - \frac{z}{h}\right)$$

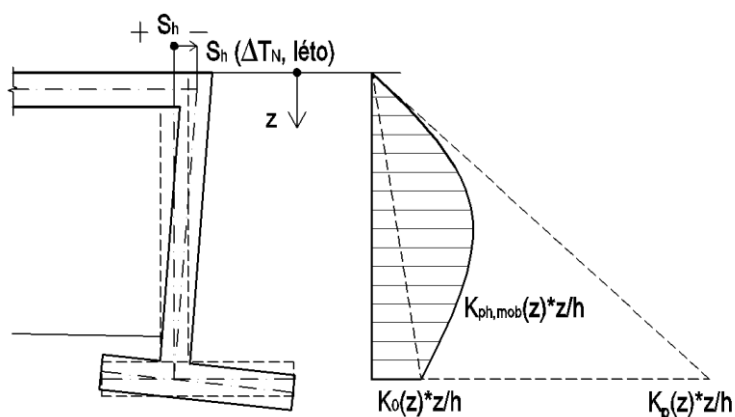
$h$  celková výška opěry,

$s_h$  vodorovná deformace (posun) horní hrany opěry, která nemá být větší než  $0,01h$ ,

$a$  součinitel zohledňující charakter zásypu. Pro přechodové oblasti provedené podle ČSN 73 6244 a ustanovení těchto TP lze uvažovat  $a = 0,02$ .

Velikost mobilizovaného pasivního zemního tlaku  $e_{ph,mob}(z)$  v hloubce  $z$  se pak určí v závislosti na objemové hmotnosti zásypu  $\gamma$  a hloubce  $z$  ze vztahu:

$$e_{ph,mob}(z) = K_{ph,mob}(z) \cdot \gamma \cdot z$$



**Obrázek 52 - Deformace integrovaného mostu od teploty v letním období a odpovídající průběh mobilizovaného zemního tlaku podle [20]**

Zatížení na opěru integrovaného mostu se určí v letním období jako méně příznivá hodnota z tlaků  $e_{ph,mob}(z)$  a  $e_0(z)$  (zemní tlak v klidu). V zimním období se zatížení určí jako méně příznivá hodnota z tlaků  $e_0(z)$  a  $\frac{1}{2}e_a(z)$  (poloviční hodnota pořadnice aktivního zemního tlaku na opěru).

Z hlediska mezních stavů uvádí směrnice [20] součinitele spolehlivosti zatížení, a to hodnotu  $\gamma_{g,sup} = 1,35$  pro nepříznivé působení zatížení a  $\gamma_{g,inf} = 1,00$  pro příznivé zatížení. Kombinační součinitel  $\psi_0$  pro zatěžovací stav „teplota“ lze uvažovat  $\psi_0 = 0,8$ .

Z hlediska výstižnosti výpočtového modelu doporučuje Směrnice [20] modelovat mosty se šikmostí menší než 80 gradů (72°) pomocí komplexního 3D modelu, protože rámový model mostu v těchto případech nemá dostatečnou přesnost.

#### **P1.2.2.5 INTAB - Příručka pro trvalý a ekonomický návrh spřažených ocelobetonových integrovaných mostů**

Příručka [22] vznikla v důsledku absence komplexního předpisu pro navrhování integrovaných mostů. Příručka uvádí několik postupů pro zohlednění interakce integrované konstrukce se zemínou. Náhradní zatížení zemním tlakem je přitom vhodné pro plošně založené integrované mosty. V případě mostů založených na pilotách, je třeba nahradit okolní zeminu ve statickém modelu lineárními pružinami - viz P1.2.3.1.

V případě integrovaných mostů s opěrami plné výšky, na které působí vodorovné zemní tlaky či jiné zatížení, není podle [22] vhodné použít pružinové modely. Deformace konstrukce jsou totiž ve vrchních částech opěry příliš velké na to, aby bylo možné použít lineární pružiny. Místo toho by bylo nutné modelovat konstrukci s nelineárními pružinami. V důsledku toho by přestal platit princip superpozice, což výrazně zkomplikuje analýzu konstrukce. Navíc, protože opěra integrovaného mostu není z obou stran obklopená zeminou, mohou v náhradních pružinách vznikat vlivem zkrácení nosné konstrukce záporné síly, což není fyzikálně možné.

Zásyp konstrukce je tedy modelován jako přídavné zatížení konstrukce integrovaného mostu. Přitom je nutné rozlišovat mezi chováním konstrukce v zimním a letním období. Pro stanovení účinků zatížení v prvním mezním stavu (MSÚ) se v závislosti na ročním období použije buď aktivních (zimní období) nebo mobilizovaných pasivních zemních tlaků (letní období). Jako stálé zatížení se vždy uvažuje zatížení zemním tlakem v klidu. Výpočty podle příručky [22] jsou založeny na deformacích konstrukce od teploty v letním ( $T_{\max}$ ) a zimním období ( $T_{\min}$ ). Součinitel bezpečnosti se jak pro zimní, tak pro letní stav používá  $\gamma_F = 1,0$ . Zatížení teplotou se stanoví podle ČSN EN 1991-1-5 [35].

Na základě výše uvedených principů jsou definovány tři základní zatěžovací stavy:

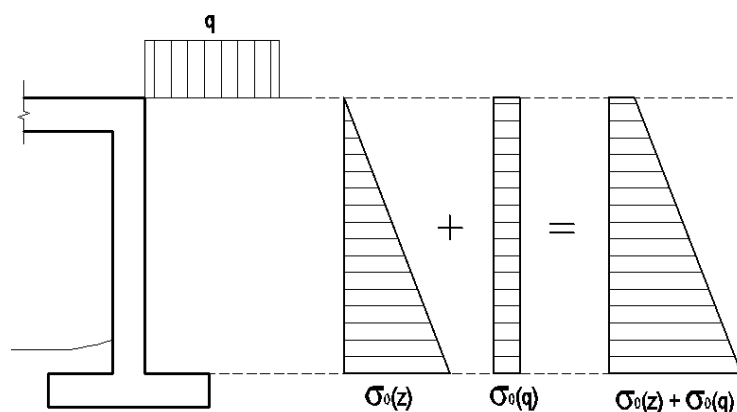
- **Minimální zemní tlak** - minimální reakce zeminy na zatížení teplotou v zimním období ( $T_{\min}$ ), která odpovídá aktivnímu stavu zeminy;
- **Zemní tlak v klidu** - základní reakce zeminy v klidovém stavu, na kterou se z hlediska zatížení pohlíží jako na stálé zatížení;
- **Maximální zemní tlak** - maximální reakce zeminy na zatížení teplotou v letním období ( $T_{\max}$ ), která zpravidla odpovídá částečně mobilizovanému pasivnímu stavu zeminy.

#### **Zemní tlak v klidu**

Zemní tlak v klidu se při návrhu konstrukce podle [22] uvažuje vždy jako stálé zatížení. Hodnoty zemního tlaku v klidu se stanoví podle klasických ověřených postupů - viz např. P1.1.2.

Pokud na horním povrchu zásypu působí i jiná zatížení, mají se ve výpočtu zohlednit zvětšením vodorovného tlaku odpovídajícím klidovému působení zásypu konstrukce. Obvykle se postupuje tak, že se stanoví součinitel zemního tlaku v klidu pro svislé přetížení  $K_{0,q}$ , kterým se upraví svislá napětí od působícího svislého zatížení  $q$  (viz např. Dodatek [22]):

$$\sigma_0(q) = q \cdot K_{0,q}$$



Obrázek 53 - Zemní tlak v klidu jako stálé zatížení na konstrukci integrovaného mostu podle [22]

### **Minimální zemní tlak - aktivní stav**

Pro zatěžovací stav „minimální zemní tlak“ lze podle [22] uvažovat s aktivním zemním tlakem, který je aktivován již při malých pootočeních či posunutí opěr směrem od zemního tělesa. Stanovení součinitele aktivního zemního tlaku  $K_a$  se provede podle obecně uznávaných postupů, viz např. P1.1.3. Příručka [22] však na rozdíl od přístupu uvedeného v P1.2.2.4 (viz [20]) rozlišuje mezi pootočením opěry okolo paty základu a rovnoběžným posunem celé opěry mostu ve vodorovném směru (viz Obrázek 54).

