

SŽ S5/1

Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů

Účinnost dnem zveřejnění

Schváleno pod čj. 11728/2021-SŽ-GŘ-013
dne 4. března 2021

Bc. Jiří Svoboda, MBA, v. r.
generální ředitel

Změny oproti předchozímu vydání:

SŽ S5/1

Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů

Gestorský útvar: Správa železnic, státní organizace
Generální ředitelství
Odbor traťového hospodářství, oddělení mostů a tunelů
Praha
spravazeleznic.cz

Rok vydání: 2021

Náklad: vydáno pouze v elektronické podobě

© Správa železnic, státní organizace, rok 2021

Tento dokument je duševním vlastnictvím státní organizace Správa železnic, na které se vztahuje zákon č. 121/2000 Sb., o právu autorském, o právech souvisejících s právem autorským a o změně některých zákonů (autorský zákon), ve znění pozdějších předpisů. Státní organizace Správa železnic je v uvedené souvislosti rovněž vykonavatelem majetkových práv. Tento dokument smí fyzická osoba použít pouze pro svou osobní potřebu, právnická osoba pro svou vlastní vnitřní potřebu. Poskytování tohoto dokumentu nebo jeho části v jakémkoliv formě nebo jakýmkoliv způsobem třetí osobě je bez svolení státní organizace Správa železnic zakázáno.

PŘEDMLUVA

System správy železničních mostů u Správy železnic je vymezen dohlédací činností zajišťovanou dvoustupňově vlastním kvalifikovaným personálem, funkčním informačním systémem, optimalizovanou předpisovou základnou a samozřejmě také přístupem k finančním zdrojům na údržbu, opravy a investice. Samostatným prvkem systému správy mostů, který všechny prvky výše jmenované větší či menší měrou podvazuje nebo ovlivňuje, je systematické posuzování (diagnostika, přepočty a hodnocení) mostů. Pro dlouhodobé zajišťování provozuschopnosti mostů v potřebných provozních parametrech je to klíčová bezpečnostní garance.

Hodnocení stávajících mostních objektů představuje významný proces a zdroj informací pro rozhodování o zajištění provozuschopnosti mostních objektů, strategii údržby, oprav nebo jejich rekonstrukcí. Pokud má být hodnocení objektivní, musí vycházet ze spolehlivostní koncepce založené na základním parametru spolehlivosti stávajících mostních objektů, kterým je jejich zatížitelnost. Zatížitelnost mostních objektů převádějících železniční dopravní cestu je rozhodujícím parametrem pro vyhodnocení přechodnosti provozního zatížení.

Předpis SŽ S5/1 Diagnostika, zatížitelnost a přechodnost železničních mostních objektů (dále také jen "předpis") stanovuje všeobecná pravidla a metodiku určování zatížitelnosti železničních mostních objektů pro různě definovanou úroveň její přesnosti a následně uvádí základní pravidla pro ověřování přechodnosti železničního provozního zatížení i pravidla vyhodnocení přechodnosti konkrétních kolejových vozidel.

Předpis sjednocuje postupy a vstupující parametry statických výpočtů konstrukcí železničních mostů, umožňuje využít rezerv v jejich provozuschopnosti, to vše samozřejmě při dodržení nezbytné míry bezpečnosti. Na druhou stranu předpis stále umožňuje individuální inženýrský přístup, který je při statickém posuzování konkrétních objektů nezbytný.

Předpis vychází z Metodického pokynu pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů z roku 2015, popř. též Služební rukověti SŽDC (ČD) SR5(S) - Určování zatížitelnosti železničních mostů z roku 1995 a bylo do něj promítnuto množství praktických poznatků a zkušeností se zadáváním, zpracováním a vyhodnocováním statických posudků realizovaných v převážné míře externími dodavateli. V neposlední řadě autorský kolektiv při zpracování předpisu reagoval na neustále se vyvíjející vědecké poznání v oboru a v návaznosti také na příslušnou odbornou legislativu tuzemskou i evropskou.

Nad rámec předchozí legislativy byly do předpisu doplněny doporučené postupy pro provádění diagnostiky na mostních objektech v členění podle použitých materiálů, neboť kvalitní diagnostika je základním předpokladem správného stanovení zatížitelnosti a následně přechodnosti mostních objektů.

Na základě aktuální potřeby Správy železnic předpis obsahuje také přílohu stanovující zásady posuzování mostů pro zavedení rychlosti až 200 km/h na úsecích, které byly projektovány na rychlost do 160 km/h.

Jak bylo již zmíněno, technický rozvoj a sběr praktických poznatků a zkušeností z provádění diagnostiky a přepočtů železničních mostů jsou nikdy nekončícím procesem. Z toho důvodu jsou podněty, informace a doporučení k obsahu tohoto předpisu vítány a lze je uplatnit u gestora předpisu nebo u zaměstnanců oddělení mostů a tunelů odboru traťového hospodářství na Generálním ředitelství Správy železnic.

OBSAH

ROZSAH ZNALOSTI.....	8
ZKRATKY A ZNAČKY	9
Použité zkratky	9
Vypracování předpisu.....	15
1 ÚVODNÍ USTANOVENÍ.....	16
1.1 Předmět předpisu.....	16
2 TERMÍNY A DEFINICE	17
3 OBECNĚ	19
4 ZATÍŽITELNOST MOSTNÍCH OBJEKTŮ.....	22
4.1 Základní ustanovení pro přepočty mostních objektů.....	22
4.2 Mezní stavy při přepočtech mostních objektů.....	23
4.3 Zatížení při určování zatížitelnosti mostních objektů.....	23
4.4 Materiály a základová půda při určování zatížitelnosti stávajících mostních objektů.....	27
4.5 Metodika určování zatížitelnosti kategorie A.....	28
4.6 Metodika určování zatížitelnosti kategorie B.....	29
4.7 Metodika určování zatížitelnosti kategorie C a D.....	29
4.8 Zatížitelnost spodní stavby stávajícího mostního objektu	33
4.9 Výjimečná zatížitelnost prvku mostního objektu	33
5 OVĚŘENÍ PŘECHODNOSTI PROVOZNÍHO ZATÍŽENÍ.....	35
5.1 Ověření přechodnosti.....	35
5.2 Dynamické účinky provozního zatížení.....	37
5.3 Vyhodnocení přechodnosti provozního zatížení	39
5.4 Přechodnost těžké zásilky.....	40
6. ZÁVĚREČNÁ USTANOVENÍ.....	41
CITOVANÉ NORMY A PŘEDPISY	41
SOUVISEJÍCÍ DOKUMENTY	42
BIBLIOGRAFIE	43
Příloha A (normativní) Ocelové mosty.....	45
A.1 Vlastnosti materiálů	45
A.1.1 Ocel a svářkové železo	45
A.1.2 Materiál odlitků	47
A.1.3 Litina.....	47
A.2 Přepočet ocelových nosných konstrukcí stávajících mostů	48
A.2.1 Globální analýza.....	48
A.2.2 Mezní stavy únosnosti	50
A.2.3 Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost	64
A.2.4 Mezní stavy použitelnosti	68
Příloha B (normativní) Spřažené ocelobetonové mosty.....	69
B.1 Vlastnosti materiálů	69
B.2 Přepočet stávajících spřažených ocelobetonových mostů.....	70
B.2.1 Globální analýza.....	70
B.2.2 Mezní stavy únosnosti	75
B.2.3 Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost	81
B.2.4 Mezní stavy použitelnosti	81

Příloha C (normativní) Betonové mostní objekty	83
C.1 Vlastnosti materiálů	83
C.1.1 Vlastnosti betonu	83
C.1.2 Vlastnosti výztuže	87
C.2 Přepočítání stávajících betonových mostních objektů	95
C.2.1 Globální analýza	95
C.2.2 Mezní stavy únosnosti	96
C.2.3 Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost	99
C.2.4 Mezní stavy použitelnosti	99
Příloha D (normativní) Zděné mostní objekty	103
D.1 Vlastnosti materiálů	103
D.1.1 Mechanické vlastnosti kamenného a cihlového zdiva	103
D.1.2 Deformační vlastnosti kamenného a cihlového zdiva	103
D.1.3 Zdicí prvky	104
D.1.4 Pevnost malty	105
D.1.5 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku	105
D.1.6 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vk}	106
D.1.7 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu f_{xk}	107
D.1.8 Návrhové hodnoty pevnosti zdiva	107
D.2 Přepočítání stávajících zděných mostních objektů	108
D.2.1 Globální analýza	108
D.2.2 Mezní stavy únosnosti	112
D.2.3 Mezní stavy použitelnosti	113
Příloha E (normativní) Přehled zatížitelnosti částí mostu	115
Příloha F (normativní) Výpočet dílčích součinitelů účinků zatížení a materiálů stávajících mostních objektů	120
F.1 Úroveň spolehlivosti stávajících mostních objektů	120
Příloha G (informativní) Korekční součinitele pro zatížení ocelových mostů účinky větru	125
G.1 Metodika pro zpřesnění výpočtu součinitele síly c_{fx} a c_{fz}	125
G.2 Metodika pro zpřesnění součinitele expozice c_e	129
Příloha H (informativní) Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu – obecné zásady	131
H.1 Všeobecně	131
H.2 Zjištění uspořádání a rozměrů konstrukce	132
H.3 Materiálový a degradační průzkum	133
Příloha I (informativní) Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu ocelových mostů	134
I.1 Všeobecně	134
I.2 Provádění degradačního průzkumu	134
I.3 Průzkum korozního oslabení	135
I.4 Zkoušky konstrukčních materiálů	137
I.4.1 Obecné doporučení – kombinace destruktivních a nedestruktivních zkoušek	137
I.4.2 Provádění destruktivních zkoušek	137
I.4.3 Doporučení pro provádění nedestruktivních zkoušek	138
Příloha J (informativní) Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu betonových mostních objektů (betonových, železobetonových a předpjatých)	139
J.1 Všeobecně	139
J.2 Nosná konstrukce – obecné zásady	139

J.3	Nosná konstrukce – specifika pro předpínací výztuž	140
J.4	Spodní stavba	141
Příloha K (informativní) Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu zděných mostních objektů		143
K.1	Všeobecně	143
K.2	Stanovení poškození konstrukce	143
K.3	Zkoušky konstrukčních materiálů	143
Příloha L (informativní) Doporučení pro provedení studijních zatěžovacích zkoušek ocelových a spřažených ocelobetonových mostů pro validaci výpočtového modelu		146
L.1	Obecně	146
L.2	Podklady pro studijní zkoušku mostu	147
L.3	Osazení snímačů poměrného přetvoření při studijní zkoušce	147
L.4	Měření průhybů při studijní zkoušce	148
L.5	Zkušební zátěž	151
L.6	Statické studijní zatěžovací zkoušky	151
L.7	Dynamické studijní zatěžovací zkoušky	151
L.8	Dynamická studijní informativní zkouška (experimentální modální analýza)	152
L.9	Vyhodnocení a interpretace výsledků	152
Příloha M (informativní) - Posuzování možnosti zavádění vyšších rychlostí na mostních objektech		154

ROZSAH ZNALOSTI

Níže uvedená tabulka stanovuje rozsah znalosti tohoto dokumentu pro pracovní zařazení (funkci) nebo činnost, přičemž:

- informativní znalostí se rozumí taková znalost, při které příslušný zaměstnanec má povědomí o tomto dokumentu, zná předmět jeho úpravy a při náhledu do příslušného ustanovení je schopen se podle takového ustanovení samostatně řídit nebo podle něj samostatně konat;
- úplnou znalostí se rozumí taková znalost, při které příslušný zaměstnanec má povědomí o tomto dokumentu, zná předmět jeho úpravy a bez náhledu do příslušného ustanovení je schopen se podle takového ustanovení samostatně řídit nebo podle něj samostatně konat;
- doslovnou znalostí se rozumí taková znalost, při které příslušný zaměstnanec zná text, který je v příslušném ustanovení napsán v uvozovkách kurzivou, přesně a je schopen jej bez náhledu do příslušného ustanovení samostatně reprodukovat.

Není-li rozsah znalosti pro pracovní zařazení (funkci) nebo činnost stanoven, stanoví rozsah znalosti, pokud je tak třeba učinit, příslušný vedoucí zaměstnanec.

Pracovní činnost nebo zařazení (funkce)	Znalost ustanovení
GŘ Správy železnic ředitelé O6, O7, O9, O15, O18	informativní: celý předpis včetně přílohy E
GŘ Správy železnic ředitel O13 pracovníci O13 OMT se zkouškou M-03	úplná: celý předpis včetně příloh
Stavební správy zaměstnanci zabývající se investiční činností na mostech	informativní: celý předpis včetně přílohy E
OŘ Správy železnic ředitelé OJ	informativní: celý předpis včetně přílohy E
OŘ Správy železnic přednostové SMT a pracovníci s oprávněním provádět hlavní prohlídky mostů	úplná: celý předpis včetně příloh
OŘ Správy železnic pracovníci SMT s odbornou zkouškou M-02b	informativní: celý předpis včetně příloh
CTD pracovníci MPS s odbornou zkouškou M-03	úplná: celý předpis včetně příloh

ZKRATKY A ZNAČKY

Použité zkratky

ČHMÚ	- Český hydrometeorologický ústav
ČSN EN	- Česká norma zavedená převzetím evropské normy
ČSN	- Česká technická norma
EN	- Evropská norma
FORM	- First Order Reliability Metod (Spolehlivostní metoda prvního řádu)
GNA	- Geometric Nonlinear Analysis (Geometricky nelineární analýza)
GNIA	- Geometric Nonlinear Analysis with Imperfections (Geometricky nelineární analýza s imperfekcemi)
GŘ	- Generální ředitelství
OŘ	- Oblastní ředitelství
CTD	- Centrum telematiky a diagnostiky
MPS	- Mostní a pozemní stavby
OJ	- Organizační jednotka
LBA	- Linear Buckling Analysis (Lineární stabilitní analýza)
LM71	- Load model 71 (zatěžovací model 71 podle ČSN EN 1991-2)
MNA	- Material Nonlinear Analysis (Materiálově nelineární analýza)
MVL	- Mostní vzorový list
NK	- Nosná konstrukce
OMT	- Oddělení mostů a tunelů,
PKO	- Protikorozní ochrana
SMT	- Správa mostů a tunelů,
SŽDC	- Správa železnic, státní organizace, dříve Správa železniční dopravní cesty, státní organizace
TSI	- Technical Specifications for Interoperability (Technické specifikace interoperability)
TTZ	- Traťové třídy zatížení

Značky

V tomto předpisu se používá značení geometrických, materiálových a silových veličin ve smyslu příslušných norem pro zatížení a navrhování stavebních konstrukcí a mostních objektů. V předpisu jsou použity tyto značky:

A	- průřezová plocha (všeobecně),
$A_{c,eff}$	- účinná plocha průřezu tlačенého pásu zohledňující vliv lokálního a celkového boulení,
$A_{c,eff,loc}$	- je účinná plocha tlačенého průřezu všech výztuh a dílčích polí pásu pro lokální boulení, kromě okrajových částí se šířkou $b_{edge,eff}$, které jsou podepřeny přílehlými stěnami hlavních nosníků,
A_{eff}	- účinná plocha pásu zohledňující vliv smykového ochabnutí a boulení ortotropní mostovky,
A_{r1}, A_{r2}	- plochy roznosu podélné smykové síly při blokových spřahovacích prvcích,
A_k	- průřezová plocha ohraničená střednicemi spojených stěn průřezu,
A_s	- průřezová plocha betonářské výztuže, průřezová plocha háku nebo smyčky,
A_{sl}	- celková plocha všech podélných výztuh v úseku šířky b_0 ,
A_{sl}	- celková průřezová plocha podélné výztuže v rámci obvodu u_k ,
$A_{sl,eff}$	- účinný průřez všech podélných výztuh tlačенého pásu,
A_{st}	- plná plocha příčného řezu podélné (příčné) výztuhy,
A_{sw}	- průřezová plocha smykové výztuže,
A_{swt}	- celková průřezová plocha smykové výztuže procházející myšlenou/skutečnou stěnou průřezu s tloušťkou t_{ef} ,
A_{wc}	- tlačенá část stěny,
C	- pružný odpor příčného rámu,
E	- modul pružnosti plávkové oceli, svářkového železa, zdiva,
E_{cd}	- návrhová hodnota modulu pružnosti betonu,
E_{cm}	- průměrná hodnota sečnového modulu pružnosti betonu,
$\Delta E_{G,k}$	- přírůstek charakteristických hodnot účinků stálého zatížení v důsledku přetížení mostního objektu dodatečným zatížením (např. změnou železničního svršku),
$E_{long term}$	- dlouhodobý modul pružnosti zdiva,

$E_{LM71,Ed}$	- návrhová hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,
$E_{LM71,E}$	- návrhová hodnota statického účinku modelu zatížení 71 v stejném místě posuzovaného nosného prvku mostního objektu pro určení výjimečné zatížitelnosti,
$E_{LM71,k}$	- charakteristická hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,
$E_{QL,k}$	- charakteristická hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení platným v době návrhu mostu včetně odpovídajícího dobového dynamického součinitele,
$\sum_{p=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i}$	- návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty vnitřních sil od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
E_p	- návrhová hodnota modulu pružnosti předpínací výtzuže,
E_s	- návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské výtzuže,
$E_{T,Ed}$	- návrhová hodnota statického účinku ověřovaného železničního provozního zatížení v posuzovaném místě prvku mostního objektu,
$E_{T,E}$	- návrhová hodnota statického účinku ověřované těžké zásilky v posuzovaném místě nosného prvku mostního objektu stanovená s hodnotou dílčího součinitele účinků zatížení podle tab. 2,
F_{cr}	- kritické zatížení pro celkové vybočení vypočítané pro počáteční tuhosti v pružném stavu,
F_{Ed}	- návrhové zatížení konstrukce, příčná vodorovná síla, vyjadřující vliv vzpěru tlačení pásu,
G	- modul pružnosti ve smyku,
I_y	- moment setrvačnosti průřezu k ose y,
I_z	- moment setrvačnosti průřezu k ose z,
K	- konstanta podle ČSN EN 1996-1-1 Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla. Pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce,
K_E	- součinitel závislý na typu zdiva,
L	- rozpětí pole nosníku nebo dvojnásobek vyložení konzoly,
L_p	- délka příčinkové čáry prostého nosníku,
L_ϕ	- náhradní délka nosného prvku mostního objektu,
M	- příčinková čára maximálního ohybového momentu prostého nosníku o rozpětí L_p ,
$M_{c,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti průřezu v prostém ohybu,
$M_{Ed,max}$	- největší návrhová hodnota ohybového momentu,
$M_{f,N,Rd}$	- návrhová hodnota plastického ohybového momentu únosnosti průřezu, složeného z účinných ploch pásnic (v důsledku smykového ochabnutí), redukováného v důsledku působení osové síly N_{Ed} ,
$M_{LM71,Ed}$	- návrhová hodnota ohybového momentu od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
$M_{pl,N,Rd}$	- návrhová hodnota plastického ohybového momentu únosnosti průřezu, složeného z účinných ploch pásnic a plně účinné stěny průřezu bez ohledu na její klasifikaci, redukováného v důsledku působení osové síly N_{Ed} ,
$M_{pl,Rd}$	- návrhová hodnota plastické ohybové únosnosti průřezu (obecně),
M_{Rd}	- návrhová hodnota ohybové únosnosti průřezu,
$M_{rs,Ed}$	- součet návrhových, kombinačních nebo skupinových hodnot ohybových momentů od ostatních stálých zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
N	- je poměr plánované zbytkové životnosti v letech a základního referenčního intervalu,
$N_{c,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti průřezu v prostém tlaku,
N_{Ed}	- návrhová hodnota normálové síly,
$N_{Ed,max}$	- největší návrhová hodnota normálové síly,
N_{Rd}	- návrhová hodnota normálové únosnosti průřezu,
$N_{t,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti průřezu v tahu,
P_{Rd}	- návrhová hodnota únosnosti spřahovacího prvku (trny),
$P_{Rd,lišta,bm}$	- návrhová hodnota únosnosti spřahovací lišty vztažená na jednotku délky,
$P_{Rd,A}$	- návrhová hodnota únosnosti spřahovacího prvku (háky a smyčky),
$P_{Rd,B}$	- návrhová hodnota únosnosti blokového spřahovacího prvku,
$P_{Rd,A+B}$	- návrhová hodnota únosnosti blokových spřahovacích prvků v kombinaci s háky resp. smyčkami,

$P_{Rd,C}$	- návrhová hodnota únosnosti úhelníkového spřahovacího prvku (úhelníky přivařené jedním ramenem),
R	- příčinková čára reakce pásu podélníků o rozpětí L_p ,
R_{bg}	- hodnota zaručené krychelné pevnosti betonu v tlaku stanovená na krychlích s hranou 150 mm po 28 dnech tvrdnutí betonu (podle ČSN 73 1201-89 Navrhování betonových konstrukcí),
$R_{bk,6}$	- hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku v $kp.cm^{-2}$ stanovená na krychlích s hranou 200 mm po 6 týdnech tvrdnutí betonu,
R_d	- návrhová hodnota pevnosti materiálu, únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu (obecně),
R_k	- charakteristická hodnota pevnosti materiálu, únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu (obecně),
R_{pn}	- normová hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu (podle ČSN 73 1201-89),
S	- speciální příčinková čára zadaná souřadnicemi,
$S_{y,f}$	- statický moment plochy tlačенého pásu včetně účinné části stěny,
T_{Ed}	- návrhová hodnota krouticího momentu,
T_{Rd}	- návrhová hodnota únosnosti průřezu v kroucení,
V	- příčinková čára reakce prostého nosníku o rozpětí L_p ,
$V_{bw,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku s vlivem boulení při smyku,
$V_{bw,T,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku s vlivem boulení při smyku, redukováná v důsledku působení krouticího momentu,
$V_{c,Rd}$	- návrhová hodnota únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku,
V_{Ed}	- návrhová hodnota smykové (posouvající) síly,
$V_{LM71,Ed}$	- návrhová hodnota smykové (posouvající) síly od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
$V_{pl,Rd}$	- návrhová hodnota plastické únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku,
$V_{pl,T,Rd}$	- návrhová hodnota plastické únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku, redukováná v důsledku působení krouticího momentu,
$V_{Rd,c}$	- návrhová únosnost ve smyku prvku bez smykové výztuže,
$V_{Rd,max}$	- návrhová hodnota maximální posouvající síly, kterou prvek může přenést, omezená rozdrčením tlakových diagonál,
$V_{Rd,s}$	- návrhová hodnota posouvající síly, kterou může převzít smyková výztuž na mezi kluzu,
$V_{rs,Ed}$	- návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota smykové (posouvající) síly od ostatních stálých zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
$W_{el,y}, (W_{el,z})$	- elastický průřezový modul k hlavní ose setrvačnosti y (k ose z),
$W_{pl,y}, (W_{pl,z})$	- plastický průřezový modul k plastické neutrální ose průřezu y (k ose z),
Z_{LM71}	- normální zatížitelnost prvku nebo části mostního objektu,
$Z_{LM71,E}$	- výjimečná zatížitelnost prvku nebo části mostního objektu,
a	- vzdálenost kolejnicových podpěr, vzdálenost příčných výztuh, rozpětí podélníků prvkových mostovek, součinitel pro zdivo,
a_R	- koeficient nesymetrie rozdělení meze kluzu oceli,
b	- šířka průřezu, šířka úhelníku (použitého jako prvku spřažení) ve směru kolmém na podélnou smykovou sílu, součinitel pro zdivo,
$b_{c,loc}$	- šířka tlačенé části subpanelů mezi podélnými výztuhami,
$b_{edge,eff}$	- šířka okrajových částí tlačенého průřezu, které jsou podepřeny přilehlými stěnami hlavních nosníků,
b_o	- poloviční šířka pásu mezi stěnami hlavních nosníků nebo přečnávající část pásu,
c	- šířka tlačенé nebo ohýbané části průřezu, která se použije pro zatřídění průřezu,
d	- celková tloušťka klenby,
e	- základ přirozených logaritmů, excentricita působící síly,
e_0	- amplituda počátečního zakřivení podélné výztuhy,
f_b	- normalizovaná průměrná pevnost zdicího prvku v tlaku,
f_{cd}	- návrhová hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku,
f_{ck}	- charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku stanovená na válcích o průměru 150 mm a výšce 300 mm po 28 dnech tvrdnutí betonu,
$f_{ck,c}$	- charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku stanovená na krychlích s hranou 200 mm po 28 dnech tvrdnutí betonu,

$f_{ck,cube}$	- charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku stanovená na krychlích s hranou 150 mm po 28 dnech tvrdnutí betonu,
$f_{ct,fl}$	- hodnota pevnosti betonu v tahu za ohybu,
f_{cm}	- průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku,
$f_{cm(t)}$	- průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku v čase t,
f_{ctd}	- návrhová hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu,
$f_{ctk0,05}$	- charakteristická hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu (5 % kvantil),
f_{ctm}	- průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu,
$f_{ct,sp}$	- hodnota pevnosti betonu v příčném tahu,
f_d	- návrhová hodnota pevnosti zdiva v tlaku,
f_k	- charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku,
f_m	- pevnost malty v tlaku,
f_{pd}	- návrhová hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu,
f_{pk}	- charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu,
$f_{p0,1,k}$	- charakteristická hodnota smluvní meze kluzu předpínací oceli, při které napětí vyvodí trvalé poměrné prodloužení oceli 0,1 %,
$f_{0,2,k}$	- charakteristická hodnota smluvní meze kluzu betonářské oceli, při které napětí vyvodí trvalé poměrné prodloužení oceli 0,2 %,
f_{std}	- návrhová hodnota pevnosti kamene v tahu,
f_u	- charakteristická hodnota meze pevnosti konstrukční oceli, průměrná pevnost zdicího prvku v tlaku stanovená zkouškami,
f_y	- charakteristická hodnota meze kluzu konstrukční oceli,
f_{ycd}	- návrhová hodnota meze kluzu betonářské výztuže v tlaku,
f_{yd}	- návrhová hodnota meze kluzu konstrukční oceli, návrhová hodnota meze kluzu podélné výztuže,
f_{yk}	- charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže,
f_{yw}	- charakteristická hodnota meze kluzu konstrukční oceli stěny průřezu,
f_{ywd}	- návrhová hodnota meze kluzu betonářské smykové výztuže,
f_{vd}	- návrhová hodnota pevnosti zdiva ve smyku,
f_{vk}	- charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku,
f_{vk0}	- charakteristická hodnota počáteční pevnosti zdiva ve smyku bez zatížení tlakem,
f_{xd}	- návrhová hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu,
f_{xk1}	- charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při rovině porušení rovnoběžné s ložnými spárami,
f_{xk2}	- charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu při rovině porušení kolmé k ložným spárám
h	- výška (obecně), výška ramene úhelníku použitého jako prvek spřažení,
h_r	- tloušťka roznášecí vrstvy,
h_w	- výška stěny plnostěnného nosníku,
h_{st}	- výška podélné výztuhy,
i_y	- poloměr setrvačnosti k ose y,
i_z	- poloměr setrvačnosti k ose z,
i_L	- poloměr setrvačnosti podélné výztuhy,
k	- součinitel pro zdivo,
$k_{\alpha x}$	- statistický součinitel odpovídající pravděpodobnosti výskytu charakteristické hodnoty (5 % kvantil),
k_i	- podíl účinků zatížení popsaného i-tou příčinkovou čarou na celkovém namáhání mostního prvku, pérová konstanta pružného podloží,
m	- počet spřahovacích prvků v příčném řezu vyšetřovaného nosníku na spřažené pásnici,
m_a	- střední hodnota průřezové charakteristiky,
n	- součinitel pro zdivo,
n_0	- první vlastní ohybová frekvence nezatíženého mostu,
n_s	- počet větví třmíneků s průřezovou plochou A_{sw} podílejících se na přenosu smykové síly,
r	- vzdálenost působiště tlakové síly od horního okraje klenby,
r_{lim}	- mezní vzdálenost působiště tlakové síly od horního okraje klenby

s	- podélná rozteč spřahovacích prvků v místě posuzování, podélná vzdálenost smykové výztuže betonového prvku,
t	- tloušťka plechu mostovky, tloušťka lícové vrstvy zdiva,
t_r	- plánovaná zbytková životnost v letech,
t_w	- tloušťka stěny plnostěnného nosníku,
u_k	- obvod průřezové plochy ohraničené střednicemi spojených stěn průřezu,
v_a	- variační koeficient průřezové charakteristiky,
v_G	- variační koeficient stálého zatížení,
$V_{L,LM71,Ed}$	- návrhová hodnota podélné smykové síly na jednotku délky v místě spřažení od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
$V_{L,rs,Ed}$	- návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota podélné smykové síly na jednotku délky v místě spřažení od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
v_R	- variační koeficient pevnosti materiálu,
$V_{Q,LM71}$	- variační koeficient proměnného zatížení železniční dopravou,
v_Q	- variační koeficient proměnného klimatického zatížení,
v_x	- variační koeficient nejistoty materiálové vlastnosti,
w_k	- charakteristická hodnota šířky trhliny,
w_{max}	- maximální hodnota šířky trhliny,
Z	- rameno vnitřních sil,
Z_1	- vzdálenost střednice plechu od těžištní osy hlavního nosníku,
Z_{L1}	- vzdálenost střednice plechu od těžištní osy podélné výztuhy,
Z_{L2}	- vzdálenost krajních vláken podélné výztuhy od její těžištní osy,
α	- součinitel vyjadřující dlouhodobé vlivy na pevnost betonu v tlaku a nepříznivé vlivy postupu zatěžování, exponent závislý na tloušťce ložných spár a druhu malty, úhel stoupání háku nebo smyčky od roviny pásnice,
α_{cc}	- redukční součinitel pevnosti betonu v tlaku,
α_{ct}	- redukční součinitel pevnosti betonu v tahu,
α_{cr}	- součinitel vyjadřující násobek návrhového zatížení při dosažení ztráty stability v pružném stavu,
α_E	- součinitel citlivosti metody FORM pro zatížení,
α_E	- poměr modulů pružnosti výztuže a betonu,
α_1	- míra imperfekce prutu,
α_R	- je součinitel citlivosti metody FORM pro odolnost,
β	- převodní součinitel, součinitel závislý na poměru průměrné šířky trhliny k návrhové hodnotě, součinitel spolupůsobící šířky v důsledku smykového ochabnutí, součinitel vzpěrné délky prutu, exponent závislý na druhu malty, odklon ramene háku ze směru podélné smykové síly,
β_t	- index spolehlivosti uvažovaný v závislosti na stáří nosného prvku a plánované zbytkové životnosti mostního objektu,
γ_C	- dílčí součinitel pro beton,
γ_{conv}	- součinitel konverze pro beton,
γ_{Ed}	- dílčí součinitel modelové nejistoty,
γ_f	- dílčí součinitel zatížení bez uvážení modelové nejistoty,
γ_{ff}	- dílčí součinitel účinků únavového zatížení,
γ_G	- dílčí součinitel účinků stálého zatížení,
γ_{Qab}	- dílčí součinitel účinků zatížení rozjezdovými a brzdnými silami,
γ_{Qs}	- dílčí součinitel účinků zatížení bočním rázem,
$\gamma_{Q,LM71}$	- dílčí součinitel účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71,
γ_Q	- dílčí součinitel účinků proměnných klimatických zatížení,
$\gamma_{F,ser}$	- dílčí součinitel účinků zatížení v mezních stavech použitelnosti,
γ_T	- dílčí součinitel účinků provozního zatížení nebo konkrétních kolejových vozidel,
γ_M	- dílčí součinitel materiálu (obecně),
γ_{M0}	- dílčí součinitel únosnosti průřezů při nadměrném zplastizování včetně lokálního boulení,

γ_{M1}	-	dílčí součinitel únosnosti průřezů při posuzování stability prutů,
γ_{M2}	-	dílčí součinitel únosnosti průřezu při porušení oslabeného průřezu v tahu, dílčí součinitel únosnosti šroubů, nýtů, čepů, svarů a čepových desek,
γ_{Mf}	-	dílčí součinitel pro únavovou pevnost,
$\gamma_{M,ser}$	-	dílčí součinitel spolehlivosti materiálu v mezních stavech použitelnosti,
γ_r	-	převodní součinitel pro určení návrhové únosnosti tupého svaru,
γ_S	-	dílčí součinitel únosnosti betonářské výztuže,
γ_{Sd}	-	dílčí součinitel zohledňující nejistoty modelu odezvy zatížení, příp. i modelu zatížení,
$\gamma_{S,fat}$	-	dílčí součinitel únavové pevnosti betonářské a přepínací výztuže,
γ_V	-	dílčí součinitel únosnosti spřahovacího prvku,
δ	-	přetvoření (průhyb, pootočení), součinitel výšky a šířky zdicího prvku,
δ_{lim}	-	mezní hodnota přetvoření podle kritéria příslušného mezního stavu použitelnosti,
δ_{LM71}	-	hodnota přetvoření vyvolaná svislým proměnným zatížením železniční dopravou, reprezentovaným modelem zatížení 71 (podle povahy kritéria i včetně dynamických účinků),
$\sum_{i=1}^{n-1} \delta_{TS,i}$	-	hodnoty přetvoření od ostatních stálých zatížení, které současně působí se svislým proměnným zatížením železniční dopravou v případě, že nebyly eliminovány vnějším zásahem (například nadvýšením nosné konstrukce),
δ_{ij}	-	souřadnice příčinkové čáry průhybu pásového plechu jednotkové šířky v místech „i“ podélné výztuhy pro polohu jednotkové síly „j“,
ϵ_{uk}	-	charakteristická hodnota poměrného přetvoření betonářské nebo předpínací oceli při maximálním zatížení,
ϵ_{cs}	-	základní hodnota smršťování betonu,
η	-	součinitel vyjadřující rozdílnou soudržnost betonářské a předpínací výztuže, součinitel vyjadřující vliv vlhkosti zdiva,
η_1	-	poměr návrhové hodnoty normálového napětí v posuzovaném vlákně ocelového průřezu a návrhové hodnoty pevnosti materiálu,
η_2	-	poměr návrhové hodnoty napětí od soustředěného zatížení ve stěně ocelového průřezu a návrhové hodnoty pevnosti materiálu,
η_3	-	poměr návrhové hodnoty smykové síly a návrhové hodnoty plastické únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku, resp. poměr návrhové hodnoty maximálního smykového napětí ve stěně ocelového průřezu k návrhové hodnotě pevnosti materiálu ve smyku,
$\bar{\eta}_{3,3}$	-	poměr návrhové hodnoty smykové síly a návrhové hodnoty únosnosti stěny ocelového průřezu ve smyku s vlivem boulení při smyku,
κ	-	poměr ploch A_{F2}/A_{F1} , poměr definovaný v tab. 3.1 v ČSN 1993-1-5 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-5: Boulení stěn,
K_k, K_d	-	konstanty související s úpravou hodnoty indexu spolehlivosti v souvislosti se zavedením gama rozdělení,
$K_{c,cu}$	-	převodní součinitel,
λ	-	štíhlost prvku,
μ	-	součinitel tření,
λ_{LM71}	-	účinnost provozního zatížení,
ξ	-	redukční součinitel při výpočtu kombinované únosnosti blokového spřahovacího prvku s háky nebo smyčkami,
ψ	-	součinitel dynamické redukce, součinitel pro kombinační, častou nebo kvázistálou hodnotu proměnného zatížení,
θ	-	šikmost mostu,
ρ_c	-	součinitel celkového boulení tlačенého pásu,
ρ_{loc}	-	součinitel boulení dílčího pole tlačенého pásu,
$\Delta\sigma_C (\Delta\tau_C)$	-	charakteristická hodnota únavové pevnosti oceli pro posuzovaný typ konstrukčního detailu,
$\Delta\sigma_{E2} (\Delta\tau_{E2})$	-	ekvivalentní rozkmit normálového (smykového) napětí od svislého pohyblivého zatížení při konstantní amplitudě pro 2.10^6 kmitů,
σ_{cr}	-	kritické napětí podélné výztuhy,
$\sigma_{LM71,0,j}$	-	navrhové hodnoty normálových napětí, které v ověřovaných vláknech podélné výztuhy ($j = 1, 2$) vyvodí model zatížení 71 včetně dynamických účinků,

$\sigma_{m,Ed}$	- návrhová hodnota normálového napětí v tláčeném pásu od vodorovného ohybu a případné distorze příčného řezu nosné konstrukce,
$\Delta\sigma_p$ ($\Delta\tau_p$)	- referenční rozkmit normálového (smykového) napětí v posuzovaném místě konstrukce od charakteristického svislého pohyblivého zatížení železniční dopravou (model zatížení 71), odpovídajícího stanovené nejnižší zatížitelnosti příslušného konstrukčního prvku,
$\sigma_{rs,0,j}$	- návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty normálových napětí, které v ověřovaných vláknech podélné výztuhy ($j = 1, 2$) vyvodí ostatní zatížení působící současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
$\sigma_{x,LM71,Ed}$	- návrhové hodnoty napětí v konstrukční oceli, v betonu nebo ve výztuži od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
$\sigma_{x,rs,Ed}$	- návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty napětí v konstrukční oceli, v betonu nebo ve výztuži od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
$\sigma_{z,LM71,Ed}$	- návrhová hodnota normálového napětí ve stěně průřezu při lokálním příčném zatížení vyvolaná kolovými silami modelu zatížení 71,
$\sigma_{z,rs,Ed}$, návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota normálového napětí ve stěně průřezu při lokálním příčném zatížení, vyvolaná ostatními zatíženími, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,
σ_{01}	- normálové napětí v střednici plechu v místě ověřované podélné výztuhy,
$\sigma_{0,2}$	- popouštěním zvýšená mez kluzu, při které napětí vyvodí trvalé poměrné přetvoření oceli v hodnotě 0,2 %,
τ_{Ed}	- návrhová hodnota smykového napětí od ohybu a kroucení průřezu mostního prvku,
Φ_i	- dynamický součinitel (Φ_2, Φ_3) pro model zatížení 71,
$\Phi_{i,sup}$	- je největší hodnota dynamického součinitele zohledňující vliv kolejového styku ($i = 2, 3$),
ϕ	- průměr výztuže,
ϕ_{Ti}	- dynamický součinitel ϕ_{T1} nebo ϕ_{T2} pro provozní zatížení,
ϕ_{∞}	- konečná hodnota součinitele dotvarování zdiva,
$\varphi_{KOV\epsilon_0}$	- součinitel dotvarování betonu,
χ	- součinitel vzpěrnosti,
χ_{c1}, χ_{c2}	- součinitele vzpěrnosti pro podélné výztuhy ortotropních mostovek,
χ_{LT}	- součinitel vzpěrnosti pro ztrátu stability při ohybu (součinitel klopení),
χ_w	- je součinitel boulení stěny při namáhání smykem.

Vypracování předpisu

Zpracovatel: Kolektiv pracovníků Katedry stavebních konstrukcí a mostů, Stavební fakulty, Žilinské univerzity v Žilině v složení:

prof. Ing. Josef Vičan, CSc.	- kapitoly 1 až 5, Přílohy A, E a F,
Ing. Jozef Gocál, PhD.	- Příloha A,
Ing. Richard Hlinka, PhD.	- Příloha A,
Ing. Jaroslav Odrobiňák, PhD.	- Příloha B,
doc. Ing. Martin Moravčík, PhD.	- Příloha C,
doc. Ing. Peter Koteš, PhD.	- Přílohy C a D.

Text předpisu recenzovali, připomínkovali a doplnili:

Ing. Tomáš Wangler	- Metrostav a.s., Praha, kapitoly 1 až 5, Přílohy A, B a F,
doc. Ing. Vladimír Hrdoušek, CSc.	- Fakulta stavební ČVUT v Praze, Příloha C,
Ing. Michal Drahorád, PhD.	- Fakulta stavební ČVUT v Praze, kapitoly 1 až 5, Přílohy C, D,
Ing. Milan Čermák	- Správa železnic, O13, OMT, Příloha M.