V případě pootočení opěry kolem paty základu se odpovídající aktivní zemní tlak (viz Obrázek 54 vlevo) stanoví podle klasického vztahu:

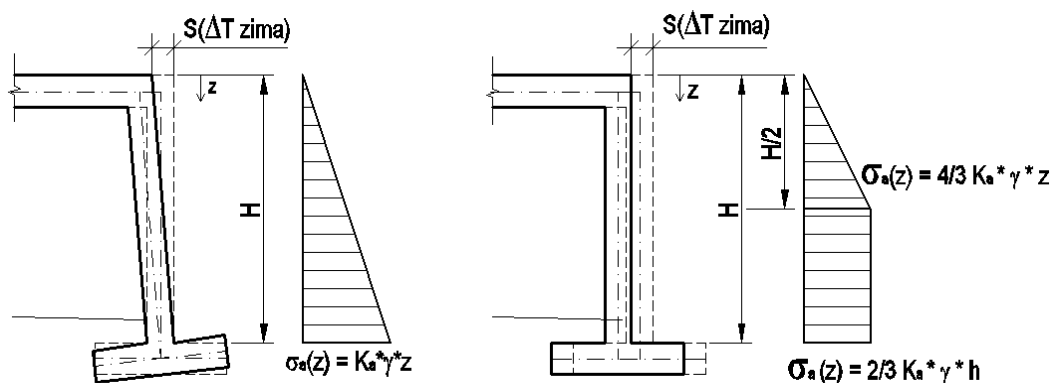
$$\sigma_a(z) = K_a \cdot \gamma \cdot z$$

V případě rovnoměrného posunu opěry jako celku se průběh aktivního zemního tlaku po výšce opěry skládá ze dvou částí. V hloubce  $z < \frac{h}{2}$  je průběh aktivního zemního tlaku lineární a stanoví se podle vztahu:

$$\sigma_a(z) = \frac{4}{3} K_a \cdot \gamma \cdot z$$

V hloubkách  $z \geq \frac{h}{2}$  potom zůstává aktivní zemní tlak konstantní. Platí vztah:

$$\sigma_a(z) = \frac{2}{3} K_a \cdot \gamma \cdot h$$



Obrázek 54 - Aktivní zemní tlak při pootočení opěry kolem základu a při rovnoběžném posunu podle [22]

### **Maximální zemní tlak - pasivní stav**

Pro zatěžovací stav „maximální zemní tlak“ lze podle [22] uvažovat s částečně mobilizovaným pasivním zemním tlakem. Velikost a průběh působícího zatížení jsou odvislé od deformace opěry, přičemž se analogicky ke stanovení aktivního zemního tlaku rozlišuje mezi pootočením opěry kolem paty základu a rovnoběžným posunem celé opěry mostu ve vodorovném směru. Působící zemní tlak bude v obou případech odlišný.

Pro případ pootočení kolem paty základu se podle [22] použije postup stanovení mobilizovaného pasivního zemního tlaku podle Vogta (viz P1.2.2.4) s drobnými úpravami. Ty spočívají v úpravě součinitele charakteru zásypu  $\alpha$ , kdy pro uhlé (dobře konsolidované) zeminy nabývá hodnoty  $\alpha = 0,01$  a pro kypré zeminy potom hodnoty  $\alpha = 0,1$ . Z hlediska zajištění bezpečnosti návrhu konstrukce se doporučuje používat hodnotu  $\alpha = 0,01$ . Součinitel mobilizovaného pasivního zemního tlaku  $K_{ph,mob}(z)$  se stanoví podle zásad uvedených v P1.2.2.4.

Pro rovnoběžný posun opěry uvádí [22] k určení mobilizovaného pasivního zemního tlaku postup podle normy DIN 4085, 2007. Podobně jako v postupu podle Vogta (viz P1.2.2.4) se nejprve stanoví vstupní veličiny, kterými jsou maximální posun horního líce opěry (zatlačení do zásypu) od teploty  $v_{T,max}$  a vodorovná deformace  $v_p$  nutná k aktivaci plné hodnoty pasivního zemního tlaku. Pro stanovení maximálního posunu od teploty  $v_{T,max}$  lze použít i zjednodušený "ruční" výpočet. Deformace nutná pro plnou aktivaci pasivního zemního tlaku  $v_p$  se stanoví např. podle Eurokódu 7 (viz P1.1.4).

Součinitel mobilizovaného pasivního zemního tlaku se potom stanoví ze vztahu:

$$K_{p,mob,DIN} = K_0 + (K_p - K_0) \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{v_{max}}{v_p} \right)^{1,45} \right]^{0,7},$$

kde je  $K_0$  součinitel zemního tlaku v klidu podle P1.1.2,

$K_p$  součinitel plného pasivního zemního tlaku stanovený např. podle Eurokódu 7,

$v_{max}$  maximální vodorovný posun horního líce opěry od zatížení teplotou,

$v_p$  vodorovná deformace horního líce opěry nutná pro aktivaci plného pasivního zemního tlaku.

Mobilizovaná hodnota pasivního zemního tlaku se potom stanoví podle vztahu (viz také Obrázek 52):

$$\sigma_{p,mob,DIN}(z) = K_{p,mob,DIN} \cdot \gamma \cdot z,$$

kde je  $\gamma$  objemová hmotnost zeminy,  
 $z$  hloubka pod povrchem zásypu za rubem opěry.

### **Aplikace zatížení zemním tlakem na konstrukci**

Protože zemní tlak v klidu působí jako stálé zatížení, aplikují se působící minimální, resp. maximální, zemní tlaky vždy jako doplňková zatížení tak, aby výsledné zatížení odpovídalo příslušným hodnotám.

Pro zatěžovací stav „minimální zemní tlak“ se proměnné zatížení (doplňk k působícímu zemnímu tlaku v klidu) stanoví ze vztahu:

$$\Delta\sigma_{\min}(z) = \sigma_a(z) - \sigma_0(z).$$

Analogicky pro zatěžovací stav „maximální zemní tlak“ se proměnné zatížení (doplňk k působícímu zemnímu tlaku v klidu) stanoví z příslušného vztahu:

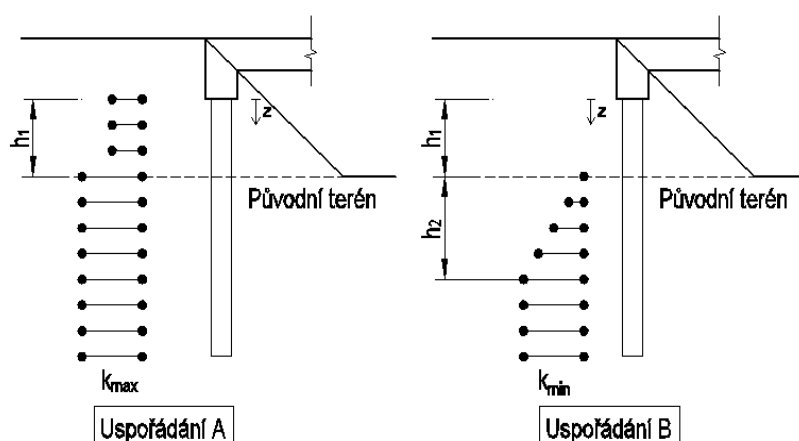
$$\Delta\sigma_{\max}(z) = \sigma_{p,\text{mob,Vogt}}(z) - \sigma_0(z), \text{ nebo}$$

$$\Delta\sigma_{\max}(z) = \sigma_{p,\text{mob,DIN}}(z) - \sigma_0(z).$$

### P1.2.3 Modely založené na náhradní tuhosti podepření

#### P1.2.3.1 INTAB - Příručka pro trvalý a ekonomický návrh spřažených ocelobetonových integrovaných mostů

Podle [22] se integrované mosty s nízkými opěrami založené na pilotách mají navrhovat pomocí pružinových modelů. Nosná konstrukce mostu se má přitom modelovat vhodným způsobem, včetně pilot, zemina obklopující piloty se nahrazuje pružnými podporami. V závislosti na provedení konstrukce a ulehlosti zeminy v podloží se použije příslušné uspořádání pružin (viz Obrázek 55 - Uspořádání A platí pro ulehle zeminu a uspořádání B pro kypřé zeminu). Při výpočtu se přitom mají pružiny uvažovat pouze v těch místech, kde lze předpokládat dostatečný odpor zeminy.



Obrázek 55 - Uspořádání pružin podle stavu zeminy, podle [22]  
(uspořádání A platí pro ulehle zeminu a uspořádání B pro kypřé zeminu)

Pro konstrukci se mají provést dva samostatné výpočty, jeden s maximálními a druhý s minimálními hodnotami vodorovné tuhosti  $k_h$  získanými z vyhodnocení geologického průzkumu. Stanovení vodorovné tuhosti (modulu reakce podloží)  $k_h$  lze provést podle řady přístupů, např. podle německé normy DIN 1054:2005-01 nebo již neplatné ČSN 73 1004 (viz [23]) - viz dále.

Pokud není možné určit vodorovnou tuhost a odpovídající uspořádání náhradních pružin přesněji na základě poznatků z vyhodnocení geologického průzkumu, doporučuje se pro návrh konstrukce volit hodnoty  $h_1 = 1,0$  m a  $h_2 = 4,0$  m. (viz Obrázek 55).

Tuhosti pružin nahrazujících pilotové založení získané z dále uvedených zjednodušených postupů je pro přiléhavější výsledky vhodné upravit tak, aby maximální kontaktní napětí na styku pilot a zeminy nepřekročilo hodnoty maximálního (plně aktivovaného) pasivního tlaku.