Text předpisu aktualizovali v letech 2019-2020:

doc. Ing. Pavel Ryjáček, Ph.D.	- Fakulta stavební ČVUT v Praze, kapitola 4, Přílohy A, G, H, I, L,
--------------------------------	---

Ing. Jan Žitný	- Fakulta stavební ČVUT v Praze, Příloha G,
doc. Ing. Roman Šafář, Ph.D.	- Fakulta stavební ČVUT v Praze, Příloha C, J,
Ing. Michal Drahorád, Ph.D.	- Fakulta stavební ČVUT v Praze, Příloha C, D, K.

Text předpisu recenzovali v roce 2019:

prof. Ing. Josef Vičan, CSc. a kol.	- Stavební fakulta, Žilinská univerzita v Žilině
Ing. Martin Vlasák	- SUDOP Praha a.s.

Zadavatel a gestor předpisu:

Ing. Václav Podlipný, Správa železnic, odbor traťového hospodářství, oddělení mostů a tunelů

1 ÚVODNÍ USTANOVENÍ

Tento předpis platí pro mostní objekty převádějící zatížení kolejovými vozidly a spravované Správou železnic, státní organizací (dále jen „Správa železnic“). Výjimku ze závazných ustanovení tohoto předpisu může na základě předložené žádosti povolit pouze ředitel O13.

1.1 Předmět předpisu

Tento předpis platí pro určování zatížitelnosti trvalých a zatímních mostních objektů a dalších objektů s konstrukcí mostům podobnou spravovaných Správou železnic na železničních tratích s traťovou rychlostí do 200 km/hod včetně. Součástí tohoto předpisu je také metodika ověřování přechodnosti provozního zatížení.

Předpis platí i pro posuzování návrhů úprav mostních objektů pro dosažení požadované přechodnosti provozního zatížení příslušné traťové třídy zatížení (TTZ) podle ČSN EN 15528 Železniční aplikace - Traťové třídy zatížení pro určení vztahu mezi dovoleným zatížením infrastruktury a maximálním zatížením vozidly.

Předpis rovněž platí pro určování zatížitelnosti prvků nových mostních objektů, avšak pro úroveň spolehlivosti odpovídající návrhu nového mostního objektu, tj. pro návrhové hodnoty účinků zatížení a únosnosti průřezů a prvků mostních objektů definovaných podle současně platných norem ČSN a ČSN EN bez možnosti využití úlev uvedených v tomto předpisu.

2 TERMÍNY A DEFINICE

- 2.1 V tomto předpisu se používají základní termíny, definice a značky, které jsou v souladu s ČSN 73 6200, s příslušnými normami pro zatížení a navrhování stavebních konstrukcí a mostních objektů ČSN EN 1990 a normami ČSN ISO 2394 a ČSN ISO 13822. Základní terminologie z ČSN 73 6200 a ČSN 73 0038 je doplněna o termíny definované v této kapitole.
- 2.2 **Mostní objekt** je nedílnou součástí dopravní cesty v místě, v němž je třeba překonat přírodní nebo umělou překážku přemostěním, popřípadě zvolit obdobné řešení z vodohospodářských, ekonomických, ekologických nebo estetických důvodů. Pojem mostní objekt v tomto předpisu zahrnuje:
- mosty,
 - propustky.
- 2.3 **Normální zatížitelnost prvku mostního objektu** Z_{LM71} (dále jen **zatížitelnost**) je bezrozměrná veličina, která vyjadřuje poměr mezních účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou (z hlediska příslušného mezního stavu únosnosti nebo použitelnosti) k účinkům, které v prvku mostního objektu vyvodí model zatížení 71.¹
- 2.4 **Zatížitelnost části mostního objektu** (nosné konstrukce, spodní stavby) je souhrn zatížitelností jednotlivých prvků příslušné části mostního objektu.
- 2.5 **Zatížitelnost mostního objektu** je souhrn zatížitelností prvků mostního objektu seřazených podle příslušnosti k jeho jednotlivým částem.
- 2.6 Podle přesnosti a metodiky stanovení zatížitelnosti rozlišuje tento předpis následující **kategorie zatížitelnosti mostních objektů**:
- **kategorie A**: zatížitelnost stanovená odhadem na základě informací získaných zejména z procesu dohlédací činnosti,
 - **kategorie B**: zatížitelnost stanovená porovnávacím přepočtem stávajícího mostního objektu, označovaná jako odvozená zatížitelnost,
 - **kategorie C**: zatížitelnost stanovená přepočtem stávajícího mostního objektu na základě jeho ověřeného skutečného stavu nebo analýzou nového mostního objektu nebo jeho části,
 - **kategorie D**: zatížitelnost stanovená přepočtem stávajícího mostního objektu na základě jeho ověřeného skutečného stavu nebo analýzou nového mostního objektu nebo jeho části, doplněnými experimentálním ověřením chování mostního objektu, příp. jeho části, kterým se ověří správnost zvoleného výpočtového modelu.
- Kategorii zatížitelnosti mostního objektu stanovuje příslušný správce, případně odborný útvar zadavatele (viz 2.18) jako součást zadání pro určení zatížitelnosti mostního objektu. Přepočty zpracovávané cizími subjekty budou vždy kategorie C nebo D. Výjimkou mohou být přepočty spodní stavby, u nichž, po dohodě se správcem či odborným útvarem zadavatele, je možno využít 4.8.2.
- 2.7 **Zatížitelnost kategorie A** se určuje odborným odhadem a slouží pro operativní zajištění provozuschopnosti.
- 2.8 **Zatížitelnost kategorie B** se stanovuje porovnávacím přepočtem s kritickým vyhodnocením výsledků původní analýzy mostního objektu nebo provedených přepočtů stávajícího mostního objektu podle 4.6 tohoto předpisu. Takto určená zatížitelnost se označuje jako odvozená zatížitelnost mostu.
- 2.9 **Zatížitelnosti kategorie C a D** se stanovují přepočtem mostního objektu podle postupů a zásad uvedených v tomto předpisu s využitím výsledků původní analýzy mostního objektu nebo dříve provedených přepočtů stávajícího mostního objektu a provedeného ověření jeho skutečného stavu (diagnostický průzkum).
- 2.10 V případě zatížitelnosti kategorie **D** se při jejím určování využívají i výsledky realizovaných experimentálních analýz a jiných dostupných vyšetřování mostního objektu nebo jeho částí,

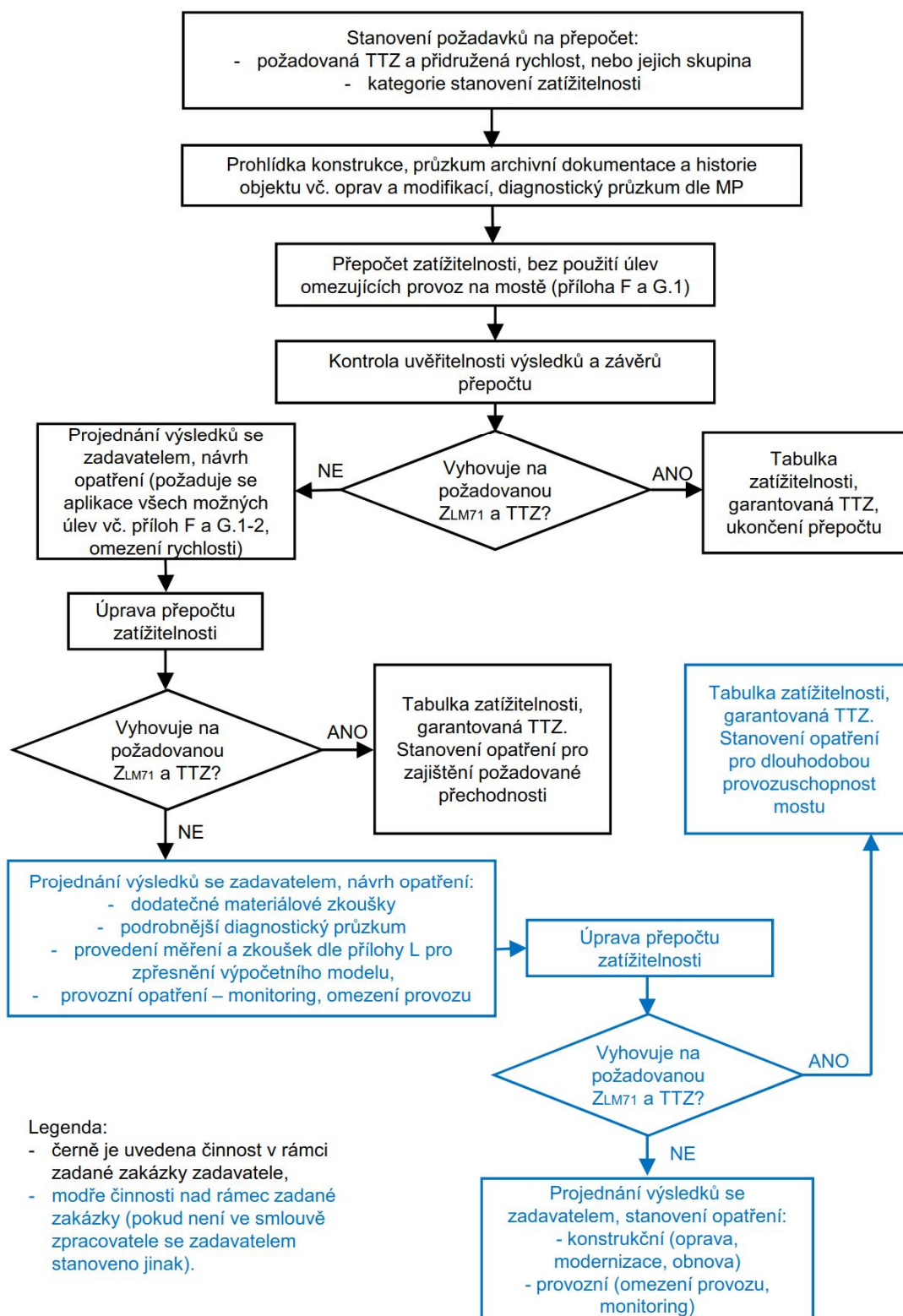
¹ Definice zatížitelnosti prvku mostního objektu není úplně v souladu s definicí uvedenou v ČSN 73 6200, avšak pro potřeby srozumitelnosti a kontinuity předpisu s dříve platnou SR5 se upřednostnila tato verze. Zásadní rozdíl je v zavedení termínu „mezní účinky“ oproti termínu „přípustné hodnoty posuzovaného účinku“.

kteřé byly provedeny na mostním objektu do doby zpracování přepočtu (výsledky dlouhodobého sledování, výsledky statických nebo dynamických zatěžovacích zkoušek apod.). Doporučení pro provádění experimentálního ověření mostního objektu pro ověření správnosti výpočtového modelu ocelových a sprážených mostů jsou uvedeny v příloze L.

- 2.11 **Přepočtem mostního objektu** se rozumí postup stanovení zatížitelnosti analýzou mostního objektu (viz ČSN EN 1990) respektující zásady tohoto předpisu a příslušných norem ČSN a ČSN EN, na které se tento předpis odvolává.
- 2.12 **Výjimečná zatížitelnost prvku mostního objektu** $Z_{LM71,E}$ se určuje přepočtem mostního objektu podle postupů a zásad uvedených v tomto předpisu pro určení zatížitelnosti kategorie C, příp. D (kapitoly 4.7) s dalšími úlevami definovanými v 4.9 tohoto předpisu. Výjimečnou zatížitelnost lze stanovit i pro specifické provozní podmínky při zachování odpovídající úrovně spolehlivosti (například pro definované klimatické podmínky).
- POZNÁMKA: Definice výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$ odpovídá definici normální zatížitelnosti, stanovuje se však pro nižší úroveň spolehlivosti, která je vyjádřena menšími hodnotami dílčích součinitelů účinků zatížení, případně spolehlivosti materiálů.
- 2.13 **Přechodnost provozního zatížení** je schopnost mostního objektu převádět provozní zatížení po vlastním mostním objektu i jím neseném železničním svršku a spodku při zachování bezpečnosti železničního provozu, a souběžně i schopnost provozního zatížení bezpečně pojíždět po mostním objektu.
- 2.14 **Účinnost provozního zatížení** je bezrozměrná veličina, která vyjadřuje poměr hodnoty posuzovaného účinku (v silové, napěťové nebo deformační podobě), vyvolaného provozním zatížením v posuzovaném prvku mostního objektu k hodnotě účinku (stejného druhu a ve stejném místě, kde byla určena účinnost), který vyvolá model zatížení 71.
- 2.15 **Provozním zatížením** se v tomto předpisu rozumí traťové třídy zatížení (TTZ), konkrétní kolejová vozidla a případně i lokomotivní třídy.
- 2.16 **Těžkou zásilkou** se v tomto předpisu rozumí takové provozní zatížení, které překračuje TTZ příslušné trati s přidruženou rychlostí a přepravuje se za speciálně stanovených provozních podmínek (např. přeprava těžkých a mimořádných zatížení speciálními kolejovými vozidly vymezenými v TSI 1299/2014, přeprava vozidel se zvláštním konstrukčním uspořádáním, případně i vozidel historických).
- 2.17 **Dokumentací mostního objektu** se rozumí soubor dokumentace dle předpisu SŽDC S5 a zprávy z dohlédací činnosti.
- 2.18 **Odborným útvarem zadavatele** se v tomto předpisu rozumí Správa železnic, Generální ředitelství, odbor traťového hospodářství, oddělení mostů a tunelů.
- 2.19 **Správce mostního objektu** se v tomto předpisu rozumí místně příslušná správa mostů a tunelů oblastního ředitelství (dále jen „správce“).

3 OBECNĚ

- 3.1 Tento předpis stanovuje základní metodiku a postupy určování zatížitelnosti mostních objektů, které jsou součástí železniční dopravní cesty. Zabývá se zejména metodikou stanovení zatížitelnosti přepočtem mostních objektů. Předepisuje postupy při určování zatížitelnosti, příp. úlevy odlišné od požadavků a ustanovení platných norem pro zatížení, navrhování a posuzování novostaveb. Současně uvádí postupy pro posouzení přechodnosti provozního zatížení ve vztahu k stanovené zatížitelnosti. Posouzení únosnosti železničního svršku není součástí tohoto předpisu. V tomto případě je nutno postupovat podle příslušných předpisů. Obecný postup stanovení zatížitelnosti a přechodnosti uvádí obr. 1, černě je uvedena činnost v rámci zadané zakázky zadavatele, modře činnosti nad rámec zadané zakázky (pokud není ve smlouvě zpracovatele se zadavatelem stanoveno jinak).
- 3.2 Pravidla a postupy uvedené v tomto předpisu se použijí i při určování zatížitelnosti nových mostních objektů. Zatížitelnost nových mostních objektů se vyjadřuje v hladině účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 se součinitelem $\alpha = 1,00$ pro úroveň spolehlivosti danou ČSN EN 1990 bez úlev uvedených v tomto předpisu, které jsou přípustné jen pro stávající mostní objekty.
- 3.3 Zatížitelnost části mostního objektu se obecně určuje pro jednotlivé nosné konstrukce a části spodní stavby. Určování zatížitelnosti spodní stavby lze podle okolností přiměřeně zjednodušit (viz 4.8).
- 3.4 Pravidla a postupy tohoto předpisu se použijí i při určování výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E7}$, která se stanovuje podle zásad v 4.9 jen pro ten prvek nebo část mostního objektu, která rozhoduje o přechodnosti provozního zatížení.
- 3.5 Zatížitelnost mostního objektu se určuje:
- a) pokud její aktuální hodnota není známa,
 - b) pokud se očekává změna její aktuální hodnoty,
 - c) pokud je dosažení konkrétní hodnoty zatížitelnosti či odpovídající přechodnosti zadávacím parametrem rekonstrukce mostního objektu,
 - d) jako součást analýzy každého nového mostního objektu.
- 3.6 Změnu zatížitelnosti mostního objektu lze očekávat zejména v těchto případech:
- a) pokud došlo ke změně skutečného technického stavu mostního objektu, která může ovlivnit dříve stanovenou zatížitelnost,
 - b) pokud došlo ke změně stálého zatížení nebo při změně jeho polohy na mostním objektu,
 - c) změnilo-li se uspořádání kolejí na mostě (poloha, zřízení bezstykové koleje, a to zejména na mostech s prvkovou mostovkou či přímým upevněním koleje, nebo pokud jsou dilatační délky mostu blízké či překračují limitní hodnoty v předpisu SŽDC S3, díl XII, tab. 1. apod.),
 - d) pokud došlo k jakékoliv změně mostního objektu formou jeho rekonstrukce zesílením, rozšířením, výměnou části příp. celého mostního objektu,
 - e) pokud v prostoru mostního objektu došlo k relevantní mimořádné události ovlivňující jeho spolehlivost.
- 3.7 Zatížitelnost stávajícího mostního objektu se určuje na základě jeho ověřeného skutečného stavu. Ověřením aktuálního stavu mostního objektu prohlídkou se zjišťuje, zda údaje a předpoklady dostupné dokumentace mostního objektu odpovídají jeho skutečnému stavu. Zjištěný skutečný stav mostního objektu je nutno porovnat se stavem uvedeným v aktuálním protokolu z podrobné či mimořádné prohlídky. Chybějící nebo neúplné údaje je nutno doplnit na základě výsledků prohlídky.



Obrázek 1 – Metodický postup stanovení zatížitelnosti a přechodnosti

- 3.8 Základním podkladem pro ověření skutečného stavu mostního objektu je dokumentace mostního objektu. Využitelná je zejména dokumentace skutečného provedení mostního objektu nebo původní projektová dokumentace. Je nutno vycházet z předpokladu, že výstavba a úpravy mostního objektu mohly probíhat po etapách, přičemž všechny etapy nemusí být v dokumentaci uvedeny. Užitečnými podklady jsou i dokumenty z průběhu

- výstavby, zejména výsledky zkoušek. Vždy se požaduje kritické zhodnocení věrohodnosti dostupné dokumentace mostního objektu.
- 3.9 Ověření skutečného stavu mostního objektu je nutno provést při určování zatížitelnosti všech kategorií v rozsahu přiměřeném požadované kategorii. Zohlednění skutečného stavu mostního objektu se v přepočtu stávajícího mostního objektu provede podle 4.7.3 a příslušných částí příloh A, B, C, D.
 - 3.10 V případě nedostatečných informací o chování mostního objektu nebo pochybností o správnosti zvoleného výpočtového modelu mohou být na základě dohody mezi odborným útvarem zadavatele a zpracovatelem přepočtu navržena a provedena experimentální ověření formou studijní zatěžovací zkoušky mostního objektu nebo jeho části, doplněná příp. i o další experimentální analýzy (měření napětí ve vytipovaných místech, validace výpočtového modelu za pomoci výsledků modální analýzy).
 - 3.11 Určené hodnoty zatížitelnosti Z_{LM71} prvků jednotlivých částí mostního objektu se zapíše do přehledné tabulky podle přílohy E tohoto předpisu, jejíž uspořádání je závazné.
 - 3.12 Pro rozhodující prvek mostního objektu z hlediska přechodnosti provozního zatížení lze v přehledu zatížitelnosti dle přílohy E uvést i výjimečnou zatížitelnost $Z_{LM71,E}$, jakož i zatížitelnosti nepožadované pro stanovení přechodnosti provozního zatížení.
 - 3.13 Ověření přechodnosti provozního zatížení se provede postupem podle kapitoly 5 tohoto předpisu pro všechny prvky mostního objektu, jejichž zatížitelnost může o přechodnosti provozního zatížení rozhodovat.
 - 3.14 Pravidla a principy tohoto předpisu nevylučují použití přesnějších postupů a analýz, pokud nejsou v rozporu se základními principy platných norem ČSN a ČSN EN pro navrhování a posuzování stavebních konstrukcí a mostních objektů i zásadami tohoto předpisu.

4 ZATÍŽITELNOST MOSTNÍCH OBJEKTŮ

4.1 Základní ustanovení pro přepočty mostních objektů

4.1.1 Přepočet mostního objektu musí vždy obsahovat:

- technickou zprávu k přepočtu mostního objektu,
- vlastní přepočet mostního objektu,
- přehled zatížitelnosti (viz příloha E).

4.1.2 Součástí technické zprávy k přepočtu mostního objektu jsou zejména:

- identifikační údaje mostního objektu - traťový úsek, definiční úsek, staničení, číslo koleje,
- vymezení částí mostního objektu, které jsou předmětem přepočtu, resp. vyčlenění těch částí mostního objektu, kterých se přepočet netýká,
- přehled podkladů použitých při zpracování přepočtu mostního objektu včetně souvisejících norem, směrnic a další použité literatury,
- uvedení kategorie zatížitelnosti,
- údaje o základních geometrických parametrech mostního objektu s uvedením zdroje dat,
- údaje o fyzikálně-mechanických vlastnostech použitých materiálů s uvedením zdroje dat,
- údaje o geometrické poloze koleje na mostě a kvalitě jízdní dráhy,
- datum zjištění skutečného stavu mostního objektu,
- přehled zjištěných závad a poruch mostního objektu,
- upozornění, které závady a poruchy mostního objektu nejsou v přepočtu zohledněny, protože se předpokládá jejich odstranění údržbou nebo opravou,
- podmínky a/nebo doporučená opatření pro další provoz mostního objektu (způsob odstranění závad nebo poruch, ověření chování konstrukce zatěžovací zkouškou nebo dlouhodobým sledováním, návrh na zesílení kritických konstrukčních prvků apod.),
- základní údaje o použitých softwarových produktech (název, verze, firma, vlastník).

4.1.3 Součástí vlastního přepočtu mostního objektu je zejména:

- dispoziční výkres mostního objektu,
- přehled uvažovaného zatížení a jeho začlenění do jednotlivých zatěžovacích stavů,
- přehled kombinací zatížení uvažovaných při stanovení zatížitelnosti,
- popis výpočtového modelu mostního objektu, jakož i zdůvodnění jeho výběru, popis okrajových podmínek, uložení, modelování přípojů jednotlivých prvků, dále popis zohlednění excentricit, případných nelinearit, změn průřezových charakteristik vlivem koroze apod.,
- posouzení všech rozhodujících prvků v přehledné formě včetně vyhodnocení,
- zobrazení speciálních příčinkových čar uvedených v přehledu zatížitelnosti, příčinkové čáry budou uvedeny také v tabulkové formě dle požadavků objednatele. Doporučuje se předání v otevřené formě tabulkového procesoru xls, csv apod.,
- údaj o celkovém počtu stran,
- identifikace a podpis autora přepočtu mostního objektu a osoby, která jej kontrolovala.

4.1.4 Vlastní přepočet mostního objektu musí být kontrolovatelný. Jeho závěry musí poskytovat úplný podklad pro následné vyhodnocení přechodnosti provozního zatížení.

4.1.5 V případě přepočtu stávajícího mostního objektu s poruchami, které nebudou odstraněny údržbou nebo opravami, je nutné uvést způsob zohlednění poruch v použitém výpočtovém modelu mostního objektu a v modelech únosnosti jeho příslušných průřezů a prvků. V odůvodněných případech může být požadavkem správce či odborného útvaru zadavatele provedení přepočtu mostního objektu s poruchami i bez nich. Přepočet pak může sloužit jako podklad k rozhodnutí, zda přistoupit k odstranění poruch (zvláště u poruch obtížně odstranitelných).

- 4.1.6 Je-li na základě zadání součástí přepočtu i ověření přechodnosti provozního zatížení, uvedou se v technické zprávě údaje o posuzovaném provozním zatížení včetně přidružené rychlosti.

4.2 Mezní stavy při přepočtech mostních objektů

- 4.2.1 Spolehlivost mostních objektů se ověřuje a zatížitelnost se určuje pomocí metody dílčích součinitelů. V metodě dílčích součinitelů se ověřuje, zda ve všech relevantních návrhových situacích nejsou překročeny příslušné mezní stavy mostních objektů.

- 4.2.2 Mostní objekty se ověřují z hlediska mezních stavů únosnosti a mezních stavů použitelnosti.

Mezní stavy únosnosti mostních objektů jsou:

- porušení průřezu prvku mostního objektu překročením jeho návrhové únosnosti nebo mezního poměrného přetvoření,
- ztráta stability tvaru prvku mostního objektu,
- porušení spoje,
- únavové porušení při opakovaném vysokocyklovém namáhání,
- ztráta stability polohy.

Mezní stavy použitelnosti mostních objektů jsou:

- omezení napětí,
- omezení přetvoření z hlediska bezpečnosti dopravy,
- vznik nepřijatelných kmitání,
- omezení trhlin.

- 4.2.3 Z hlediska mezních stavů únosnosti se prokazuje, že extrémní návrhové hodnoty účinků zatížení odpovídající stanovené hodnotě zatížitelnosti nepřekračují návrhovou únosnost průřezů a prvků mostního objektu nebo jeho částí.

Pro novostavby železničních mostů se zatížitelnost vyčísluje pouze z následujících mezních stavů únosnosti:

- porušení průřezu prvku mostního objektu překročením jeho návrhové únosnosti nebo mezního poměrného přetvoření,
- ztráta stability tvaru prvku mostního objektu,
- porušení spoje.

- 4.2.4 Při posuzování mezního stavu ztráty stability polohy překlopením se ověřuje splnění statických podmínek rovnováhy části mostního objektu jako tuhého tělesa (překlopení nosné konstrukce mostů s horními mostovkami, resp. bez mostovek). Z tohoto mezního stavu se nestanovuje zatížitelnost. Průkaz stability polohy je však nutnou podmínkou přechodnosti každého provozního zatížení, viz 5.1.8.

- 4.2.5 V případě mezních stavů použitelnosti se prokazuje, že účinky odpovídajících hodnot zatížení vyhovují pro stanovenou hodnotu zatížitelnosti mezním hodnotám kritérií příslušných mezních stavů použitelnosti.

4.3 Zatížení při určování zatížitelnosti mostních objektů

- 4.3.1 Zatížení stávajících mostních objektů, jeho poloha a hodnoty se v přepočtech uvažují na základě skutečného současného stavu mostního objektu zjištěného šetřením na místě s využitím dokumentace mostního objektu. Při určování zatížitelnosti nových mostních objektů se uvažují zatížení použitá v jejich analýze.

- 4.3.2 Skutečné hodnoty stálého zatížení stávajícího mostního objektu je nutno ověřit zejména v případech, je-li zřejmé z jeho uspořádání nebo i případných poruch, že na mostní objekt působí jiné druhy nebo hodnoty zatížení, než jaké byly uvažovány při jeho návrhu nebo posledním přepočtu pro určení zatížitelnosti.

- 4.3.3 Stálá zatížení se stanovují na základě objemových hmotností a skutečných rozměrů prvků nebo částí mostního objektu. Pro potřeby přepočtu se požaduje zohlednit i polohu stálého zatížení na stávajícím mostním objektu.

- 4.3.4 Objemové hmotnosti materiálů se zjišťují nepřímo na základě normových či tabulkových hodnot nebo v odůvodněných případech přímo ze vzorků odebraných z mostního objektu.
- 4.3.5 Charakteristické hodnoty stálých zatížení se stanovují podle ČSN EN 1991-1-1, s přihlédnutím k ČSN EN 1990, příloha D a ČSN ISO 13822, resp. ČSN 73 0038, pokud se využívají výsledky experimentálních šetření na mostním objektu.
- 4.3.6 Pokud se nepočítá přesněji, použijí se při stanovení návrhových hodnot stálých zatížení hodnoty dílčích součinitelů účinků stálého zatížení γ_G z tabulky 1.

Tabulka 1- Dílčí součinitele účinků stálého zatížení

Dílčí součinitele účinků stálého zatížení γ_G					
Prvky nebo části mladší než 30 let		Prvky nebo části starší než 30 let			
Ocelové a prefabrikované betonové prvky	Prvky z ostatních materiálů	Ocelové a prefabrikované betonové prvky		Prvky z ostatních materiálů	
		Kontrola měření rozměrů	Bez kontroly	Kontrola měření rozměrů	Bez kontroly
1,25	1,30	1,20	1,25	1,25	1,30

POZNÁMKA 1: V kombinaci 6.10b se při použití výše uvedených redukováných součinitelů zatížení použije součinitel $\xi=0,95$.

POZNÁMKA 2: Hodnoty dílčích součinitelů účinků stálých zatížení je možné stanovit přesnějším postupem podle přílohy F tohoto předpisu v závislosti na stáří prvku mostního objektu a pro konkrétní hodnotu plánované zbytkové životnosti, kterou určuje odborný útvar zadavatele.

- 4.3.7 Pro vlastní tíhu nenosných částí mostních objektů, zejména kolejového lože, přesypávky a ochranných vrstev s významnou variací rozměrů a/nebo objemové tíhy je nutno v přiměřené formě zohlednit ustanovení 5.2.3 v ČSN EN 1991-1-1 v závislosti na možnosti ověření těchto parametrů. Po dohodě s odborným útvarem zadavatele je možno přiměřeně redukovat součinitel, kterým se uvažuje rozptyl tíhy kolejového lože. V případě, kdy je objemová hmotnost a tloušťka kolejového lože stanovena měřením a použita ve výpočtu, lze součinitel, kterým se uvažuje rozptyl tíhy kolejového lože, uvážit hodnotou 1,0.
- 4.3.8 Svislé proměnné zatížení železniční dopravou se při přepočtu mostního objektu zohledňuje modelem zatížení 71 podle 6.3.2 v ČSN EN 1991-2 se součinitelem $\alpha = 1,00$. Toto zatížení se na mostní objekt umísťuje v nejnepříznivější poloze pro každý jeho nosný prvek. Odlehčujících účinků tohoto zatížení se nedbá.
- 4.3.9 Vliv excentricity svislého proměnného zatížení železniční dopravou se zohlední zaměřením skutečné polohy koleje na mostním objektu. Pokud odborný útvar zadavatele nestanoví jinak, uvažuje se při přepočtu stávajícího mostního objektu i excentricita svislého proměnného zatížení v důsledku nerovnoměrnosti kolových sil podle 6.3.5 v ČSN EN 1991-2.
- 4.3.10 Osamělé síly v modelu zatížení 71 nebo jiná soustředěná kolová zatížení se v přepočtech stávajících mostních objektů při všech typech mostovek rozdělí podélně na tři kolejnicové podpory (mostnice, podkladnice, pražce) podle obrázku 6.4 v ČSN EN 1991-2, pokud se nepostupuje přesněji. Vzdálenost jednotlivých kolejnicových podpor lze přitom uvažovat jednotně hodnotou $a = 533$ mm. Roznos lze modelovat přesněji podle skutečného provedení kolejnicových podpor.
- 4.3.11 V případě nosných konstrukcí s přímým uložením kolejnic na desce mostovky pomocí podkladnic, pryžových podložek a rozchodových desek se může předpokládat rovnoměrné rozložení příslušné části kolového zatížení na dolní plochu podkladnice.
- 4.3.12 Na mostním objektu s průběžným kolejovým ložem se osamělé síly modelu zatížení 71 mohou roznášet v podélném směru rovnoměrně podle 6.3.6.2 v ČSN EN 1991-2. Roznos zatížení v příčném směru se uvažuje podle 6.3.6.3 v ČSN EN 1991-2.

4.3.13 Dílčí součinitel $\gamma_{Q,LM71}$ účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71, se při určování zatížitelnosti jednotlivých prvků mostního objektu uvažuje v závislosti na stáří prvku mostního objektu a jeho plánované zbytkové životnosti následujícími hodnotami:

- pro nosné prvky mostních objektů mladší než 30 let: $\gamma_{Q,LM71} = 1,45$,
- pro nosné prvky stávajících mostních objektů starší než 30 let: $\gamma_{Q,LM71} = 1,30$.

POZNÁMKA: Hodnoty dílčích součinitelů účinků svislého proměnného zatížení je možné stanovit přesnějším postupem podle přílohy F tohoto předpisu v závislosti na stáří prvku mostního objektu a pro konkrétní hodnotu plánované zbytkové životnosti mostního objektu, kterou určuje správce, případně odborný útvar zadavatele.

4.3.14 Dynamické účinky pohyblivého svislého zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71, se v přepočtu mostního objektu zohledňují pomocí dynamických součinitelů Φ_2 , Φ_3 , které se stanoví podle 6.4.5.2 v ČSN EN 1991-2 pro pečlivě udržovanou kolej (Φ_2), resp. standardně udržovanou kolej (Φ_3).

4.3.15 Pokud odborný útvar zadavatele nestanoví jinak, řídí se volba dynamického součinitele Φ_2 , resp. Φ_3 v přepočtech mostních objektů pravidly v ČSN EN 1991-2.

4.3.16 Náhradní délky L_{Φ} jednotlivých nosných prvků mostních objektů se uvažují podle tabulky 6.2 v ČSN EN 1991-2.

4.3.17 Dynamická analýza mostního objektu se provádí jen na základě dohody odborného útvaru zadavatele a zpracovatele přepočtu stávajícího mostního objektu a není předmětem tohoto předpisu.

4.3.18 U mostního objektu s přesypávkou, jejíž výška včetně kolejového lože pod ložnou plochou pražce je větší než 1,0 m, se dynamické účinky zatížení železniční dopravou snižují podle 6.4.5.4 v ČSN EN 1991-2.

4.3.19 Pokud se na stávajícím mostním objektu bez kolejového lože vyskytuje kolejový styk, je třeba zvážit možnost jeho odstranění. Vliv kolejového styku na dynamické účinky svislého proměnného zatížení dopravou lze stanovit dynamickým výpočtem nebo experimentálním měřením. Pokud se nepostupuje přesněji, je možné vliv kolejového styku na účinky zatížení nosných prvků mostního objektu v oblasti styku zohlednit přibližně úpravou dynamického součinitele podle vztahu

$$\Phi_{i,sup} = \Phi_i + 0,20(\Phi_i - 1,00), \text{ avšak } 1,05 \leq \Phi_{i,sup} \leq 2,00, \quad (4.1)$$

kde Φ_i je hodnota dynamického součinitele podle 4.3.14 tohoto předpisu.

4.3.20 Vliv odstředivé síly na mostní objekt s kolejí v oblouku se stanoví pro traťovou rychlost v daném úseku trati podle 6.5.1 v ČSN EN 1991-2. Odstředivá síla se uvažuje spolu se svislým proměnným zatížením železniční dopravou, reprezentovaným modelem zatížení 71. V přepočtu stávajícího mostního objektu se odstředivá síla uvažuje se součinitelem $\alpha = 1,00$ a bez dynamického součinitele. Dílčí součinitel účinků zatížení odstředivou silou $\gamma_{Q,LM71}$ se uvažuje podle 4.3.13. Možnou redukci zatížení odstředivou silou upravuje 4.7.8.

4.3.21 Charakteristická hodnota zatížení bočním rázem se v přepočtu stávajícího mostního objektu uvažuje hodnotou podle 6.5.2 v ČSN EN 1991-2 se součinitelem $\alpha = 1,00$. Vliv zatížení bočním rázem se uvažuje současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou, jak v případě trati v přímé, tak i v trati ve směrovém oblouku. Dílčí součinitel γ_{Qs} zatížení bočním rázem se uvažuje podle 4.3.13. Možnou redukci zatížení bočním rázem upravuje 4.7.8.

4.3.22 Vodorovná osamělá příčná zatížení železniční dopravou, reprezentovaná bočním rázem a odstředivou silou (soustředěné zatížení), se mohou v přepočtech stávajících mostních objektů rozdělit na tři kolejnicové podpory podle 4.3.10.

4.3.23 Zatížení rozjezdovými a brzdnými silami se uvažují podle 6.5.3 v ČSN EN 1991-2 se součinitelem $\alpha = 1,00$. Dílčí součinitel účinků zatížení rozjezdovými a brzdnými silami γ_{Qab} se uvažuje podle 4.3.13. Možnou redukci zatížení rozjezdovými a brzdnými silami upravuje 4.7.8.

4.3.24 Proměnné zatížení železniční dopravou na dvou- a více kolejných mostech se stanoví podle 6.8.1 a tab. 6.11 v ČSN EN 1991-2 s tím, že se uvažuje případ zatížení jen modelem zatížení 71 na jedné nebo dvou kolejích, příp. zatížení v hodnotě 0,75 násobku modelu

zatížení 71 na třech a více kolejích. Ostatní modely zatížení železniční dopravou (SW/0, SW/2, HSLM apod.) se neuvažují. Uvažovanou rozhodující polohu modelu zatížení 71 je nutno uvést v poznámce v tabulce přehledu zatížitelnosti.

- 4.3.25 Při určování výjimečné zatížitelnosti lze, se souhlasem odborného útvaru zadavatele, uvažovat proměnné zatížení reprezentované modelem zatížení 71 jen na jedné koleji.
- 4.3.26 Aerodynamická zatížení od projíždějících vlaků se v přepočtu stávajícího mostního objektu zohledňují podle 6.6 v ČSN EN 1991-2. Dílčí součinitel účinků aerodynamických zatížení se uvažuje hodnotami podle 4.3.30. Pokud má uvedené zatížení vliv na zatížitelnost nosné konstrukce, stanoví se zatížitelnost samostatně pro zatížení v příslušné koleji.
- 4.3.27 Mimořádná zatížení se v přepočtech stávajících mostních objektů uvažují podle 6.7 v ČSN EN 1991-2 a ČSN EN 1991-1-7 Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení. Prvky a části mostního objektu se na účinky mimořádných zatížení posoudí, avšak zatížitelnost se pro tato zatížení neurčuje.
- 4.3.28 Jednotlivá proměnná zatížení železniční dopravou, reprezentovaná modelem zatížení 71 včetně zatížení bočním rázem, rozjezdovými a brzdovými silami a odstředivou silou pro mostní objekty s kolejí v oblouku, se v přepočtech stávajících mostních objektů považují za skupinové vícesložkové zatížení železniční dopravou s pravidly tvoření skupin podle tabulky 6.11 v ČSN EN 1991-2. Každá z těchto skupin zatížení, vzájemně se vylučujících, představuje jedno charakteristické proměnné zatížení pro kombinaci s nedopravními zatíženími.
- 4.3.29 Kombinace zatížení současně se vyskytujících spolu se zatížením železniční dopravou se v přepočtech stávajících mostních objektů stanoví podle A2.2.4 v ČSN EN 1990. Součinitele ψ kombinačních, častých a kvázistálých hodnot proměnných zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace se určí z tabulky A2.3 v ČSN EN 1990. V souladu s národní přílohou k ČSN EN 1990 se při výběru kombinačních pravidel z hlediska mezních stavů únosnosti upřednostňuje méně příznivá kombinace z (6.10a) nebo (6.10b) podle ČSN EN 1990. V mezních stavech použitelnosti se uvažují kombinace zatížení v trvalých a dočasných návrhových situacích dle A.2.4 v ČSN EN 1990.
- 4.3.30 Reprezentativní hodnoty zatížení větrem se v přepočtech mostních objektů uvažují podle ČSN EN 1991-1-4. Dílčí součinitel účinků zatížení větrem se bere hodnotami v závislosti na stáří prvku mostního objektu následovně:
- pro nosné prvky mostních objektů mladší než 30 let: $\gamma_Q = 1,50$,
 - pro nosné prvky stávajících mostních objektů starší než 30 let: $\gamma_Q = 1,35$.
- POZNÁMKA: Hodnoty dílčích součinitelů účinků zatížení větrem je možné stanovit přesnějším postupem podle přílohy F tohoto předpisu v závislosti na stáří prvku mostního objektu a pro konkrétní hodnotu plánované zbytkové životnosti mostního objektu, kterou určuje odborný útvar zadavatele.
- Součinitele síly c_{fx} podle čl. 8.3.1. v ČSN EN 1991-1-4 a součinitel expozice c_e dle čl. 4.5 v ČSN EN 1991-1-4 lze zpřesnit podle postupu, uvedeného v příloze G.
- 4.3.31 Pravidla kombinování účinků zatížení větrem s účinky proměnného zatížení železniční dopravou se uvažují v souladu s ČSN EN 1990. Hodnoty součinitelů ψ pro kombinační, častou a kvázistálou hodnotu zatížení větrem se berou z tabulky A2.3 v ČSN EN 1990 s tím, že hodnoty součinitele ψ_0 lze upravit dle tabulky 2 při výpočtu zatížitelnosti i při ověřování přechodnosti provozního zatížení. Hodnota součinitele ψ_0 závisí na charakteru a součiniteli zatížení železniční dopravou a na způsobu a přesnosti stanovení součinitele síly.