#### ČSN 73 1004 (již neplatná) - Česká republika

$$\text{Nesoudržná zemina: } k_{hk} = \frac{n_h \cdot z}{d}$$

$$\text{Soudržná zemina: } k_{hk} = \frac{2 \cdot E_{def}}{3 \cdot d}$$

kde je  $n_h$  modul horizontální stlačitelnosti (viz Obrázek 56),  
 $z$  hloubka od upraveného terénu,  
 $d$  průměr piloty,  
 $E_{def}$  deformační modul zeminy.



Materiál	Relativní hustota $I_D$		
	0,33	0,50	0,90
Suchý písek a štěrk	2,5	7,0	18,0
Mokrý písek a štěrk	1,5	4,5	11,0

**Obrázek 56 - Orientační hodnoty modulu horizontální stlačitelnosti  $n_h$  pro nesoudržné zeminy podle [23]**

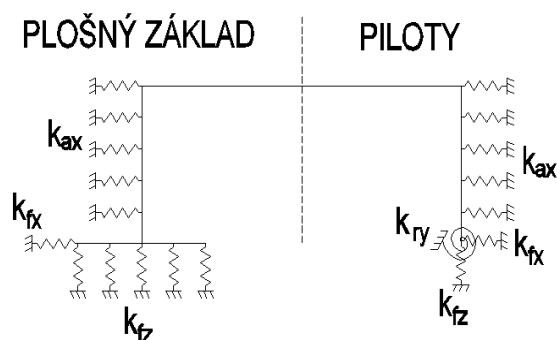
#### DIN 1054:2005-01 - Německo

$$k_{hk} = \frac{E_{hk}}{D_s},$$

kde je  $E_{hk}$  charakteristická hodnota modulu pružnosti zeminy,  
 $D_s$  průměr piloty, přitom pro  $D_s > 1,0$  m se uvažuje  $D_s = 1,0$  m.

#### **P1.2.3.2 J. Křížek: Integrované mosty**

Ing. Jaromír Křížek vyvinul v rámci disertační práce metodiku pro stanovení tuhostí náhradních pružin. Tuhosti náhradních pružin jsou definovány podle vztahů stanovených na základě parametrické studie, která zohledňuje řadu parametrů mostu (rozměry konstrukce, vlastnosti zeminy v podloží i v zásypu, svislá a vodorovná zatížení, úroveň podzemní vody, posun konstrukce od zatížení, atd.).



**Obrázek 57 - Definice pružného podepření integrovaného mostu podle [24]**

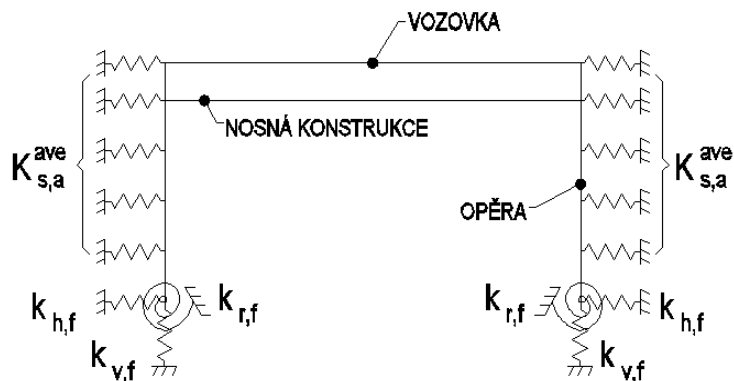
Uspořádání a tuhost náhradních pružin závisí na uspořádání mostu (plošný základ, založení na pilotách) - viz Obrázek 57. Pro integrovaný most založený na pilotách lze touto metodou stanovit vodorovný modul reakce podloží  $k_{ax}$  na opěrách. Interakci pilot se zemínou metoda nezahrnuje a je nutno použít jiný postup (např. podle P1.2.3.1). Pro integrované mosty založené plošně lze touto metodou stanovit náhradní tuhosti základu ve svislém ( $k_{fz}$ ) a vodorovném ( $k_{fx}$ ) směru - viz Obrázek 57.

Vztahy pro stanovení náhradních tuhostí jsou komplexní a jsou uvedeny, vč. teoretického pozadí, v [24]. S ohledem na velké množství vstupních údajů obsažených v tabulkách zde není postup detailněji uváděn. Uživatelskou příručku metody a software pro stanovení náhradních tuhostí lze nalézt na stránkách [www.jaromirkrizek.eu](http://www.jaromirkrizek.eu).

#### **P1.2.3.3 Integral Bridge Spring Supports**

V rámci vývoje programu MIDAS Civil byla vyvinuta metodika pro stanovení tuhosti podepření integrované konstrukce založená na formulacích B. M. Lehana - viz [25]. V rámci metodiky se rozeznává náhradní podepření opěr, plošného založení a pilot. Předpokládá se, že náhradní vodorovné pružiny

jsou potom modelovány jako nelineární s vyloučeným tahovým působením, což vyžaduje použití příslušných metod modelování.



Obrázek 58 - Zjednodušený model pro stanovení tuhosti podepření opěr podle [25]

### Plošné založení konstrukce

Tuhost náhradního vodorovného podepření dřívku opěry  $K_{s,a}^{ave}$  (viz Obrázek 58), se stanoví na základě geometrie konstrukce (geometrie opěry a délka mostu) a charakteristik zeminy zásypu (objemová tíha, pórovitost, atd.).

Náhradní vodorovná tuhost podepření na jednotku plochy opěry šířky  $B$  a výšky  $H$  se v oboru platnosti poměrných vodorovných deformací  $\frac{\Delta}{H} \in (75 \cdot 10^{-6}; 0,025)$  stanoví ze vztahu (viz např. [26]):

$$K_{s,a}^{ave} = \frac{3,5 \cdot G_{eq,a}}{H \cdot \left(\frac{B}{H}\right)^{0,5}},$$

kde je  $G_{eq,a}$  náhradní odpor zeminy zásypu u opěry stanovený ze vztahu:

$$G_{eq,a} = p_{atm} \cdot 600 \cdot f_{cyc} \cdot F(e) \cdot \left(\frac{p'}{p_{atm}}\right)^{0,5} \cdot \left(2,5 \cdot H \cdot \frac{0,0001}{\Delta}\right)^{0,5},$$

$p_{atm}$  průměrný atmosférický tlak (100 kPa),

$f_{cyc}$  cyklický faktor zohledňující stav zeminy zásypu (redukci mezerovitosti  $e$ ) v důsledku cyklických pohybů mostu způsobených zejména změnami teploty. Hodnota  $f_{cyc}$  se stanoví na základě zkoušek (viz [27]). V případě nedostatku podkladů je možno uvažovat hodnotu  $f_{cyc} = 2,0$ .

$F(e)$  součinitel zohledňující mezerovitost zásypu:

$$F(e) = \frac{(2,17-e)^2}{(1+e)},$$

$e$  mezerovitost (číslo pórovitosti) materiálu zásypu,

$p'$  průměrné efektivní napětí v materiálu zásypu ze vztahu:

$$p' = 1,5 \cdot \gamma_{fill} \cdot \frac{H}{2} - u,$$

$\gamma_{fill}$  objemová tíha zeminy zásypu,

$H$  výška opěry,

$u$  průměrný pórový tlak (pro běžné případy  $u = 0$ ),

$\Delta$  vodorovný posun opěry od teploty stanovený ze vztahu:

$$\Delta = \frac{\alpha \cdot \Delta T \cdot L}{4},$$

$\alpha$  součinitel teplotní roztažnosti materiálu nosné konstrukce,

$\Delta T$  oteplení nosné konstrukce mostu,

$L$  délka nosné konstrukce mostu,

$B$  šířka opěry.

Tuhosti náhradního vodorovného podepření  $k$  jako náhrada plošného základu (viz Obrázek 58) se stanoví na základě geometrie základu a působícího kontaktního napětí v základové spáře.

Svislá tuhost  $k_{v,f}$ :

$$k_{v,f} = G_{eq,f} \cdot A_f,$$

Vodorovná tuhost  $k_{h,f}$ :

$$k_{h,f} = 1,25 \cdot G_{eq,f} \cdot A_f,$$

Rotační tuhost základu  $k_{r,f}$ :

$$k_{r,f} = 0,4 \cdot G_{eq,f} \cdot W_f^2 \cdot A_f$$

kde je  $G_{eq,f}$  náhradní odpor zeminy pod základem stanovený ze vztahu:

$$G_{eq,f} = p_{atm} \cdot 600 \cdot f_{cyc} \cdot F(e) \cdot \left( \frac{p'_f}{p_{atm}} \right)^{0,5} \cdot \left( 2,5 \cdot W_f \cdot \frac{0,0001}{\Delta} \right)^{0,5}$$

$W_f$  šířka základu,

$A_f$  plocha základu,

$p'_f$  průměrné napětí v základové spáře v příslušné kombinaci zatížení,

ostatní značky viz výše.

### **Hlubinné založení konstrukce**

Pro konstrukce založené hlubinně přejímá tato metodika tuhost uložení konstrukce podle výsledků výzkumu L. C. Reese a B. J. Meyera (viz např. [33]). Tuhost podepření piloty se stanoví v závislosti na typu zeminy, rozměrech použité piloty a charakteru zatížení piloty. Podrobné informace lze nalézt např. v [33].