Tabulka 2- Doporučené hodnoty kombinačního součinitele ψ_0

Alternativa ověření spolehlivosti	Model zatížení dopravou	Metoda stanovení součinitele síly od zatížení větrem	ψ_0
Stanovení zatížitelnosti a ověření přechodnosti - mosty mladší než 30 let	LM71 Přechodnostní schéma	Zatížení větrem dle kap. G	0,60
		Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4	
Stanovení zatížitelnosti a ověření přechodnosti - mosty starší než 30 let	LM71 Přechodnostní schéma	Zatížení větrem dle kap. G	0,50
		Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4	
mosty starší než 30 let	Skutečné vozy dle tabulky 4	Zatížení větrem dle kap. G	0,75
		Zatížení větrem dle ČSN EN 1991-1-4	0,65

4.3.32 Reprezentativní hodnoty zatížení teplotou se v přepočtech mostních objektů uvažují podle ČSN EN 1991-1-5. Pravidla kombinování účinků zatížení teplotou s účinky proměnného zatížení železniční dopravou se uvažují v souladu s ČSN EN 1990. Hodnoty součinitelů ψ pro kombinační, častou a kvázistálou hodnotu zatížení teplotou se berou z tabulky A2.3 v ČSN EN 1990. Dílčí součinitel účinků zatížení teplotou se uvažuje hodnotami uvedenými v 4.3.30 obdobně jako pro zatížení větrem.

POZNÁMKA: Hodnoty dílčích součinitelů účinků zatížení teplotou je možné stanovit přesnějším postupem podle přílohy F tohoto předpisu v závislosti na stáří prvku mostního objektu a pro konkrétní hodnotu plánované zbytkové životnosti mostního objektu, kterou určuje odborný útvar zadavatele.

4.4 **Materiály a základová půda při určování zatížitelnosti stávajících mostních objektů**

4.4.1 Vlastnosti materiálů stávajících mostních objektů a jejich charakteristické a návrhové hodnoty se stanoví:

- na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.

4.4.2 Pokud jsou základní vlastnosti materiálů stávajícího mostního objektu známy z dokumentace mostního objektu, příp. z norem a předpisů platných v době projektování mostního objektu a pro daný případ nevyplývá potřeba jejich ověření zkouškami, vychází se při určování zatížitelnosti z těchto hodnot. Charakteristické a návrhové hodnoty pevností materiálů stávajících mostních objektů se v tomto případě uvažují podle příloh A, B, C, D tohoto předpisu.

4.4.3 Pokud není k dispozici dokumentace mostního objektu, příp. z této dokumentace nelze jednoznačně stanovit vlastnosti materiálů stávajícího mostního objektu, zjišťují se relevantní vlastnosti na základě diagnostického průzkumu a zkoušek použitých materiálů.

4.4.4 Je-li známa alespoň doba zhotovení předmětné části mostního objektu, lze pro stanovení vlastností materiálů využít příloh A, B, C, D tohoto předpisu.

4.4.5 Vlastnosti materiálů musí být stanoveny zkouškami v případě mostních objektů:

- u kterých vzniklo oprávněné podezření, že vlastnosti materiálů stávajícího mostního objektu neodpovídají vlastnostem předpokládaným v jeho dokumentaci,
- u kterých se projevila únava, degradace či koroze materiálů neočekávaným způsobem,
- u kterých byly zjištěny poruchy, které mohly být způsobeny použitím materiálů nevhodných vlastností,
- u přepočtů v kategorii D,
- v případě přepočtu kategorie C vždy u mostů postavených před rokem 1905 s rozpětím větším než 18 m,

- f) v případě významných mostních objektů zpravidla s rozpětím větším, než 50 m.
- 4.4.6 Při zjišťování hodnot vlastností materiálů zkouškami se postupuje podle ČSN EN 1990, ČSN ISO 13822, ČSN 73 0038 a zásad uvedených v přílohách A, B, C, D tohoto předpisu. Při určování vlastností materiálů zkouškami je nutno odebírat vzorky z relevantních nosných částí mostního objektu.
- 4.4.7 Vlastnosti materiálů určené zkouškami je potřebné porovnat s hodnotami uvedenými pro příslušné vlastnosti materiálů v přílohách A, B, C, D a porovnání podrobit kritické analýze.
- 4.4.8 Charakteristická hodnota pevnosti materiálu při určování vlastností materiálů zkouškami se stanoví:
- jako nejmenší z hodnot zjištěných zkouškami v případě, pokud při náhodném i záměrném výběru vzorků příp. výběru míst je četnost vzorků $n \leq 3$,
 - při náhodném výběru při četnosti vzorků $n > 3$ podle přílohy D v ČSN EN 1990 a ČSN EN 13822, resp. ČSN 73 0038.
- 4.4.9 Návrhová hodnota pevnosti materiálu R_d se stanoví ze vztahu

$$R_d = R_k / \gamma_M \quad , \quad (4.2)$$

kde R_k je charakteristická hodnota pevnosti materiálu,
 γ_M je dílčí součinitel materiálu.

- 4.4.10 Dílčí součinitele materiálů γ_M stávajících mostních objektů se uvažují podle příloh A, B, C, D tohoto předpisu.
- 4.4.11 K vyšetřování základů podpěr se přistupuje v případech, pokud se při prohlídce mostního objektu zjistily poruchy, které lze přičíst nedostatkům při zakládání podpěr, případně dochází-li k významné změně zatížení. Při vyšetřování základových poměrů se postupuje podle ČSN EN 1997 Navrhování geotechnických konstrukcí.

4.5 Metodika určování zatížitelnosti kategorie A

- 4.5.1 Zatížitelnost Z_{LM71} kategorie A jednotlivých prvků a částí mostního objektu se určuje odhadem.
- 4.5.2 Určení zatížitelnosti kategorie A se uplatňuje tehdy, pokud nelze postupovat jinak, tedy zejména:
- pokud nejsou k dispozici podklady pro určení zatížitelnosti vyšší kategorie,
 - v časové tísní,
 - pokud si stav a charakter mostního objektu nevyžaduje přesnější určení zatížitelnosti,
 - v jiných správce mostního objektu odůvodněných případech.
- 4.5.3 Při určení zatížitelnosti kategorie A se musí zohlednit skutečný stav mostního objektu. Pokud se na mostním objektu vyskytují poruchy prokazatelně ovlivňující jeho zatížitelnost, je nutno přistoupit k stanovení zatížitelnosti přepočtem.
- 4.5.4 Vodítkem k určení zatížitelnosti odhadem může být porovnání účinků původního návrhového modelu zatížení včetně příslušného dynamického součinitele a modelu zatížení 71 včetně dynamických účinků na rozhodujících příčinkových čarách. Rozhodující příčinkové čáry stanoví zpracovatel odhadu. Zatížitelnost Z_{LM71} lze potom stanovit pomocí vztahu

$$Z_{LM71} = (E_{QL,k} - \Delta E_{G,k}) / E_{LM71,k} \quad (4.3)$$

kde $E_{QL,k}$ je charakteristická hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení platným v době návrhu mostu, včetně odpovídajícího dobového dynamického součinitele,
 $\Delta E_{G,k}$ je přírůstek charakteristických hodnot účinků stálého zatížení v důsledku přitížení mostního objektu dodatečným zatížením (např. změnou železničního svršku),
 $E_{LM71,k}$ je charakteristická hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamického součinitele podle 4.3.14 až 4.3.16.

4.5.5 V případě zděných mostních objektů je možné použití postupu odhadu zatížitelnosti dle vyhlášky UIC 778-3 Doporučení pro kontrolu, hodnocení a údržbu zděných klenbových mostů.

4.6 Metodika určování zatížitelnosti kategorie B

4.6.1 V případě stávajícího mostního objektu, pro který je k dispozici původní analýza nebo jeho přepočet, je možné se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele a po ověření aktuálnosti dostupné dokumentace mostního objektu určit zatížitelnost porovnávacím přepočtem (kategorie B). Pokud se na mostním objektu vyskytují poruchy prokazatelně ovlivňující jeho zatížitelnost, je nutno přistoupit k stanovení zatížitelnosti přepočtem.

4.6.2 Na základě kritického rozboru účinků zatížení (včetně dynamických vlivů), vyvolaných modelem zatížení železniční dopravou platným v době návrhu mostního objektu a od účinků zatížení modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů podle 4.3.14 až 4.3.16, se stanoví statické veličiny rozhodující pro stanovení zatížitelnosti a/nebo přechodnosti provozního zatížení.

4.6.3 Zatížitelnost Z_{LM71} kategorie B se potom určí pomocí základního vztahu pro výpočet zatížitelnosti (4.4) za předpokladu zanedbání účinků ostatních složek zatížení železniční dopravou (boční ráz, odstředivá síla, rozjezdové a brzdné síly) a nedopravních zatížení.

4.7 Metodika určování zatížitelnosti kategorie C a D

Obecně

4.7.1 Základním postupem stanovení zatížitelnosti kategorie C a D je přepočet mostního objektu. Přepočet se provádí podle platných norem a předpisů pro zatížení a navrhování stavebních konstrukcí a mostních objektů doplněných o ustanovení tohoto předpisu. Normy a směrnice platné v době návrhu mostního objektu se považují za informativní podklad.

4.7.2 Globální analýza mostního objektu se má provádět přednostně pružnostními metodami s využitím vhodného výpočtového modelu. Požaduje se vystižení prostorového působení mostního objektu. Doporučuje se proto používat prostorové výpočtové modely umožňující komplexní globální analýzu mostního objektu zohledňující jeho prostorové působení. Nevylučuje se možnost provedení globální analýzy mostního objektu pomocí nelineárních analýz zejména v souvislosti s přesnějšími výpočty betonových, zděných, spřažených ocelobetonových mostních objektů apod., kde může být aplikace nelineárních výpočtů výstižnější i žádoucí.

4.7.3 Při globální analýze stávajícího mostního objektu se vždy přihlíží ke skutečnému stavu jeho jednotlivých prvků a částí. Případné poruchy včetně příslušných imperfekcí nosných prvků a částí mostního objektu je třeba vhodným způsobem zahrnout do zvoleného výpočtového modelu tak, aby se vliv poruch promítl do výsledné odezvy na zatížení a zohlednila se redistribuce vnitřních sil vyvolaná poruchami. Konkrétní doporučení pro jednotlivé typy mostních objektů jsou uvedena v přílohách A, B, C, D tohoto předpisu.

4.7.4 Při volbě výpočtových modelů se má přiměřeně uvážit i možné spolupůsobení nenosných částí mostního objektu s jeho nosnou konstrukcí (například spolupůsobení říms).

4.7.5 Vliv poruch jednotlivých prvků stávajícího mostního objektu je třeba vhodným způsobem zohlednit i při stanovení únosnosti průřezů, prvků a dílčích částí mostního objektu.

4.7.6 Zatížitelnost se stanoví u mostů citlivých na dobu posouzení (zejména v důsledku reologických účinků betonu, tedy konstrukci předpjatých a spřažených) pro okamžik hodnocení a okamžik dosažení plánované (obvykle 100-leté) životnosti. Do tabulky zatížitelnosti se uvede zatížitelnost na konci životnosti pro stav degradace v okamžiku posudku, pokud není s objednavatelem dohodnuto jinak.

Mezní stavy únosnosti kromě únavy

4.7.7 Zatížitelnost jednotlivých prvků mostního objektu se stanoví metodou dílčích součinitelů z podmínky spolehlivosti kritéria příslušného mezního stavu podle 4.2.2. V případě mezních stavů únosnosti je to podmínka, že extrémní návrhové hodnoty účinků zatížení odpovídající stanovené hodnotě zatížitelnosti se právě rovnají návrhové hodnotě únosnosti příslušného průřezu nebo prvku mostního objektu.

Účinky zatížení se rozdělí na část vyvolanou svislými účinky zatížení modelem zatížení 71 a část vyvolanou účinky ostatních zatížení působících současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou ve smyslu zásad kombinování zatížení podle A2.2.4 a tab. A2.3 v ČSN EN 1990, podle tabulky 6.11 v ČSN EN 1991-2, resp. podle zásad v 4.3.28 a 4.3.29 tohoto předpisu.

Zatížitelnost Z_{LM71} prvku mostního objektu se pak stanoví podle obecného vztahu

$$Z_{LM71} = \left(R_d - \sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i} \right) / E_{LM71,Ed} \quad (4.4)$$

kde R_d je návrhová hodnota únosnosti průřezu nebo prvku mostního objektu,

$E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota účinků svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických vlivů,

$\sum_{i=1}^{n-1} E_{rs,Ed,i}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty účinků ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

- 4.7.8 Pokud stanovená hodnota zatížitelnosti $Z_{LM71} \leq 1,0$, lze úměrně k této určené zatížitelnosti Z_{LM71} redukovat i ostatní účinky zatížení železniční dopravou, tj. účinky zatížení bočním rázem, rozjezdovými a brzdnými silami a odstředivou silou. Výslednou hodnotu zatížitelnosti Z_{LM71} je třeba v tomto případě určit iterační formou výpočtu.

Mezní stav únavového porušení

- 4.7.9 Ověření mezního stavu únavového porušení se provádí v souladu s příslušnými normami ČSN EN pro navrhování stavebních konstrukcí a mostů a ustanoveními v přílohách A, B, C, D.
- 4.7.10 Posouzení mezního stavu únavového porušení se vyžaduje zejména u mostních objektů, u nichž bylo identifikováno únavové poškození nebo u nichž byly dodatečně prováděny konstrukční úpravy s cílem zvýšení zatížitelnosti, příp. u konstrukcí se zvýšeným rizikem únavového poškození (konstrukce s nesprávně řešenými konstrukčními detaily, konstrukce s výrazně štíhlými prvky, jejichž kmitání může vyvolat únavové poškození apod.).
- 4.7.11 Ověření mezního stavu únavového porušení se za účelem stanovení zatížitelnosti doporučuje provést zjednodušenou metodou ekvivalentního rozkmitu napětí, ve které se proměnné zatížení železniční dopravou předpokládá jako součin charakteristických hodnot modelu zatížení 71 a hledané zatížitelnosti Z_{LM71} .

V tomto posouzení lze pro stanovení součinitele λ_2 použít následující vztah:

$$\lambda_2 = 0.5174 \cdot K^{0.2052} \quad (4.5)$$

kde K - intenzita železničního provozu v mil. hr. t/rok

- 4.7.12 Alternativně lze provést ověření únavové pevnosti s přesnějším modelem únavového zatížení, tj. pomocí spekter rozkmitů napětí získaných z vyhodnocení naměřené historie napěťové odezvy nosné konstrukce mostního objektu na reálné provozní zatížení (pokud je k dispozici) nebo z vyhodnocení historie napěťové odezvy na zatížení únavovými vlaky podle přílohy D v ČSN EN 1991-2. Postup pro získání a vyhodnocení spekter rozkmitu napětí je uveden v příloze A v ČSN EN 1993-1-9. Obecně je dostačující použití metody lineární kumulace poškození podle teorie Palmgren – Miner. Pokud je posudek na únavu dle této metody limitující pro přechodnost konstrukce, doporučuje se využití nelineárního modelu kumulace poškození, který vede k přílehavějším výsledkům. Vzhledem k tomu, že tento přesnější postup neumožňuje stanovit zatížitelnost posuzovaného únavového konstrukčního detailu, jeho použití je vhodné jen pro ověření únavové životnosti tohoto detailu na účinky provozního zatížení.

POZNÁMKA: S ohledem na složitost a komplexnost problematiky se pro aplikace metody kumulace poškození a použití spekter napětí doporučuje konzultace s odborným pracovištěm. Současně lze využít následující odbornou literaturu:

- HUANG, Lv, Z.; ZHU, H.-Z.; GAO, S.-P.; ZUO, F. A modified nonlinear fatigue damage accumulation model. *International Journal of Damage Mechanics*, 2014, 24(2), 168–181
- Žemličková, L: Ekvivalentní rozkmit napětí železničních mostů. Praha, 2004. Dizertační práce. ČVUT v Praze, Fakulta stavební.
- Ryjáček, P. a kol: Pokročilé metody posuzování degradovaných ocelových konstrukcí. Závěrečná zpráva projektu LD15127, 2018.

4.7.13 Z mezního stavu únavového porušení se stanovuje zatížitelnost prvku mostního objektu podle ustanovení v přílohách A, B, C, D. Přejednost provozního zatížení se však z této zatížitelnosti vyhodnocuje jen na základě rozhodnutí odborného útvaru zadavatele, zejména pro mostní objekty významně namáhané provozním zatížením s vysokou frekvencí jeho opakování. Pokud se nepožaduje stanovení přejednosti provozního zatížení, vyznačí se toto rozhodnutí v přehledu zatížitelností mostního objektu podle přílohy E.

4.7.14 Pokud nosný prvek mostního objektu nevyhoví na posouzení podle 4.7.11, případně 4.7.12, je třeba použít jedno z následujících opatření:

- snížit zatížitelnost příslušného prvku,
- snížit zbytkovou životnost příslušného prvku,
- kombinovat oba případy.

Mezní stavy použitelnosti

4.7.15 Mezní stavy použitelnosti je nutno posoudit z hlediska příslušných podmínek a kritérií stanovených pro jednotlivé mostní objekty v přílohách A, B, C, D a normě ČSN EN 1990 nebo ČSN EN 1991-2. Obecně se požaduje posouzení těchto mezních stavů:

- a) Mostní objekt musí být při působení provozního zatížení v pružném stavu, aby se zabránilo plastickému tečení materiálů a přírůstkovému zhroucení.
- b) Přetvoření nosné konstrukce mostního objektu nesmí překročit mezní hodnoty, aby se zabránilo nepříznivým dynamickým účinkům ovlivňujícím kvalitu jízdní dráhy a bezpečnost dopravy.
- c) Vlastní frekvence nosné konstrukce mostního objektu nesmí překročit limitní hodnoty, aby se omezilo její nepřijatelné kmitání a zamezilo se porušením způsobeným únavou při rezonanci.
- d) Štíhlosti částí průřezů prvků mostního objektu nesmí překročit mezní hodnoty, aby se zabránilo jejich nadměrnému zvlnění a dýchání, která snižují tuhosti průřezů a vyvolávají nadměrná přetvoření těchto prvků.
- e) Pro zajištění dostatečné trvanlivosti jednotlivých betonových nebo zděných prvků a částí mostního objektu se požaduje ověření mezního stavu omezení trhlin.

V případě stanovení zatížitelnosti novostaveb mostů se zatížitelnost vyčísluje pouze z posudku dle bodu a).

4.7.16 Zatížitelnost Z_{LM71} prvku mostního objektu z hlediska mezního stavu použitelnosti definovaného v 4.7.15 a) se stanovuje z obecné podmínky, že návrhové účinky zatížení odpovídající stanovené zatížitelnosti se právě rovnají hodnotě pružné únosnosti tohoto prvku definované normami pro navrhování mostních objektů. Tento mezní stav se ověřuje a zatížitelnost z něho určuje jen v případech, byla-li v mezních stavech únosnosti použita plastická únosnost tohoto prvku. U průřezů s prostorovou napjatostí, kde bylo použito pružnoplastické působení, se ověření provede vždy.

4.7.17 V případě mezního stavu použitelnosti podle 4.7.15 b) se zatížitelnost Z_{LM71} stanoví z podmínky, že přetvoření nosné konstrukce mostního objektu odpovídající stanovené hodnotě zatížitelnosti se právě rovná její mezní hodnotě limitující použitelnost mostního objektu, definované příslušnými normami nebo ustanoveními v přílohách A, B, C, D.

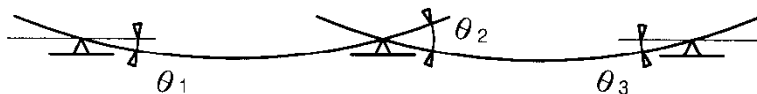
Zatížitelnost Z_{LM71} z hlediska kritérií nepřijatelných přetvoření definuje obecný vztah ve tvaru:

$$Z_{LM71} = (\delta_{lim} - \sum_{i=1}^{n-1} \delta_{rs,i}) / \delta_{LM71}, \quad (4.6)$$

kde δ_{lim} je mezní hodnota přetvoření podle kritéria příslušného mezního stavu použitelnosti,
 δ_{LM71} je hodnota přetvoření vyvolaná svislým proměnným zatížením železniční dopravou, reprezentovaným modelem zatížení 71 (podle povahy kritéria i včetně dynamických vlivů),

$\sum_{i=1}^{n-1} \delta_{rs,i}$ jsou hodnoty přetvoření od ostatních relevantních stálých zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou v případě, že nebyly eliminovány vnějším zásahem (například nadvýšením nosné konstrukce).

- 4.7.18 V případě stávajících železničních mostních objektů se pro přetvoření nosné konstrukce mostního objektu požaduje ověření kritérií mezních stavů použitelnosti z hlediska bezpečnosti dopravy v souladu s A2.4.4.2 v ČSN EN 1990 pro následující mezní stavy:
- svislé deformace nosné konstrukce mostního objektu,
 - zkroucení nosné konstrukce mostního objektu,
 - vodorovné deformace nosné konstrukce mostního objektu,
 - pootočení podporových průřezů nosné konstrukce mostního objektu.
- 4.7.19 Pokud se nepostupuje přesněji a neprovádí se analýza interakce kolej – most podle MVL 150, pak mezní stav pootočení podporových průřezů nosné konstrukce mostního objektu s průběžným kolejovým ložem nahrazuje u stávajících mostních objektů mezní stav posunů konců nosné konstrukce podle ČSN EN 1991-2.



Obrázek 2 - Pootočení podporových průřezů nosných konstrukcí

Úhlová změna jízdní dráhy způsobená pootočením a deformacemi podporových průřezů nosné konstrukce mostního objektu s průběžným kolejovým ložem vůči opěře, příp. vzájemným pootočením a deformacemi koncových průřezů dvou za sebou navazujících nosných konstrukcí, nesmí překročit následující mezní hodnoty:

a) pro jednokolejné mostní objekty:

$$\begin{aligned} \theta_{1,lim} &= \theta_{3,lim} = 0,0065 \text{ rad,} \\ \theta_{2lim} &= \theta_{1,lim} + \theta_{3,lim} = 0,010 \text{ rad,} \end{aligned}$$

b) pro dvoukolejné mosty (pro zatížení dopravou pouze na jedné koleji):

$$\begin{aligned} \theta_{1,lim} &= \theta_{3,lim} = 0,0035 \text{ rad,} \\ \theta_{2lim} &= \theta_{1,lim} + \theta_{3,lim} = 0,005 \text{ rad} \end{aligned}$$

U mostních objektů bez kolejového lože se ověření mezního stavu pootočení podporových průřezů nosné konstrukce nepožaduje. Je však třeba prokázat, že pootočení podporových průřezů nosné konstrukce bez kolejového lože nevyvolají nežádoucí změnu napjatosti v přilehlých kolejnicových pásech.

- 4.7.20 Ověření mezního stavu použitelnosti 4.7.15 c) se provádí na základě dohody se správcem, případně odborným útvarem zadavatele. Zatížitelnost prvku mostního objektu se z tohoto mezního stavu nestanovuje. Výsledkem posouzení může být například omezení maximální rychlosti příslušného zatížení. V odůvodněných případech se doporučuje provedení dynamické analýzy mostu.
- 4.7.21 Pokud není stanoveno jinak v přílohách A, B, C, D, jsou mezní hodnoty příslušných kritérií mezních stavů použitelnosti definovaných v 4.7.15 b) a c) stanoveny v ČSN EN 1990.
- 4.7.22 Při ověření mezního stavu použitelnosti 4.7.15 d) se postupuje podle 7.4 v ČSN EN 1993-2 Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty a přílohy A tohoto předpisu.

Zatížitelnost příslušného prvku mostního objektu se z tohoto mezního stavu určuje, ale přechodnost provozního zatížení se neposuzuje.

- 4.7.23 Ověření mezního stavu omezení trhlin a stanovení zatížitelnosti z tohoto mezního stavu se požaduje u předpjatých částí a prvků mostních objektů. Postupuje se podle zásad v příloze C tohoto předpisu a příslušných ustanovení v ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2.
- 4.7.24 U železobetonových prvků mostních objektů se požaduje posouzení šířky trhlin, avšak zatížitelnost se z tohoto mezního stavu nestanovuje. V případě nesplnění kritéria doporučené šířky trhliny se nevyhovující stav uvede v technické zprávě k přepočtu mostního objektu.
- 4.7.25 Pokud není stanoveno jinak příslušnými normami ČSN a ČSN EN pro navrhování mostních objektů, případně tak nestanoví přílohy A, B, C, D, uvažují se při ověřování mezních stavů použitelnosti hodnoty dílčích součinitelů pro stanovení návrhových hodnot účinků zatížení i únosnosti průřezů a prvků mostních objektů podle ČSN EN 1990 hodnotami $\gamma_{F,ser} = \gamma_{M,ser} = 1,0$.
- 4.7.26 Postup určení zatížitelnosti z mezních stavů únosnosti podle vztahu (4.4), resp. z mezních stavů použitelnosti podle vztahu (4.6) nevyklučuje i jiné možnosti výpočtu zatížitelnosti, například iterační formou, zejména v případech kombinovaného namáhání.

4.8 **Zatížitelnost spodní stavby stávajícího mostního objektu**

- 4.8.1 Součástí přepočtu mostního objektu je i zhodnocení stavu jeho spodní stavby a určení její zatížitelnosti. Kategorie zatížitelnosti prvků a částí spodní stavby mostního objektu, a tím i způsob a metodika určení zatížitelnosti je stejná jako u nosné konstrukce, pokud se nestanoví jiná na základě dohody zadavatele přepočtu mostního objektu a správce (není-li sám zadavatelem), případně odborného útvaru zadavatele.
- 4.8.2 Pokud po ověření skutečného stavu mostní objekt nevykazuje viditelné poruchy, lze zatížitelnost spodní stavby nebo její části určit v nižší kategorii, než byla stanovena pro nosnou konstrukci.
- 4.8.3 V případě zjištění poruch, které mohou být způsobeny nedostatečnou únosností prvků a částí spodní stavby, příp. viditelných deformací vyvolaných sedáním spodní stavby nebo její části, je nutno posoudit spodní stavbu nebo její část a stanovit její zatížitelnost přepočtem podle zásad v 4.7 (kategorie C, příp. D).
- 4.8.4 Pokud se postupuje podle 4.8.3, je nutno provést diagnostický průzkum spodní stavby mostního objektu a zjistit charakteristiky potřebné pro určení zatížitelnosti jednotlivých částí spodní stavby přepočtem. Zpracovatel přepočtu posoudí nosné části spodní stavby včetně založení, posoudí napjatost v základové spáře a ověří stabilitu jednotlivých částí spodní stavby proti překlopení a posunutí na účinky zatížení a jejich příslušné kombinace. Zatížení dopravou se přitom uvažuje hodnotami odpovídajícími nejnižší zatížitelnosti nosné konstrukce Z_{LM71} . Pokud na uvedené účinky zatížení spodní stavba, příp. její část nevyhoví, určí se její zatížitelnost z příslušného kritéria nevyhovujícího mezního stavu. V případě pochybností o správnosti zjištěných údajů nebo volby výpočtového modelu spodní stavby je možné na základě dohody zpracovatele přepočtu a odborného útvaru zadavatele přistoupit k experimentálnímu ověření chování spodní stavby nebo její části zatěžovací zkouškou.

4.9 **Výjimečná zatížitelnost prvku mostního objektu**

- 4.9.1 Výjimečná zatížitelnost prvku mostního objektu $Z_{LM71,E}$ se stanovuje na základě zadání správce, případně odborného útvaru zadavatele v případech takových těžkých zásilek, které nelze při vyhodnocování jejich přechodnosti zohlednit zatížitelností Z_{LM71} . Výjimečná zatížitelnost $Z_{LM71,E}$ prvku mostního objektu se určuje podle zásad tohoto předpisu uvedených v kapitole 4 s uvážením dalších úlev uvedených v 4.9.2 až 4.9.11.
- 4.9.2 Výjimečná zatížitelnost $Z_{LM71,E}$ se určuje jen pro prvek nebo dílčí část mostního objektu rozhodující při stanovení přechodnosti těžké zásilky.
- 4.9.3 Výjimečná zatížitelnost $Z_{LM71,E}$ se nestanovuje z mezního stavu únavového porušení.
- 4.9.4 Výjimečná zatížitelnost $Z_{LM71,E}$ prvku mostního objektu se z kritérií mezních stavů únosnosti určuje pro návrhovou hodnotu účinků svislého proměnného zatížení železniční

- dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 se součinitelem $\alpha = 1,00$. Návrhová hodnota těchto účinků se stanoví pomocí dílčího součinitele účinků zatížení $\gamma_{Q,LM71,E} = 1,10$.
- 4.9.5 Návrhové hodnoty účinků ostatních zatížení železniční dopravou (boční ráz, odstředivá síla, rozjezdové a brzdné síly) se při určování výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$ prvků stávajících mostních objektů stanovují pro mezní stavy únosnosti pomocí dílčího součinitele účinků zatížení $\gamma_Q = 1,10$.
- 4.9.6 Excentricitu svislého proměnného zatížení v důsledku nerovnoměrnosti kolových sil podle 6.3.5 v ČSN EN 1991-2 (viz 4.3.9 tohoto předpisu) je možno zanedbat i v případě, že při stanovení normální zatížitelnosti byla uvažována.
- 4.9.7 Dynamické účinky svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71, se zohledňují podle 4.3.14 až 4.3.16.
- 4.9.8 Pokud jsou alespoň geometrické parametry nosných a nenosných prvků stávajícího mostního objektu ověřeny měřením, je možné při stanovení návrhových hodnot stálého zatížení v mezních stavech únosnosti při výpočtu výjimečné zatížitelnosti použít hodnotu dílčího součinitele účinků stálého zatížení $\gamma_G = 1,20$. Pokud nebylo ověření měřením provedeno, dílčí součinitel účinků stálého zatížení se při určování výjimečné zatížitelnosti uvažuje hodnotami v rozsahu $\gamma_G = 1,20 \div 1,30$ podle druhu a charakteru stálého zatížení. V kombinaci 6.10b se při použití výše uvedených redukováných součinitelů zatížení použije součinitel $\xi = 0,95$.
- 4.9.9 Účinky klimatických zatížení teplotou, případně i jiných nedopravních zatížení, se při určení výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$ uvažují častými hodnotami. Účinky zatížení větrem se uvažují současným působením základní rychlosti větru $v_{b,0} = 5$ m/s a kombinačním součinitelem $\psi_0 = 1$.
- 4.9.10 Z hlediska mezních stavů použitelnosti se při stanovení výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$ prvku mostního objektu uvažuje obvykle pouze mezní stav omezení napětí. Mezní stav omezení deformací se při stanovení výjimečné zatížitelnosti použije, jen pokud je to nutné vzhledem k rychlosti jízdy na mostě. Ostatní mezní stavy použitelnosti není nutno uvažovat, pokud odborný útvar zadavatele nerozhodne jinak.
- 4.9.11 Podmínky stanovení výjimečné zatížitelnosti musí být jednoznačně uvedeny v tabulce přehledu zatížitelnosti. Odborný útvar zadavatele musí ve spolupráci se správcem zajistit, aby vstupní podmínky přepočtu byly zahrnuty do podmínek provozu.

5 OVĚŘENÍ PŘECHODNOSTI PROVOZNÍHO ZATÍŽENÍ

5.1 Ověření přechodnosti

5.1.1 K ověření přechodnosti provozního zatížení se přistupuje vždy pro všechny prvky mostního objektu, jejichž zatížitelnost může rozhodovat o přechodnosti.

5.1.2 Ověřením přechodnosti se stanoví přípustné zatížení mostního objektu a železniční trati v souvislosti s jejich klasifikací do TTZ podle ČSN EN 15528, pokud dochází:

- ke změně zatížitelnosti mostního objektu (viz 3.6),
- ke změně požadavku na TTZ,
- ke změně traťové rychlosti,
- k novému stanovení zatížitelnosti u stávajících mostních objektů (z jiných důvodů než jsou uvedeny v 3.6).

Kromě toho se ověřením přechodnosti stanoví i podmínky přepravy těžkých zásilek.

5.1.3 Přechodnost provozního zatížení přes posuzovaný mostní objekt je povolena, jestliže všechny jeho prvky splňují následující podmínku

$$Z_{LM71} \geq \psi \lambda_{LM71}, \quad (5.1)$$

kde ψ je součinitel dynamické redukce daný vztahem

$$\psi = \phi_{Ti} / \Phi_i, \quad (5.2)$$

λ_{LM71} je účinnost provozního zatížení vyjádřená výrazem

$$\lambda_{LM71} = E_{T,Ed} / E_{LM71,Ed}, \quad (5.3)$$

kde ϕ_{Ti} je dynamický součinitel ϕ_{T1} nebo ϕ_{T2} podle 5.2 pro provozní zatížení,
 Φ_i je dynamický součinitel podle 4.3.14 (Φ_2, Φ_3) tohoto předpisu pro model zatížení 71,
 $E_{T,Ed}$ je návrhová hodnota statického účinku ověřovaného provozního zatížení specifikovaného v 5.1.2 v posuzovaném místě prvku mostního objektu,
 $E_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota statického účinku modelu zatížení 71 v posuzovaném místě prvku mostního objektu,
 Z_{LM71} je rozhodující zatížitelnost v stejném místě posuzovaného prvku mostního objektu.

POZNÁMKA: Vztahy 5.1 až 5.3 předpokládají, že vodorovné zatížení při stanovení zatížitelnosti odpovídá vodorovnému zatížení pro stanovení přechodnosti. Pokud se tato zatížení liší (např. použití úlev pro přechodnost, různé rychlosti atd.) je přesnost uvedených vztahů nižší a může být nutné ověřit přechodnost přímým výpočtem.

5.1.4 Porovnání hodnot statických účinků zatížení lze provést pomocí příčinkových čar M, V, R prostého nosníku, nebo s využitím speciální příčinkové čáry S, kterou specifikuje zpracovatel přepočtu, přičemž:

M je příčinková čára maximálního ohybového momentu prostého nosníku o rozpětí L_p ,

V je příčinková čára reakce (či maximální posouvající síly) prostého nosníku o rozpětí L_p ,

R je příčinková čára reakce pásu prostých podélníků o rozpětí L_p na příčníc,

S je speciální příčinková čára zadaná souřadnicemi,

L_p je délka příčinkové čáry prostého nosníku, která se pro příčinkovou čáru typu S nepožaduje uvádět.

5.1.5 Pokud se účinek zatížení skládá z více namáhání charakterizovaných různými příčinkovými čarami, lze podmínku (5.1) použít v upraveném tvaru

$$Z_{LM71} \geq \sum_{i=1}^n k_i \psi_i \lambda_{LM71,i}, \quad (5.4)$$

kde k_i je podíl účinku zatížení definovaného i-tou příčinkovou čarou na celkovém namáhání prvku mostního objektu.

POZNÁMKA: Pro namáhání popsané jednou příčinkovou čarou platí $k_1 = 1,0$. Pokud je namáhání prvku složené z jednoho nebo více účinků, které je možné od sebe oddělit a popsat různými příčinkovými čarami, zadají se pro jednu zatížitelnost údaje pro více příčinkových čar. V takovém případě se hodnoty k_i stanoví jako podíly příslušných účinků na celkovém namáhání prvku.

5.1.6 Přechodnost provozního zatížení nebo konkrétních kolejových vozidel lze stanovit i přímým posouzením jejich účinků v rámci přepočtu se souhlasem odborného útvaru zadavatele, zejména bude-li to přínosem.

5.1.7 Pro posouzení přechodnosti provozního zatížení je možné charakteristickou hodnotu zatížení bočním rázem snížit na:

$$Q_{sk} = Q_{VK} / 3 + 10kN. \quad (5.5)$$

Kde Q_{VK} je zatížení na jednu nápravu použitého zatížení pro stanovení přechodnosti. Při použití vztahu 5.5 se již redukce dle článku 4.7.7 neuplatní, přechodnost je tomto případě nutno ověřit samostatným posudkem, a nikoliv dle vztahu 5.1.

5.1.8 Při posuzování mezního stavu ztráty stability polohy překlopením, jako nutné podmínky přechodnosti každého provozního zatížení, je možné v kombinaci, kdy působí zatížení větrem na model nezatíženého vlaku, uvažovat účinky bočního rázu dle čl. 5.1.7 (pro model nezatíženého lze uvažovat $Q_{sk} = 35$ kN).

5.1.9 Je-li to pro posouzení mezního stavu ztráty stability účelné, lze pro stanovení hodnoty zatížení modelu nezatíženého vlaku použít podrobné statistické vyhodnocení skutečné dopravy v místě mostu. Pokud není toto vyhodnocení dostupné, lze charakteristickou hodnotu svislého zatížení 10 kN/m nahradit hodnotou dle tabulky 3, kde výhledové období odpovídá předpokládané zbytkové životnosti mostu.

Tabulka 3- Charakteristické hodnoty nezatížených vlaků podle intenzity železniční dopravy

Výhledová intenzita železniční dopravy – maximální přepočtené provozní zatížení v mil. hrubých tun/rok ve výhledovém období	Charakteristická hodnota tíhy nezatíženého vlaku [kN/m]
Vysoká, střední (více a rovno 7,3 mil. hrt/rok)	11
Nízká (méně než 7,3 mil. hrt/rok)	14

5.1.10 Při posouzení přechodnosti se rozjezdové a brzdící síly uvažují jako rovnoměrně rozložené na příčinnující délce $L_{a,b}$ uvažovaného nosného prvku. Rozjezdové síly lze stanovit jako 33 % aplikovaného svislého zatížení, maximálně však 1000 kN na tratích elektrizovaných, na tratích neelektrizovaných je omezeno na 20 kN/m, maximálně však 600 kN. Brzdící síly lze stanovit jako 25 % aplikovaného svislého zatížení, maximálně však 6000 kN. Pro vícekolejné mosty se zatížení na jednotlivé koleje aplikuje v souladu s pravidly ČSN 1991-2 nebo se souhlasem odborného útvaru zadavatele pouze v jedné koleji. Při použití uvedeného zatížení se již redukce dle článku 4.7.7 neuplatní, přechodnost je tomto případě nutno ověřit samostatným posudkem, a nikoliv dle vztahu 5.1.

5.1.11 Při výpočtu statických účinků $E_{T,Ed}$ provozního zatížení lze využít rozdělení kolových sil příslušného modelu zatížení na tři kolejnicové podpory (mostnice, podkladnice, pražce) v poměru 0,25 : 0,50 : 0,25. Vzdálenost kolejnicových podpor se přitom uvažuje hodnotou $a = 533$ mm pro všechny modely provozního zatížení podle ČSN EN 15528, nebo lze roznos modelovat podle skutečného uspořádání kolejnicových podpor.

5.1.12 Návrhové hodnoty statických účinků $E_{T,Ed}$ provozního zatížení se stanoví s pomocí dílčích součinitelů účinků provozního zatížení γ_T s těmito doporučenými hodnotami:

- traťové třídy zatížení: $\gamma_T = 1,30$,
- hnací a speciální vozidla a těžké zásilky: zpravidla se použijí doporučené hodnoty dílčích součinitelů z tabulky 4, pokud lze předpokládat, že vozidla mohou na mostě brzdit a rozjíždět se, uvažuje se součinitel zatížení ze třetího sloupce, který zohledňuje vliv přerozdělení nápravových zatížení vlivem brzdění a rozjezdu.
- lokomotivní třídy zatížení: $\gamma_T = 1,25$.

Pokud je pro stanovení zatížitelnosti využito stanovení zbytkové životnosti dle přílohy F, uvažuje se součinitel γ_T shodný s $\gamma_{Q,LM71}$ dle článku F1.5.