## Příloha 2 Historie a vývoj integrovaných mostů (informativní)

### P2.1 Všeobecně

Nejstaršími integrovanými mosty jsou zděné přesýpané klenby stavěné již cca 2000 let před Kristem. Objemové změny nosné konstrukce byly umožněny jednak zakřiveným tvarem nosné konstrukce a v kombinaci s pružným vetknutím na opěrách a pilířích. Mostní závěry nebyly vzhledem k obvyklému rozpětí konstrukce (světlost obvykle do 25 m) a obvykle významné výšce přesypávky v místě uložení nutné. Vzhledem k absenci pohyblivých částí, značné robustnosti a používaným materiálům (kvalitní kámen s tenkými spárami) vykazují zděné klenbové konstrukce pozoruhodnou trvanlivost a tuhost. Na druhou stranu však konstrukční parametry, statické působení a vývoj stavebních materiálů v posledních dvou stoletích předznamenaly konec jejich éry, když byly nejprve nahrazeny betonovými klenbovými konstrukcemi a následně potom mostními konstrukcemi moderními (trámy, desky, apod.). V současné době jsou již zděné klenbové mosty pouze udržovány a opravovány. Jako takové proto nejsou přesýpané zděné klenbové mosty předmětem těchto TP (podrobně např. ČSN 73 6213).

Z hlediska moderního mostního stavitelství (cca od poloviny 19. století) lze konstatovat, že integrované, resp. semi-integrované, mosty se navrhovaly a prováděly od jeho počátku. Z pohledu materiálu se jednalo především o konstrukce železobetonové nebo mladší konstrukce z předpjatého betonu. Z hlediska konstrukčního uspořádání se potom jednalo zejména o konstrukce rámové, které jsou k tomuto účelu nejvhodnější.

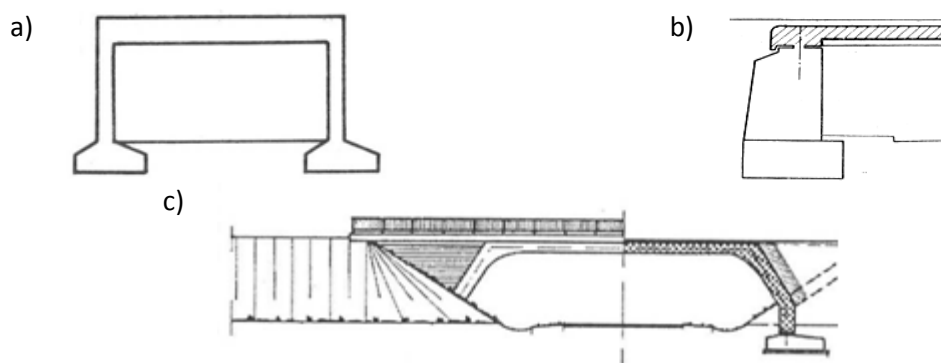
Tato kapitola popisuje vývoj konstrukčního uspořádání integrovaných a semi-integrovaných mostů a řešení jejich přechodových oblastí, včetně typických příkladů.

### P2.2 Základní typy konstrukcí a jejich vývoj

#### P2.2.1 Jednoduchý rám

Jednoduchý rám představuje nejjednodušší integrovanou konstrukci osvědčenou léty používání (viz Obrázek 59 a, c). Rozpětí těchto konstrukcí se nejčastěji pohybuje do 10 m, výjimečně, při použití přechodových desek, až 15 m.

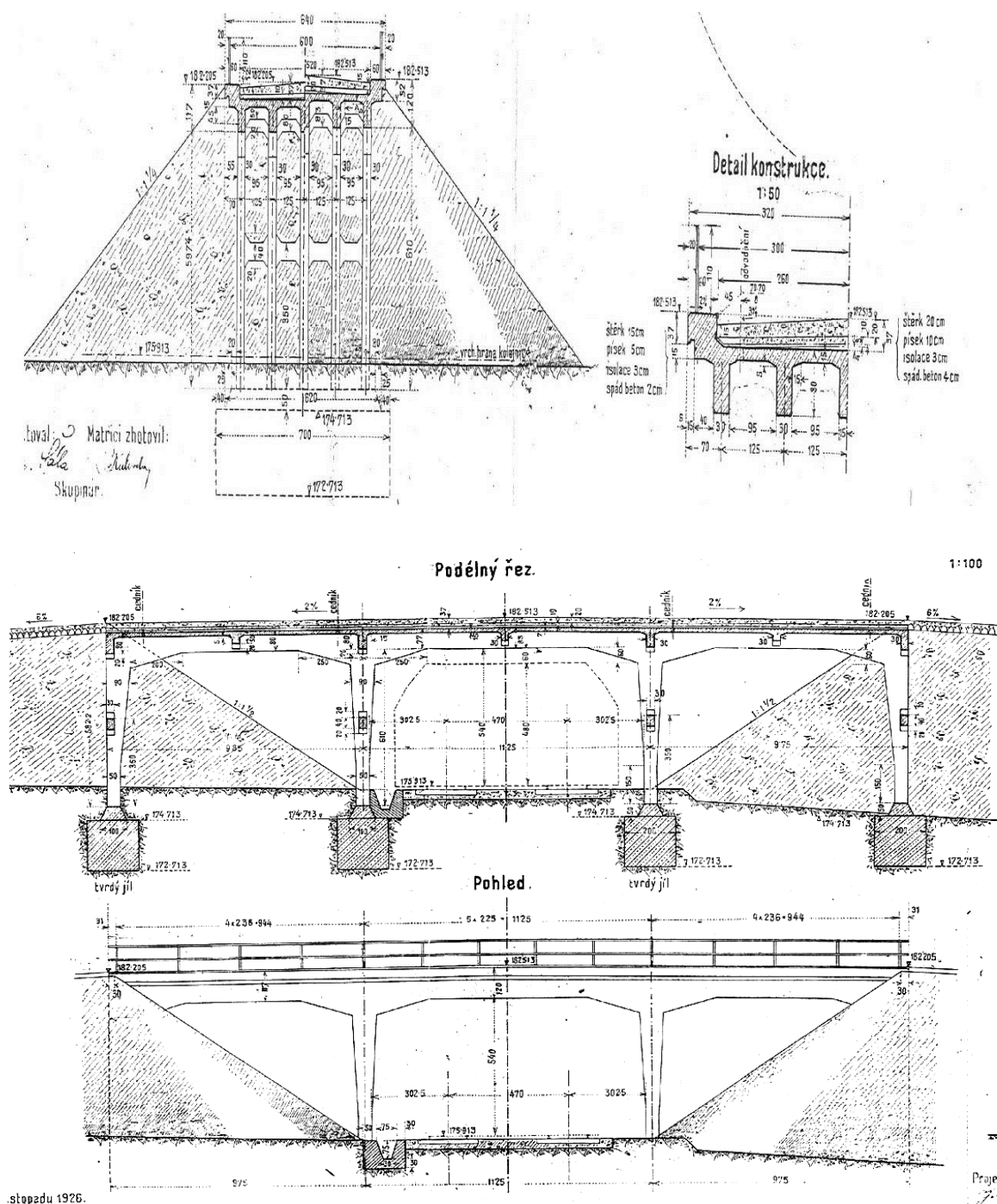
Mezi integrované mosty lze zařadit také rozpěrákové konstrukce, tj. desko-stěnové konstrukce s pevnými ložisky (obvykle vrubovými klouby) v hlavách dříků obou opěr a ukončené ozubem, které se často dříve u monolitických konstrukcí používaly (viz Obrázek 59 b).



Obrázek 59 - Příklady jednoduchých rámových integrovaných mostů

## P2.2.2 Železobetonové rámy o více polích

Dříve velmi oblíbená konstrukce nadjezdů nad drahami („typová“ konstrukce). Takto byly realizovány např. nadjezd přes kladenskou trať v Praze Dejvicích (most stržen v rámci rekonstrukce Svatovítské ulice v roce 2013) nebo most v Nelahozevsi (viz Obrázek 60), jehož projekt vypracovalo Ředitelství státních drah v r. 1926.



Obrázek 60 - Přehledné výkresy rámového mostu v Nelahozevsi [2]

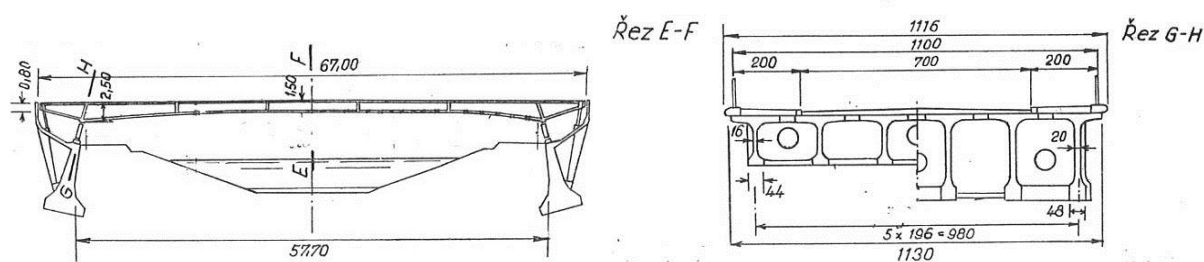
### P2.2.3 Rámy se svislými nebo šikmými stojkami z předpjatého betonu

Tyto integrované mosty se začaly objevovat v polovině padesátých let minulého století. Typické uspořádání mostů se šikmými stojkami ukazuje Obrázek 61.



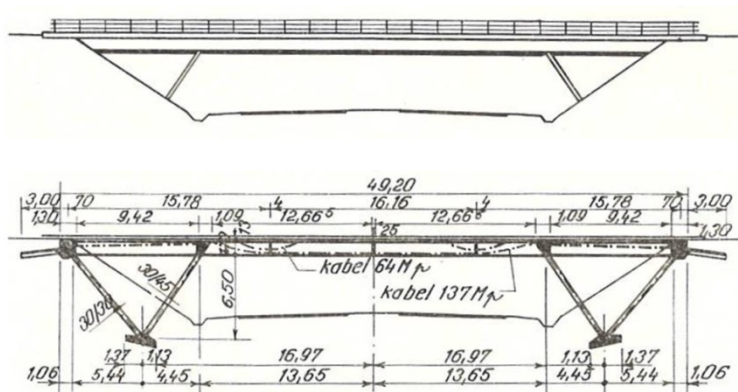
Obrázek 61 - Příklady uspořádání předpjatých rámových mostů se šikmými stojkami [7]

V Belgii bylo v padesátých letech postaveno přes kanál Nimy-Blaton několik integrovaných rámových konstrukcí (1954 - viz [3]). Působení konstrukce je ovlivněno zemními tlaky, avšak mezi konzolou a koncovou stěnou byla ponechána možnost dilatace a byly navrženy mostní závěry.

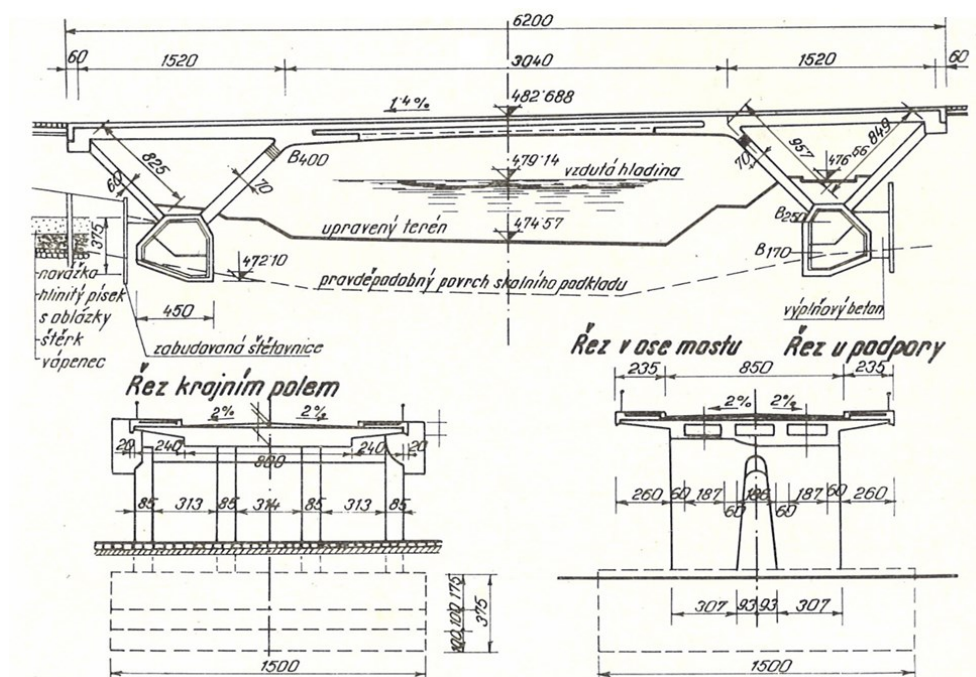


Obrázek 62 - Uspořádání integrovaných rámových mostů přes kanál Nimy-Blaton [5]

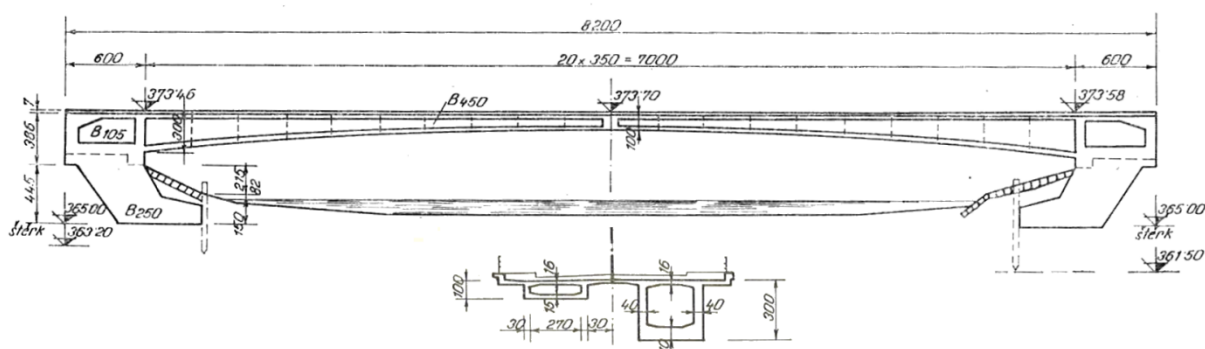
Ve Švýcarsku byla v šedesátých letech minulého století, přesněji v roce 1963, postavena řada prefabrikovaných konstrukcí nadjezdů nad tehdy budovanou dálnicí Ženeva-Lausanne. Příklad typické konstrukce uvádí Obrázek 63. Jako ukázkou tuzemského mostního stavitelství lze uvést monolitický vzpěradlový most přes Vltavu v Českém Krumlově z roku 1951 (viz Obrázek 64) a rámový integrovaný most v Karlových Varech Drahovicích z roku 1960 (viz Obrázek 65).



Obrázek 63 - Uspořádání typového integrovaného konstrukce přes dálnici Ženeva - Lausanne ve Švýcarsku [5]



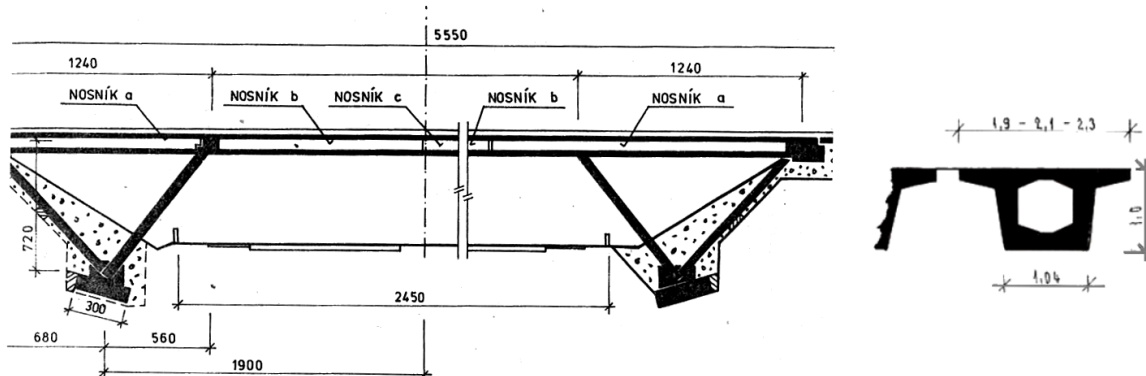
Obrázek 64 - Schéma mostu přes řeku Vltavu v Českém Krumlově [4]



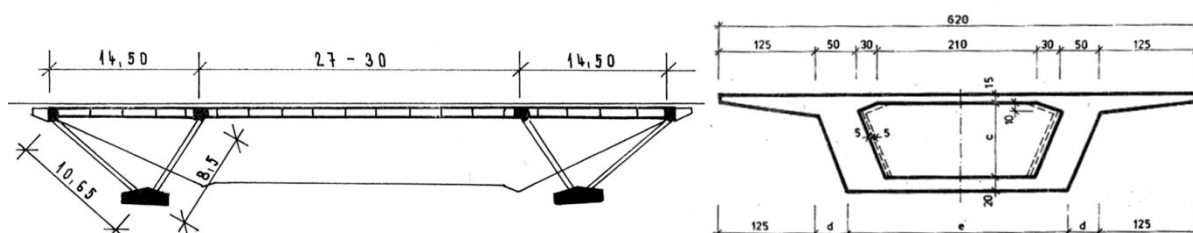
Obrázek 65 - Schéma rámového integrovaného mostu v Karlových Varech - Drahovicích [4]

V Československu byly integrované mosty používány většinou pro nadjezdy nad dálnicemi i silnicemi. S ohledem na tehdejší situaci bylo značné úsilí věnováno prefabrikaci. Jako příklad z velkého množství realizací jsou vybrány často používané prefabrikované konstrukce vyráběné Dopravními stavbami Olomouc, vzpěradlové rámy s označením DS-A (mostovka je sestavena z podélných prefabrikátů – viz Obrázek 66) a obdobné vzpěradlové rámy s označením DS-V (mostovka je sestavena ze segmentů – viz Obrázek 67).