Tabulka 4 – Doporučené dílčí součinitele účinků zatížení kolejovými vozidly γ_T

Dílčí součinitele účinků zatížení kolejovými vozidly γ_T				
Druh vozidla	Dílčí součinitel pro účinky zatížení			
	Vozidlo ve službě nebo ložené		Vozidlo mimo službu, případně prázdné	
(1)	(2)	(3)	(4)	
Uvažováno přerozdělení nápravových sil (vlivem brzdění a rozjezdu)	Vozidlo bez brzdění a rozjezdu	Ano **)	Vozidlo bez brzdění a rozjezdu	
Nezávislá trakce	1,10 ^{*)}	1,25	1,05	
Elektrické lokomotivy stejnosměrné i střídavé				
Dvouproudové lokomotivy				
Elektrický nebo motorový vůz				
Historická hnací vozidla (parní lokomotivy)				
Speciální vozidla a těžké zásilky	Vůz pro zvláštní přepravy	1,10	1,25	1,05
	Vůz pro zvláštní přepravy s prověřenou hmotností	1,05	1,15	-
	Kolejové jeřáby	1,05	1,15	1,05
	Podbíječky v přepravní poloze + stroje s garantovanou hmotností	1,05	1,15	1,05
	Ostatní mechanizace	1,25	1,25	1,25

*) V odůvodněných případech je možné se souhlasem odborného útvaru zadavatele použít hodnotu dílčího součinitele účinků zatížení hnacími vozidly $\gamma_T = 1,05$.

***) Podrobnosti o přerozdělení nápravových sil vlivem brzdění a rozjezdu lze nalézt v manuálu k programu PPTR, který využívá Správa železnic

5.2 Dynamické účinky provozního zatížení

5.2.1 Dynamické účinky provozního zatížení jsou zohledňovány při ověřování přechodnosti dynamickými součiniteli ϕ_{T1} a ϕ_{T2} .

5.2.2 Dynamický součinitel ϕ_{T1} se uplatňuje při mostních objektech se standardně udržovanou jízdní dráhou a stanoví se podle vztahu

$$\phi_{T1} = 1 + \phi' + \phi'', \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T1} \leq 2,00. \quad (5.6)$$

5.2.3 Dynamický součinitel ϕ_{T2} se využije při mostních objektech s pečlivě udržovanou jízdní dráhou a stanoví se podle vztahu

$$\phi_{T2} = 1 + \phi' + 0,5 \phi'', \text{ avšak } 1,05 \leq \phi_{T2} \leq 1,67. \quad (5.7)$$

5.2.4 Výpočet složek ϕ' a ϕ'' se realizuje pro známou první vlastní svislou ohybovou frekvenci nezátíženého mostního objektu n_0 . Není-li známa, počítají se hodnoty ϕ' a ϕ'' pro horní a dolní mezní hodnotu vlastní ohybové frekvence mostního objektu n_0 podle přílohy C v ČSN EN 1991-2.

5.2.5 Hodnoty dynamických součinitelů ϕ_{T1} a ϕ_{T2} stanovených v závislosti na rychlosti provozního zatížení v km/hod a náhradní délce L_ϕ posuzovaného prvku jsou uvedeny v tabulce 5 a v tabulce 6. Zde uvedené hodnoty byly stanoveny pro složky ϕ' a ϕ'' počítané z horní a dolní mezní hodnoty první vlastní svislé ohybové frekvence mostního objektu n_0 podle přílohy C v ČSN EN 1991-2. Pro $L_\phi < 4$ m lze uvažovat hodnoty pro $L_\phi = 4$ m. V případě potřeby lze postupovat i podle přílohy C v ČSN EN 1991-2 s tím, že se

použije vlastní ohybová frekvence mostního objektu či posuzovaného prvku stanovená výpočtem.

Tabulka 5 - Hodnoty dynamického součinitele ϕ_{T1} pro standardně udržovanou kolej

L_{ϕ}	Dynamický součinitel ϕ_{T1}																			
	Rychlost km/hod																			
	200	190	180	170	160	150	140	130	120	110	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10
4	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,99	1,97	1,96	1,95	1,93	1,92	1,91	1,89	1,79	1,68	1,56	1,45	1,34	1,22	1,11
5	2,00	2,00	2,00	2,00	1,99	1,97	1,96	1,95	1,93	1,92	1,91	1,90	1,89	1,78	1,67	1,56	1,45	1,33	1,22	1,11
6	2,00	2,00	1,99	1,97	1,96	1,95	1,93	1,92	1,91	1,90	1,89	1,88	1,86	1,76	1,65	1,54	1,43	1,33	1,22	1,11
7	1,97	1,96	1,95	1,94	1,92	1,91	1,90	1,89	1,88	1,87	1,85	1,84	1,83	1,74	1,63	1,52	1,42	1,31	1,21	1,10
8	1,93	1,92	1,91	1,89	1,88	1,87	1,86	1,85	1,84	1,83	1,82	1,81	1,80	1,70	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,10
9	1,88	1,87	1,86	1,85	1,84	1,83	1,82	1,81	1,79	1,78	1,77	1,76	1,75	1,67	1,57	1,47	1,38	1,28	1,19	1,09
10	1,84	1,83	1,81	1,80	1,79	1,78	1,77	1,76	1,75	1,74	1,73	1,72	1,71	1,63	1,54	1,45	1,36	1,27	1,18	1,09
12	1,74	1,73	1,72	1,71	1,70	1,69	1,68	1,67	1,66	1,65	1,64	1,63	1,62	1,55	1,47	1,39	1,31	1,23	1,16	1,08
14	1,66	1,65	1,64	1,63	1,62	1,61	1,60	1,59	1,58	1,57	1,56	1,55	1,54	1,48	1,41	1,34	1,27	1,20	1,14	1,07
16	1,58	1,57	1,56	1,55	1,54	1,53	1,52	1,51	1,50	1,49	1,49	1,48	1,47	1,41	1,35	1,30	1,24	1,18	1,12	1,06
18	1,54	1,51	1,49	1,48	1,47	1,46	1,46	1,45	1,44	1,43	1,42	1,41	1,41	1,36	1,31	1,25	1,20	1,15	1,10	1,05
20	1,53	1,49	1,46	1,42	1,41	1,41	1,40	1,39	1,38	1,37	1,36	1,36	1,35	1,31	1,26	1,22	1,17	1,13	1,09	1,05
25	1,47	1,44	1,41	1,38	1,35	1,32	1,30	1,27	1,26	1,25	1,25	1,24	1,23	1,20	1,17	1,14	1,12	1,09	1,06	1,05
30	1,42	1,39	1,37	1,34	1,32	1,29	1,27	1,25	1,22	1,20	1,18	1,16	1,15	1,13	1,11	1,09	1,07	1,05	1,05	1,05
35	1,38	1,36	1,34	1,31	1,29	1,27	1,25	1,22	1,20	1,19	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05
40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,23	1,21	1,19	1,17	1,15	1,14	1,12	1,10	1,09	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05
45	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,23	1,21	1,19	1,18	1,16	1,14	1,13	1,11	1,10	1,08	1,07	1,05	1,05	1,05	1,05
50	1,31	1,29	1,27	1,25	1,24	1,22	1,20	1,18	1,17	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05
60	1,28	1,27	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,17	1,15	1,14	1,12	1,11	1,10	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05
70	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,18	1,17	1,16	1,14	1,13	1,12	1,10	1,09	1,08	1,07	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
80	1,25	1,23	1,22	1,20	1,19	1,17	1,16	1,15	1,13	1,12	1,11	1,10	1,09	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
90	1,23	1,22	1,20	1,19	1,18	1,16	1,15	1,14	1,13	1,12	1,10	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
100	1,22	1,21	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,13	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05

Tabulka 6 - Hodnoty dynamického součinitele ϕ_{T2} pro pečlivě udržovanou kolej

L_{ϕ}	Dynamický součinitel ϕ_{T2}																			
	Rychlost km/hod																			
	200	190	180	170	160	150	140	130	120	110	100	90	80	70	60	50	40	30	20	10
4	1,67	1,67	1,67	1,65	1,62	1,59	1,57	1,56	1,54	1,53	1,52	1,50	1,49	1,43	1,37	1,31	1,25	1,18	1,12	1,06
5	1,67	1,67	1,67	1,63	1,60	1,57	1,56	1,55	1,53	1,52	1,51	1,50	1,49	1,43	1,37	1,30	1,24	1,18	1,12	1,06
6	1,67	1,67	1,64	1,61	1,58	1,55	1,54	1,53	1,52	1,51	1,49	1,48	1,47	1,42	1,36	1,30	1,24	1,18	1,12	1,06
7	1,67	1,66	1,62	1,59	1,55	1,53	1,52	1,51	1,50	1,49	1,48	1,47	1,46	1,40	1,34	1,29	1,23	1,17	1,11	1,06
8	1,67	1,63	1,60	1,56	1,53	1,51	1,50	1,49	1,48	1,47	1,46	1,45	1,44	1,38	1,33	1,27	1,22	1,16	1,11	1,05
9	1,64	1,61	1,57	1,54	1,51	1,49	1,47	1,46	1,45	1,44	1,43	1,42	1,41	1,36	1,31	1,26	1,21	1,16	1,10	1,05
10	1,62	1,59	1,55	1,52	1,48	1,46	1,45	1,44	1,43	1,42	1,41	1,40	1,39	1,34	1,29	1,24	1,20	1,15	1,10	1,05
12	1,59	1,55	1,51	1,48	1,45	1,42	1,40	1,39	1,38	1,37	1,36	1,35	1,35	1,30	1,26	1,22	1,17	1,13	1,09	1,05
14	1,56	1,52	1,49	1,45	1,42	1,39	1,36	1,35	1,34	1,33	1,32	1,31	1,30	1,27	1,23	1,19	1,15	1,11	1,08	1,05
16	1,54	1,51	1,47	1,44	1,40	1,37	1,34	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,27	1,23	1,20	1,17	1,13	1,10	1,07	1,05
18	1,53	1,49	1,46	1,43	1,39	1,36	1,33	1,30	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,20	1,18	1,15	1,12	1,09	1,06	1,05
20	1,53	1,49	1,45	1,42	1,39	1,35	1,32	1,30	1,27	1,24	1,22	1,21	1,20	1,18	1,15	1,13	1,10	1,08	1,05	1,05
25	1,46	1,43	1,40	1,37	1,34	1,32	1,29	1,26	1,24	1,22	1,19	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,07	1,05	1,05	1,05
30	1,42	1,39	1,36	1,34	1,31	1,29	1,26	1,24	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05
35	1,38	1,36	1,33	1,31	1,29	1,26	1,24	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05
40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,23	1,21	1,19	1,17	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05
45	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25	1,23	1,21	1,19	1,18	1,16	1,14	1,13	1,11	1,10	1,08	1,07	1,05	1,05	1,05	1,05
50	1,31	1,29	1,27	1,25	1,24	1,22	1,20	1,18	1,17	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05
60	1,28	1,27	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,17	1,15	1,14	1,12	1,11	1,10	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05
70	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,18	1,17	1,16	1,14	1,13	1,12	1,10	1,09	1,08	1,07	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
80	1,25	1,23	1,22	1,20	1,19	1,17	1,16	1,15	1,13	1,12	1,11	1,10	1,09	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
90	1,23	1,22	1,20	1,19	1,18	1,16	1,15	1,14	1,13	1,12	1,10	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
100	1,22	1,21	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,13	1,12	1,11	1,10	1,09	1,08	1,07	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05

5.2.6 Hodnoty dynamických součinitelů ϕ_{T1} a ϕ_{T2} se u mostů s přesypávkou redukuje podle 4.3.18 tohoto předpisu. Podobně se podle 4.3.19 upravují hodnoty dynamických součinitelů ϕ_{T1} a ϕ_{T2} pro mosty bez kolejového lože, na kterých se vyskytuje kolejový styk.

5.2.7 Rychlost ověřovaného provozního zatížení, jakož i použití příslušného dynamického součinitele ϕ_{T1} nebo ϕ_{T2} stanovuje správce, případně odborný útvar zadavatele.

5.3 Vyhodnocení přechodnosti provozního zatížení

5.3.1 Přechodnost provozního zatížení lze ověřovat:

- na základě přehledu zatížitelnosti předmětného mostního objektu, tj. na souboru příčinkových čar specifikovaném v jeho přepočtu,
- na standardním souboru příčinkových čar.

5.3.2 Ověření přechodnosti provozního zatížení realizuje pracovník správce nebo příslušný odborný útvar zadavatele. Na základě dohody mezi zpracovatelem přepočtu stávajícího mostního objektu (kategorie C nebo D) a odborným útvarem zadavatele je možné, aby ověření přechodnosti realizoval i zpracovatel přepočtu.

5.3.3 Mostní objekt, jehož zatížitelnost $Z_{LM71} \geq 1,00$, vyhovuje z hlediska přechodnosti pro traťové třídy zatížení A, B1, B2, C2, C3, C4 a D2 s přidruženou rychlostí menší nebo rovnou 160 km/h a pro traťové třídy zatížení D3 a D4 s přidruženou rychlostí menší nebo rovnou 120 km/h. Pro rychlost nad 160 km/h je třeba přechodnost ověřit výpočtem.

POZNÁMKA: Pokud je kolej po celé délce mostu nebo části délky mostu v oblouku, je třeba vzít v úvahu odstředivé síly a jejich vliv na snížení zatížitelnosti objektu. Odstředivé

síly pro výpočet zatížitelnosti Z_{LM71} musejí být spočítány pro stejnou rychlost jako je přidružená rychlost traťové třídy zatížení při porovnání přechodnosti.

- 5.3.4 U mostů s ocelovou prvkovou mostovkou je nutno vždy výpočtem stanovit přechodnost příčníků zatížených podélníky s rozpětím $a \leq 2,0$ m pro traťové třídy zatížení D2, D3 a D4 i v případě, pokud platí $Z_{LM71} \geq 1,00$.
- 5.3.5 Jestliže byla zatížitelnost Z_{LM71} mostního objektu určena porovnávacím přepočtem podle 4.6 tohoto předpisu (kategorie B) nebo odhadem podle 4.5 (kategorie A) a požadované provozní zatížení není přechodné, je třeba určit zatížitelnost Z_{LM71} přesnějším postupem pomocí přepočtu podle 4.7 (kategorie C nebo D) za předpokladu, že to může přispět ke zvýšení zatížitelnosti.
- 5.3.6 Pokud byla zatížitelnost Z_{LM71} stanovena přepočtem stávajícího mostního objektu podle 4.7 tohoto předpisu (kategorie C nebo D) a požadované provozní zatížení není přechodné, je třeba:
- provést kontrolu uvěřitelnosti výsledků, pokud je výsledek přepočtu významně odlišný od aktuálního chování konstrukce nebo výsledku přepočtů obdobných konstrukcí,
 - aplikovat možné zpřesnění a úlevy, a to zejména podle přílohy G a článků 5.1.7 až 5.1.10,
 - zpřesnit informace o odolnosti na základě materiálových zkoušek, o geometrických vlastnostech na základě měření a o skutečném statickém působení, a to dle pokynů v přílohách G až K,
 - definovat směrnou úroveň spolehlivosti dle přílohy F,
 - ověřit stálá zatížení a vyhodnotit zatížení dopravou a klimatická zatížení (zejména zatížení větrem) na základě dat pro konkrétní trať a lokalitu,
 - validovat numerický model a zpřesnit tak analýzu podle pokynů v příloze L,
 - provést analýzu a hodnocení rizik (stanovit oblast přijatelných rizik) ve spolupráci s odborným pracovištěm.

V návaznosti na výsledky bodů výše rozhodne správce mostního objektu o nutných dopravních či technických opatřeních potřebných k dalšímu provozu stávajícího mostního objektu na základě doporučení zpracovatele přepočtu.

- 5.3.7 K opatřením ovlivňujícím přechodnost provozního zatížení patří:
- omezení traťové rychlosti,
 - snížení zbytkové životnosti stávajícího mostního objektu,
 - snížení přípustného zatížení,
 - ověření technických parametrů vozidel (například vážením),
 - vyloučení konkrétních vozidel z provozu po mostním objektu,
 - zakázání brždění a rozjezdu souprav,
 - oddělit těžké vozy vložení lehkých vozů u těžkých zásilek,
 - zkrácení vlakové soupravy,
 - omezení počtu provozovaných kolejí, příp. omezení provozu v konkrétní koleji,
 - přerušování provozu na mostním objektu.
- 5.3.8 Pokud jsou opatření z 5.3.7 nedostatečná nebo je nelze z provozních důvodů realizovat, je nutné přistoupit ke stavebním opatřením. Stavebními opatřeními se rozumí všechny druhy stavebních úprav, včetně zesílení konstrukce, mostního objektu nebo jeho částí, realizovaných s cílem zvýšení zatížitelnosti příslušných prvků mostního objektu. Aplikace stavebních opatření představuje změnu stavebního stavu mostního objektu, která musí být podle 3.6 ověřena přepočtem stávajícího mostního objektu.

5.4 Přechodnost těžké zásilky

Nelze-li přechodnosti těžké zásilky prokázat pomocí zatížitelností Z_{LM71} , je možné ji vyhodnotit pomocí výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$. Přechodnost těžké zásilky přes mostní objekt je v takovém případě dovolena, pokud všechny jeho nosné prvky splňují podmínku

$$Z_{LM71,E} \geq \psi \lambda_{LM71,E}, \quad (5.8)$$

kde $Z_{LM71,E}$ je výjimečná zatížitelnost rozhodujícího prvku mostního objektu z hlediska přechodnosti stanovená podle 4.9,
 ψ je součinitel dynamické redukce daný vztahem (5.2),

$$\lambda_{LM71,E} = E_{T,E} / E_{LM71,E}, \quad (5.9)$$

$E_{T,E}$ je návrhová hodnota statického účinku ověřované těžké zásilky v posuzovaném místě prvku mostního objektu, stanovená s hodnotou dílčího součinitele účinků zatížení podle tab. 4,
 $E_{LM71,E}$ je hodnota statického účinku modelu zatížení 71 v stejném místě posuzovaného prvku mostního objektu, stanovená podle 4.9.

6. ZÁVĚREČNÁ USTANOVENÍ

Dnem nabytí účinnosti tohoto předpisu se zrušuje Metodický pokyn pro určování zatížitelnosti železničních mostních objektů platný od 1. září 2015 (SŽDC MP S 30135/2015-O3)

Hodnoty zatížitelnosti stanovené podle výše uvedeného Metodického pokynu a případně podle Služební rukověti SŽDC (ČD) SR5(S) - Určování zatížitelnosti železničních mostů platné od 1. ledna 1995, podle které se určovala zatížitelnost a přechodnost před vydáním Metodického pokynu (tj. před 1. zářím 2015), zůstávají v platnosti a jsou nadále plně použitelné pro posuzování přechodnosti.

CITOVANÉ NORMY A PŘEDPISY²

ČSN 72 2605	Zkoušení cihlářských výrobků. Stanovení mechanických vlastností
ČSN 73 1201	Navrhování betonových konstrukcí
ČSN 73 1317	Stanovení pevnosti betonu v tlaku
ČSN 73 6200	Mosty - Terminologie a třídění
ČSN P 73 6213	Navrhování zděných mostních konstrukcí
ČSN EN 1990 Eurokód:	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1:	Zatížení konstrukcí - Část 1-1: Obecná zatížení - Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb
ČSN EN 1991-1-4 Eurokód 1:	Zatížení konstrukcí - Část 1-4: Obecná zatížení - Zatížení větrem
ČSN EN 1991-1-5 Eurokód 1:	Zatížení konstrukcí - Část 1-5: Obecná zatížení - Zatížení teplotou
ČSN EN 1991-1-7 Eurokód 1:	Zatížení konstrukcí - Část 1-7: Obecná zatížení - Mimořádná zatížení
ČSN EN 1991-2 Eurokód 1:	Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou
ČSN EN 1992-1-1 Eurokód 2:	Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-2 Eurokód 2:	Navrhování betonových konstrukcí - Část 2: Betonové mosty - Navrhování a konstrukční zásady
ČSN EN 1993-1-1 Eurokód 3:	Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1993-1-5 Eurokód 3:	Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-5: Boulení stěn
ČSN EN 1993-1-8 Eurokód 3:	Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-8: Navrhování styčnicků
ČSN EN 1993-1-9 Eurokód 3:	Navrhování ocelových konstrukcí - Část 1-9: Únava
ČSN EN 1993-2 Eurokód 3:	Navrhování ocelových konstrukcí - Část 2: Ocelové mosty
ČSN EN 1994-1-1 Eurokód 4:	Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1994-2 Eurokód 4:	Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty
ČSN EN 1996-1-1 Eurokód 6:	Navrhování zděných konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla. Pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce

² POZNÁMKA: Uváděny jsou normy a předpisy platné k 30. 12. 2020 (datum aktualizace předpisu). Protože předpis bude používán i k přepočtům starších mostních objektů, jsou tam, kde je to účelné, uváděny i normy staršího data, platné v době výstavby těchto objektů.

ČSN EN 1996-3 - Eurokód 6:	Navrhování zděných konstrukcí - Část 3: Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí
ČSN EN 1997 Eurokód 7:	Navrhování geotechnických konstrukcí
ČSN EN 206	Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN EN 772-1	Zkušební metody pro zdicí prvky - Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku
ČSN EN 998-2	Specifikace malt pro zdivo - Část 2: Malty pro zdění
ČSN EN 1015-11	Zkušební metody malt pro zdivo - Část 11: Stanovení pevnosti zatvrdlých malt v tahu za ohybu a v tlaku
ČSN EN 1052-1	Zkušební metody pro zdivo - Část 1: Stanovení pevnosti v tlaku
ČSN EN 1052-2	Zkušební metody pro zdivo - Část 2: Stanovení pevnosti v tahu za ohybu
ČSN EN 1052-3	Zkušební metody pro zdivo - Část 3: Stanovení počáteční pevnosti ve smyku
ČSN EN 1052-4	Zkušební metody pro zdivo - Část 4: Stanovení pevnosti ve smyku zdiva s hydroizolací
ČSN EN 1052-5	Zkušební metody pro zdivo - Část 5: Stanovení přídržnosti malty v ložné spáře v tahu za ohybu
ČSN EN 1926	Zkušební metody přírodního kamene - Stanovení pevnosti v tlaku
ČSN EN 10025-1	Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 1: Všeobecné technické dodací podmínky
ČSN EN 10025-2	Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 2: Technické dodací podmínky pro nelegované konstrukční oceli
ČSN EN 12504-1	Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 1: Vývrty - Odběr, vyšetření a zkoušení v tlaku
ČSN EN 12504-2	Zkoušení betonu v konstrukcích - Část 2: Nedestruktivní zkoušení - Stanovení tvrdosti odrazovým tvrdoměrem
ČSN EN 12504-4	Zkoušení betonu - Část 4: Stanovení rychlosti šíření ultrazvukového impulsu
ČSN EN 15528	Železniční aplikace - Traťové třídy zatížení pro určení vztahu mezi dovoleným zatížením infrastruktury a maximálním zatížením vozidly
ČSN ISO 2394	Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí
ČSN EN ISO 6892-1	Kovové materiály - Zkoušení tahem - Část 1: Zkušební metoda za pokojové teploty
ČSN EN ISO 13918	Svařování - Svorníky a keramické kroužky pro obloukové přivařování svorníků
ČSN EN ISO 15630-1	Ocel pro výztuž a předpínání do betonu - Zkušební metody - Část 1: Tyče, válcovaný drát a drát pro výztuž do betonu
ČSN ISO 13822	Zásady navrhování konstrukcí. Hodnocení existujících konstrukcí
ČSN 73 0038	Hodnocení existujících konstrukcí - doplňující ustanovení pro navrhování
MVL 511	Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými ocelovými nosníky (2005)
TP 224	Ověřování existujících betonových mostů pozemních komunikací
Nařízení c.k. ministerstva železnic ze dne 28.srpna 1904	o mostech železnicových nadželeznicových a mostech silnic příjezdných a železných nebo dřevěných ústrojinách, číslo 97 z r. 1904
USS	Nosné konstrukce ze zabetonovaných válených nosníků. Normální plán (1939)
Železniční deskové mostní konstrukce se zabetonovanými ocelovými nosníky	- Předběžná směrnice pro návrh a provádění (1971)
Ocelobetonové nosné konstrukce železničních mostů	- Směrnice pro návrh a provádění (1981)
IRS 70778-3	Recommendations for the inspection, assessment and maintenance of masonry arch bridges (2017)
Vyhláška UIC 778-3	Doporučení pro kontrolu, hodnocení a údržbu zděných klenbových mostů (český překlad, 2014)
Pomůcka pro používání programu LimitState RING	pracovníky Správy železnic (2016)

SOUVISEJÍCÍ DOKUMENTY

ČSN 02 2038	Nýty - Technické dodací předpisy
ČSN 02 2301	Nýty s půlkulovou hlavou

ČSN 02 2302	Přesné nýty s půlkulovou hlavou
ČSN 72 1860	Kámen na zdivo a stavební účely. Společná ustanovení
ČSN 72 2440	Zkoušení malt a maltových směsí. Společná ustanovení
ČSN 73 1370	Nedestruktivní zkoušení betonu - Společná ustanovení
ČSN 73 1371	Nedestruktivní zkoušení betonu - Ultrazvuková impulsová metoda zkoušení betonu
ČSN 73 1372	Nedestruktivní zkoušení betonu - Rezonanční metoda zkoušení betonu
ČSN 73 1373	Nedestruktivní zkoušení betonu - Tvrdoměrné metody zkoušení betonu
ČSN 73 2011	Nedestruktivní zkoušení betonových konstrukcí
ČSN 73 2603	Ocelové mostní konstrukce - Doplnující specifikace pro provádění, kontrolu kvality a prohlídky
ČSN 73 3251	Navrhování konstrukcí z kamene
ČSN 73 6201	Projektování mostních objektů
ČSN 73 6209	Zatěžovací zkoušky mostů
ČSN EN 771-2	Specifikace zdicích prvků - Část 2: Vápenopískové zdicí prvky
ČSN EN 771-3	Specifikace zdicích prvků - Část 3: Betonové tvárnice s hutným nebo pórovitým kamenivem
ČSN EN 771-4	Specifikace zdicích prvků - Část 4: Pórobetonové tvárnice
ČSN EN 771-5	Specifikace zdicích prvků - Část 5: Zdicí prvky z umělého kamene
ČSN EN 771-6	Specifikace zdicích prvků - Část 6: Zdicí prvky z přírodního kamene
ČSN EN 1090-1	Provádění ocelových konstrukcí a hliníkových konstrukcí - Část 1: Požadavky na posouzení shody konstrukčních dílců
ČSN EN 10025-3	Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 3: Technické dodací podmínky pro normalizačně žíhané/ normalizačně válcované svařitelné jemnozrné konstrukční oceli
ČSN EN 10025-4	Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 4: Technické dodací podmínky pro termomechanicky válcované svařitelné jemnozrné konstrukční oceli
ČSN EN 10025-5	Výrobky válcované za tepla z konstrukčních ocelí - Část 5: Technické dodací podmínky na konstrukční oceli se zvýšenou odolností proti atmosférické korozi
ČSN EN 10080	Ocel pro výztuž do betonu - Svařitelná betonářská ocel - Všeobecně
ČSN EN 12390-3	Zkoušení ztvrdlého betonu - Část 3: Pevnost v tlaku zkušebních těles
ČSN EN ISO 2394	Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí
ČSN EN ISO 4014	Spojovací součásti. Šrouby se šestihrannou hlavou. Výrobní třída A a B
ČSN EN ISO 4016	Spojovací součásti. Šrouby se šestihrannou hlavou. Výrobní třída C
ČSN EN ISO 4032	Spojovací součásti. Šestihranné matice, typ 1. Výrobní třída A a B
ČSN EN ISO 4034	Spojovací součásti. Šestihranné matice. Výrobní třída C
ČSN EN ISO 5817	Svařování - Svarové spoje oceli, niklu, titanu a jejich slitin zhotovené tavným svařováním (mimo elektronového a laserového svařování) - Určování stupňů jakosti
ČSN EN ISO 11666	Nedestruktivní zkoušení svarů - Zkoušení ultrazvukem - Stupně přípustnosti
ČSN EN ISO 17635	Nedestruktivní zkoušení svarů - Všeobecná pravidla pro kovové materiály
ČSN EN ISO 17640	Nedestruktivní zkoušení svarů - Zkoušení ultrazvukem - Techniky, třídy zkoušení a hodnocení
MVL 701	Pružné uložení koleje na mostech s mostnicemi
MVL 150	Kombinovaná odezva mostu a koleje
TP 42	Opravy, obnovy a přestavby ocelových nosných konstrukcí mostů. Metody a technologie k zvýšení zatížitelnosti a prodloužení životnosti.

BIBLIOGRAFIE

- ČSN 73 6222: Zatížitelnost mostů pozemních komunikací.
- DS 805: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahnbrücken. Deutsche Bundesbahn, 1987.
- CAN/CSA-S6-88 Design of highway bridges. Supplement No 1 Existing bridge evaluation, Rexdale, Ontario 1990.
- OHBCD, Ontario Highway Bridge Design Code, Section 11 Evaluation, Ministry of Transportation, Ontario 1991.
- Bridge bearing capacity classification. Swedish National Road Administration, 1991, 210 E

Bridge classification. Norway Directorate of Public Roads. 1-1989.

IRS 77802: "Recommendations for determining the carrying capacity and fatigue risks of existing metallic railway bridges"

Vodehnal, L., Ryjáček, P., Glöckner, M., Karmazín, K., Polák, M., Demuth, J.: Nové nedestruktivní diagnostické metody v oblasti železničních mostů, SŽDC, 2018, závěrečná zpráva projektu.

Žemličková, L: Ekvivalentní rozkmit napětí železničních mostů. Praha, 2004. Dizertační práce. ČVUT v Praze, Fakulta stavební.

Příloha A (normativní)**Ocelové mosty****A.1 Vlastnosti materiálů****A.1.1 Ocel a svářkové železo**

A.1.1.1 Vlastnosti materiálů ocelových konstrukcí železničních mostů a jejich charakteristické a návrhové hodnoty se určují:

- a) na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- b) na základě výsledků diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele. Odběry materiálových vzorků a zkoušky základního materiálu se provádí vždy při přepočtu v kategorii D. V případě přepočtu kategorie C se provádí vždy u mostů postavených před rokem 1905 s rozpětím větším než 18 m. Konkrétní doporučení jsou uvedena v příloze I.

A.1.1.2 Při postupu podle A.1.1.1 a) se za charakteristickou hodnotu meze kluzu oceli považuje zaručená mez kluzu oceli uvedená v dokumentaci mostního objektu nebo v normě platné v době jeho návrhu, případně lze postupovat podle normy ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038. Takto zjištěné hodnoty se doporučuje ověřit tvrdoměrnými zkouškami ocelí.

A.1.1.3 Návrhová hodnota meze kluzu oceli se při postupu podle A.1.1.1 a) pro mezní stavy únosnosti kromě únavy stanoví ze zaručené meze kluzu oceli dělením její hodnoty dílčími součiniteli materiálu γ_{Mi} . Pokud nejsou k dispozici přesnější hodnoty, uvažují se dílčí součinitelé konstrukčních ocelí hodnotami podle tabulky A1.

A.1.1.4 V případě, že z dostupné dokumentace mostního objektu není známa hodnota zaručené meze kluzu materiálu, avšak je znám rok provedení mostu a nejsou pochybnosti o tom, že vlastnosti použitého materiálu odpovídají kvalitě ocelí třídy S235, S275 nebo S355 podle ČSN EN 10025-2, je možné využít charakteristické hodnoty meze kluzu ocelí a dílčích součinitelů materiálu pro mezní stavy únosnosti kromě únavy podle tabulky A.1.

Pokud je tloušťka materiálu konstrukčního prvku vyrobeného do roku 1950 větší než 25 mm, redukuje se návrhová hodnota meze kluzu oceli stanovená podle tabulky A.1 o 10 MPa.

A.1.1.5 Pokud není k dispozici dokumentace mostního objektu nebo jsou pochybnosti o kvalitě použitého materiálu, postupuje se podle A.1.1.1 b). V tomto případě se vlastnosti ocelí stanovují materiálovými zkouškami podle ČSN ISO 13822, ČSN 73 0038 a 4.4 tohoto předpisu v závislosti na četnosti zkušebních vzorků a v souladu s doporučeními přílohy H.

Návrhová hodnota meze kluzu oceli pro mezní stavy únosnosti kromě únavy se stanoví ze zaručené meze kluzu oceli zjištěné materiálovými zkouškami dělením její hodnoty dílčími součiniteli materiálu γ_{Mi} . Hodnoty dílčích součinitelů materiálu γ_{Mi} lze v tomto případě stanovit přesněji podle ČSN EN 1990, přílohy D, ČSN ISO 13822, ČSN 73 0038 a TP 224. Nepostupuje-li se přesněji, lze aplikovat hodnoty dílčích součinitelů z tabulky A.1, příp. použít postupu podle přílohy F s doporučenými statistickými parametry oceli.

A.1.1.6 Základní fyzikální vlastnosti ocelí se uvažují podle ČSN EN 1993-1-1. Při použití svářkového železa se návrhová hodnota modulu pružnosti uvažuje hodnotou $E = 200$ GPa.

A.1.1.7 Návrhová hodnota pevnosti svářkového železa ve smyku se stanoví násobením návrhové hodnoty meze kluzu určené podle A.1.1.1 a) resp. A.1.1.1 b) pomocí součinitele 0,5. V případě ostatních ocelí se postupuje podle ČSN EN 1993-1-1.

A.1.1.8 Návrhová únosnost tupého svaru s plným průvarem namáhaného tlakem se stanoví s pomocí převodního součinitele $\gamma_r = 1,0$. Převodní součinitel γ_r pro určení návrhové únosnosti tupého svaru s plným průvarem namáhaného tahem lze uvažovat hodnotou $\gamma_r = 1,00$ jen za předpokladu, že je z dokumentace mostního objektu k dispozici

defektoskopický průkaz kvality svaru dosahující klasifikačního stupně 2, příp. byla-li tato kontrola provedena dodatečně.

V případě defektoskopicky nekontrolovaného svaru s plným průvarem namáhaného tahem, za předpokladu ověření řádného provaření kořene svaru, se únosnost tupého svaru redukuje převodním součinitelem $\gamma_r = 0,85$. Jsou-li pochybnosti o kvalitě provedení svaru a není možnost jejího ověření, jakož i v případě tažených K svarů v křížovém spoji, má se jeho únosnost redukovat hodnotou $\gamma_r = 0,70$. V případě částečně provařených tupých svarů lze postupovat podle ČSN EN 1993-1-8.

Tabulka A.1 - Vlastnosti ocelí a dílčí součinitele materiálu

Rok výroby	Materiál pevnostní třídy	Dovolené namáhání σ_{adm} [MPa]	Zaručená mez kluzu f_y [MPa]	Mez pevnosti f_u [MPa]	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	Norma		
do 1894	svářkové železo	130	210	340	1,10	1,20	1,30			
1895 - 1904	svářkové železo	130	210	340	1,10	1,20	1,30	Nařízení 97/1904		
	plávková ocel	140	230	360	1,10	1,20	1,30			
1905 - 1937	plávková ocel	140	230	360	1,10	1,20	1,30	ČSN 1230		
1938 - 1950	37 (S235)	140	230	360	1,10	1,20	1,30	ČSN 1232		
	52 (S355)	195	335	490	1,10	1,25	1,30			
1951 - 1968	37 (S235)	tloušťka $t \leq 25$ mm	140	230	360	1,10	1,20	1,30	Směrnice pro navrhování mostů, ČSN 73 6202 ČSN 73 6204	
		> 25	130	210	340	1,10	1,20	1,30		
	52 (S355)	≤ 16	210	360	510	1,10	1,25	1,30		
		> 17	200	340	490	1,10	1,25	1,30		
1969 - 1985	37 (S235)	≤ 25		235	360	1,00	1,10	1,25	ČSN 73 6205 ČSN ISO 13822	
		> 25		215	360					
	52 (S355)	≤ 50		355	510					
1986 - 1998	37 (S235)	≤ 25		235	360	1,00	1,10	1,25		
		> 25		215	360					
	52 (S355)	≤ 25		355	510					
		> 25		335	470					
Po roku 1998	S235	≤ 40		235	360	1,00	1,10	1,25		ČSN 73 0038 ČSN EN 10025-2, 3
	S235	$40 < t \leq 80$		215	360					
	S275	≤ 40		275	430					
	S275	$40 < t \leq 80$		255	410					
	S355	≤ 40		355	510					
	S355	$40 < t \leq 80$		335	470					
	S460	≤ 40		460	550					
	S460	$40 < t \leq 80$		430	550					

A.1.1.9 Není-li známý materiál nýtů nebo šroubů použitých v ocelové konstrukci mostu, je možné v přepočtu stávajícího mostu uvažovat s charakteristickými hodnotami vlastností materiálů nýtů a šroubů podle tabulky A.2 v závislosti na kvalitě ocelí spojovaných prvků. Hodnota dílčího součinitele γ_{M2} pro únosnost spoje se uvažuje podle tabulky A.1. Charakteristické hodnoty vlastností materiálu nýtů a šroubů a jejich dílčí součinitele se pro konstrukce vyrobené po roku 1968 uvažují podle ČSN EN 1993-1-8.

A.1.1.10 Hodnoty uvedené v tabulce A.2 platí pro nýty s půlkulovou hlavou (nezapuštěné). Pro nýty polozapuštěné a zapuštěné se uvedené hodnoty redukuje při namáhání smykem o 20 %.

Tabulka A.2 - Charakteristické hodnoty vlastností materiálu nýtů a šroubů

Pevnostní charakteristiky	Nýty		Přesné šrouby	
	v konstrukcích z materiálu s mezí kluzu			
	$f_y \leq 300$ MPa	$f_y > 300$ MPa	$f_y \leq 300$ MPa	$f_y > 300$ MPa
f_y [MPa]	200	245	300	
f_u [MPa]	310	440	500	

A.1.1.11 U nýtů v ocelových konstrukcích stávajících mostů zhotovených před rokem 1905 je možné předpokládat, že jsou vyrobené ze svářkového železa. Charakteristické hodnoty meze kluzu a meze pevnosti svářkového železa a hodnotu dílčího součinitele γ_{M2} pro únosnost spoje lze brát z tabulky A.1.

A.1.1.12 Návrhové hodnoty únosností třecích spojů se stanoví podle ČSN EN 1993-1-8 na základě údajů o jejich zhotovení na ocelové konstrukci stávajícího mostu, převzatých z dokumentace mostního objektu. V případě chybějící dokumentace a informací o kvalitě třecích ploch spoje se doporučuje spoj posoudit konzervativně jako předpjatý s minimálním, příp. bezpečně odhadnutým součinitelem tření podle ČSN EN 1993-1-8.

A.1.2 Materiál odlitků

A.1.2.1 Charakteristické hodnoty meze kluzu materiálu odlitků se uvažují:

- v případě ocelí odpovídajících pevnostní třídě S235 (42 2630):

$$f_y = 200 \text{ MPa}$$

- v případě ocelí odpovídajících pevnostní třídě S355 (42 2660, 42 2709):

$$f_y = 300 \text{ MPa}$$

A.1.2.2 V případě, že se stanoví vlastnosti odlitků materiálovými zkouškami, návrhová hodnota meze kluzu lité oceli se stanoví ze zaručené meze kluzu dělením její hodnoty dílčím součinitelem spolehlivosti materiálu. Dílčí součinitel materiálu se uvažuje v tomto případě hodnotami:

- pro ocel s charakteristickou hodnotou meze kluzu $f_y \leq 300$ MPa:

$$\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,20,$$

$$\gamma_{M2} = 1,30,$$

- pro ocel s charakteristickou hodnotou meze kluzu $f_y > 300$ MPa:

$$\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,30,$$

$$\gamma_{M2} = 1,40.$$

A.1.3 Litina

A.1.3.1 Informativní hodnoty návrhové pevnosti litiny je možné uvažovat podle tabulky A.3. Tyto hodnoty se nedělí dílčími součiniteli materiálu γ_{Mi} . Vzhledem k tomu, že zde uvedené hodnoty jsou velmi bezpečné, doporučuje se, je zjistit přesněji na základě zkoušek.