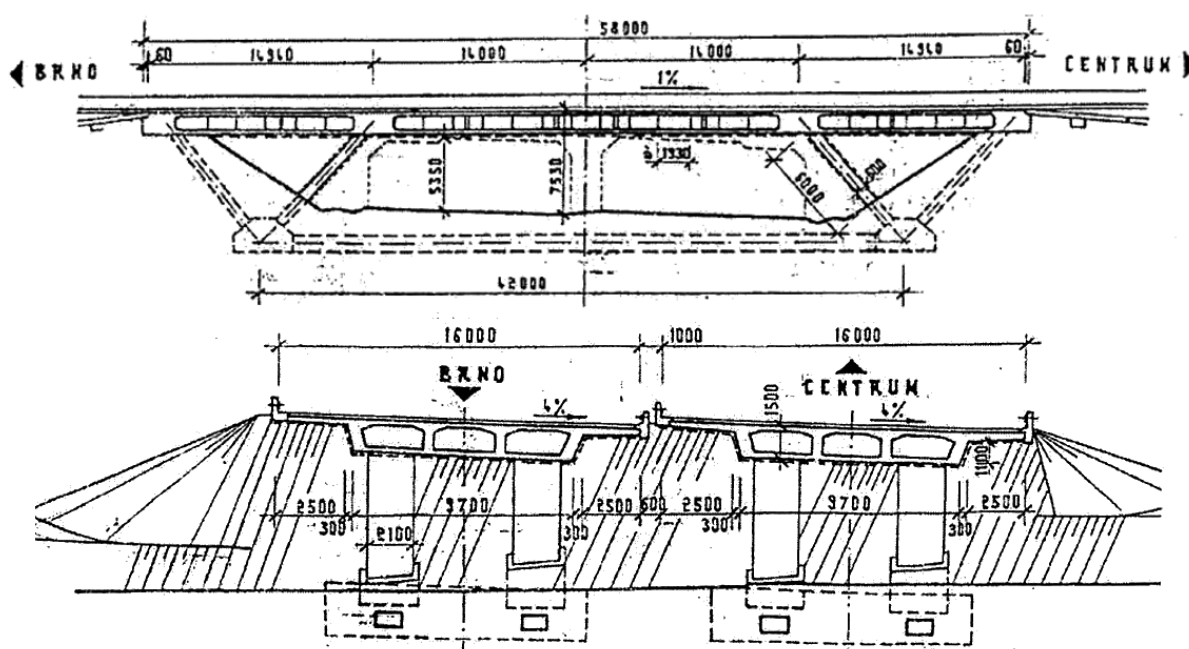


Obrázek 66 - Schéma rámového mostu se šikmými stojkami typu DS-A [5]



Obrázek 67 - Schéma rámového mostu se šikmými stojkami typu DS-V [5]

V 70. letech bylo v Praze při výstavbě severojižní magistrály postaveno několik podobných mostů (viz např. [6]). Lišily se zejména použitím táhla v úrovni základových bloků mostu, které zachycovalo vodorovné síly od svislých zatížení.



Obrázek 68 - Schéma rámového mostu se šikmými stojkami na severojižní magistrále v Praze [6]

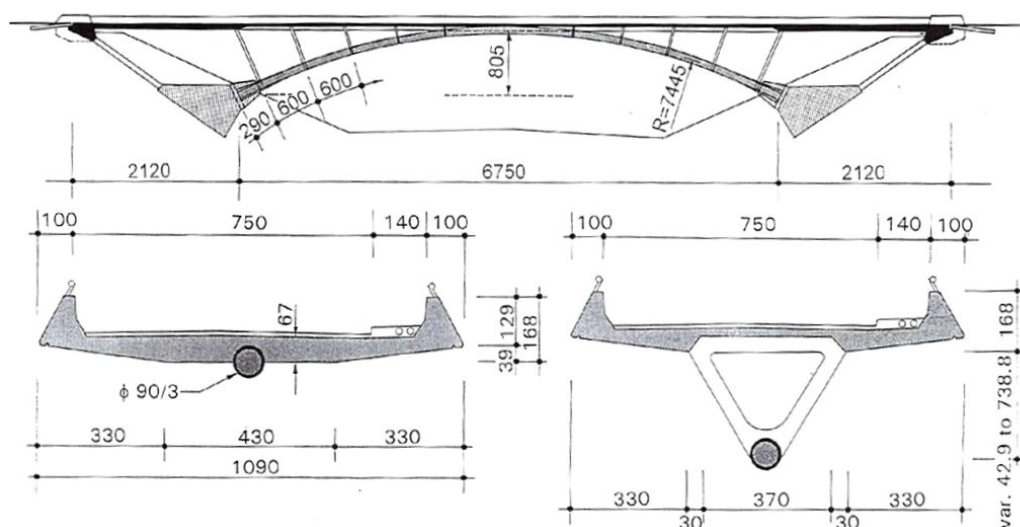
Později se začaly integrované rámové mosty se šikmými stojkami navrhovat převážně z monolitického předpjatého betonu, jako např. na obchvatu Chebu (1996) – viz [8]. Preference monolitických konstrukcí trvá v mostním stavitelství dodnes.



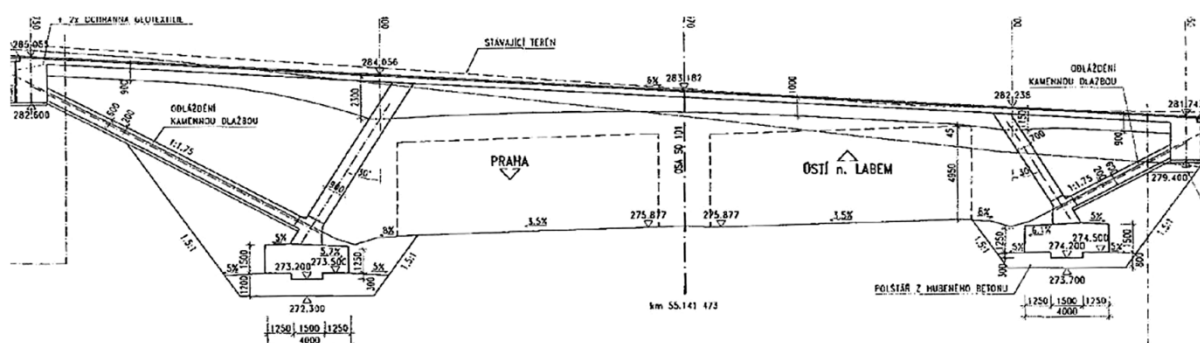


**Obrázek 69 - Monolitický předpjatý rámový integrovaný most na obchvatu Chebu [8]**

Z novějších, popř. nedávno postavených, integrovaných konstrukcí jsou svojí konstrukcí zajímavé silniční most přes R52 u Bratčic z roku 1997 (viz Obrázek 70), přemostění řeky Opavy u slalomového kanálu v Opavě z roku 1998 (viz Obrázek 72) nebo přemostění dálnice D8 u Dobkoviček z roku 2004 (viz Obrázek 71).



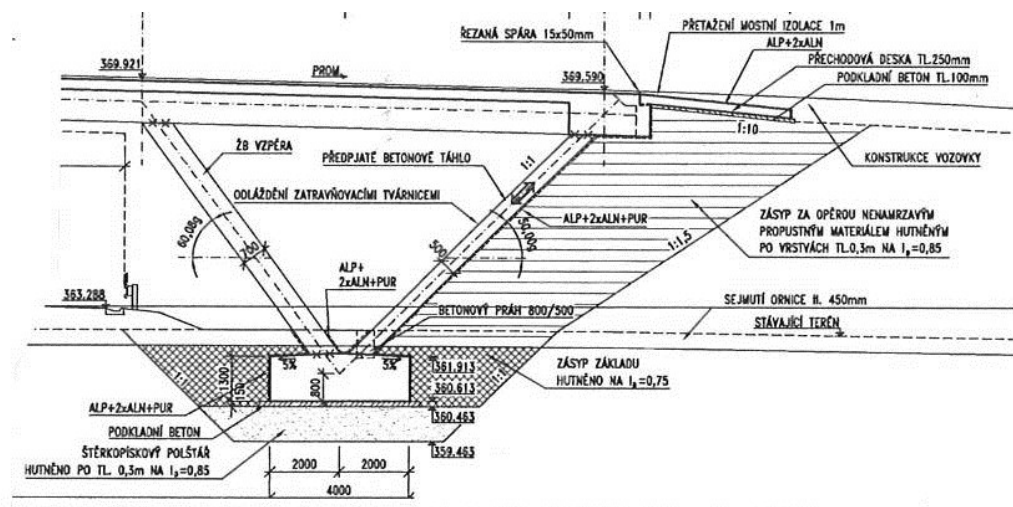
**Obrázek 70 - Silniční integrovaný obloukový most přes R52 u Bratčic [9]**



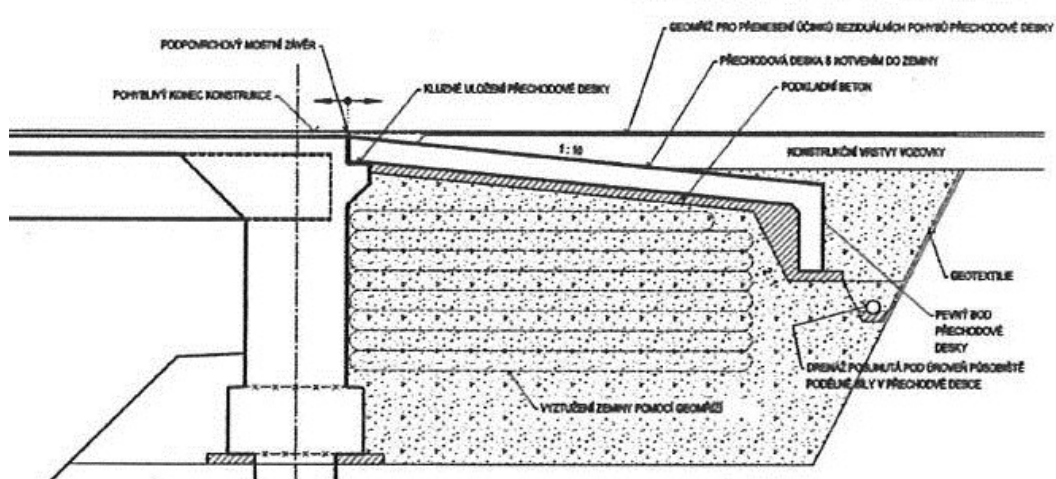
**Obrázek 71 - Most přes D8 u Dobkoviček [13]**



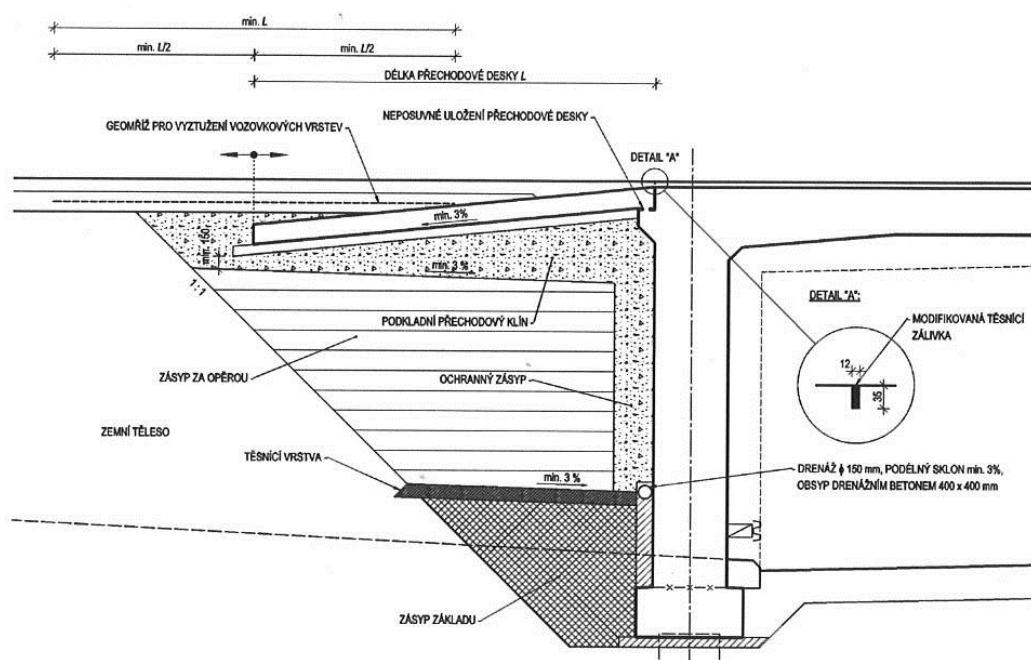
Příklady uspořádání přechodových desek na integrovaných mostech jsou uvedeny na následujících obrázcích.



Obrázek 74 - Příklad řešení přechodové oblasti rámového mostu se šikmými stojkami [11]



Obrázek 75 - Příklad přechodové oblasti s přechodovou deskou a elastickým mostním závěrem [12]

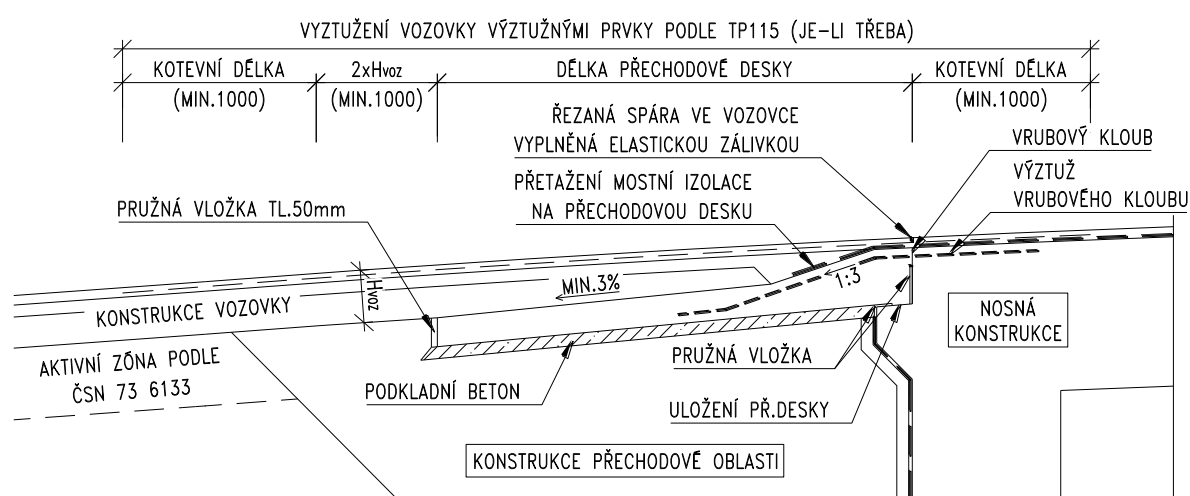


Obrázek 76 - Příklad uspořádání přechodové oblasti s přechodovou deskou u opěry podle [14]

## Příloha 3 Vzorové detaily a typová řešení integrovaných mostů

Vzorové detaily a typová řešení integrovaných mostů uvedené v této příloze vycházejí z požadavků platných technických předpisů, těchto TP a VL 4. Předpokládá se, že níže uvedené detaily budou začleněny do VL 4 a v budoucnu dále modifikovány v návaznosti na vývoj stavebních materiálů a zkušenosti z provádění a používání těchto detailů. Při návrhu integrovaných mostů se používá vždy aktuální (nejnovější) verze příslušných detailů.

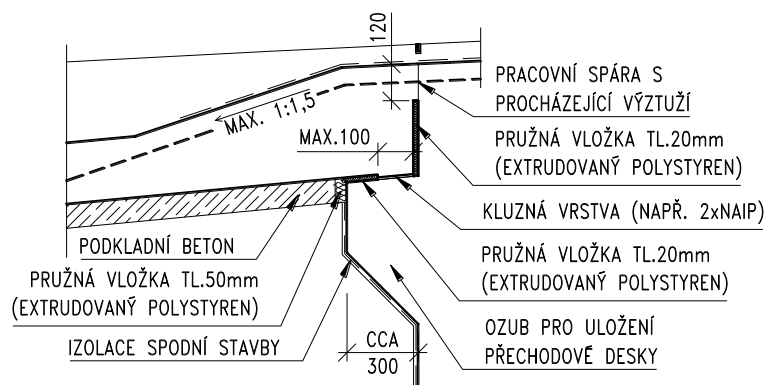
### VLEČENÁ PŘECHODOVÁ DESKA INTEGROVANÉHO MOSTU