A.1.3.2 Hodnoty základních fyzikálních vlastností litiny se uvažují podle ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038.

Tabulka A.3 - Informativní hodnoty návrhové pevnosti litiny (v MPa)

Konstrukční prvky	V tlaku a v tlaku za ohybu [MPa]	V tahu a v tahu za ohybu [MPa]
Podpěry (sloupy)	100	45
Ostatní prvky	65	30

A.1.3.3 Podrobnější informace o vlastnostech litiny a stanovení dílčího součinitele materiálu γ_{Mi} jsou uvedeny v ČSN 73 0038.

A.2 Přečet ocelových nosných konstrukcí stávajících mostů

A.2.1 Globální analýza

A.2.1.1 Pro globální analýzu ocelových konstrukcí stávajících mostů se mají přednostně používat prostorové výpočtové modely umožňující přesnější vystižení skutečného působení a současně i zohlednění případné redistribuce vnitřních sil v důsledku imperfekcí a poruch prvků a částí ocelové konstrukce mostu. Použití zjednodušených rovinných výpočtových modelů lze uvažovat zejména v souvislosti s kontrolními a ověřovacími výpočty nebo pro posouzení některých specifických případů, které nelze vystihnout pomocí primárních prostorových (prutových) modelů. Pokud se celá konstrukce modeluje pomocí jednodušších submodelů, má se její prostorové působení vždy zohlednit jiným způsobem.

A.2.1.2 Ve výpočtovém modelu je nutno uvážit i lokální vyztužení prutových prvků a jejich vzájemné propojení, například styčnickovými plechy. Zejména u příhradových konstrukcí je tento efekt velmi významný (typicky přípoj svislice – příčník, svislice – příčník – horní či dolní pás). Styčnickové plechy lze zohlednit úpravou průřezu v místě styčnickového plechu nebo deskostěnovými lokálními prvky reprezentujícími styčnickový plech.

A.2.1.3 Tuhost styčníků ve výpočtovém modelu může významným způsobem ovlivňovat vnitřní síly, a to zejména ohybové momenty na konstrukci. Tento vliv je nejvýznamnější pro prvky mostovky a pro příhradové konstrukce. Z tohoto důvodu v odůvodněných případech (tedy pokud tuhost styčníků má vliv na zatížitelnost nosné konstrukce) je doporučeno modelovat styčnický tak, aby jejich tuhost odpovídala reálnému působení. Toho lze docílit nejlépe nejpřesněji analýzou podrobných nelineárních modelů styčníků, které zohlední chování spojovacích prostředků, lokální plastifikaci v jejich okolí a detailní chování částí styčnicku. Výsledně zjištěnou počáteční tuhost styčnicku lze následně zavést do výpočtového modelu.

Je nutno ale upozornit, že ve stabilitní analýze se musí respektovat tuhosti styčnicků zavedené do modelu při globální analýze konstrukce.

A.2.1.4 Pro odhad tuhosti styčnicku lze orientačně využít prediktivní regresní vztah, odvozený na základě série podrobných výpočtů.

Pro profily do výšky menší než 550 mm lze počáteční ohybovou tuhost styčnicku stanovit jako:

$$S_j = 2 \times 10^{-7} \cdot I + 2.7436 \text{ [MNm/rad]}, \quad (\text{A.1})$$

Pro profily výšky od 550 mm do 900 mm lze počáteční ohybovou tuhost styčnicku stanovit jako:

$$S_j = 4 \times 10^{-8} \cdot I + 31.012 \text{ [MNm/rad]}, \quad (\text{A.2})$$

kde:

S_j – ohybová počáteční tuhost v MNm/rad

I – moment setrvačnosti připojovaného prutu v mm^4 .

Vztahy A.1 a A.2 je nutno uvažovat jako prvotní odhad tuhosti a kriticky zhodnotit s ohledem na reálnou dispozici styčnicku a případně upravit (například pro jednoznačně kloubové nebo vetknuté styčnický).

A.2.1.5 V globálním modelu a pro posouzení prvků je nutné zohlednit excentricity prutů v přípojkách, které vyvolávají přídavné momenty na prutech. Typickými příklady jsou diagonály ztužení, připojené nesymetricky na styčnickový plech, záměrné excentricity prutů příhrady hlavního nosníku a další. U štíhlých prutů je vliv podružných momentů velmi významný. Možnosti zanedbání této excentricity jsou uvedeny v A.2.2.32.

A.2.1.6 Pokud se členěný prut (například dvojice U profilů) modeluje v globálním modelu jedním prutem (např. tvořeným dvěma U profily), je při zadání průřezu do modelu nutno v odůvodněných případech (tedy pokud zatížitelnost předmětného prutu je rozhodující pro zatížitelnost nosné konstrukce, resp. hlavního příhradového nosníku) zohlednit vliv snížené ohybové a smykové tuhosti ve směru spojek (rámových či příhradových). Tato snížená tuhost v důsledku redukuje velikost podružných ohybových momentů zejména u příhradových konstrukcí a odpovídá reálnému působení. Zohlednění snížené tuhosti lze

stanovit na základě postupů dle ČSN EN 1993-1-1 pro určování tuhosti členěných prutů nebo lze pro stanovení tuhosti využít dílčí podrobné deskostěnové modely daného prutu.

- A.2.1.7** Při modelování ložisek je nezbytné zohlednit jejich konstrukční vůle či reálnou tuhost v ložisku, současně i s tuhostí spodní stavby. Zohlednění lze provést pomocí nelineární funkce v uložení, nebo pružným uložení, kde tuhost uložení se stanoví tak, aby při návrhovém příčném či podélném zatížení byl vyvozený posun odpovídající cca 1 - 2x vůli v ložisku. Správné zohlednění tuhosti spodní stavby a vůli ložisek je významné zejména pro zatížení mostu větrem, pro kroucení mostu vlivem nesymetrického zatížení, nebo při posouzení interakce most – kolej.
- A.2.1.8** Dynamická globální analýza ocelového mostu se má provést pouze v případech definovaných v ČSN EN 1993-2. V běžných případech, kdy se dynamická analýza mostu nepožaduje, je možné dynamické účinky zatížení zohlednit pomocí dynamického součinitele podle 4.3.14 až 4.3.19 tohoto předpisu. Při globální analýze s využitím prostorových výpočtových modelů je však nutná správná aplikace odlišného dynamického součinitele zatížení pro globální odezvu celé nosné konstrukce a lokální odezvu jejích dílčích prvků (např. spolupůsobení mostovek s hlavními nosníky).
- A.2.1.9** Odezva na zatížení se při globální analýze ocelové konstrukce mostu stanoví vždy pružnostní metodou za předpokladu pružného chování materiálu bez ohledu na úroveň zatížení. Obvykle je možné aplikovat pružnostní globální analýzu prvního řádu s počátečním tvarem konstrukce. Vliv přetvoření konstrukce (účinky teorie druhého řádu) se má uvážit, pokud významně zvětšuje účinky zatížení nebo významně mění chování konstrukce. Analýza podle teorie prvního řádu se může použít tehdy, je-li splněno kritérium

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10, \quad (\text{A.3})$$

- kde α_{cr} je součinitel vyjadřující násobek návrhového zatížení při dosažení ztráty stability v pružném stavu,
 F_{cr} kritické zatížení pro celkové vybočení vypočítané pro počáteční tuhosti v pružném stavu,
 F_{Ed} je návrhové zatížení konstrukce.

- A.2.1.10** Při globální analýze se požaduje zohlednit vliv podstatných imperfekcí prvků a částí ocelové konstrukce mostu, kterými jsou u stávajících mostů i případné poruchy. Tvar a velikost imperfekcí, které mohou evidentně ovlivnit zatížitelnost, se mají získat přímým zaměřením na konstrukci. Hlavními představiteli těchto imperfekcí jsou zejména:

- zřetelná globální vybočení prutových soustav tvořících jeden celek (například oblouky obloukových mostů nebo tlačené pásy otevřeně uspořádaných mostů),
- výrazné deformace nosných prvků a částí ocelové konstrukce mostu od nárazů dopravních prostředků,
- chybějící prvky nebo části prvků (chybějící ztužidla apod.),
- zkorodované průřezy nosných prvků s výrazným úbytkem jejich průřezové plochy.

V přepočtu ocelové konstrukce stávajícího mostu se požaduje vždy uvést, které zjištěné poruchy a imperfekce byly v jeho výpočtovém modelu při globální analýze zohledněny a které se odstraní údržbou nebo opravami a nemají tak na zatížitelnost mostu vliv.

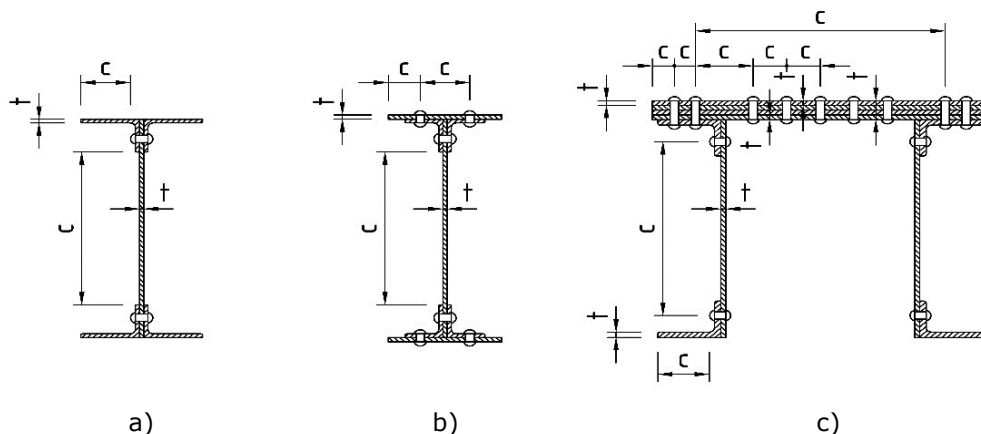
- A.2.1.11** U částí konstrukcí nebo jejich prvků, které nevykazují výrazné imperfekce podle A.2.1.10, lze pro zohlednění účinků teorie druhého řádu využít ekvivalentní geometrické imperfekce podle ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-1-5. V tom případě se doporučuje stanovit tvar imperfekce prvku nebo části ocelové konstrukce mostu z pružného tvaru ztráty stability konstrukce nebo její části. Velikost amplitudy počátečního tvaru imperfekce se určí podle 5.3.2 v ČSN EN 1993-1-1. U nýtovaných konstrukcí, kde není významný vliv reziduálních napětí, je možné použít pro globální analýzu nosné konstrukce nebo její části skutečně naměřené geometrické imperfekce.
- A.2.1.12** Globální imperfekce jsou podstatné zejména při globální analýze obloukových mostů nebo tlačných pásů otevřeně uspořádaných mostů. Pokud je pro působení konstrukce nebo její části rozhodující první vlastní tvar ztráty stability, mohou se účinky teorie

druhého řádu M_{II} vyjádřit jako násobek ohybových momentů prvního řádu M_I podle 5.2.2 v ČSN EN 1993-2, za podmínky, že $\alpha_{cr} > 3,0$. Je-li α_{cr} při dosažení ztráty stability v pružném stavu menší než 3,0, má se globální analýza ocelové konstrukce mostu provést pomocí geometricky nelineární pružnostní analýzy (GNA, GNIA).

- A.2.1.13** Lokální imperfekce průřezů a prutů se v obvyklých případech globální analýzy ocelových konstrukcí mostů nemusí zohledňovat. Jejich vliv se zahrne do únosnosti prvků a jejich průřezů pomocí příslušných součinitelů vzpěrnosti, klopení a boulení. Zohlednění těchto lokálních imperfekcí se při globální analýze doporučuje pouze v případech jejich významného vlivu na odezvu ocelové konstrukce na zatížení (viz A.2.1.10).
- A.2.1.14** Kromě výrazných případů koroze uvedených v A.2.1.10 je možné korozivní úbytky zohlednit jen při stanovení únosnosti průřezů redukcí tloušťek příslušných částí průřezů při respektování skutečného průběhu zkorodování po délce prvku.
- A.2.1.15** Pokud se postupuje v případě desko-stěnových nosných konstrukcí podle A.2.1.11, určí se tvar možných ekvivalentních geometrických imperfekcí podle přílohy C v ČSN EN 1993-1-5. Směr imperfekce se má volit tak, aby se získala nejnižší únosnost prvku. Podle očekávaného vlivu imperfekce a tvaru vybočení na únosnost prvku se jedna z kombinovaných imperfekcí považuje za hlavní a ostatní (pokud se uvažují) za průvodní. Amplitudy průvodních imperfekcí se v kombinaci s hlavní imperfekcí musí redukovat na 70 % jejich nominální hodnoty. Vliv ekvivalentních geometrických imperfekcí se alternativně může v globální analýze nosné konstrukce zohlednit náhradními zatíženími.
- A.2.1.16** Při globální analýze desko-stěnových nosných konstrukcí se musí zohlednit vliv ochabnutí normálových napětí v širokých deskových pásech vlivem smyku (smykové ochabnutí). Pokud se nepostupuje s využitím desko-stěnových finitních modelů, je možné účinky smykového ochabnutí v pásech zohlednit pomocí účinné šířky. Pro jednoduchost lze v globální analýze předpokládat, že účinná šířka je konstantní po délce rozpětí. V každém poli prvku se má účinná šířka pásu na každé straně stěny průřezu vzít jako menší z hodnot: celková šířka mezi sousedními stěnami nebo $L/8$, kde L je rozpětí pole nosníku nebo dvojnásobek vyložení konzoly.
- A.2.1.17** Boulení stěn se může v pružnostní globální analýze zohlednit pomocí účinných ploch částí průřezů namáhaných tlakem podle 4.3 v ČSN EN 1993-1-5. Vliv boulení stěn na tuhost průřezu se může v globální analýze zanedbat, pokud účinná plocha částí průřezu namáhaná tlakem je větší než polovina neredukované plochy těžé části průřezu.
- A.2.1.18** V případě, že je zatížitelnost ocelové konstrukce nebo její části významně limitována únosností některých velmi štíhlých tlačených prvků, je možné při globální analýze ocelové konstrukce zvážit možnost vynechání těchto prvků po dosažení jejich příslušné únosnosti, ovšem za předpokladu, že je možná redistribuce vnitřních sil a zbývající části konstrukce jsou schopné dále přenášet působící zatížení. Konzervativně je možné daný prvek vyloučit již na začátku globální analýzy. Současně je nutno uvážit vliv pokritického chování vyloučeného prvku na namáhání, a tedy i na zatížitelnost zbývajících částí ocelové konstrukce.
- A.2.1.19** Při globální analýze je nutno uvažovat vliv excentricit v přípojích, pokud jsou významné.

A.2.2 Mezní stavy únosnosti

- A.2.2.1** Ověření spolehlivosti ocelových konstrukcí stávajících mostů a určení jejich zatížitelností musí respektovat kritéria příslušných mezních stavů podle 4.2.2 tohoto předpisu.
- A.2.2.2** Svařované průřezy prvků ocelových konstrukcí mostů se klasifikují s ohledem na štíhlostí jejich dílčích částí podle tab. 5.2 v ČSN EN 1993-1-1. Podélně vyztužené tlačené stěny a pásy se klasifikují v souladu s pravidly v ČSN EN 1993-1-5. Klasifikace průřezů rozhoduje o způsobu stanovení jejich únosnosti, posouzení a určení zatížitelnosti.



Obrázek A.1 - Definice šířek pro zařazení nýtovaných průřezů

a), b) I průřez plnostěnného nosníku nebo výplňového prutu příhradového nosníku
c) dvojitěnný průřez horního pásu příhradového nosníku

A.2.2.3 Pro zařazení nýtovaných průřezů se použijí šířky příslušné části průřezu podle obr. A.1. Kromě příčného směru je třeba ověřit i zařazení z hlediska vzdálenosti nýtů rovnoběžně se směrem působících tlakových napětí podle tab. A.4. Mezní štíhlosti těchto tlakových částí, jejichž vybočení není ničím bráněno, se uvažují podle tab. 5.2 v ČSN EN 1993-1-1. Mezní štíhlosti částí průřezu, které jsou proti boulení částečně podepřeny jinou částí průřezu, se mohou uvažovat podle tab. A.5.

POZNÁMKA: Okraje stěn průřezů na obrázku A.1a) a obrázku A.1b) jsou sevřeny dvojicí pásových úhelníků, proto se pro jejich zařazení použije světlá vzdálenost mezi pásovými úhelníky, pokud tuhost sevření není ovlivněna štěrbinovou korozí. Naproti tomu okraje stěny, stejně jako horní pásnice průřezu na obrázku A.1c), jsou podepřeny úhelníky jen z jedné strany, proto se v tomto případě použije pro zařazení osová vzdálenost nýtů. Mezní štíhlosti tlakových částí průřezu jsou v ČSN EN 1993-1-1 definovány pouze pro samostatné části průřezu, které nejsou nijak podepřené nebo spojené s jinou ocelovou částí. Je zřejmé, že dílčí části nýtovaných průřezů, které jsou pomocí nýtů spojeny s jinými částmi průřezu (plechy pásnic a pásové úhelníky na obrázku A.1b), mohou vybočovat v mnohem menší míře než volné části průřezů. Proto se pro jejich zařazení použijí mírnější kritéria podle tabulky A.5, zatímco pro zařazení přečnívajících ramen úhelníků (horní pásové úhelníky na obrázku A.1a i dolní pásové úhelníky na obrázku A.1c) nebo jednostěnných vnitřních částí průřezů (stěny na obrázku A.1a, b, c) se použijí standardní mezní štíhlosti podle tab. 5.2 v ČSN EN 1993-1-1. V případě vícečetných částí průřezů (horní pásnice na obrázku A.1c) je nutno kromě lokálního zařazení vnějších plechů mezi nýty ověřit i zařazení pásnice jako celku s celkovou tloušťkou danou součtem tlouštěk jednotlivých plechů, ze kterých je pásnice složena.

Tabulka A.4 - Maximální vzdálenosti nýtů pro zařazení tlakových částí podepřených stěnou nebo úhelníkem

Orientace vzhledem ke směru tlakových napětí	Část průřezu	Třída 2*	Třída 3*
Kolmo na směr tlakových napětí	Odstávající část průřezu	14t·ε	20t·ε
	Vnitřní část průřezu	45t·ε	50t·ε
Rovnoběžně se směrem tlakových napětí	Odstávající i vnitřní část průřezu	22t·ε	25t·ε

* t – tloušťka tlakované části, $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$

A.2.2.4 Únosnost průřezů všech tříd je možné stanovit pružnostně za předpokladu dosažení návrhové hodnoty meze kluzu oceli v nejvíce namáhaném bodě průřezu, s přihlédnutím k lokální ztrátě stability dílčích částí průřezu. Pro svařované průřezy třídy 1 a 2 je možno uvažovat s jejich plastickou únosností. U nýtovaných průřezů se má, pokud se nepostupuje přesněji, uvažovat jen pružná únosnost bez ohledu na jejich klasifikaci (tj. i v případě jejich zařazení do třídy 2).

Vliv smyku na únosnost průřezů namáhaných ohybem a/nebo osovou silou se zohledňuje podle 6.2.8 a 6.2.10 v ČSN EN 1993-1-1, resp. podle kap. 7 v ČSN EN 1993-1-5.

- A.2.2.5** Charakteristiky plného a oslabeného průřezu otvory pro spojovací prostředky se mají stanovit v souladu s 6.2.2 v ČSN EN 1993-1-1.
- A.2.2.6** Účinky smykového ochabnutí a účinky lokálního boulení štíhlých průřezů třídy 4 se mají při stanovení jejich únosnosti zohlednit pomocí účinných šířek podle ČSN EN 1993-1-5. Účinky boulení vlivem smyku se mají rovněž uvážit podle ČSN EN 1993-1-5.
- A.2.2.7** Jelikož štíhlosti tlačných a tažených prutů nejsou ve smyslu současně platných norem nijak omezeny, je možné uvažovat doporučené největší štíhlosti prutů podle tabulky 5. V případě překročení největších doporučených štíhlostí podle tabulky A.5 je nutno upozornit v technické zprávě k přepočtu stávajícího mostu na důslednou dohlédací činnost těchto prvků, zejména kontrolu stavu a kvality jejich přípojů vzhledem k zvýšenému riziku vzniku a šíření únavových trhlin vyvolaných jejich nadměrným kmitáním.

Tabulka A.5 - Doporučené největší štíhlosti prutů

Pruty		Největší štíhlost λ
Pruty tlačné		
Pruty hlavních nosných částí (hlavní nosníky, mostovka, ztužidla, ocelové podpěry)		130
Pruty vedlejších nosných částí		180
Pruty tažené		
Pruty hlavních nosných částí (hlavní nosníky, mostovka, ztužidla, ocelové podpěry)		280
Pruty vedlejších nosných částí		300
Poznámka: U tažených prutů se štíhlost posuzuje jen ve svislém směru		

- A.2.2.8** Při jednoosé normálové napjatosti (tah, prostý tlak nebo ohyb) se zatížitelnost průřezů Z_{LM71} určí s využitím zásad v 4.7 tohoto předpisu ze vztahu (4.4), kde se za návrhovou hodnotu únosnosti R_d dosadí příslušná návrhová hodnota únosnosti průřezu v tahu $N_{t,Rd}$, prostém tlaku $N_{c,Rd}$ nebo prostém ohybu $M_{c,Rd}$, které se stanoví v závislosti na typu průřezu (plný nebo oslabený) a jeho klasifikaci podle 6.2.3, 6.2.4 a 6.2.5 v ČSN EN 1993-1-1 s přihlédnutím ke kap. 4 v ČSN EN 1993-1-5 u štíhlých průřezů třídy 4 namáhaných tlakem. Průřezy namáhané dvouosým ohybem se posoudí podle A.2.2.11, A.2.2.12 a A.2.2.16 této přílohy.

POZNÁMKA: Při posuzování nýtovaných průřezů, které jsou oslabeny průběžně po celé svojí délce spínacími nýty, je nutno dle charakteru namáhání konstrukce uvážit, že při posudku oslabeného průřezu na tah vzorcem (6.7) dle ČSN EN 1993-1-1 dojde k plastifikaci průřezu nejen v koncových částech prutu, ale i po celé délce prvku. To v důsledku vede ke značnému přetvoření (protažení) prvku. Pokud je toto protažení nepřijatelné (např. z důvodu související redistribuce zatížení do nedostatečně únosných prvků), doporučuje se pro stanovení únosnosti taženého prutu použít postup dle 6.2.3.(4) dle ČSN EN 1993-1-1.

- A.2.2.9** Určování zatížitelnosti Z_{LM71} průřezů namáhaných smykem se provádí s využitím zásad v 4.7 tohoto předpisu ze vztahu (4.4), kde se za návrhovou hodnotu únosnosti R_d dosadí návrhová hodnota únosnosti průřezu ve smyku $V_{c,Rd}$, při jejímž určení se rozdělení smykových napětí ve stěně průřezu uvažuje v závislosti na způsobu stanovení pružné nebo plastické únosnosti ve smyku v souladu s 6.2.6 v ČSN EN 1993-1-1. Kromě toho je nutné ověřit i vliv boulení při namáhání smykem podle kap. 5 v ČSN EN 1993-1-5.
- A.2.2.10** Zatížitelnost průřezů Z_{LM71} namáhaných kroutícím momentem se stanoví s využitím zásad v 4.7 tohoto předpisu ze vztahu (4.4), kde se za návrhovou hodnotu únosnosti R_d dosadí návrhová hodnota únosnosti průřezu v kroucení T_{Rd} . Normálová a smyková napětí vyvozená kroucením, jakož i jejich interakce s normálovými a smykovými napětími od působení normálové síly, ohybového momentu a smykových sil se stanoví v souladu s 6.2.7 v ČSN EN 1993-1-1.

A.2.2.11 Ověření pružné únosnosti průřezů třídy 1, 2 a 3 namáhaných ohybem, smykem a tahem nebo prostým tlakem se za předpokladu, že smyková síla V_{Ed} vyhovuje podmínce

$$\eta_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5, \quad \text{resp.} \quad \bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}} \leq 0,5, \quad (\text{A.4})$$

provede podle vztahu

$$\eta_1 = \frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0, \quad (\text{A.5})$$

kde $N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}, V_{Ed}$ jsou návrhové hodnoty vnitřních sil posuzovaného průřezu, $N_{Rd}, M_{y,Rd}, M_{z,Rd}$ jsou návrhové hodnoty pružných únosností posuzovaného průřezu, stanovené pomocí příslušných elastických průřezových charakteristik

$$N_{Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad M_{y,Rd} = W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0} \quad M_{z,Rd} = W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M0}, \quad (\text{A.6})$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \quad (\text{A.7})$$

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_{yw}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}, \quad (\text{A.8})$$

$V_{pl,Rd}$ je návrhová hodnota plastické únosnosti stěny ve smyku,

$V_{bw,Rd}$ je návrhová hodnota únosnosti stěny ve smyku s vlivem boulení při smyku,

h_w, t_w jsou výška a tloušťka stěny,

χ_w je součinitel boulení stěny při namáhání smykem, který se stanoví podle kap. 5 v ČSN EN 1993-1-5,

f_y (f_{yw}) je charakteristická hodnota meze kluzu materiálu (materiálu stěny),

γ_{M0}, γ_{M1} je dílčí součinitel únosnosti ocelového průřezu, resp. prutu.

Zatížitelnost Z_{LM71} ověřovaného průřezu se stanoví pomocí následujícího vztahu s využitím zásad v 4.7 tohoto předpisu

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{1,rs}}{\eta_{1,LM71}}, \quad (\text{A.9})$$

$$\text{kde} \quad \eta_{1,rs} = \frac{N_{rs,Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,rs,Ed}}{W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,rs,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M0}}, \quad (\text{A.10})$$

$$\eta_{1,LM71} = \frac{N_{LM71,Ed}}{A \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,LM71,Ed}}{W_{el,y} \cdot f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,LM71,Ed}}{W_{el,z} \cdot f_y / \gamma_{M0}}, \quad (\text{A.11})$$

$N_{LM71,Ed}, M_{y,LM71,Ed}, M_{z,LM71,Ed}$ jsou návrhové hodnoty vnitřních sil od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,

$N_{rs,Ed}, M_{y,rs,Ed}, M_{z,rs,Ed}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty vnitřních sil od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

Vzhledem k tomu, že hodnota smykové síly V_{Ed} ve vztahu (A.4) je závislá na hledané zatížitelnosti

$$V_{Ed} = Z_{LM71} \cdot V_{LM71,Ed} + V_{rs,Ed}, \quad (A.12)$$

kde $V_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota smykové síly od svislého proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,

$V_{rs,Ed}$ je návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota smykové síly od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou,

je nutno při výpočtu zatížitelnosti postupovat iterační formou. V prvním kroku se doporučuje ověřit splnění podmínky (A.4) pro smykovou sílu V_{Ed} odpovídající odhadnuté zatížitelnosti $Z_{LM71} = 1,0$, a následně stanovit zatížitelnost Z_{LM71} z rovnice (A.9). V případě, že podmínka (A.4) zůstává v platnosti i pro příčnou sílu V_{Ed} odpovídající vypočítané zatížitelnosti Z_{LM71} , další iterace není potřebná. V opačném případě se v dalším kroku postupuje podle A.2.2.12.

A.2.2.12 Pokud při pružnostním ověřování únosnosti průřezu třídy 1, 2 a 3 je smyková síla V_{Ed} větší než polovina smykové únosnosti stěny, tj. $\eta_3 > 0,5$, resp. $\bar{\eta}_3 > 0,5$, jeho zatížitelnost Z_{LM71} se určí z kvadratické rovnice odvozené ze vztahu (7.1) v ČSN EN 1993-1-5 s využitím zásad v 4.7.7 tohoto předpisu:

$$4 \cdot k \cdot Z_{LM71}^2 \cdot \eta_{3,LM71}^2 + Z_{LM71} \cdot (\eta_{1,LM71} + 8 \cdot k \cdot \eta_{3,LM71} \cdot \eta_{3,rs} - 4 \cdot k \cdot \eta_{3,LM71}) + \eta_{1,rs} + 4 \cdot k \cdot \eta_{3,rs}^2 - 4 \cdot k \cdot \eta_{3,rs} + k - 1 = 0$$

resp. (A.13)

$$4 \cdot k \cdot Z_{LM71}^2 \cdot \bar{\eta}_{3,LM71}^2 + Z_{LM71} \cdot (\eta_{1,LM71} + 8 \cdot k \cdot \bar{\eta}_{3,LM71} \cdot \bar{\eta}_{3,rs} - 4 \cdot k \cdot \bar{\eta}_{3,LM71}) + \eta_{1,rs} + 4 \cdot k \cdot \bar{\eta}_{3,rs}^2 - 4 \cdot k \cdot \bar{\eta}_{3,rs} + k - 1 = 0$$

kde $\eta_{1,rs}$ a $\eta_{1,LM71}$ jsou definované vztahy (A.10) a (A.11),

$$\eta_{3,rs} = \frac{V_{rs,Ed}}{V_{pl,Rd}}, \quad \bar{\eta}_{3,rs} = \frac{V_{rs,Ed}}{V_{bw,Rd}}, \quad (A.14)$$

$$\eta_{3,LM71} = \frac{V_{LM71,Ed}}{V_{pl,Rd}}, \quad \bar{\eta}_{3,LM71} = \frac{V_{LM71,Ed}}{V_{bw,Rd}}, \quad (A.15)$$

$$k = 1 - \left(\frac{M_{f,N,Rd}}{M_{pl,N,Rd}} \right), \quad (A.16)$$

$M_{f,N,Rd}$ je návrhová hodnota plastického ohybového momentu únosnosti průřezu, složeného z účinných ploch pásnic (v důsledku smykového ochabnutí), redukováného v důsledku působení osové síly N_{Ed} podle 6.2.9 v ČSN EN 1993-1-1,

$M_{pl,N,Rd}$ je návrhová hodnota plastického ohybového momentu únosnosti průřezu, složeného z účinných ploch pásnic a plně účinné stěny průřezu bez ohledu na její klasifikaci, redukováného v důsledku působení osové síly N_{Ed} podle 6.2.9 v ČSN EN 1993-1-1.

Vzhledem k tomu, že hodnoty V_{Ed} , $M_{f,N,Rd}$ a $M_{pl,N,Rd}$ jsou závislé na hledané zatížitelnosti Z_{LM71} , je nutno při výpočtu zatížitelnosti postupovat iterační formou. Pro první iteraci se doporučuje použít zatížitelnost stanovenou podle A.2.2.11 ze vztahu (A.9).

A.2.2.13 Při současném působení smykové síly a krouticího momentu se smyková únosnost průřezu $V_{pl,Rd}$, resp. $V_{bw,Rd}$, v A.2.2.11 a A.2.2.11 nahradí smykovou únosností $V_{pl,T,Rd}$, resp. $V_{bw,T,Rd}$, čímž se zohlední účinky kroucení podle 6.2.7 v ČSN EN 1993-1-1.

A.2.2.14 Při ověřování pružné únosnosti průřezů třídy 1, 2 a 3 namáhaných kombinací ohybového momentu, osové síly a smykové síly je třeba ověřit i rovinnou napjatost stěny podle 6.2.1 v ČSN EN 1993-1-1. Zatížitelnost průřezu Z_{LM71} z posouzení rovinné napjatosti

stěny se určuje z kvadratické rovnice odvozené ze vztahu (7.1) v ČSN EN 1993-1-1 s využitím zásad v 4.7.7 tohoto předpisu

$$\begin{aligned} & Z_{LM71}^2 \cdot (\eta_{1,LM71}^2 + \eta_{2,LM71}^2 - \eta_{1,LM71} \cdot \eta_{2,LM71} + \eta_{3,LM71}^2) + \\ & + Z_{LM71} \cdot (2 \cdot \eta_{1,rs} \cdot \eta_{1,LM71} + 2 \cdot \eta_{2,rs} \cdot \eta_{2,LM71} - \eta_{1,rs} \cdot \eta_{2,LM71} - \\ & - \eta_{2,rs} \cdot \eta_{1,LM71} + 2 \cdot \eta_{3,rs} \cdot \eta_{3,LM71}) + \eta_{1,rs}^2 + \eta_{2,rs}^2 - \eta_{1,rs} \eta_{2,rs} + \eta_{3,rs}^2 = 1, 0 \end{aligned} \quad (A.17)$$

kde $\eta_{1,LM71}$, $\eta_{1,rs}$ se stanoví podle vztahů (A.10) a (A.11) s použitím průřezových charakteristik vztažených ke krajním vláknům stěny, $\eta_{2,LM71}$, $\eta_{2,rs}$ jsou definované v A.2.2.15 tohoto předpisu vztahy (A.19) a (A.20), $\eta_{3,LM71}$, $\eta_{3,rs}$ jsou definované v A.2.2.12 tohoto předpisu vztahy (A.14) a (A.15),

A.2.2.15 Účinky lokálně působícího příčného zatížení ve stěně průřezu (např. kolové síly modelu zatížení 71) se vyšetřují podle kap. 6 v ČSN EN 1993-1-5. Zatížitelnost Z_{LM71} z tohoto namáhání se stanoví s využitím zásad v 4.7 tohoto předpisu z výrazu

$$Z_{LM71} = \frac{1 - \eta_{2,rs}}{\eta_{2,LM71}}, \quad (A.18)$$

kde $\eta_{2,LM71} = \frac{\sigma_{z,LM71,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}, \quad (A.19)$

$$\eta_{2,rs} = \frac{\sigma_{z,rs,Ed}}{f_y / \gamma_{M0}}, \quad (A.20)$$

$\sigma_{z,LM71,Ed}$ je návrhová hodnota normálového napětí ve stěně průřezu při lokálním příčném zatížení vyvolaná kolovými silami modelu zatížení 71,

$\sigma_{z,rs,Ed}$ je návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota normálového napětí ve stěně průřezu při lokálním příčném zatížení, vyvolaná ostatními zatíženími, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

Interakce tohoto účinku spolu s namáháním ohybovým momentem a osovou silou se kromě postupu v A.2.2.14 ověřuje i podle 7.2 v ČSN EN 1993-1-5 a zatížitelnost Z_{LM71} takto namáhaného průřezu se určí ze vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{1,4 - (\eta_{2,rs} + 0,8\eta_{1,rs})}{\eta_{2,LM71} + 0,8\eta_{1,LM71}}, \quad (A.21)$$

kde $\eta_{1,rs}$ a $\eta_{1,LM71}$ se stanoví podle vztahů (A.10) a (A.11).

A.2.2.16 Při ověřování plastické únosnosti svařovaných průřezů třídy 1 a 2 namáhaných ohybem, smykem a tahem nebo prostým tlakem je možné stanovit jejich zatížitelnost Z_{LM71} konzervativně podle vztahu (A.9) nebo (A.13) v závislosti na úrovni namáhání smykem η_3 s tím, že se ve vztazích (A.10) a (A.11) místo pružných únosností použijí plastické únosnosti stanovené pomocí plastických průřezových modulů $W_{pl,y}$, $W_{pl,z}$. Pro dvouose symetrické svařované I-průřezy a pro svařované uzavřené průřezy se stejnými pásnicemi a stěnami, pro které se nemusí zohledňovat otvory pro spojovací prostředky, je možné stanovit zatížitelnost přesněji z ověření únosnosti podle 6.2.9.1 v ČSN EN 1993-1-1 včetně zohlednění vlivu smyku podle 6.2.10 v ČSN EN 1993-1-1.

A.2.2.17 Ověřování únosnosti štíhlých průřezů třídy 4 musí respektovat vlivy smykového ochabnutí a boulení stěn, které se v přepočtu ocelové konstrukce mohou zohlednit pomocí účinných průřezových charakteristik. Při posuzování těchto typů průřezů se postupuje podle 6.2.9.3 v ČSN EN 1993-1-1 a kap. 3 a 4 v ČSN EN 1993-1-5. Zatížitelnost Z_{LM71} štíhlých průřezů namáhaných ohybem, smykem a tahem nebo prostým tlakem se stanovuje podle vztahu (A.9) nebo (A.13) v závislosti na úrovni smykového namáhání $\bar{\eta}_3$ s tím, že do vztahů (A.10) a (A.11) se dosadí účinné průřezové charakteristiky a zohlední se případný posun těžištní osy účinného průřezu podle 6.2.2.5 v ČSN EN 1993-1-1. V případě namáhání stěny lokálním příčným zatížením se postupuje podle A.2.2.15 tohoto předpisu.

- A.2.2.18** Vzpěrná únosnost tlačných prutů a únosnost ohýbaných prutů při ztrátě příčné a torzní stability (klopení nosníků) se určují podle 6.3.1 a 6.3.2 v ČSN EN 1993-1-1 a ČSN EN 1993-2. Jejich zatížitelnost Z_{LM71} lze určit pomocí vztahu (4.4) v 4.7.7 tohoto předpisu, do kterého se dosadí příslušná hodnota vzpěrné únosnosti $N_{Rd} = \chi N_{Rd}$ resp. $M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd}$, kde χ je součinitel vzpěrnosti pro rovinný vzpěr tlačného prutu a χ_{LT} je součinitel vzpěrnosti pro ztrátu stability při ohybu prutu (součinitel klopení).
- A.2.2.19** Litinové prvky namáhané vzpěrným tlakem se posuzují se součinitelem vzpěrnosti, který se určí následovně
- $$\chi = (0,0663 \lambda^2 - 15 \lambda + 970) \cdot 10^{-3}, \quad \text{pro štíhlost prvku } \lambda \leq 80, \quad (\text{A.22})$$
- $$\chi = 1234 / \lambda^2. \quad \text{pro štíhlost prvku } \lambda > 80. \quad (\text{A.23})$$
- A.2.2.20** Při ověřování únosnosti a určování zatížitelnosti Z_{LM71} prutů namáhaných tlakem a dvouosým ohybem se vychází z podmínek spolehlivosti podle 6.3.3 a přílohy B pro metodu 2 v ČSN EN 1993-1-1. Určení zatížitelnosti těchto prutů je nutné provést iteračním postupem.
- A.2.2.21** Zatížitelnost Z_{LM71} prutu namáhaného tlakem a rovinným ohybem lze alternativně určit pomocí zjednodušené podmínky spolehlivosti v 6.3.3 v ČSN EN 1993-2. Při určení této zatížitelnosti se postupuje rovněž iterační formou.

Prvková mostovka

- A.2.2.22** Podélníky a příčníky prvkových mostovek železničních mostů se při přepočtu ověřují pro trvalé návrhové situace na neúčinnější kombinaci zatížení. Účinky zatížení se v přepočtu podélníků kombinují podle zásad uvedených v A2.2.4 a tab. A2.3 v ČSN EN 1990, podle tabulky 6.11 v ČSN EN 1991-2, resp. podle zásad v 4.3.28 a 4.3.29 tohoto předpisu.
- A.2.2.23** Při stanovení odezvy mostovkových prvků na zatížení se účinky jejich přímého zatížení násobí dynamickým součinitelem stanoveným pro příslušný prvek mostovky a účinky od vlivu spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky se uvažují s dynamickým součinitelem příslušejícímu hlavním nosníkům.
- A.2.2.24** Podélníky spojené s příčníky pouze stěnami pomocí spojovacích úhelníků se mohou v globální analýze nosné konstrukce považovat za kloubově připojené pruty v obou hlavních rovinách namáhání. Pokud je připojení podélníků na příčníky řešeno pomocí průběžných stykových příložek obou pásnic podélníků, považují se podélníky za spojitě v obou rovinách namáhání. Je-li připojení podélníků řešeno jen stykovými příložkami horních pásnic, je nutno zohlednit menší tuhost přípoje ve vodorovné rovině (např. změnou tuhosti průřezu), zatím co ve svislé rovině, resp. v rovině stěn podélníků se uvažuje s plnou spojitostí podélníků. Stykovou příložku je třeba posoudit na osovou sílu vyvozenou podporovým ohybovým momentem v rovině stěny, na ohybový moment v rovině pásnice a na příslušnou část osovou sílu a ohybového momentu od spolupůsobení mostovky s hlavními nosníky. Za rameno vnitřních sil (v rovině stěny) se přitom považuje vzdálenost těžišť obou pásnic podélníků. Pokud jsou v přípojích na příčníky použity zesilující konzoly pod dolní pásnicí podélníku, může se rameno vnitřních sil zvětšit o třetinu výšky těchto konzol.
- A.2.2.25** Nepostupuje-li se přesněji, mohou se účinky příčných vodorovných sil (boční ráz, odstředivá síla, vítr) rozdělit na oba podélníky stejným poměrem, jestliže:
- přenos účinků vodorovných zatížení není vyloučen nevyhovujícím stavem plošně uložených mostnic,
 - podélníky s centrickým uložením mostnic pomocí průběžné lišty jsou spojeny alespoň jedním příčným ztužidlem v každém poli mezi příčníky.
- A.2.2.26** Zatížitelnost Z_{LM71} podélníků a příčníků prvkové mostovky se stanoví podle A.2.2.11 až A.2.2.17 této přílohy v závislosti na úrovni smykového namáhání η_{3r} , resp. η_{33} a klasifikaci průřezů, příp. s přihlédnutím k A.2.2.18 až A.2.2.21 této přílohy. Při ověření rovinné napjatosti stěny podélníku se vliv lokálně působícího příčného zatížení kolovými silami modelu zatížení 71 stanoví s přihlédnutím k možnosti roznosu kolových sil na tři kolejnicové podpory podle 4.3.10 tohoto předpisu.
- A.2.2.27** Při stanovení odezvy na zatížení příčníků otevřeně uspořádaných mostů, které jsou součástí příčných U-rámů, je třeba do kombinace zatížení zahrnout i namáhání příčníků v důsledku vzpěru tlačného pásu hlavních nosníků. Příčná vodorovná síla F_{Ed} ,

vyjadřující vliv vzpěru tlačení pásu, se přitom počítá z nejnižší zatížitelnosti tlačení pásu hlavního nosníku stanovené z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu hlavního nosníku podle 4.2.2 tohoto předpisu, s přihlédnutím k A.2.2.39 této přílohy.

- A.2.2.28** Ustanovení A.2.2.22 – A.2.2.27 se přiměřeně uplatní i pro mostovky s puklůvkami, žlabinami a jinou nespolutůsobící výplní. Zatížitelnost mostnic se neurčuje.

Ortotropní mostovka

- A.2.2.29** Ortotropní mostovky, které jsou zároveň součástí hlavního nosného systému mostu, se ověřují s ohledem na napjatost:

- od lokálního namáhání podélných výztuh s účinnou částí plechu mostovky,
- od globálního namáhání mostovky jako součásti hlavního nosného systému,
- od lokálního namáhání příčných výztuh při zohlednění případných výřezů pro jednotlivé podélné výztuhy.

- A.2.2.30** Příčné výztuhy ortotropních mostovek otevřeně uspořádaných mostů je třeba ověřit i na účinky vzpěru tlačení pásů hlavních nosníků, stejně jako v případě příčniců prvkových mostovek podle A.2.2.27.

Hlavní nosníky plnostěnné

- A.2.2.31** Zatížitelnost Z_{LM71} plnostěnných hlavních nosníků se určí v závislosti na klasifikaci jejich průřezů a úrovni namáhání smykem η_3 , resp. $\bar{\eta}_3$ podle A.2.2.11 až A.2.2.21. Zpravidla se jedná o štíhlé průřezy třídy 4, pro které platí ustanovení v A.2.2.17 tohoto předpisu. Při ověření rovinné napjatosti stěny hlavního nosníku mostu bez mostovky se vliv lokálně působícího příčného zatížení kolovými silami modelu zatížení 71 stanoví s přihlédnutím k možnosti roznosu kolových sil na tři kolejnicové podpory podle 4.3.10 tohoto předpisu.

Hlavní nosníky příhradové

- A.2.2.32** Vliv mimostýčného připojení prutů v rovině hlavního nosníku se může zanedbat, pokud:
- u svařovaných průřezů pásů hlavních nosníků je odchylka těžištní osy prutu od vyrovnané těžištní osy pásu méně než 2,5 % největší výšky pásu, nejvýše však 20 mm,
 - u nýtovaných průřezů pásů hlavních nosníků průsečík os diagonál, případně svislic padne do prostoru vymezeného vyrovnanou těžištní osou pásu a spojnicí krčních nýtů pásových úhelníků.

Zanedbání vlivu mimostýčného připojení prutů z roviny hlavního nosníku se nepřipouští.

- A.2.2.33** Zatížitelnost Z_{LM71} průřezů prutů příhradových hlavních nosníků namáhaných tahem se stanoví podle A.2.2.8 této přílohy. V případě prutů s průřezy namáhanými kombinací tahu a jednoosého nebo dvouosého ohybu se zatížitelnost určí podle A.2.2.11 resp. A.2.2.12 v závislosti na úrovni namáhání smykem η_3 resp. $\bar{\eta}_{3.3}$.
- A.2.2.34** Zatížitelnost Z_{LM71} tlačných prutů příhradových hlavních nosníků se určí podle A.2.2.18 této přílohy. Průřezy prutů příhradových hlavních nosníků namáhané tlakem a ohybem v důsledku tuhosti styčniců nebo mimostýčného zatížení se ověřují podle A.2.2.20 této přílohy s přihlédnutím k A.2.2.21. Účinné průřezové charakteristiky štíhlých průřezů třídy 4 se stanoví podle kap. 4 v ČSN 1993-1-5.

Tlačené pásy otevřeně uspořádaných mostů

- A.2.2.35** Tlačené pásy otevřeně uspořádaných příhradových a plnostěnných mostů s dolními mostovkami jsou zabezpečeny proti vybočení ze své roviny pružným odporem příčných U-rámů. Jejich ověřování je proto třeba provádět ve vztahu k tuhosti těchto příčných U-rámů.
- A.2.2.36** Ověření únosnosti tlačení pásu příhradového mostu se provádí pro osově síly $N_{Ed,j}$ v prutech pásu stanovené pro nejnižší zatížitelnost Z_{LM71} pásu z mezních stavů únosnosti kromě únavy podle 4.2.2 tohoto předpisu jedním z následujících postupů:

- a) Nelineární pružnostní analýzou (GNIA) na výpočtovém modelu celé nosné konstrukce nebo jen počátečně zakřiveného prutu na pružných podporách s pérovými konstantami odpovídajícími tuhostem C_i příčných U-rámů. Tvar počátečního zakřivení a velikost amplitudy se stanoví podle 5.3 v ČSN EN 1993-1-1 nebo se zjistí zaměřením na nosné konstrukci.

POZNÁMKA: Zavedení zaměřených zakřivení je možné jen u nýtovaných konstrukcí, kde není významný vliv reziduálních napětí.

- b) Stabilitní pružnostní analýzou (LBA) celé nosné konstrukce nebo jen pásu jako ideálního prutu na pružných podporách s pérovými konstantami odpovídajícími tuhostem C_i příčných U-rámů, kterou se stanoví kritická síla v páse. Ověření spolehlivosti pásu se potom realizuje podle 6.3 v ČSN EN 1993-2.

A.2.2.37 Pokud se nepostupuje přesněji, může se pružný odpor C příčného U-rámu stanovit podle D.2.4 v příloze D v ČSN EN 1993-2.

A.2.2.38 Nevyhoví-li únosnost tlačенého pásu na posouzení podle A.2.2.36, je třeba iteračním postupem určit jeho zatížitelnost Z_{LM71} .

A.2.2.39 Namáhání příčného U-rámu v důsledku vzpěru tlačенého pásu včetně vlivu počátečních imperfekcí pásu se vyjadřují příčnou vodorovnou silou F_{Ed} působící v těžišti průřezu tlačенého pásu. Její hodnota se stanoví podle 6.3.4.2 v ČSN EN 1993-2 pro nejnižší zatížitelnost Z_{LM71} tlačенého pásu stanovenou z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu podle 4.2.2 tohoto předpisu.

A.2.2.40 Uvedený postup podle A.2.2.36 - A.2.2.39 lze aplikovat i pro tlačенé pásy plnostěnných hlavních nosníků mostů s dolní mostovkou. Tlačенý pás se v tomto případě ověří z hlediska ztráty příčné a torzní stability podle 6.3.2 v ČSN EN 1993-1-1, přičemž za délku, na které je tlačенý pás zabezpečený proti klopení, lze uvažovat vzdálenost příčných U-rámů. Současně se ověří únosnost tlačенého pásu některým z postupů uvedených v A.2.2.36. Do průřezu tlačенého pásu se přitom zahrne i účinná část stěny o hodnotě $A_{wc}/3$, kde A_{wc} je tlačенá část stěny. U průřezů třídy 4 se v tomto případě uvažuje s účinnou plochou tlačенé části stěny, příp. i tlačенé pásnice.

Osová síla v tlačенém páse se v tomto případě určí ze vztahu

$$N_{Ed,max} = M_{Ed,max} \cdot S_{yf} / I_y, \quad (\text{A.24})$$

kde $M_{Ed,max}$ je největší návrhová hodnota ohybového momentu plnostěnného nosníku, odpovídající nejnižší zatížitelnosti Z_{LM71} tlačенé pásnice z mezních stavů únosnosti podle 4.2.2 tohoto předpisu,

$S_{y,f}$ je statický moment plochy tlačенého pásu včetně účinné části stěny,

I_y je moment setrvačnosti průřezu plnostěnného nosníku.

Komorové nosné konstrukce

A.2.2.41 Pokud není tvar příčného řezu komorové nosné konstrukce zabezpečený tuhými příčnými ztužidly v místech uložení mostu a alespoň ve čtvrtinách jeho rozpětí, resp. vzdálenost příčných ztužidel je více než 12 m, je třeba v přepočtu nosné konstrukce zohlednit vliv distorze příčného řezu. Při splnění výše uvedených podmínek je možné vliv distorze průřezu nosné konstrukce zanedbat, únosnost průřezu ověřit a zatížitelnost Z_{LM71} určit z namáhání ohybem v kombinaci s kroucením, kterým se zohledňuje vliv excentricity zatížení.

Mosty s tlačенými ortotropními mostovkami

A.2.2.42 V případě ocelových mostů s tlačенými ortotropními mostovkami se mohou vnitřní síly stanovit pomocí prostorového prutového výpočtového modelu. Doporučuje se však aplikovat globální nelineární pružnostní analýzu (GNIA) s použitím prostorových deskostěnových výpočtových modelů, které lépe vystihují skutečné chování tohoto typu nosné konstrukce. Pokud se nepostupuje přesněji s použitím GNIA, je možné aplikovat při posouzení podélných výztuh tlačенých ortotropních mostovek postup uvedený v následujících článcích.

A.2.2.43 Při ověřování únosnosti průřezů ocelových konstrukcí mostů s tlačенými ortotropními mostovkami je třeba zohlednit vliv smykového ochabnutí a boulení pásů a stěn, resp.

jejich kombinaci pomocí účinných průřezových charakteristik stanovených podle kap. 3, 4 a 5 v ČSN EN 1993-1-5.

A.2.2.44 Kombinovaný účinek smykového ochabnutí a boulení ortotropní mostovky jako tlačeneho pásu nosné konstrukce mostu se zohlední pomocí účinné plochy pásu A_{eff} dané vztahem

$$A_{\text{eff}} = A_{\text{c,eff}} \beta^{\kappa} \geq A_{\text{c,eff}} \beta, \quad (\text{A.25})$$

kde β je součinitel účinné šířky v důsledku smykového ochabnutí,
 κ je poměr definovaný vztahem uvedeným v tab. 3.1 v ČSN 1993-1-5,
 $A_{\text{c,eff}}$ je účinná plocha tlačeneho pásu zohledňující vliv lokálního a celkového boulení dána vztahem

$$A_{\text{c,eff}} = \rho_{\text{c}} A_{\text{c,eff,loc}} + \sum b_{\text{edge,eff}} t, \quad (\text{A.26})$$

kde ρ_{c} je součinitel celkového boulení pásu, který se stanoví podle 4.5.4 v ČSN EN 1993-1-5,
 $b_{\text{edge,eff}}$ je šířka okrajových částí tlačeneho průřezu, které jsou podepřeny přilehlými stěnami hlavních nosníků,
 t je tloušťka plechu mostovky,

$A_{\text{c,eff,loc}}$ je účinná plocha tlačeneho průřezu všech výztuh a dílčích polí pásu pro lokální boulení, kromě okrajových částí se šířkou $b_{\text{edge,eff}}$, které jsou podepřeny přilehlými stěnami hlavních nosníků,

$$A_{\text{c,eff,loc}} = A_{\text{sl,eff}} + \sum_{i=1}^n \rho_{\text{loc},i} b_{\text{c,loc},i} t, \quad (\text{A.27})$$

kde $A_{\text{sl,eff}}$ je součet účinných průřezů všech podélných výztuh tlačeneho pásu stanovených podle 4.4 v ČSN EN 1993-1-5,
 $b_{\text{c,loc}}$ je šířka tlačene části dílčího pole pásu mezi podélnými výztuhami,
 ρ_{loc} je součinitel boulení dílčího pole pásu, který se stanoví podle 4.4 v ČSN EN 1993-1-5.

A.2.2.45 Napjatost v podélných výztuhách tlačeneho pásu vyztužených více než třemi podélnými výztuhami je možné stanovit s využitím analogie s tlačeneým spojitým počátečně zakřiveným prutem.

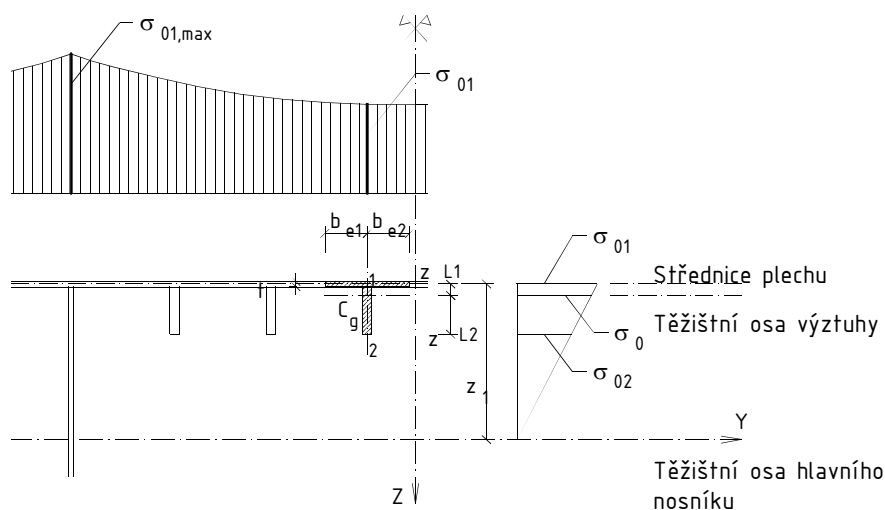
1. Ve vnitřní podélné výztuze nejbližší k podélné ose pásu

a) v střednici plechu

$$\sigma_1 = \sigma_{01} [1 + (1/\chi_{c1} - 1)(1 - z_{L1}/z_1)], \quad (\text{A.28})$$

b) v dolních krajních vláknech podélné výztuhy

$$\sigma_2 = \sigma_{01} [1 - h_{st}/z_1 + (1/\chi_{c2} - 1)(1 - z_{L1}/z_1)]. \quad (\text{A.29})$$



Obrázek A.2 - Výpočet napětí v podélných výztuhách tlačенého pásu

Ve vztazích (A.28) a (A.29) kromě symbolů uvedených v obrázku A.2 dále značí:

- h_{st} je výška podélné výztuhy měřená od střednice plechu,
 σ_{01} je normálové napětí v střednici plechu v místě ověřované podélné výztuhy vypočítané podle teorie 1. řádu na účinném průřezu nosné konstrukce (viz A.2.2.44) pro nejnižší zatížitelnost stanovenou z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu nosné konstrukce podle 4.2.2 tohoto předpisu s přihlédnutím k průběhu normálového napětí podle 3.2.2 v ČSN EN 1993-1-5,
 χ_{c1} je součinitel vzpěrnosti, který se stanoví podle 6.3.1.2 v ČSN EN 1993-1-1 pro míru imperfekce podle 4.5.3(5) v ČSN EN 1993-1-5,
 χ_{c2} je součinitel vzpěrnosti, který se stanoví podle 6.3.1.2 v ČSN EN 1993-1-1 pro míru imperfekce danou vztahem

$$\alpha_1 = 8820(e_0 / a)(z_{L2} / a)\varepsilon^2 \bar{\lambda}^2 / (\bar{\lambda} - 0,2), \quad (\text{A.30})$$

- kde e_0 je amplituda počátečního zakřivení podélné výztuhy,
 a je vzdálenost příčných výztuh,

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y},$$

$$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1,$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon,$$

$\lambda = a / i_L$ je štíhlost podélné výztuhy včetně účinných přilehlých částí pásového plechu o šířkách

$$b_{e,i} = 0,5 \rho_{loc,i} b_{loc,i}, \quad (\text{A.31})$$

i_L je poloměr setrvačnosti podélné výztuhy včetně účinných přilehlých částí $b_{e,i}$ pásového plechu stanovených podle vztahu (A.31).

Amplituda počátečního zakřivení e_0 ve vztahu (A.30) se může získat měřením na ověřované nosné konstrukci. Doporučuje se však uvažovat následující hodnoty:

$e_0 = a/1000$ pro ploché podélné výztuhy,

$e_0 = a/600$ pro svařované podélné výztuhy tvaru \perp a pro trapézové podélné výztuhy.

POZNÁMKA: Ve vzorcích (A.28) a (A.29) se tlaková napětí považují za kladná. Ve vztazích jsou uvedeny dva součinitele vzpěrnosti - χ_{c1} a χ_{c2} . Součinitel vzpěrnosti χ_{c1} zohledňuje

kladné počáteční zakřivení podélné výztuhy směrem do nosné konstrukce, zatímco χ_{c2} se používá pro záporné vybočení podélné výztuhy směrem ven z nosné konstrukce. Zavedením kladných a záporných hodnot počátečních zakřivení podélných výztuh se sleduje zohlednění jejich spojitosti přes příčné výztuhy ortotropních mostovek.

V případě posouzení podélné výztuhy v místě montážního styku se vždy uvažuje s hodnotou počátečního zakřivení $e_0 = a/300$.

2. V krajní podélné výztuze nejbližší ke stěně hlavního nosníku

$$\sigma_j = \sigma_{0j,\max} + \sigma_{0,\max} (e_0 / a)(z_{Lj} / a)\lambda^2, \quad (\text{A.32})$$

pro $j = 1, 2$

kde $\sigma_{0j,\max}, \sigma_{0,\max}$ jsou maximální hodnoty normálových napětí v tlačném páse podle obr. A.2 stanovené na účinném průřezu nosné konstrukce (viz A.2.2.44) pro nejnižší zatížitelnost určenou z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu nosné konstrukce podle 4.2.2 tohoto předpisu.

Amplitudu počátečního zakřivení e_0 podélné výztuhy lze uvažovat následujícími hodnotami:

$e_0 = a/400$ pro $j = 1$ při pozitivním směru počátečního zakřivení pro všechny typy podélných výztuh,

$e_0 = -a/1000$ pro $j = 2$ při negativním směru počátečního zakřivení pro ploché podélné výztuhy,

$e_0 = -a/600$ pro $j = 2$ při negativním směru počátečního zakřivení pro svařované podélné výztuhy tvaru \perp a trapézové podélné výztuhy.

POZNÁMKA: Vztah (A.30) byl odvozen na modelu tlačného počátečně zakřiveného prutu podle teorie 1. řádu (bez vlivu vzpěru) vzhledem k podepření plechu stěnou hlavního nosníku. Při jeho vyčíslení je nutné respektovat uvedená znaménka amplitud počátečního zakřivení podélných výztuh a současně i znaménka výrazů z_{L1}, z_{L2} v souladu se znaménkovou konvencí podle obrázku A.2. Tedy vzdálenost z_{L1} se považuje za zápornou a z_{L2} má kladný smysl. Tlaková napětí se považují za kladná.

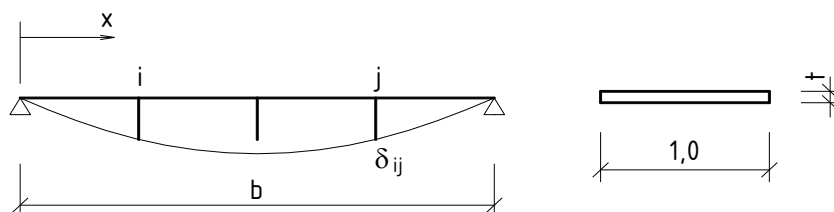
Do vztahu (A.30) se dosazují bezpečně maximální napětí v tlačném páse $\sigma_{01,\max}$ ve střednici plechu, $\sigma_{02,\max}$ v úrovni dolních krajních vláken podélné výztuhy a $\sigma_{0,\max}$ v úrovni těžištní osy podélné výztuhy. Při přesnějším výpočtu je možné tato napětí stanovit s přihlédnutím k průběhu normálového napětí podle 3.2.2 v ČSN EN 1993-1-5.

A.2.2.46 Napjatost v podélných výztuhách tlačných pásů vyztužených třemi a méně podélnými výztuhami je možné stanovit pomocí analogie s tlačným počátečně zakřiveným prutem na pružném podloží.

a) Pérová konstanta pružného podloží pro i -tou podélnou výztuhu tlačného pásu vyztuženého třemi výztuhami se určí za pomoci výpočtového modelu z obrázku A.3 podle vztahu

$$k_i = 1 / \sum_{j=1}^m \delta_{ij}, \quad (\text{A.33})$$

kde δ_{ij} jsou souřadnice příčinkové čáry průhybu pásového plechu jednotkové šířky v místech „i“ podélné výztuhy pro polohu jednotkové síly „j“.



Obrázek - A.3 - Výpočtový model pro výpočet pérové konstanty

Pokud se nepočítá přesněji, lze kritické napětí podélné výztuhy stanovit pomocí vztahu

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} + \frac{k_i}{A_L} \left(\frac{a}{\pi} \right)^2, \quad (\text{A.34})$$

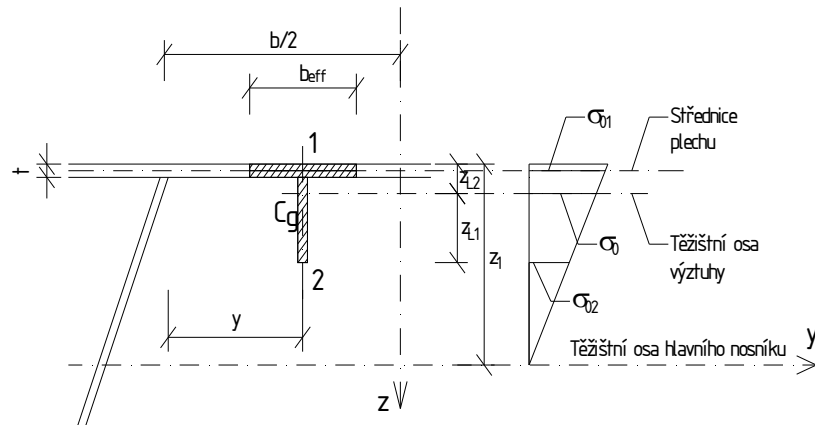
kde $\lambda = a/i_L$ je štíhlost podélné výztuhy včetně účinných přilehlých částí pásového plechu o šířkách stanovených podle vztahu (A.31),

$$A_L = A_{st} + \sum_{i=1}^2 b_{e,i} t, \quad (\text{A.35})$$

A_{st} je plná plocha příčného řezu podélné výztuhy.

b) Pérová konstanta pružného podloží pro i -tou podélnou výztuhu tlačенého pásu vyztuženého dvěma výztuhami symetricky uspořádanými ve vzdálenosti y od stěn hlavních nosníků se určí ze vztahu

$$k_1 = \frac{\pi^4 E (1 + \alpha^2)^2 b t}{48 a^2 \alpha^2 \beta_f^2 (1 - \nu^2) \sin^2(\pi \eta)}. \quad (\text{A.36})$$



Obrázek A.4 - Tlačený pás vyztužený dvěma podélnými výztuhami

Kritické napětí podélné výztuhy definuje výraz

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \left\{ 1 + \left[\frac{\lambda(1 + \alpha^2)}{\beta_f \alpha \sin(\pi \eta)} \right]^2 \frac{b t}{48(1 - \nu^2) A_L} \right\}, \quad (\text{A.37})$$

kde $\alpha = a/b$, $\beta_f = b/t$, $\eta = y/b$. (A.38)

Napjatost v podélných výztuhách se stanoví pomocí vztahů:

a) ve střednici plechu

$$\sigma_1 = \sigma_{01} - \frac{\pi^2 E}{4a^2} (f_0^2 + 2e_0 f_0 + 4z_{L1} f_0), \quad (\text{A.39})$$

b) v dolních krajních vláknech podélné výztuhy

$$\sigma_2 = \sigma_{02} - \frac{\pi^2 E}{4a^2} (f_0^2 + 2e_0 f_0 + 4z_{L2} f_0), \quad (\text{A.40})$$

$$\text{kde } f_0 = e_0 \sigma_0 / (\sigma_{\alpha} - \sigma_0), \quad (\text{A.41})$$

e_0 je amplituda počátečního zakřivení podélné výztuhy, jejíž hodnota se určí zaměřením na ověřované nosné konstrukci, nebo se uvažují mezní hodnoty definované při vztahu (A.32).

POZNÁMKA: V rovnicích (A.39) a (A.40) se musí respektovat znaménka amplitud počátečního zakřivení podélných výztuh uvedených při vztahu (A.32) a současně i znaménka výrazů z_{L1} , z_{L2} v souladu se znaménkovou konvencí podle obrázku A.4. Tedy hodnota z_{L1} se považuje za zápornou a z_{L2} má kladný smysl.

Při výpočtu napětí ve střednici plechu pásu se do vztahu (A.39) dosadí za amplitudu počátečního zakřivení podélné výztuhy kladná hodnota $a/400$. Do vztahu (A.40) se dosazují záporné hodnoty amplitud počátečního zakřivení uvedené pod vztahem (A.32) podle typu výztuhy.

A.2.2.47 Pokud se nepostupuje přesněji, je možné celkovou napjatost podélných výztuh tlačných pásů, které jsou zatíženy i příčným zatížením, stanovit součtem:

- normálového napětí vyplývajícího z funkce pásu jako součásti hlavního nosného systému od zatížení hlavního nosného systému, které se stanoví podle vztahů (A.28), (A.29) a (A.32), případně postupem podle A.2.2.46 této přílohy,
- normálového napětí v průřezu podélné výztuhy s účinnou šířkou pásového plechu stanoveného podle 3.2 v ČSN EN 1993-1-5, zatížené příčným zatížením vyplývajícím z funkce pásu jako ortotropní mostovky.

A.2.2.48 Napjatost v podélných výztuhách tlačných pásů stanovená postupy podle A.2.2.45 až A.2.2.47 se ověří podle pevnostního kritéria

$$\sigma_j \leq f_{yd,r}, \quad \text{pro } j = 1, 2 \quad (\text{A.42})$$

kde pro $\eta_3 \leq 0,5$ resp. $\bar{\eta}_3 \leq 0,5$

$$f_{yd,r} = f_{yd} - \sigma_{m,Ed}, \quad (\text{A.43})$$

pro $\eta_3 > 0,5$ resp. $\bar{\eta}_3 > 0,5$

$$f_{yd,r} = f_{yd} [(1 - \eta_3^2)]^{0,5} - \sigma_{m,Ed}, \quad \text{resp.} \quad f_{yd,r} = f_{yd} [(1 - \bar{\eta}_3^2)]^{0,5} - \sigma_{m,Ed}, \quad (\text{A.44})$$

přičemž

$$\eta_3 = \frac{\tau_{Ed}}{f_{yd} / \sqrt{3}}, \quad \bar{\eta}_3 = \frac{\tau_{Ed}}{\chi_w \cdot f_{yd} / \sqrt{3}}, \quad (\text{A.45})$$

kde τ_{Ed} je návrhová hodnota smykového napětí v tlačném páse od ohybu a kroucení průřezu nosné konstrukce stanovená pro její nejnižší zatížitelnost z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu nosné konstrukce podle 4.2.2 tohoto předpisu,

χ_w je součinitel boulení stěny při namáhání smykem, který se stanoví podle kapitoly 5 v ČSN EN 1993-1-5,

$$f_{yd} = f_y / \gamma_{M1},$$

$\sigma_{m,Ed}$ je návrhová hodnota normálového napětí v tlačném páse od vodorovného ohybu a případné distorze příčného řezu nosné konstrukce stanovená pro její nejnižší zatížitelnost z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu nosné konstrukce podle 4.2.2 tohoto předpisu.

A.2.2.49 Pokud napjatost σ_j ($j = 1, 2$) v podélných výztuhách splňuje kritérium (A.42), nevyžaduje se stanovení zatížitelnosti Z_{LM71} podélných výztuh tlačného pásu. V opačném případě je nutné stanovit zatížitelnost podélných výztuh tlačných pásů podle zásad v 4.7 tohoto předpisu. V případě tlačných pásů vyztužených třemi a méně podélnými výztuhami se zatížitelnost Z_{LM71} stanoví ze vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{f_{yd,r} + \frac{\pi^2 E}{a^2} \left[(f_0^2 + 2f_0 e_0) / 4 + f_0 z_{Lj} \right] - \sigma_{rs,0,j}}{\sigma_{LM71,0,j}}, \quad (\text{A.46})$$

- kde $\sigma_{LM71,0,j}$ jsou návrhové hodnoty normálových napětí, které v ověřovaných místech podélné výztuhy ($j = 1, 2$) vyvodí model zatížení 71 včetně dynamických účinků,
- $\sigma_{rs,0,j}$ jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty normálových napětí, které v ověřovaných místech podélné výztuhy ($j = 1, 2$) vyvodí ostatní zatížení působící současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

V případech jiných typů nosných konstrukcí s tlačnými ortotropními mostovkami (viz A.2.2.45) včetně tlačných pásů zatížených i příčným zatížením vyplývajícím z funkce pásu jako ortotropní mostovky, se doporučuje při určování zatížitelnosti podélných výztuh postupovat iterační formou výpočtu. Pokud stanovená hodnota zatížitelnosti $Z_{LM71} \leq 1,0$, postupuje se podle 4.7.8.

Výztuhy stěn a pásů nosníků

- A.2.2.50** V přepočtu ocelové konstrukce stávajícího mostu se požaduje ověřit zajištění nepoddajného podepření stěn plnostěnných nosníků podle kap. 9 v ČSN EN 1993-1-5.
- A.2.2.51** Minimální tuhost příčné výztuhy se stanoví podle 9.2.1 v ČSN EN 1993-1-5 při normálové napjatosti a podle 9.3.1 při smykové napjatosti. Pokud se přepočtem ocelové konstrukce stávajícího mostu prokáže nedostatečná tuhost příčných výztuh stěn, je třeba ověřit únosnost průřezu nosníku přesnějším postupem pomocí geometricky nelineární pružnostní analýzy (GNIA).
- A.2.2.52** Pevnostní posouzení příčných výztuh stěn nosníků se provádí podle článku 9.4 v ČSN EN 1993-1-5. Účinný průřez příčné výztuhy se stanoví podle 9.1 v ČSN EN 1993-1-5. Osová síla N_{Ed} se přitom počítá pro nejnižší zatížitelnost nosníku Z_{LM71} stanovenou z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu nosníku podle 4.2.2 tohoto předpisu.
- A.2.2.53** Při pevnostním ověření tuhých koncových příčných výztuh stěn hlavních nosníků se uvažuje s účinkem zatížení podporovou reakcí. Vzpěrná únosnost příčné výztuhy pro vybočení z roviny stěny hlavního nosníku se stanoví podle 6.3.1 v ČSN EN 1993-1-1 s použitím křivky vzpěrné pevnosti c. Vzpěrná délka výztuhy se uvažuje hodnotou rovnou 75 % výšky vyztužené stěny nosníku.
- Při pevnostním ověření mezilehlých příčných výztuh se osová síla ve výztuze N_{Ed} stanoví podle poznámky k 9.3.3 v ČSN EN 1993-1-5 pro nejnižší zatížitelnost Z_{LM71} nosníku určenou z mezního stavu únosnosti překročením návrhové únosnosti průřezu podle 4.2.2 tohoto předpisu. Pokud příčná výztuha nesplňuje příslušná kritéria pevnostního ověření, je třeba stanovit její zatížitelnost iteračním postupem podle zásad v 4.7 tohoto předpisu.
- A.2.2.54** Nepostupuje-li se přesněji, lze pevnostní ověření podélných výztuh tlačných pásů ocelových mostů s ortotropními mostovkami provést podle A.2.2.45 až A.2.2.49.

Únosnost spojů

- A.2.2.55** Spoje prvků ocelových konstrukcí se v přepočtu stávajícího mostu ověřují podle ČSN EN 1993-1-8 s přihlédnutím k A.1 tohoto předpisu.

A.2.3 Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost

- A.2.3.1** Při stanovení zatížitelnosti s ohledem na únavovou životnost se vychází z podmínek spolehlivosti pro ověření únavové únosnosti (8.2) a (8.3) podle kap. 8 v ČSN EN 1993-1-9. Zatížitelnost Z_{LM71} s ohledem na únavovou životnost se pro namáhání pouze normálovými napětími, resp. pouze smykovými napětími, stanoví ze vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}, \quad \text{resp.} \quad Z_{LM71} = \frac{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}. \quad (\text{A.47})$$

Pro kombinaci namáhání se zatížitelnost Z_{LM71} s ohledem na únavovou životnost stanoví iterací z rovnice

$$Z_{LM71}^3 \cdot \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_{E2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + Z_{LM71}^5 \cdot \left(\frac{\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_{E2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 = 1,0, \quad (\text{A.48})$$

kde $\Delta\sigma_{E2}$ ($\Delta\tau_{E2}$) je ekvivalentní rozkmit normálového (smykového) napětí v posuzovaném místě od účinků zjednodušeného modelu únavového zatížení podle 9.4.1 a 9.5.3, případně s přihlédnutím k 9.5.4 v ČSN EN 1993-2,

$\Delta\sigma_C$ ($\Delta\tau_C$) je charakteristická hodnota únavové pevnosti pro posuzovaný typ konstrukčního detailu,

γ_{Ff} je dílčí součinitel účinků únavového zatížení,

γ_{Mf} je dílčí součinitel únavové pevnosti.

A.2.3.2 Hodnoty dílčích součinitelů jsou následující:

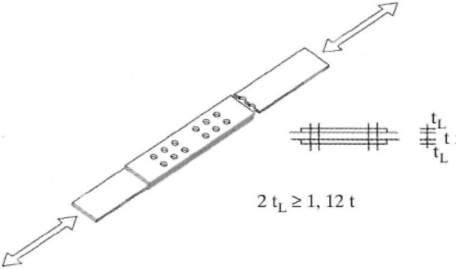
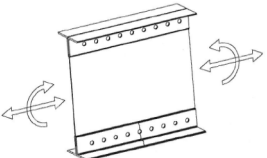

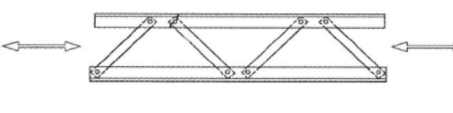
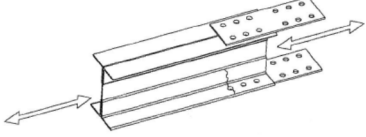
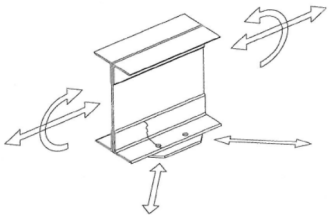

$$\gamma_{Ff} = 1,0,$$

$$\gamma_{Mf} = 1,15 \quad \text{pro závažný důsledek porušení (hlavní nosná konstrukce),}$$

$$\gamma_{Mf} = 1,0 \quad \text{pro mírný důsledek porušení (podružné konstrukce).}$$

A.2.3.3 Hodnoty únavové pevnosti $\Delta\sigma_C$ ($\Delta\tau_C$) pro počet kmitů $2 \cdot 10^6$ se určí v závislosti na typu posuzovaného konstrukčního detailu podle tabulky 8.1- 8.10 v ČSN EN 1993-1-9. Pro nýtované konstrukční detaily jsou doporučené hodnoty únavových pevností uvedeny v tabulce A.6, s přihlédnutím k minimální únosnosti v prokluzu připadající na smykovou plochu nýtu podle tabulky A.7.

Tabulka A.6 - Nýtované konstrukční detaily

Únavová pevnost (MPa)	Konstrukční detail	Popis	Poznámky
$\Delta\sigma_C = 90$ (80) $m = 5$		Symetrický dvoustřížný spoj se dvěma příložkami - střední plechy v dvoustrížných spojih se mají ověřit s $\Delta\sigma_C = 90$ MPa - pro příložky se použije $\Delta\sigma_C = 80$ MPa, (pokud $2t_L \geq 1,12t$, ověření příložek se nepožaduje)	Pokud je poměr mezi napětím v otačením a napětím v oslabeném průřezu $\sigma_b/\sigma_{net} \geq 2,0$, snižuje se únavová pevnost o 10 MPa, tj. $\Delta\sigma_C = 80$ MPa (70 MPa pro příložky)
$\Delta\sigma_C = 85$ $m = 5$		Souvislé spojení krčních úhelníků a stěny nosníku složeného průřezu. - $\Delta\sigma_C$ se uvažuje v úrovni středu nýtů.	Smyková síla od modelu zatížení 71 připadající na jednu smykovou plochu nýtu nesmí přesáhnout minimální únosnost v prokluzu podle tab. A.7
		Souvislé spojení mezi pásnicí a krčními úhelníky nosníku složeného průřezu	Smyková síla od modelu zatížení 71 připadající na jednu smykovou plochu nýtu nesmí přesáhnout minimální únosnost v prokluzu podle tab. A.7
$\Delta\sigma_C = 85$ $m = 5$		Členěné pruty s příhradovými spojkami namáhané tahem nebo tlakem	Smyková síla od modelu zatížení 71 připadající na jednu smykovou plochu nýtu nesmí přesáhnout minimální únosnost v prokluzu podle tab. A.7
$\Delta\sigma_C = 71$ $m = 5$		Jednostřížný spoj s příložkami	Pokud je smyková síla od modelu zatížení 71 v nýtech nižší, než je minimální únosnost v prokluzu, může být použita $\Delta\sigma_C = 85$ MPa
$\Delta\sigma_C = 71$ $m = 5$	-	Všechny případy, pro které se normálně použije $\Delta\sigma_C = 85$ MPa, pokud je překročena minimální únosnost v prokluzu	Smyková síla od modelu zatížení 71 připadající na jednu smykovou plochu nýtu přesahuje minimální únosnost v prokluzu podle tab. A.7
$\Delta\sigma_C = 71$ $m = 5$		Oblast připojení postranního výztužného prvku na tažené přírubě nosníku	Pokud je při výpočtu působícího rozkmitu napětí uvažován ztužující účinek postranního výztužného prvku, může být použito $\Delta\sigma_C = 85$ MPa
$\Delta\sigma_C = 71$ $m = 5$		Okraj pásnice připojené k pásovým úhelníkům	Pokud je vypočítaná smyková síla v nýtech nižší, než je minimální únosnost v prokluzu, může být použita $\Delta\sigma_C = 85$ MPa

Tabulka A.7 - Minimální únosnost v prokluzu připadající na smykovou plochu nýtu

Nýtovací technika a počet nýtů v spoji	Minimální hodnota únosnosti v prokluzu připadající na smykovou plochu nýtu (kN)
Neznámá technika nýtování nebo nýtování ruční nebo pomocí pneumatického kladiva, $n \leq 15$ nýtů, nýty ze svářkového železa nebo měkké oceli (11 343)	12
Nýtování pomocí pneumatického kladiva, $n > 15$ nýtů, nýty ze svářkového železa nebo měkké oceli (11 343)	15
Nýtování pomocí kliky, nýty ze svářkového železa nebo měkké oceli (11 343)	25

A.2.3.4 V případě, že je detail, posuzovaný na únavu, oslaben korozí, dochází z důvodu vzniku korozních důlků ke zvýšení lokální napjatosti a následně ke snížení kategorie detailu. Toto snížení lze odhadnout pomocí vzorce A.49 a A.50:

$$\Delta\sigma_{c,R} = \Delta\sigma_c \cdot c_R \quad [\text{MPa}] \quad (\text{A.49})$$

$$c_R = (1 - 0,484 \cdot d_A) \quad [-] \quad (\text{A.50})$$

kde: $\Delta\sigma_c$ je původní kategorie detailu prvku bez korozního oslabení, dle tabulky A.6,

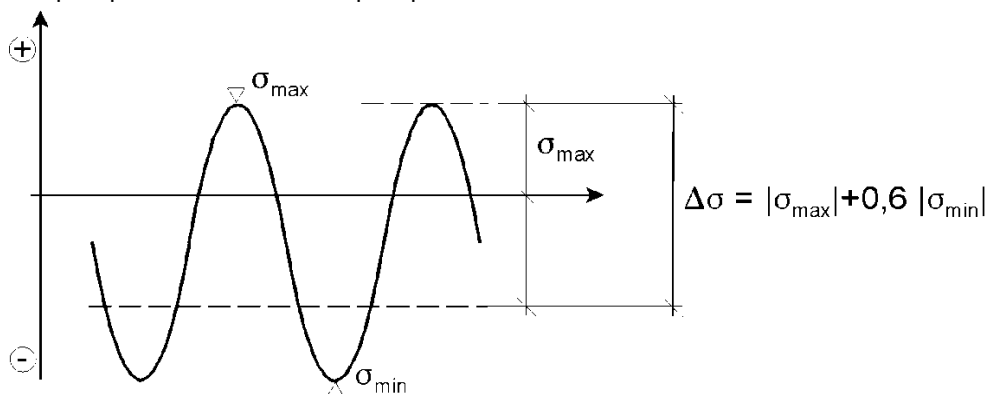
d_A je úroveň korozního oslabení, stanovená jako podíl plochy zkorodovaného části příčného řezu k původní ploše příčného řezu u prvků namáhaných normálovou silou, popřípadě u prvku zatíženého kombinací ohybu a normálové síly jako podíl plochy zkorodovaného části příčného řezu posuzované části prvku (např. pásnice) k původní ploše části příčného řezu,

c_R je redukční součinitel.