#### POZNÁMKY:

- PRO NÁVRH A PROVÁDĚNÍ PŘECHODOVÝCH OBLASTÍ INTEGROVANÝCH MOSTŮ PLATÍ ČSN 73 6244 A VL 4 S MATERIÁLOVÝMI OMEZENÍMI PODLE TP261
- VÝZTUŽNÉ PRVKY VOZOVKY SE NAVRHOJÍ A PROVÁDĚJÍ PODLE TP115 PRO POSUN KONCE MOSTU:
  - VÝKONOVÁ TŘÍDA VT1:  $\Delta h > 10\text{mm}$
  - VÝKONOVÁ TŘÍDA VT2:  $\Delta h > 15\text{mm}$
- VÝZTUŽNÉ PRVKY VOZOVKY (VIZ TP115) SE VKLÁDAJÍ POD OBRUSNOU VRSTVU A MUSÍ BÝT ODOLNÉ TEPLOTĚ  $230^{\circ}\text{C}$
- ŘEZANÁ SPÁRA VE VOZOVCE SE PROVÁDÍ NA HLOUBKU  $2/3$  TLOUŠTKY OBRUSNÉ VRSTVY VOZOVKY, MINIMÁLNĚ VŠAK  $25\text{mm}$ , V ŠÍŘCE:
  - VOZOVKY VÝZTUŽENÉ:  $b = 10\text{mm}$
  - VOZOVKY NEVÝZTUŽENÉ:  $b = 15\text{mm}$
- POKUD JE TLOUŠTKA OBRUSNÉ VRSTVY VÝZTUŽENÉ VOZOVKY MENŠÍ NEŽ  $35\text{mm}$  JE NUTNO PŘIJMOUT ZVLÁŠTNÍ OPATŘENÍ ZAMEZUJÍCÍ POŠKOZENÍ VÝZTUŽNÝCH PRVKŮ
- ZÁLIVKY SPÁR VE VOZOVCE A PODÉL ŘÍMS SE PROVÁDĚJÍ ELASTICKOU ZÁLIVKOU TŘÍDY N1 PODLE ČSN EN 14188-1
- MINIMÁLNÍ SKLON PŘECHODOVÉ DESKY  $3\%$  PLATÍ V PŘÍPADĚ SKLONU VOZOVKY K OPĚŘE. V PŘÍPADĚ SKLONU VOZOVKY OD OPĚRY MUSÍ BÝT ROZDÍL SKLONU VOZOVKY A PŘECHODOVÉ DESKY MINIMÁLNĚ  $3\%$
- PRUŽNÁ VLOŽKA SE PROVÁDÍ Z EXTRUDOVANÉHO POLYSTYRENU (XPS) TŘÍDY CS(10/Y)100 PODLE ČSN EN 13164 NEBO JINÉHO MATERIÁLU OBDOBNÝCH VLASTNOSTÍ
- VÝZTUŽ VRUBOVÉHO KLOUBU MUSÍ BÝT OPATŘENA PROTIKOROZNÍ OCHRANOU PODLE POŽADAVKŮ TKP 18, ALTERNATIVNĚ LZE PROVÉST VÝZTUŽ Z KOROZIVZDORNÉ OCELI
- HORNÍ POVRCH A BOKY PŘECHODOVÉ DESKY NEOPATŘENÉ MOSTNÍ IZOLACÍ SE OPATŘÍ OCHRANOU PROTI ZEMNÍ VLHKOSTI (NÁTĚREM) PODLE VL 4
- BOČNÍ POVRCH PŘECHODOVÉ DESKY SE PODLE USPOŘÁDÁNÍ OPATŘÍ SEPARAČNÍ, PŘÍPADNĚ DRENÁŽNÍ, VRSTVOU

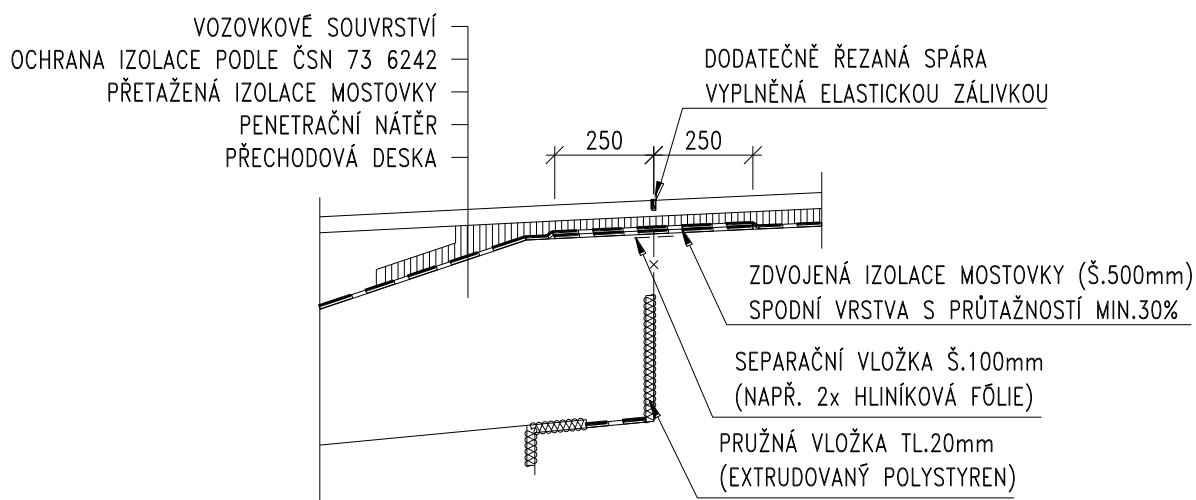
# DETAIL ULOŽENÍ VLEČENÉ PŘECHODOVÉ DESKY



## POZNÁMKY:

- PRUŽNÁ VLOŽKA SE PROVÁDÍ Z EXTRUDOVANÉHO POLYSTYRENU (XPS) TŘÍDY CS(10/Y)100 PODLE ČSN EN 13164 NEBO JINÉHO MATERIÁLU OBDOBNÝCH VLASTNOSTÍ
- PRO NÁVRH A PROVÁDĚNÍ IZOLACE MOSTOVKY A HORNÍHO POVRCHU PŘECHODOVÉ DESKY PLATÍ TKP 21

## DETAIL IZOLACE MOSTOVKY, TĚSNĚNÍ PRACOVNÍ SPÁRY A VRUBOVÉHO KLOUBU



### POZNÁMKY:

- ŘEZANÁ SPÁRA VE VOZOVCE SE PROVÁDÍ NA HLOUBKU 2/3 TLOUŠTKY OBRUSNÉ VRSTVY VOZOVKY, MINIMÁLNĚ VŠAK 25mm, V ŠÍŘCE:
  - VOZOVKY VYZTUŽENÉ:  $b = 10\text{mm}$
  - VOZOVKY NEVYZTUŽENÉ:  $b = 15\text{mm}$
- PRO VYZTUŽENÉ VOZOVKY TLOUŠTKY MENŠÍ NEŽ 35mm SE MUSÍ PŘIJMOUT ZVLÁŠTNÍ OPATŘENÍ PRO OCHRANU VÝZTUŽNÝCH PRVKŮ PŘI PROVÁDĚNÍ SPÁRY VE VOZOVCE
- PRUŽNÁ VLOŽKA SE PROVÁDÍ Z EXTRUDOVANÉHO POLYSTYRENU (XPS) TŘÍDY CS(10/Y)100 PODLE ČSN EN 13164 NEBO JINÉHO MATERIÁLU OBDOBNÝCH VLASTNOSTÍ
- MINIMÁLNÍ SPOTŘEBA PENETRAČNÍHO NÁTĚRU (ALP)  $0,3 \text{ kg/m}^2$
- PRO NÁVRH A PROVÁDĚNÍ IZOLACE MOSTOVKY PLATÍ TKP 21
- PRACOVNÍ SPÁRA MUSÍ BÝT PŘED BETONÁŽÍ NÁSLEDUJÍCÍHO DÍLU ZBAVENA NEČISTOT A CEMENTOVÉHO MLÉKA
- ZÁLIVKY SPÁR VE VOZOVCE SE PROVÁDĚJÍ ELASTICKOU ZÁLIVKOU TŘÍDY N1 PODLE ČSN EN 14188-1

## **TECHNICKÉ PODMÍNKY – TP 261 - Integrované mosty**

<b>Schválilo:</b>	Ministerstvo dopravy
<b>Zpracovatel:</b>	ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Thákurova 7, 166 29 Praha 6 Ing. Michal Drahorád, Ph.D., Doc. Ing. Marek Foglar, Ph.D., Ing. Barnabás Polák, Doc. Ing. Vladislav Hrdoušek, CSc.
<b>Vydání:</b>	první
<b>Počet stran:</b>	109
<b>Tech. redakční rada:</b>	Ing. Jaroslav Novák (Ministerstvo dopravy) Ing. Jan Hromádko (ŘSD ČR) Ing. Ondřej Svoboda (ŘSD ČR) Ing. Josef Sláma, CSc. (ŘSD ČR) Prof. Ing. Jiří Stráský, DSc. (VUT v Brně) Doc. Dr. Ing. Jan Pruška (ČVUT v Praze) Doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D. (ČVUT v Praze) Ing. Petr Zíka (SUDOP Praha, a.s.) Ing. Milan Kalný (Pontex s.r.o.) Ing. Ivan Batal (Sdružení pro výstavbu silnic Praha, SMP CZ, a.s.)
<b>Zástupce koordinátora:</b>	Ing. Alena Nimrichtrová (ŘSD ČR)