POZNÁMKA: Pro predikci zbytkové životnosti lze využít korozní modely, popsané v: LANDOLFO, Raffaele; CASCINI, Lucrezia; PORTIOLI, Francesco. Modeling of metal structure corrosion damage: a state of the art report. Sustainability, 2010, 2.7: 2163-2175

A.2.3.5 V nesvařovaných detailech nebo v detailech s relaxačně žíhanými svařovými spoji lze zohlednit vliv středního napětí na únavovou pevnost stanovením sníženého ekvivalentního rozkmitu napětí $\Delta\sigma_{E,2}$, pokud je část kmitu nebo celý kmit napětí v tlaku. V tom případě lze referenční rozkmit napětí vypočítat sečtením tahové části rozkmitu napětí a 60 % tlakové části rozkmitu napětí (viz obrázek A.5).

A.2.3.6 V případě, že zatížitelnost stanovená z rovnic (A.47) nebo (A.48) nevyhoví z hlediska přechodnosti provozního zatížení, je možno před přijetím některého z opatření v 4.7.14 tohoto předpisu alternativně ověřit únavovou únosnost přesněji pomocí spektra rozkmitů napětí podle 4.7.12 tohoto předpisu.

**Obrázek A.5 - Úprava rozkmitu napětí pro nesvařované nebo relaxačně žíhané svařované detaily**

A.2.4 Mezní stavy použitelnosti

- A.2.4.1** Napětí a deformace v mezním stavu použitelnosti se mají určovat pomocí lineární pružnostní analýzy s použitím průřezových charakteristik zohledňujících vliv smykového ochabnutí podle 3.2.1 v ČSN EN 1993-1-5. Vliv boulení štíhlých stěn a pásů lze zanedbat.
- A.2.4.2** Pokud se při přepočtu ocelové konstrukce mostu v mezních stavech únosnosti použily pružné únosnosti průřezů nosných prvků, ověření kritéria omezení pružných napětí průřezů a prvků ocelové konstrukce mostu se nevyžaduje.
- A.2.4.3** V případě svařovaných kompaktních průřezů třídy 1 a 2, u kterých se pro výpočet zatížitelnosti v mezním stavu únosnosti využila jejich plastická únosnost, je nutné ověřit jejich pružné chování v mezním stavu použitelnosti, tj. ověřit zda jmenovitá napětí $\sigma_{Ed,ser}$ a $\tau_{Ed,ser}$ od charakteristických kombinací zatížení vyhovují podmínkám spolehlivosti podle 7.3 v ČSN EN 1993-2.
Tam, kde je to podstatné, mají tato posouzení zahrnout i napětí σ_z od lokálních příčných zatížení podle ČSN EN 1993-1-5. Zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví obdobným postupem jako v případě průřezů třídy 3 v mezním stavu únosnosti, tj. podle A.2.2.11 z rovnice (A.9) a A.2.2.14 z rovnice (A.17) s tím rozdílem, že namísto návrhových hodnot vnitřních sil ve vztazích (A.10), (A.11), (A.14) a (A.15), resp. návrhových hodnot napětí ve vztazích (A.19) a (A.20) se použijí hodnoty stanovené s dílčími součiniteli účinků zatížení $\gamma_{F,i,ser} = 1,00$ a příslušné únosnosti v těchto vztazích se stanoví s hodnotami dílčích součinitelů $\gamma_{M,i,ser} = 1,00$.
- A.2.4.4** Při štíhlých průřezích je třeba kontrolovat štíhlosti nevyztužených i vyztužených stěn průřezů, aby se zabránilo nadměrnému dýchání, které může vyvolat únavový lom v okolí přípoje stěny k pásnici. Dýchání stěn lze zanedbat u stěnových panelů bez podélných výztuh nebo dílčích polí vyztužených stěn, pokud jejich štíhlost vyhovuje podmínce uvedené v 7.4 v ČSN EN 1993-2. V případě nesplnění tohoto kritéria je nutné stanovit zatížitelnost Z_{LM71} průřezu vzhledem k omezení dýchání štíhlých stěn podle 7.4 v ČSN EN 1993-2 a zásad určování zatížitelnosti podle 4.7 tohoto předpisu. Přejednost provozního zatížení se pro tento případ nevyhodnocuje.
- A.2.4.5** Při ověřování mezního stavu překročení mezních přetvoření nosné konstrukce se postupuje obecně podle 4.7.17 tohoto předpisu. V případě stávajících ocelových mostů s prvkovými mostovkami se zatížitelnost Z_{LM71} stanoví pouze z kritéria mezního stavu překročení svislého průhybu hlavních nosníků ze vztahu (4.5). Svislý průhyb hlavních nosníků se stanoví pro svislé účinky zatížení železniční dopravou reprezentované modelem zatížení 71 se součinitelem $\alpha = 1,00$ a s dílčím součinitelem účinků zatížení $\gamma_{F,ser} = 1,0$, včetně dynamických vlivů zohledněných podle 4.3.14 tohoto předpisu. Při výpočtu průhybu se zohledňuje vliv normálových i smykových napětí.
- A.2.4.6** U ocelových mostů s průběžným kolejovým ložem se požaduje při posouzení mezního stavu překročení mezních přetvoření nosné konstrukce ověřit kritéria mezních stavů použitelnosti uvedených v 4.7.18.
- A.2.4.7** Průhyby a pootočení vyvolaná stálými zatíženími se zohledňují pouze tehdy, pokud nejsou eliminována nadvýšením. Ověření skutečného stavu se doporučuje zjistit zaměřením výškové polohy jízdní dráhy.

Příloha B (normativní)**Spřažené ocelobetonové mosty****B.1 Vlastnosti materiálů**

- B.1.1** Vlastnosti použitých materiálů a jejich charakteristické a návrhové hodnoty se určují:
- na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
 - na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.
- B.1.2** Pro materiálové vlastnosti konstrukčních ocelí a jejich dílčí součinitele platí ustanovení A.1 v příloze A tohoto předpisu.
- B.1.3** Pro materiálové vlastnosti betonu, betonářské a předpínací výztuže a jejich příslušné dílčí součinitele platí ustanovení části C.1 přílohy C tohoto předpisu.
- B.1.4** Eurokód 4 nezahrnuje spřažené konstrukce, ve kterých je použitý beton pevnostní třídy nižší než C20/25 a LC20/22 nebo vyšší než C60/75 a LC60/66. Současně jeho ustanovení platí jen pro konstrukční oceli s nominální mezí kluzu do 460 MPa včetně. V případě mostů, ve kterých je použitý beton nižších pevnostních tříd, než je uvedená dolní hranice, se doporučuje počítat nosnou konstrukci jako nespřaženou. V případě betonů vyšších pevnostních tříd nebo konstrukčních ocelí vyšších pevností, než jsou uvedené horní hranice, je možné aplikovat zásady této přílohy B při zvážení důsledků použití příslušných postupů podle ČSN EN 1994-1-1 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby a ČSN EN 1994-2 Navrhování spřažených ocelobetonových konstrukcí - Část 2: Obecná pravidla a pravidla pro mosty.
- B.1.5** Charakteristické hodnoty pevnosti materiálu spřahovacích trnů se uvažují podle ČSN EN ISO 13918 Svařování - Svorníky a keramické kroužky pro obloukové přivařování svorníků. V případě, že nejsou známy vlastnosti materiálu trnů nebo jsou pochybnosti o jeho kvalitě, je možné uvažovat při přepočtu spřažené nosné konstrukce, že materiál trnů má stejné vlastnosti jako základní materiál ocelového prvku, na němž jsou trny navařeny.
- B.1.6** Materiálové vlastnosti jiných typů spřahovacích prvků, jako jsou dříve používané blokové zarážky, odřezky válcovaných profilů, smyčky z betonářské oceli a jejich kombinace, jakož i novějších spřahovacích lišt, se určují s využitím příslušných ustanovení v A.1 přílohy A, resp. v C.1 přílohy C podle použitého typu.
- B.1.7** Dílčí součinitel únosnosti spřažení lze uvažovat hodnotou $\gamma_V = 1,25$ bez ohledu na plánovanou zbytkovou životnost mostu.
- B.1.8** Pokud v případě trémových mostů neexistuje žádná dokumentace, postupuje se následovně:
- jsou-li pochybnosti, zda se jedná o spřaženou konstrukci (např. tomu nenasvědčují rozměry horní a dolní pásnice, případné odstupňování průřezu podél mostu, nebo jsou známy výsledky měření průhybu z minulosti apod.), určuje se zatížitelnost jako v případě ocelové konstrukce se železobetonovou nespřaženou deskou mostovky a platí tedy příslušná ustanovení příloh A a C;
 - nejsou-li pochybnosti, zda se jedná o spřaženou konstrukci, jenom typ a rozložení spřahovacích prvků není znám, postupuje se alternativně:
 - typ spřahovacích prvků se zjistí na základě diagnostického průzkumu s využitím příslušných metod technické diagnostiky,
 - v analýze se uvažuje blíže nespécifikované plné spřažení, jehož uspořádání umožňuje stanovit pružnou návrhovou únosnost spřaženého průřezu bez možnosti aplikace plastické únosnosti.

B.2 Přepočet stávajících sprážených ocelobetonových mostů

B.2.1 Globální analýza

B.2.1.1 Pokud se ve specifických případech podle 5.4.3 v ČSN EN 1994-2 neaplikuje nelineární globální analýza, stanoví se odezva nosné konstrukce na zatížení lineární pružnostní globální analýzou. Lineární pružnostní globální analýza s ohraničenou redistribucí ani tuho-plastická globální analýza se u sprážených ocelobetonových nosných konstrukcí nepřipouští.

B.2.1.2 Mají se upřednostňovat výpočtové modely, které zohledňují deskové působení sprážené desky.

Trámové mosty

B.2.1.3 Spráženou desku se doporučuje modelovat plošnými prvky. Ocelové části sprážené nosné konstrukce je možné modelovat prutovými prvky se zohledněním příslušných excentricit. Aproximace ocelových průřezů pomocí plošných prvků se nevylučuje.

B.2.1.4 Jako alternativu k B.2.1.3 lze uplatnit roštovou náhradu sprážené nosné konstrukce.

B.2.1.5 Prutové modely samostatných nosníků s účinnou částí sprážené desky lze využít pro globální analýzu pouze v případě mostů, jejichž šikmost všech os uložení je alespoň 75°.

POZNÁMKA: Definice šikmosti mostů je uvažována podle 5.12 v ČSN 73 6200.

B.2.1.6 Pokud se použijí zjednodušené modely podle B.2.1.5, má se co nejvěrněji zohlednit příčný roznos zatížení na jednotlivé nosníky. V případě prostých nosníků, kdy je příčný roznos mezi nosníky zabezpečen kromě mostovkové desky i doplňujícími příčnými ztužidly alespoň ve čtvrtinách rozpětí, lze při zjednodušené analýze podle B.2.1.5 předpokládat tuhý příčný roznos v rámci příčného řezu nosné konstrukce.

B.2.1.7 V globální analýze nosné konstrukce je nutno zohlednit vliv smykového ochabnutí, a to jak v betonových sprážených deskách, tak i v případě širokých ocelových pásů. Při sprážené desce se postupuje v souladu s 5.4.1.2 v ČSN EN 1994-2. Smykové ochabnutí ocelových pásů se zohledňuje podle 3.2 a 3.3 v ČSN EN 1993-1-5.

B.2.1.8 Pokud se nepočítá přesněji, má se vliv trhlin v betonové desce v globální analýze zohlednit podle 5.4.2.3 v ČSN EN 1994-2.

B.2.1.9 K zohlednění změny tuhosti vlivem trhlin a tahového zpevnění betonu lze alternativně využít i metodu modelování změny tuhosti přidavnými spojitými přetvořeními.

POZNÁMKA: Lze použít například metodu, která využívá běžnou funkci výpočetních softwarů pro globální analýzu konstrukcí umožňující zadávání zatížení v podobě spojitých přetvoření. V případě trhlin v betonové desce sprážených trámů se jedná o spojitá posunutí a pootočení v betonové desce nebo, pracuje-li s prutovým spráženým průřezem, o spojitá pootočení spráženého průřezu ω (proto se někdy používá název ω -metoda). Metoda vychází z postulátu, že změnu tuhosti lze na prvku s neměnnou tuhostí nahradit vnitřními přetvořeními, které způsobí takové přidavné deformace konstrukce, aby výsledná deformace byla stejná jako u prvku s proměnnou tuhostí. Tedy například v případě zohlednění změny tuhosti vlivem trhlin v betonové desce se sprážená nosná konstrukce modelovaná jako rošt s podélnými prvky se spráženými průřezy může analyzovat následovně:

1. V prvním kroku proběhne globální analýza nosné konstrukce bez vlivu trhlin a zjistí se skutečný rozsah, kde dochází k porušení desky trhlinami při posuzované kombinaci zatížení (tedy, kde je snížená tuhost desky, resp. ohybová tuhost spráženého nosníku). Ze změny ohybové tuhosti lze vyčíslit jaká velikost spojitých pootočení se má na konstrukci aplikovat.
2. Po zadání tohoto „přidavného zatížení“ lze ve druhém kroku vypočítat odezvu konstrukce na tento zatěžovací stav. V případě prostého nosníku dochází jen k nárůstu průhybu. V případě spojitých trámů se toto zatížení projeví kromě deformací konstrukce také vznikem přidavných vnitřních sil, které reflektují odezvu staticky neurčitých vazeb.
3. Tento postup by měl být opakován, jelikož další iterace upřesní rozsah oblasti narušené trhlinami již s vlivem dodatečných vnitřních sil z druhého kroku výpočtu.

V případě běžných trémových mostů je však využití iterace ke zpřesňování výsledků neúměrně náročné v porovnání s výsledným efektem.

- B.2.1.10** Hlavní reologické změny betonu - dotvarování a smršťování se mají zohlednit při přepočtu podle 5.4.2.2 v ČSN EN 1994-2. Obecně lze aplikovat metodu využívající poměr modulů pružnosti betonu.
- B.2.1.11** Dotvarování a smršťování betonu se nemusí zohledňovat pouze v případech určování zatížitelnosti z plastické únosnosti spřažených průřezů nosné konstrukce (kromě mezního stavu únavy), jejíž všechny průřezy jsou třídy 1 nebo 2. Pro mezní stavy použitelnosti i mezní stav únavy se však požaduje účinky dotvarování, resp. smršťování brát v úvahu podle příslušných ustanovení v ČSN EN 1994-2.
- B.2.1.12** V případě staticky neurčitých soustav je nutno zohlednit i sekundární (druhotné) účinky dotvarování a smršťování betonu. Pokud se nepoužije přesnější postup, mají se tyto účinky vyšetřovat:
- buď jako odezva nosné konstrukce na nárůst vnitřních sil ve staticky neurčitých vazbách, které brání deformacím od primárních účinků,
 - nebo pomocí metody modelování zatížení spojitými přetvořeními, způsobenými primárními účinky dotvarování a smršťování.

POZNÁMKA 1: V případě zohlednění reologických změn, které je možné vyjádřit přetvořeními, lze využít metodu, která byla blíže popsána v B.2.1.9. Použití metody je uvedeno opět na příkladu z B.2.1.9, kdy jsou spřažené nosníky modelovány pruty (například v roštovém modelu nosné konstrukce). V případě zohlednění dotvarování v betonové desce se spřažená nosná konstrukce může analyzovat následovně:

1. V prvním kroku se na základě výsledků pružnostní globální analýzy stanoví tzv. primární účinky dotvarování, které jsou definovány jako změna napjatosti (přeskupení napětí) v rámci jednotlivých průřezů. Jelikož se jedná o účinky stálého zatížení, nemusí se brát v úvahu variabilita proměnného zatížení v kombinacích. Dotvarování představuje změnu přetvoření betonu, často nahrazenou změnou modulu pružnosti betonu. Dochází tedy k fiktivní změně ohybové tuhosti. Ze změny tuhosti lze vyčíslit, jaká velikost spojitých pootočení se má na nosnou konstrukci aplikovat.
2. Po zadání „přidavného zatížení“ se postupuje v dalších krocích podle B.2.1.9.

Vliv sekundárních účinků smršťování je možné zohlednit podobným způsobem.

POZNÁMKA 2: Sekundární účinky dotvarování jsou významné u staticky neurčitých mostů v případech, kdy je nosná konstrukce dlouhodobě ovlivněna deformačním impulsem. Jedná se tedy zejména o případy dlouhodobého sedání podpěr, případně i účinky montážních postupů využívajících výškovou manipulaci mezilehlých podpěr za účelem vnášení tlakových rezerv do spřažené desky. V ostatních případech je možné sekundární účinky dotvarování (nikoli však smršťování) při přepočtech zanedbat.

- B.2.1.13** Požaduje se zohlednit rozdílné dotvarování a smršťování betonu různě starých částí. Při absenci veškerých údajů, nebo v případech, kdy jsou rozdíly v reologických změnách různě starých částí marginální, lze zjednodušeně uvažovat jednotné stáří betonu.
- B.2.1.14** Nejsou-li známá doporučení z dokumentace mostního objektu pro postup betonování desky, ošetřování betonu a pro časovou následnost výstavby a nejsou-li k dispozici ani údaje o technologických postupech v době výstavby, případně údaje ze směrnic pro betonáž a zpracování betonu platných v době návrhu mostu, odhad časových návazností výstavby musí zvážit zpracovatel přepočtu. Jako doporučené hodnoty lze v těchto případech uvažovat 1 den pro ošetřování betonu po betonáži a stáří betonu 28 dní při vnesení všech stálých zatížení způsobujících dotvarování betonu.
- B.2.1.15** Pokud není zřejmé, jakým způsobem proběhla výstavba betonových částí spřažených průřezů, má se při globální analýze předpokládat, že byla během výstavby aplikována betonáž bez mezilehlého podepření i betonáž na skruži. Rozhoduje pak nižší hodnota zatížitelností z takto provedených globálních analýz a ověření únosností.
- B.2.1.16** Jestliže se v nosné konstrukci nachází prutový tažený prvek složený z konstrukční oceli a betonu (závěsy, táhla, tažené diagonály v spřažených příhradových trámech apod.), má se v globální analýze zohlednit jeho nelineární působení v souladu s 5.4.2.8 v ČSN EN 1994-2. V běžných případech spřažených trémových (plnostěnných

i příhradových) a obloukových mostů lze vliv tahového zpevnění a smršťování těchto prvků zohlednit zjednodušeně:

- a) postupem podle 5.4.2.8(6) v ČSN EN 1994-2 v případě tažené betonové (železobetonové) části prutu působící spolu s taženým ocelovým prvkem navzájem spojených na koncích,
- b) postupem podle 5.4.2.8(7) v ČSN EN 1994-2 v případě tažených spřažených ocelobetonových prutových prvků.

B.2.1.17 V případě, že je použita prefabrikovaná mostovka nebo prefabrikované desky tvoří jen část desky mostovky spolupůsobící s nadbetonováním provedeným na staveništi, je třeba toto při přepočtu zohlednit. Do výpočtového modelu je tak nezbytné zahrnout, do jaké míry jsou styky těchto prefabrikovaných částí schopny přenášet tlaková a tahová namáhání. Při absenci veškerých údajů je možné uvažovat jednotný věk betonu prefabrikátu i monolitické části.

B.2.1.18 Pro určování zatížitelnosti z mezního stavu únavy a mezních stavů použitelnosti se mají vnitřní síly stanovit vždy pružnostní globální analýzou zohledňující následující vlivy, jsou-li významné:

- smykové ochabnutí,
- dotvarování a smršťování betonu,
- trhliny v betonu a tahové zpevnění betonu,
- postup výstavby a změny statického působení i s časovou následností,
- prokluz smykového spojení,
- nepružné chování oceli a betonu, pokud k němu dojde,
- vliv deplance v důsledku kroucení a případné distorze.

Další doporučení jsou uvedena v 7.2.1 v ČSN EN 1994-2. V případě významnějších geometrických imperfekcí nosné konstrukce, které mohou podstatně ovlivnit její napjatost, je třeba provést pružnostní geometricky nelineární analýzu (GNIA).

Mosty se zabetonovanými ocelovými nosníky

B.2.1.19 Při rozhodování, zda lze konstrukci mostu se zabetonovanými nosníky považovat za spřaženou ve smyslu ČSN EN 1994-2 nebo nikoli, se má vycházet z běžně předpokládaných teoretických předpokladů o spřažení ocelobetonových průřezů, jakými jsou uspořádání příčného řezu (rozteče nosníků, minimální obetonování, tvar zabetonovaných nosníků atd.) a způsob zabezpečení dostatečného spolupůsobení betonu s ocelovými nosníky.

POZNÁMKA: Lze využít kritéria definovaná návrhovým předpisem MVL 511.

B.2.1.20 Protože mosty jsou dynamicky namáhané konstrukce, hlavní podmínky spolupůsobení jsou definovány následovně:

- a) plastická neutrální osa spřaženého průřezu má probíhat ocelovým nosníkem;
- b) v tlačené zóně oceli má být zabezpečeno spolupůsobení s betonem:
 - buď samosvěrným efektem betonu v tlačené zóně průřezu, k němuž dochází, je-li horní pásnice průřezu celá v tlačené zóně betonu (zabetonované obrácené T-průřezy a v mnoha případech i zabetonované kolejnice nesplňují tyto požadavky),
 - nebo prvky spřažení v ostatních případech,
- c) v tažené zóně betonu má probíhat příčná ocelová výztuž přes otvory v zabetonovaných ocelových prvcích.

B.2.1.21 V případě chybějící dokumentace nebo nedostatečných údajů pro ověření kritérií v B.2.1.19 a B.2.1.20 se má postupovat na základě roku realizace mostu a předpokladu, že byl navržen podle návrhového předpisu platného v době návrhu. Je možné tedy uvážit následující časové úseky:

- a) Stávající nosné konstrukce se zabetonovanými nosníky (nebo kolejnicemi) postavené před rokem 1939 se posuzují jako konstrukce ocelové, ve kterých beton tvoří pouze roznášecí výplň, jež se nepovažuje za nosnou v podélném směru. Při určování zatížitelnosti těchto mostů se postupuje podle přílohy A tohoto předpisu s tím,

že betonovou výplní je zajištěna stabilita tvaru ocelových nosníků případně kolejnic. Pro roznos zatížení lze využít roznášecí šířky podle B.2.1.27 a B.2.1.28.

- b) U stávajících nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky (nebo kolejnicemi) postavených v období od roku 1939 do roku 1971 se předpokládá, že byly navrženy podle zásad normálních plánů „USS Nosné konstrukce ze zabetonovaných válených nosníků, Np 54s až 57s“ (1939). Předpokládá se, že jejich působení je podobné jako u železobetonových konstrukcí, ovšem bez možnosti plastizace na straně oceli či betonu. Při určování zatížitelnosti těchto nosných konstrukcí se může postupovat podle této přílohy B s tím, že se v mezních stavech únosnosti využije jen pružná ohybová únosnost spřaženého průřezu bez možnosti využití plastické rezervy. Aplikují se zásady z ČSN EN 1994-2 platné pro spřažený průřez s ocelovým průřezem třídy 3 bez ohledu na jeho skutečné zatřídění.
- c) Pro stávající nosné konstrukce zhotovené po roku 1971, resp. 1981 lze předpokládat, že splňují požadavky zásad tehdejší směrnice „Železniční deskové mostní konstrukce se zabetonovanými ocelovými nosníky - Předběžné směrnice pro návrh a provádění“ (1971), resp. požadavky zásad směrnice „Ocelobetonové nosné konstrukce železničních mostů - Směrnice pro návrh a provádění“ (1981). Při přepočtu těchto nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky se globální analýza a posouzení únosnosti provádí podle ČSN EN 1994-2 a zatížitelnost Z_{LM71} se určuje plně s využitím příslušných ustanovení této přílohy B.

B.2.1.22 Jako doporučené modely lze pro globální analýzu stávajících nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky využít modely ortotropní desky, modely desky se zabudovanými žebry, případně jejich kombinace.

B.2.1.23 Alternativně k B.2.1.22 lze pro globální analýzu mostů se zabetonovanými nosníky využít jejich aproximaci roštovým modelem s pruty s rozdílnou ohybovou a torzní tuhostí v podélném a příčném směru.

POZNÁMKA: Zásady pro vytváření těchto modelů lze nalézt v 5.4.2.9 v ČSN EN 1994-2 a také v návrhovém předpisu MVL 511 Nosné konstrukce železničních mostů se zabetonovanými ocelovými nosníky (2005).

B.2.1.24 V případě, kdy lze zanedbat deskové působení nosné konstrukce a šikmost mostu je u všech os uložení alespoň 75° a více, je možné u nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky aplikovat zjednodušenou globální analýzu pomocí prutových modelů jednotlivých spřažených nosníků s účinnou částí desky.

POZNÁMKA: Definice šikmosti mostů je uvažována podle 5.12 v ČSN 73 6200.

B.2.1.25 Využijí-li se zjednodušené modely podle B.2.1.24, má se co nejdříve zohlednit příčný roznos zatížení na jednotlivé nosníky.

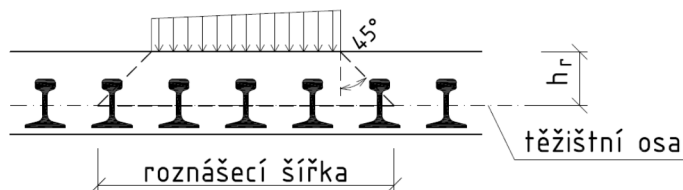
B.2.1.26 Nepočítá-li se přesněji, lze pro roznos zatížení využít metodu roznášecí šířky podle B.2.1.27 a B.2.1.28, přičemž se nosníky ležící mimo roznášecí šířku do únosnosti konzervativně nezapočítávají. Konzervativnost této metody vzrůstá se šířkou nosné konstrukce. Pro široké stávající deskové konstrukce (například dvou- a více kolejné mosty) se má proto postupovat podle B.2.1.22 resp. B.2.1.23.

POZNÁMKA: Pro zásady výpočtu metodou roznášecí šířky viz též postup uvedený v MVL 511.

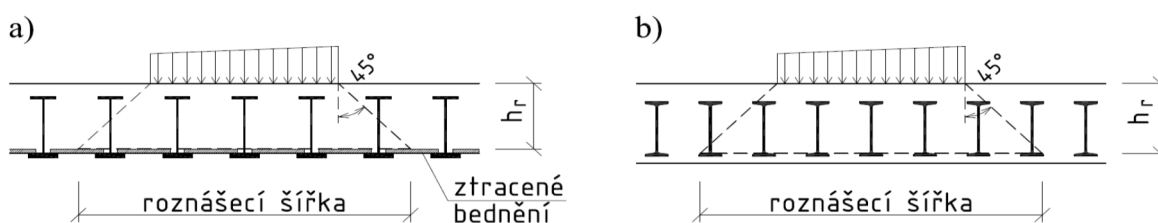
B.2.1.27 Při výpočtu roznášecí šířky se předpokládá spojitě rovnoměrné nebo lichoběžníkové zatížení působící na horní plochu betonu nosné konstrukce. Toto zatížení pod kolejovým ložem se dále rozkládá pod úhlem 45° v rámci tloušťky roznášecí vrstvy, která se bere následovně:

- a) pro mosty, kde není možné určit dolní příčnou výztuž procházející otvory v zabetonovaných nosnicích, se uvažuje tloušťka roznášecí vrstvy pouze po těžištní ose zabetonovaných nosníků podle obrázku B.1. Pokud jsou pochybnosti o poloze těžištní osy ocelových profilů, může se konzervativně za roznášecí vrstvu považovat poloviční tloušťka desky,
- b) pro mosty s dolní příčnou výztuží procházející otvory v zabetonovaných nosnicích se tloušťka roznášecí vrstvy může uvažovat jako:

- tloušťka betonové desky, obvykle brána jako vzdálenost od povrchu betonu po horní plochu ztraceného bednění, je-li příčný řez konstrukčně řešen podle obrázku B.2 a),
- vzdálenost od povrchu betonu po horní plochu dolních pásnic zabetonovaných ocelových nosníků, jedná-li se o příčný řez s obetonovanými dolními pásnicemi podle obrázku B.2 b).



Obrázek B.1 - Roznášecí šířky pro nosné konstrukce bez dolní příčné výztuže



Obrázek B.2 - Roznášecí šířky pro nosné konstrukce s dolní příčnou výztuží procházející otvory v zabetonovaných nosnících

B.2.1.28 Hodnota roznášecí šířky určené podle B.2.1.27 se musí redukovat v následujících případech:

- a) pokud roznášecí šířka přesahuje líc nosné konstrukce, uvažuje se její hodnota pouze po tuto lícní plochu (okraj desky),
- b) pokud se u vícekolejných mostů překrývají roznášecí šířky dvou sousedních kolejí, bere se roznášecí šířka pouze do poloviny osové vzdálenosti sousedních kolejí,
- c) pokud se na nosné konstrukci vyskytují podélné trhliny od příčného ohybu, jejichž rozsah prokazatelně ovlivňuje roznos zatížení.

B.2.1.29 Pokud se nepočítá přesněji, mohou se v globální analýze mostů se zabetonovanými nosníky aplikovat následující postupy a zjednodušení:

- vliv prokluzu mezi betonem a ocelí je možné zanedbat,
- vliv smykového ochabnutí lze zanedbat,
- lze zanedbat redistribuci vnitřních sil následkem trhlin,
- u mostů s kolejovým ložem se nemusí zohledňovat vliv teplotního rozdílu nebo teplotního gradientu na nosnou konstrukci,
- zanedbává se příspěvek bednění podepřeného ocelovými nosníky, které se po zabetonování stalo součástí nosné konstrukce, kromě případů, kdy toto bednění svými rozměry a případně reologickými vlastnostmi výrazně ovlivňuje redistribuci napětí v průřezu,
- ve výpočtu se musí respektovat etapy výstavby v případech a podle postupů, které jsou uvedeny v B.2.1.13 a B.2.1.15,
- v případě spojitých mostů lze využít v mezních stavech únosnosti (nikoli při únavě) redistribuci nadpodporových ohybových momentů podle 5.4.2.9 v ČSN EN 1994-2,
- při zjišťování deformací a pro ověření dynamického chování se může zjednodušeně uvažovat s tuhostí zabetonovaných nosníků stanovenou na základě momentu setrvačnosti získaného jako průměrná hodnota z momentů setrvačnosti spřaženého průřezu bez trhlin a s trhlínami podle 5.4.2.9 v ČSN EN 1994-2.

B.2.1.30 Účinky dotvarování betonu je nutné vzít v úvahu při určování zatížitelnosti z mezních stavů použitelnosti i z mezních stavů únavy. Mohou se aplikovat doporučení pro trémové mosty uvedené v B.2.1.10 až B.2.1.14 této přílohy.

B.2.1.31 Podobně se požaduje v souladu s B.2.1.10 až B.2.1.14 zohlednit účinky smršťování betonu, jedná-li se o zatížitelnost Z_{LM71} určenou z:

- pružného působení spřaženého průřezu (omezení pružných napětí) v mezním stavu použitelnosti,
- mezních stavů únavy v podélném směru.

POZNÁMKA: ČSN EN 1994-2 uvádí v 5.4.2.9(6), že účinky smršťování betonu se mohou v případě globální analýzy mostů se zabetonovanými nosníky zanedbat. V 6.3.2(1) v ČSN EN 1994-2 se však uvádí, že při ověřování mezních stavů použitelnosti se má postupovat plně v souladu s kapitolou 7 v ČSN EN 1994-2, kde se požaduje podle 7.2.1(1) vliv smršťování betonu zohlednit. Rovněž i výpočet napětí v mezních stavech únavy se má řídit ustanoveními 7.2.1 v ČSN EN 1994-2. Výpočty při návrzích mostů této koncepce poukazují na nezanedbatelná napětí v ocelových průřezích způsobená účinky smršťování betonu.

B.2.2 Mezní stavy únosnosti

B.2.2.1 U stávajících spřažených ocelobetonových nosných konstrukcí se požaduje ověření následujících únosností, resp. určení příslušné zatížitelnosti Z_{LM71} z:

- a) únosnosti spřažených průřezů včetně únavy,
- b) únosnosti spřažených prvků následkem ztráty stability tvaru,
- c) únosnosti nespřažených ocelových průřezů a prvků (ztužidla apod.),
- d) únosnosti betonových prvků včetně únavy,
- e) únosnosti spřahovacích prvků včetně únavy.

B.2.2.2 Klasifikace ocelových částí spřaženého průřezu se provádí v souladu s 5.5.1 a 5.5.2 v ČSN EN 1994-2 a tam uvedených odkazů.

Trémové nosné konstrukce a nosné konstrukce se zabetonovanými nosníky

B.2.2.3 V případech určování zatížitelnosti Z_{LM71} z plastických únosností spřažených průřezů nosné konstrukce se mohou zanedbat účinky reologie betonu i postupy výstavby. Není-li uvedeno jinak, mají se při určování zatížitelnosti v ostatních případech respektovat jak stavební postupy, tak i účinky reologie betonu.

B.2.2.4 Pokud není použito předpětí pomocí předpínací výztuže, stanoví se zatížitelnost Z_{LM71} průřezů třídy 1 a 2 z ohybové tuho-plastické únosnosti spřaženého průřezu. Zatížitelnost se potom určí ze vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{M_{pl,Rd} - M_{rs,Ed}}{M_{LM71,Ed}}, \quad (B.1)$$

- kde $M_{pl,Rd}$ je návrhová hodnota plastické ohybové únosnosti spřaženého průřezu,
 $M_{LM71,Ed}$ je návrhová hodnota ohybového momentu od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
 $M_{rs,Ed}$ vyjadřuje součet návrhových, kombinačních nebo skupinových hodnot ohybových momentů od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

V ostatních případech se vychází z pružného působení průřezu podle 6.2.1.5 v ČSN EN 1994-2. Zatížitelnost Z_{LM71} se vyjádří z napětí v oceli, betonu nebo výztuže pomocí obecného vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{f_d - \sigma_{x,rs,Ed}}{\sigma_{x,LM71,Ed}}, \quad (B.2)$$

kde	f_d	vyjadřuje návrhovou hodnotu pevnosti příslušného materiálu, pro který se v rámci příčného řezu stanovila napětí $\sigma_{x,Ed}$, tj. dosazuje se za ni: <ul style="list-style-type: none"> - návrhová hodnota meze kluzu konstrukční oceli f_{yd} pro ocelový průřez, - návrhová hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku f_{cd} pro betonovou desku, - návrhová hodnota meze kluzu betonářské výztuže v tahu f_{sd} pro betonářskou výztuž v desce, - návrhová hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pd} pro případnou předpínací výztuž,
	$\sigma_{x,LM71,Ed}$	jsou návrhové hodnoty napětí v konstrukční oceli, v betonu nebo ve výztuži od svislého proměnného zatížení železniční dopravou, reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
	$\sigma_{x,rs,Ed}$	jsou návrhové, kombinační nebo skupinové hodnoty napětí v konstrukční oceli, v betonu nebo ve výztuži od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

Alternativně je možné využít nelineární pružnostní analýzu únosnosti v ohybu podle 6.2.1.4 v ČSN EN 1994-2, přičemž zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví iteračním postupem. Účinná šířka betonové desky se zohledněním její proměnnosti po délce nosníku se v případě stanovení únosnosti, resp. určení zatížitelnosti Z_{LM71} vypočítá podle 5.4.1.2 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.5 V případech, kdy se z různých důvodů nepřipouští plastizace, (např. nosné konstrukce podle B.2.1.21 b), se má zatížitelnost Z_{LM71} určit z pružné únosnosti průřezu podle vztahu (B.2) bez ohledu na jeho klasifikaci.

B.2.2.6 V případě spojitých nosníků s poměry rozpětí sousedních polí 0,60 - 1,67 s průřezy třídy 1 nebo 2 v oblasti kladných ohybových momentů a s průřezy třídy 3 nebo 4 nad vnitřními podpěrami, kdy se odezva konstrukce na návrhové zatížení stanovila pružnostní globální analýzou, se zatížitelnost Z_{LM71} určuje z ohybové únosnosti průřezů následovně:

- z pružné únosnosti průřezů třídy 3 a 4 nad vnitřními podpěrami ze vztahu (B.2),
- z 90 % plastické únosnosti nejvíce namáhaného průřezu třídy 1 a 2 v polích, přitom se využije vztah (B.1), v němž se uvažuje hodnota $0,9 M_{pl,Rd}$.

U spojitých nosníků s průřezy třídy 1 a 2 v polích i nad vnitřními podpěrami se zatížitelnost Z_{LM71} určuje z plně plastické únosnosti kteréhokoliv průřezu podle vztahu (B.1).

B.2.2.7 Příčná a torzní ztráta stability nosníků při ohybu (klopení) se zohlední při výpočtu zavedením součinitele vzpěrnosti pro ztrátu stability při ohybu χ_{LT} . Ztráta stability v ohybu spřažených nosníků na straně nespřažené pásnice (například ztráta stability tlačných dolních pásnic spojitých nosníků u vnitřních podpor) se může analyzovat pomocí modelu obráceného U-rámu v souladu s 6.4.2 v ČSN EN 1994-2.

Příčná a torzní ztráta stability ocelových nespřažených nosníků se ověřuje podle příslušných ustanovení přílohy A tohoto předpisu.

B.2.2.8 Pokud je smyková síla V_{Ed} větší než polovina smykové únosnosti stěny V_{Rd} , má se vliv smyku na ohybovou únosnost průřezů třídy 1 nebo 2 při výpočtu zatížitelnosti Z_{LM71} zohlednit podle 6.2.2.4 v ČSN EN 1994-2. Vzhledem k tomu, že příslušné hodnoty smykových sil V_{Ed} jsou závislé na hledané zatížitelnosti Z_{LM71} , je nutno při výpočtu zatížitelnosti postupovat iterační formou. Pro první iteraci se pak doporučuje použít zatížitelnost stanovenou podle vztahu (B.1).

Vliv smyku na ohybovou únosnost průřezů tříd 3 a 4 se zohlední podle ustanovení v A.2.2.11 resp. A.2.2.12 v příloze A tohoto předpisu s tím, že se napětí určí na spřaženém průřezu.

B.2.2.9 Únosnost ve svislém smyku se stanoví na základě 6.2.2 v ČSN EN 1994-2, Zatížitelnost Z_{LM71} se pak určuje podle přílohy A tohoto předpisu.

- B.2.2.10** U trámových mostů se příspěvek betonové desky k smykové únosnosti může zanedbat. V případě mostů se zabetonovanými nosníky, které splňují požadavky pro návrh sprážených průřezů (viz B.2.1.19 až B.2.1.21), se může uvážit i příspěvek betonu zjednodušeným postupem podle 6.3.4 v ČSN EN 1994-2.
- B.2.2.11** V případě průřezů namáhaných dvojosým ohybem, osovou silou, kroutícím momentem nebo jejich kombinací, anebo v případech, kdy se musí počítat lokální a globální účinky, se mají výpočty provést podle 6.2.1(5) v ČSN EN 1993-1-1 pro rozhodující vlákna průřezu. Při kombinaci ohybu a tlaku pro průřezy třídy 1 a 2 lze zatížitelnost konzervativně určit i podle 6.2.1(7) v ČSN EN 1993-1-1, přičemž se za příslušné únosnosti průřezu dosazují hodnoty únosnosti spráženého průřezu. Zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví v těchto případech iteračním postupem.
- B.2.2.12** Při určování zatížitelnosti Z_{LM71} spráženého ocelobetonového průřezu z rovinné napjatosti v stěně ocelového průřezu nebo při ověřování mezního stavu ztráty stability tvaru (zejména boulení štíhle stěny) se postupuje podle přílohy A tohoto předpisu.
- B.2.2.13** Při výpočtu zatížitelnosti Z_{LM71} z hlediska mezních stavů únosnosti železobetonové případně předpjaté betonové desky se má postupovat podle přílohy C tohoto předpisu. V případě nosné konstrukce se zabetonovanými nosníky se zatížitelnost stanovuje pro desku v příčném směru a v případě betonové konzoly příčného řezu zatížené dopravou i pro tuto konzolu.
- B.2.2.14** Pro ověřování mezních stavů únosnosti nosných nespřážených ocelových prvků (například příčná ztužidla, nespřážené pruty příhradových trámů, příp. nespřážené prvky mostovky apod.), jakož i pro všechny rozhodující přípoje (montážní styky trámů, přípoje prvků příhradových trámů, přípoje ztužidel apod.) platí ustanovení přílohy A tohoto předpisu.
- B.2.2.15** Spřahovací prvky je třeba posoudit na podélné smykové síly od zatížení odpovídajícího nejnižší zatížitelnosti průřezu spráženého ocelobetonového trámu. Při výpočtu se má zohlednit rozdělení podélných smykových sil po délce nosníku podle 6.6.2 v ČSN EN 1994-2.
- B.2.2.16** Pokud není známý typ spřahovacích prvků a/nebo jejich rozteče, lze předpokládat, že použité smykové spojení je navrženo tak, že jeho uspořádání umožňuje dosažení pružné únosnosti spráženého průřezu. Podélné smykové síly se potom určí s uvažováním průřezových charakteristik bez trhlin v betonu na základě vnitřních sil určených z pružnostní globální analýzy s trhlínami, přičemž se berou v úvahu postupy montáže. Do závěrů technické zprávy se má uvést nejvyšší hodnota podélné smykové síly v $[\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}]$ od zatížení při nejnižší zatížitelnosti Z_{LM71} spráženého průřezu, získaná z posouzení spráženého nosníku v mezních stavech únosnosti. Současně se do přehledu zatížitelnosti podle přílohy E uvede při zatížitelnosti smykového spojení nejnižší hodnota zatížitelnosti Z_{LM71} spráženého průřezu, získaná z posouzení spráženého ocelobetonového trámu na mezní stavy únosnosti. U této zatížitelnosti se v přehledu zatížitelnosti uvede vysvětlující poznámka.
- B.2.2.17** U sprážených nosníků se známým smykovým spojením se má podélná smyková síla určit, kromě oblastí podle B.2.2.18, s uvažováním průřezů bez trhlin a na základě vnitřních sil určených z pružnostní globální analýzy s trhlínami při respektování postupu výstavby.
- B.2.2.18** U sprážených nosníků s průřezy třídy 1 nebo 2 se má podélná smyková síla v oblastech se tlačnou betonovou deskou, kde je překročena pružná únosnost spráženého trámu, určit na základě normálových sil v betonové desce podle 6.6.2.2 v ČSN EN 1994-2.
- B.2.2.19** Jsou-li jako spřahovací prvky použity trny, posuzují se podle 6.6.3 v ČSN EN 1994-2. Zatížitelnost Z_{LM71} z únosnosti spřahovacího prvku lze pak vyčíslit ze vztahu

$$Z_{LM71} = \frac{P_{Rd} \cdot \frac{m}{s} - V_{L,rs,Ed}}{V_{L,LM71,Ed}}, \quad (\text{B.3})$$

kde P_{Rd} je návrhová hodnota únosnosti spřahovacího prvku,
 s je podélná rozteč spřahovacích prvků v místě posuzování,

- m je počet spřahovacích prvků v příčném řezu vyšetřovaného nosníku na spřažené pásnici,
- $V_{L,LM71,Ed}$ je návrhová hodnota podélné smykové síly na jednotku délky v místě spřažení od svislého proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků,
- $V_{L,rs,Ed}$ je návrhová, kombinační nebo skupinová hodnota podélné smykové síly na jednotku délky v místě spřažení od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou.

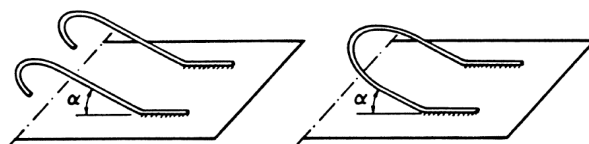
B.2.2.20 Je-li pro spřažení využita perforovaná lišta s rozměry podle NA.2.1 v ČSN EN 1994-2, vypočte se návrhová hodnota únosnosti spřahovací lišty vztažená na jednotku její délky $P_{Rd,lišta,bm}$ podle tam uvedeného empirického vztahu. Zatížitelnost Z_{LM71} z únosnosti spřahovací lišty se pak stanovuje z výrazu

$$Z_{LM71} = \frac{P_{Rd,lišta,bm} - V_{L,rs,Ed}}{V_{L,LM71,Ed}}, \quad (B.4)$$

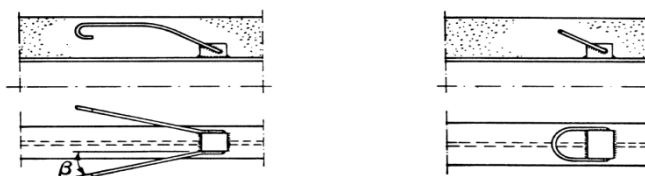
kde $V_{L,LM71,Ed}$ a $V_{L,rs,Ed}$ jsou vysvětleny při vztahu (B.3).

Pokud jsou pro spřažení použity perforované lišty s jinými parametry než je uvedeno v NA.2.1 v ČSN EN 1994-2, nebo jsou použity hřebenové, kombinované a jiné druhy lišt, postupuje se při určování návrhové hodnoty únosnosti lišty na základě údajů z dokumentace mostního objektu nebo údajů od výrobce, případně od majitele patentu konkrétní modifikace spřahovací lišty.

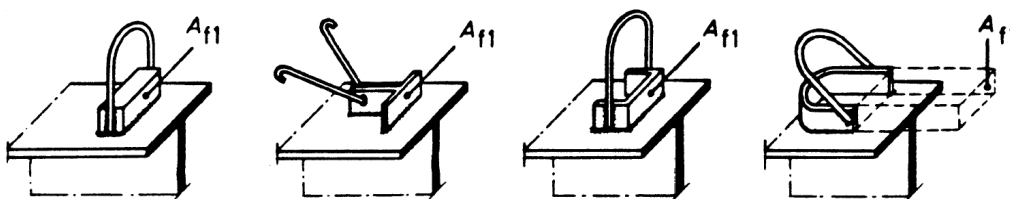
B.2.2.21 Pokud jsou jako spřahovací prvky použity háky a smyčky (obrázek B.3), blokové spřahovací prvky nebo jejich kombinace (obrázek B.4 resp. B.5), může se jejich únosnost určit jako $P_{Rd,A}$ z rovnice (B.5) v případě háků a smyček, jako $P_{Rd,B}$ z rovnice (B.6) v případě blokových spřahovacích prvků a z rovnic (B.7) jako $P_{Rd,A+B}$ při jejich kombinovaném použití. Zatížitelnost Z_{LM71} se vyjádří z těchto vztahů pro posouzení únosnosti podle vztahu (B.3) v B.2.2.19. Uvedené vztahy však nezohledňují únosnost svarových přípojí uvedených typů spřahovacích prvků, které je třeba posoudit podle ČSN EN 1993-1-8.



Obrázek B.3 - Příklad háků a smyčky



Obrázek B.4 - Kombinace háků a smyčky s blokovou zarážkou



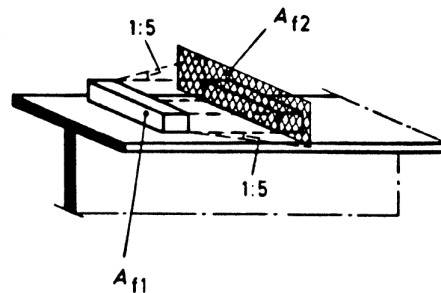
Obrázek B.5 - Typy blokových spřahovacích prvků i v kombinaci s háky resp. smyčkami

$$P_{Rd,A} = \frac{A_s f_{yk} / \gamma_S}{\sqrt{1 + \sin^2 \alpha}} \cos \beta, \quad (B.5)$$

- kde A_s je průřezová plocha háku nebo smyčky,
 f_{yk} je charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže,
 γ_S je dílčí součinitel pro betonářskou výztuž,
 α označuje úhel stoupání háku nebo smyčky od roviny pásnice (obrázek B.3),
 β je odklon ramene háku ze směru podélné smykové síly (obrázek B.4).

$$P_{Rd,B} = \kappa A_{f1} f_{ck} / \gamma_C, \quad (B.6)$$

- kde κ je poměr A_{f2}/A_{f1} , avšak ne větší než 2,5,
 A_{f1} je čelní plocha blokového prvku spřažení podle obrázku B.5,
 A_{f2} je roznášecí plocha získaná roznosem síly ve sklonu 1:5 po sousední spřahovací prvek, avšak ohraničena rozměry desky a pásnice ocelového nosníku podle obrázku B.6,



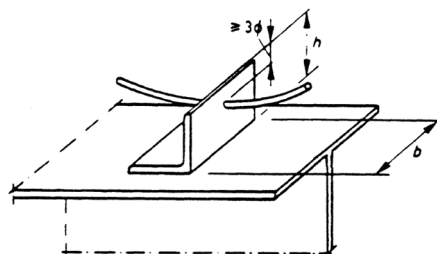
Obrázek B.6 - Roznos síly při blokovém spřahovacím prvku

- f_{ck} je charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku,
 γ_C je dílčí součinitel pro beton.

$$P_{Rd,A+B} = \xi P_{Rd,A} + P_{Rd,B}, \quad (B.7)$$

- kde ξ je redukční součinitel, který se bere hodnotou 0,5 pro každý hák a 0,7 pro smyčku.

B.2.2.22 Pro spřažení pomocí úhelníků a provlečené (nebo navařené) výztuže podle obr. B.7 je únosnost úhelníkového spřahovacího prvku dána empirickým vztahem (B.8). Zatížitelnost Z_{LM71} se pak vyjádří z tohoto vztahu postupem podle rovnice (B.3) v B.2.2.19. Uvedený vztah nezohledňuje únosnost přípoje úhelníku, který je třeba posoudit podle ČSN EN 1993-1-8.



Obrázek B.7 - Typický případ úhelníkového spřahovacího prvku

$$P_{Rd,C} = 10bh^{3/4}f_{ck}^{2/3}/\gamma_V \quad [N], \quad (B.8)$$

- kde b je šířka úhelníku ve směru kolmém na podélnou smykovou sílu v mm, viz obrázek B.7,
 h je výška ramene úhelníku v mm dle obrázku B.7,
 f_{ck} je charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku v Pa,
 γ_V je dílčí součinitel únosnosti spřažení.

Jestliže má výztužný prut z obrázku B.7 dostatečně bránit nazdvižení desky, musí splňovat následující podmínku

$$A_s f_{yk} / \gamma_S \geq 0,1 P_{Rd,C} \quad (B.9)$$

- kde A_s je průřezová plocha výztužného prutu z obrázku B.7,
 f_{yk} je charakteristická hodnota meze kluzu betonářské výztuže,
 γ_S je dílčí součinitel pro betonářskou výztuž.

B.2.2.23 Vysokopevnostní šrouby použité v třecích spojích pro spřažení betonových desek a ocelových pásnic se posuzují podle ČSN EN 1993-8 jako třecí spoje se součinitelem tření $\mu = 0,50$. Pokud se neprovádí průběžné dotahování a kontrola předpínací síly v průběhu životnosti mostu v šroubech, které namáhají beton na lokální tlak, má se při výpočtu předpokládat ztráta svěrné síly vlivem dotvarování a smršťování v hodnotě nejméně 40 % z návrhové hodnoty svěrné síly.

B.2.2.24 Pokud je známo lokální vyztužení v okolí spřahovacích prvků, má se i betonová deska posoudit na podélný smyk vypočítaný pro nejnižší zatížitelnost spřahovacích prvků. Postupuje se podle 6.6.6 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.25 Pro trny s hlavou způsobující štěpící síly ve směru tloušťky desky, které se nejčastěji vyskytují v mostovkových deskách buď jako vodorovně navažené trny na stěnách ocelových nosníků nebo na pásech příhradových nosníků, je možné použít pravidla z přílohy C v ČSN EN 1994-2 včetně opravy uvedené v ČSN EN 1994-2/OPRAVA 1.

Doplňující informace pro jiné typy spřažených prvků nosných konstrukcí

B.2.2.26 Pro spřažené sloupy a spřažené tlačené prvky platí 6.7 v ČSN EN 1994-2. Použití zjednodušené metody pro ověřování tlačných prvků je možné jen při splnění podmínek uvedených v 6.7.3.1 v ČSN EN 1994-2, jinak je nutno zatížitelnost stanovit z obecné metody, která je uvedena v 6.7.2 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.27 Zatížitelnost Z_{LM71} se v případě tlačných prvků (patří sem také spřažené oblouky obloukových mostů i Langerových trámů, tlačené pásy a diagonály příhradových trámů apod.) stanovuje:

- z únosnosti průřezu v tlaku, v ohybu, ve smyku a z jejich kombinace podle 6.7.3.2 v ČSN EN 1994-2,
- ze vzpěrné únosnosti prvku v osovém tlaku podle 6.7.3.5 v ČSN EN 1994-2,
- z únosnosti prvku při kombinaci ohybu a tlaku podle 6.7.3.6 resp. 6.7.3.7 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.28 Je-li to podstatné, má se u spřažených tlačných prvků ověřit smykové spojení a oblast vnášení zatížení podle 6.7.4 v ČSN EN 1994-2 pro nejnižší zatížitelnost získanou z únosnosti prvku. Nelze-li uvedené posouzení z důvodů chybějících podkladů provést, je nutno na tuto skutečnost upozornit poznámkou v přehledu zatížitelnosti konkrétního prvku.

B.2.2.29 Při určování zatížitelnosti tažených prvků na spřažených mostech lze uplatnit 6.9 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.30 V případě spřažených (plechobetonových) desek ze jmenovitě plochých ocelových desek a širokých pásů spřažených s monolitickou betonovou deskou se postupuje podle kapitoly 9 v ČSN EN 1994-2.

B.2.2.31 Na jiná konstrukční řešení mostů (například spřažené desky s profilovanými plechy nebo ohýbané nosníky s částečným obetonováním) lze přiměřeně využít ustanovení ČSN EN 1994-1-1 platné pro spřažené ocelobetonové konstrukce budov.

B.2.3 Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost

B.2.3.1 Při výpočtu napětí v mezním stavu únavy se má zohlednit vliv tahového zpevnění betonu na napětí v betonářské i předpínací výztuži. Zjednodušeně lze tento jev zohlednit podle 6.8.5.4 a 6.8.5.6 v ČSN EN 1994-2. Vliv tahového zpevnění na napětí v ocelovém průřezu lze zanedbat.

B.2.3.2 Jestliže se nepočítá přesněji, může být posouzení na únavu založeno na poškození od ekvivalentního rozkmitu napětí. Zatížení při únavě se předpokládá jako součin charakteristických hodnot modelu zatížení 71 a hledané zatížitelnosti.

B.2.3.3 Pro rozkmit napětí v konstrukční oceli a výztuži platí 6.8.6.1 v ČSN EN 1994-2 a též příslušná ustanovení z A.2.3 přílohy A tohoto předpisu pro ocelové prvky a C.2.3 přílohy C pro výztuž. Rozkmit podélného smykového napětí pro posouzení spřažení na únavu lze určit z 6.8.6.2 v ČSN EN 1994-2. Ve stejných částech citovaných norem jsou i pravidla pro určování součinitelů ekvivalentního poškození λ .

B.2.3.4 Při ověření únavové pevnosti konstrukční oceli se postupuje podle A.2.3 tohoto předpisu. Posouzení mezního stavu únavy betonu, betonářské výztuže a přepínací výztuže se provede podle C.2.3 tohoto předpisu.

B.2.3.5 Při posuzování únavové pevnosti trnů se má postupovat podle 6.8.7 v ČSN EN 1994-2. Je potřebné respektovat omezení daná v 6.8.1 v ČSN EN 1994-2. Pro únavové posouzení jiných typů spřahovacích prvků (viz B.2.2.20 až B.2.2.23) se použije A.2.3 tohoto předpisu.

Není-li známý typ spřahovacích prvků a/nebo jejich rozteče, postupuje se při určení zatížitelnosti z mezních stavů únavy podle zásad uvedených v B.2.2.16, avšak s uvažováním příslušných účinků zatížení a únosností relevantních při posouzení na únavu.

B.2.3.6 Alternativně lze provést ověření únavové pevnosti pomocí spektra rozkmitů napětí, podle 4.7.12.

B.2.4 Mezní stavy použitelnosti

B.2.4.1 Stávající spřažené ocelobetonové nosné konstrukce se mají posoudit a zatížitelnost určit z následujících mezních stavů použitelnosti:

- a) omezení pružných napětí v spřažených průřezích,
- b) překročení mezních deformací,
- c) omezení trhlin.

B.2.4.2 Omezení pružných napětí v mezních stavech použitelnosti se uplatní v případech průřezů, které byly v mezním stavu únosnosti analyzovány za předpokladu plastického nebo nelineárního průběhu napětí. Při výpočtu napětí se má zohlednit vliv tahového zpevnění betonu na napětí v betonářské i předpínací výztuži například podle 6.8.5.4 a 6.8.5.6 v ČSN EN 1994-2. Vliv tahového zpevnění na napětí v ocelovém průřezu lze zanedbat. Zatížitelnost se má stanovit z pružného rozdělení napětí po průřezu. Při výpočtu je nutné dbát na požadavky uvedené v B.2.1.18 v případě spřažených trámů, resp. v B.2.1.29 až B.2.1.31 v případě nosných konstrukcí se zabetonovanými nosníky. Při posouzení se uplatní 7.2.2 v ČSN EN 1994-2.

B.2.4.3 Pro určení zatížitelnosti Z_{LM71} v případě normálových napětí lze využít vztah (B.2), přičemž hodnoty únosností průřezů i hodnoty účinků zatížení vstupují do vztahu návrhovými hodnotami stanovenými pomocí dílčích součinitelů $\gamma_{F,ser} = \gamma_{M,ser} = 1,00$.

B.2.4.4 Pro mezní přetvoření platí ustanovení definována v 4.7.17 tohoto předpisu. Uplatní se tedy kritéria podle A2.4.4.2 v ČSN EN 1990.

B.2.4.5 Při posouzení svislých průhybů a pootočení spřažených ocelobetonových trámů a deskových konstrukcí se má vhodně zohlednit i případný prokluz mezi ocelí a betonovou částí průřezu.

- B.2.4.6** Při ověření mezního stavu omezení trhlin v betonových prvcích nebo deskách se uplatní příslušná ustanovení v C.2.4 přílohy C.

Příloha C (normativní)**Betonové mostní objekty****C.1 Vlastnosti materiálů****C.1.1 Vlastnosti betonu**

C.1.1.1 Pevnostní třída betonu a jeho vlastnosti se stanoví některým z těchto způsobů:

- na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.

C.1.1.2 U mostních objektů, které byly navrženy podle platných předpisů před rokem 1971, se pevnostní třída betonu vyjadřovala hodnotou krychelné pevnosti betonu v tlaku [$\text{kg}\cdot\text{cm}^{-2}$], která se zjišťovala na krychlích s hranou 200 mm po 6 týdnech tvrdnutí betonu (označována $R_{bk,6}$). Pokud jsou z dokumentace mostního objektu její hodnoty známé, odpovídající charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu $f_{ck,c}$ v [MPa] se určí podle vztahu

$$f_{ck,c} = \frac{R_{bk,6} [\text{kg}\cdot\text{cm}^{-2}]}{11}, \quad (\text{C.1})$$

kde $f_{ck,c}$ je charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku [MPa],
 $R_{bk,6}$ je hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku [$\text{kg}\cdot\text{cm}^{-2}$] převzatá z původní dokumentace mostního objektu.

C.1.1.3 Charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck,cube}$ (podle ČSN 73 1201 se označovala R_{bg}) se získá násobením hodnoty krychelné pevnosti betonu $f_{ck,cr}$, je-li její hodnota známa z dokumentace mostního objektu, převodním součinitelem $\kappa_{c,cu}$ podle vztahu

$$f_{ck,cube} = f_{ck,c} \cdot \kappa_{c,cu}, \quad (\text{C.2})$$

kde $f_{ck,cube}$ je charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku [MPa], přepočtena na krychlích s hranou 150 mm po 28 dnech tvrdnutí betonu,
 $\kappa_{c,cu}$ je převodní součinitel, kterého hodnoty uvádí tabulka C.1 v závislosti na rozměrech zkušební krychle podle ČSN 73 1317.

Tabulka C.1 - Převodní součinitel $\kappa_{c,cu}$

Hrana krychle [mm]	Hodnoty $\kappa_{c,cu}$
100	0,95
150	1,00
200	1,05
300	1,10

C.1.1.4 Podle charakteristické hodnoty krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck,cube}$ se beton zařadí do příslušné třídy v tabulce C.2.

C.1.1.5 Charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku f_{ck} a průměrná hodnota sečnového modulu pružnosti E_{cm} se stanoví na základě známé značky (druhu) betonu, nebo známé charakteristické hodnoty krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck,c}$ z tabulky C.2.

C.1.1.6 Pokud není k dispozici dokumentace mostního objektu, příp. z této dokumentace nelze jednoznačně stanovit vlastnosti betonu stávajícího mostního objektu, postupuje se podle C.1.1.1 b) a tyto vlastnosti se stanovují na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálu. V tomto případě je charakteristická hodnota válcové pevnosti f_{ck} nebo

charakteristická hodnota krychelné pevnosti $f_{ck,cube}$ definována hodnotou pevnosti odpovídající 5%-nímu kvantilu ze všech výsledků zkoušek pevnosti základního souboru daného betonu.

C.1.1.7 Pokud se pro zjišťování vlastností betonu použijí nedestruktivní metody zkoušení, získá se charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck,cube}$ (R_{bg}) a její hodnota se určí podle ČSN EN 12504-2, ČSN EN 12504-4 a ČSN EN 206 a s přihlédnutím k normě ČSN ISO 13822 a ČSN 73 0038. Výsledky nedestruktivních metod je potřebné kalibrovat destruktivními zkouškami. Výsledky kalibrovaných zkoušek se kriticky zhodnotí, uváží se jejich vypovídající schopnost a uváží se také předchozí informace o stavu existujícího mostu.

C.1.1.8 Charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku f_{ck} se vypočítá z charakteristické hodnoty krychelné pevnosti betonu v tlaku $f_{ck,cube}$ podle vztahu

$$f_{ck} = 0,8 \cdot f_{ck,cube} \quad (C.3)$$

C.1.1.9 Pokud se pro zjišťování vlastností betonu použije destruktivní metoda zkoušení na jádrových vývrtech, získá se charakteristická hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku f_{ck} podle ČSN EN 12504-1, ČSN EN 206.

C.1.1.10 Charakteristiky betonu f_{cd} , f_{ctm} , $f_{ctk0,05}$, f_{ctd} , E_{cm} a také E_{cd} se mohou určit podle ČSN EN 1992-1-1 tak, jak je to uvedeno v C.1.1.11 až C.1.1.18 této přílohy.

C.1.1.11 Návrhové hodnoty válcové pevnosti betonu v tlaku f_{cd} se získají dělením charakteristických hodnot válcové pevnosti betonu v tlaku f_{ck} dílčím součinitelem spolehlivosti betonu γ_C podle vztahu

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_C} \quad (C.4)$$

kde γ_C je dílčí součinitel pro beton, který se uvažuje pro mezní stavy únosnosti stávajících mostních objektů hodnotou $\gamma_C = 1,50$ v případě postupu podle C.1.1.1 a) pro mosty mladší než 30 let a $\gamma_C = 1,35$ v případě, že vlastnosti betonu byly stanoveny zkouškami podle C.1.1.1 b) pro mosty starší než 30 let.

Pro mezní stavy použitelnosti se uvažuje $\gamma_C = 1,0$.

C.1.1.12 Průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu f_{ctm} , pokud není určena přímo zkouškami, se určí podle vztahu

$$f_{ctm} = 0,3 (f_{ck})^{2/3} \quad \text{pro beton pevnostní třídy} \leq C50/60, \quad (C.5)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \ln \left[1 + \left(\frac{f_{cm}}{10} \right) \right] \quad \text{pro beton pevnostní třídy} > C50/60. \quad (C.6)$$

C.1.1.13 Pokud byla hodnota pevnosti betonu v příčném tahu $f_{ct,sp}$ nebo hodnota pevnosti betonu v tahu za ohybu $f_{ct,fl}$ stanovená zkouškami, určí se průměrná hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu f_{ctm} podle 3.1.2 v ČSN EN 1992-1-1, resp. ČSN EN 1992-2.

C.1.1.14 Charakteristická hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu $f_{ctk0,05}$ (5% kvantil) se určí podle vztahu

$$f_{ctk0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (C.7)$$

C.1.1.15 Návrhová hodnota pevnosti betonu v dostředném tahu f_{ctd} se získá dělením příslušné charakteristické hodnoty dílčím součinitelem spolehlivosti betonu γ_C podle vztahu

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_C} \quad (C.8)$$

kde γ_C se uvažuje hodnotou podle C.1.1.11.

C.1.1.16 Návrhové hodnoty válcové pevnosti betonu v tlaku f_{cd} i v dostředném tahu f_{ctd} vypočítané podle vztahu (C.4), resp. (C.8) se násobí součinitelem α_{cc} pro tlak, resp. α_{ct} pro tah v souladu s ČSN EN 1992-2. Tito součinitele vyjadřují dlouhodobé dopady na pevnost betonu a nepříznivé vlivy vyplývající ze způsobu zatěžování.

C.1.1.17 Průměrná hodnota sečnového modulu pružnosti betonu E_{cm} , pokud není určena přímo zkouškami, se může se určit podle vztahu

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{1/3}, \quad (C.9)$$

kde f_{cm} je průměrná hodnota válcové pevnosti betonu v tlaku v [MPa]. Pokud není f_{cm} určena přímo zkouškami, může se určit podle vztahu

$$f_{cm} = f_{ck} + 8,0 \text{ [MPa]}. \quad (C.10)$$

C.1.1.18 Návrhová hodnota modulu pružnosti betonu E_{cd} se získá dělením střední hodnoty modulu pružnosti E_{cm} dílčím součinitelem spolehlivosti betonu γ_C podle vztahu

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_C}, \quad (C.11)$$

Kde γ_C se uvažuje hodnotou podle C.1.1.11. Při nelineární analýze se uvažuje hodnota podle ČSN EN 1992-1-1, čl. 5.8.6.

C.1.1.19 Hodnoty součinitele dotvarování betonu $\varphi(\infty, t_0)$ a základní hodnoty smršťování betonu ϵ_{cs} se stanoví podle 3.1.4 přílohy B v ČSN EN 1992-1-1. V případě mostních objektů z vysokopevnostního betonu se uplatňuje příloha B v ČSN EN 1992-2.

Tabulka C.2 - Druhy, značky a třídy betonu a jejich charakteristiky

Označení betonu						Krychelná pevnost v tlaku [MPa]	Pevnosti betonu [MPa]		Průměrná hodnota sečnového modulu pružnosti [GPa] dle (8)
(1) ČSN 1090-31 (2) ČSN 1230-37	(3) Směrnice pro navrhování mostů 1951	(4) ČSN 736206-71 + změna a-89 ČSN 736207-93	(5) ČSN 732004-60 (6) ČSN 731251-69	(7) ČSN 731201-86 + změna a-89	(8) ČSN EN 206 1992-1-1 1992-2		podle (8)		
							Charakteristická hodnota pevnosti		
							v tlaku	v tahu	
druh	druh	značka	značka	třída ¹⁾	Pevnostní třída	$f_{ck,cube}, R_{bg}$ ²⁾	f_{ck}	$f_{ctk0,05}$	E_{cm} ³⁾
A	60 (a)	-	-	(B 3,5)	-	(3,5)	(2,8)	(0,40)	(21,0)
B	80 (b)	80	-	B 5	-	5,0	4,0	0,55	21,5
C	105 (c)	105	-	B 7,5	-	7,5	6,0	0,70	22,5
D	135 (d)	135	-	B 10	C 8/10	10,0	8,0	0,85	24,0
-	-	-	-	B 12,5	-	-	10,0	1,00	24,5
E	170 (e)	170	-	B (13,5)	-	(13,5)	(10,8)	(1,05)	(25,0)
-	-	-	-	B 15	C 12/15	15,0	12,0	1,10	27,0
F	250 (f)	250	250	B 20	C 16/20	20,0	16,0	1,30	29,0
-	-	-	-	B 25	C 20/25	25,0	20,0	1,50	30,0
G	330 (g)	330	330	(B 28)	-	(28,0)	(22,4)	(1,70)	(30,5)
-	-	-	-	B 30	C 25/30	30,0	25,0	1,80	31,0
-	-	400	400	B 35	-	35,0	28,0	1,95	32,0
-	-	425	-	-	C 30/37	37,0	30,0	2,00	33,0
-	-	-	-	B 40	-	40,0	32,0	2,10	33,5
-	-	500	500	B 45	C 35/45	45,0	35,0	2,20	34,0
-	-	-	-	B 50	C 40/50	50,0	40,0	2,50	35,0
-	-	600	600	B 55	C 45/55	55,0	45,0	2,70	36,0
-	-	-	-	B 60	C 50/60	60,0	50,0	2,90	37,0

Poznámky:
1) Třídy uvedené v závorkách jsou informativní.
2) Charakteristická hodnota krychelné pevnosti betonu v tlaku se zjišťuje na krychlích s hranou 150 mm po 28 dnech tvrdnutí.
3) Průměrná hodnota sečnového modulu pružnosti betonu v tlaku.

C.1.2 Vlastnosti výztuže

C.1.2.1 Druh výztuže a její vlastnosti se určí některým z těchto způsobů:

- na základě prohlídkou ověřené dokumentace skutečného provedení mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- na základě prohlídky podle tvaru průřezu, povrchu výztuže a znalosti doby provedení stavby mostu,
- na základě diagnostického průzkumu a zkoušek na odebraných vzorcích výztuže provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.

Druhy betonářské výztuže a její vlastnosti

C.1.2.2 Pokud je v dokumentaci mostního objektu uvedený druh výztuže a z prohlídky mostu nevyplývá potřeba jejího ověření zkouškami, převezmou se příslušné pevnostní charakteristiky výztuže z tabulky C.3 nebo z tabulek v ČSN 73 0038.

C.1.2.3 Charakteristické hodnoty meze kluzu výztuže f_{yk} (nebo smluvního napětí $f_{0,2k}$), jakož i další parametry související s pracovním diagramem oceli, je možné pro jednotlivé druhy betonářské výztuže určit z 3.2 v ČSN EN 1992-1-1.

C.1.2.4 Druhy betonářské výztuže podle dříve platných předpisů a norem a jejich charakteristické hodnoty meze kluzu f_{yk} jsou uvedeny v tabulce C.3, resp. v ČSN 73 0038.

C.1.2.5 Pokud druh betonářské oceli a její vlastnosti nejsou známy a je třeba postupovat podle C.1.2.1 c) a pevnostní charakteristiky výztuže se stanoví na základě zkoušek na odebraných vzorcích, za charakteristickou hodnotu pevnosti oceli v tahu a v tlaku se považuje zaručena mez kluzu f_{yk} (nebo smluvního napětí $f_{0,2k}$). Požadované vlastnosti betonářských ocelí se ověřují pomocí zkušebních postupů v souladu s ČSN EN ISO 6892-1 a ČSN EN ISO 15630-1.

C.1.2.6 Návrhová hodnota meze kluzu f_{yd} v [MPa] se získá dělením hodnoty charakteristické meze kluzu dílčím součinitelem betonářské výztuže γ_S podle vztahu

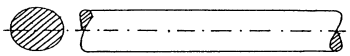


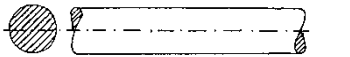
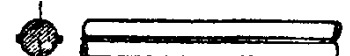


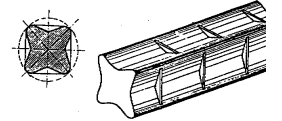
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_S}, \quad (\text{C.12})$$


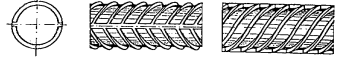



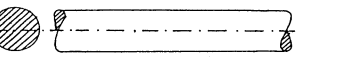
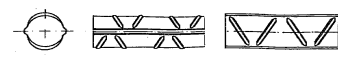


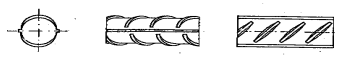
kde γ_S je dílčí součinitel pro betonářskou výztuž, který se uvažuje v případě mezních stavů únosnosti hodnotou $\gamma_S = 1,10$ pro prvky mostních objektů starší než 30 let a pro prvky mostních objektů mladší než 30 let se uvažuje hodnotou $\gamma_S = 1,15$.

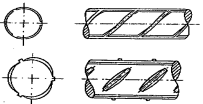
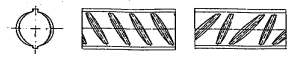
Pro mezní stavy použitelnosti se dílčí součinitel pro betonářskou výztuž uvažuje hodnotou $\gamma_S = 1,0$.

C.1.2.7 Návrhová hodnota modulu pružnosti betonářské výztuže E_s se uvažuje hodnotou $E_s = 200$ GPa.

Tabulka C.1 - Vlastnosti betonářské výztuže

Druh ocele, značka	Značka na výkresech		Průřez a tvar povrchu	Vyráběné průměry ϕ [mm]	Charakteristická hodnota meze kluzu f_{yk}	Doba užívání	Poznámky
	v popisu (písmenková)	v řezu					
Svářková					190	cca do r. 1925	
Plávková ocel					210		
Obyčejná ocel Jakostní ocel	$C_{b1}, C_{c1}, C_{341}, C_{38}$ C_{37}	●	nejčastější kruhový		210	cca 1926-1950	
Obyčejná ocel Jakostní ocel	C_{52}	●	nejčastější kruhový		340	cca 1926-1950	
10 002	A; Ob; Ap	●		ϕ 5 až 25	210	cca 1951-1961	Nahrazena ocelí 10 210 (A)
10 210 ¹⁾	A-0; A			ϕ 5,5 až 32		cca 1964-1967	Nahrazena ocelí 10 216 (E)
10 370	A; 37			ϕ 5 až 30		cca 1951-1959	Nahrazena ocelí 10 372 (B)
10 300	A-II; R 30;	●		ϕ 6 až 60	300	cca 1959-1964	Nahrazena ocelí 10 307 (H).
10 307	H					cca 1964-1970	Nahrazena ocelí 10 335 (J).
10 302	A_k -II; TOR 30;	●		ϕ 6 až 32	300	cca 1964-1967	Nahrazena ocelí 10 308 (K).
10 308	K					cca 1967-1970	Nahrazena ocelí 10 338 (T)
10 372	B; 37P	●		ϕ 5 až 30	230	cca 1951-1960	Po r. 1961 nahrazena ocelí 11 373
10 373	B_s ; 37 P_s ; A_s -0			ϕ 5 až 60		cca 1951-1960	
10 452	C; 45 P;	●		ϕ 5 až 48	270	cca 1951-1959	Od r. 1961 měla být vyráběna v tzv. hřebenové úpravě (R27 a R_s 27)
10 453	C_s ; 45 P_s					cca 1960-1964	
10 472 (Isteg)	I; J; 47 P	●			370	cca 1930-1958	Zákaz používat jako tlačenu výztuž, později úplný zákaz pro mosty
10 492 (Toros)	T; 49 P	●		ϕ 5 až 26	400	cca 1937-1959	Zákaz používat na železniční mosty
10 512 (Roxor)	R; ROX; 51 P	×		ϕ 10 až 70	380	cca 1934-1970	Do r. 1964 se vyráběly ϕ 10-40 mm, potom jen ϕ 50,60 a 70 mm
10 513 (Roxor)	R_s ; ROX_s ; $51P_s$						Průřezová plocha $A = 0,48158 \phi^2$, Kde ϕ je průměr opsané kružnice

10 512 (Larox) 10 513 (Larox)	L L _s	○		φ 5,5 a 6,3	380	cca 1960-1970	Tzv. slzičková ocel
10 400 10 400 A 10 400 B	IIIA;R40;R _s 40 A _s -III; R _s 40 A-III	○		φ 6 až 50 φ 6 až 40	400	cca 1960-1964 cca 1964-1967 cca 1964-1967	Nahrazena ocelí 10 405 (M). Nahrazena ocelí 10 406 (N).
10 401	A _n -III; R40	●		φ 6 až 40	400	cca 1962-1964	Nahrazena ocelí 10 400 B.
10 402	AK-III; RK 40 TOR 40	●		φ 6 až 25	400		
10 405 10 406	M N	●		φ 6 až 40	400	cca 1968-1970 cca 1968-1970	Nahrazena ocelí 10 425 (V) Nahrazena ocelí 10 426 (W)
10 216 ¹⁾ 11 373,11 375 ²⁾	E EZ	●		φ 5,5 až 32 φ 6 až 40	206 225 ³⁾ , 235	cca od r. 1968 cca od r. 1961	Válcovaná za tepla
10 245	K	●		φ 10 až 20	245	cca od r. 1986	Válcovaná za tepla
10 335	J	●		φ 6 až 50	325	cca od r. 1970	Válcovaná za tepla
10 338	T	●		φ 6,5 φ 8	325	cca od r. 1970....	Válcovaná za tepla a zpevněná kroucením za studena
10 425 10 426	V W	●		φ 6 až 50 φ 10 až 32	410	cca od r. 1970 cca 1970-1980	Válcovaná za tepla

10 425	V	•		ϕ 6 ϕ 8	410	cca od r. 1970	Válcovaná za tepla
10 505	R	•		ϕ 12 až 36	490	cca od r. 1986	Válcovaná za tepla
KARI síť	SZ			ϕ 4 až 8	490	cca od r. 1986	Popouštěná

Poznámka:

- 1) Pro mostní objekty jen jako konstrukční a zajišťovací výztuž
- 2) Používá se jen na speciální účely (např. pro závěsná oka dílců)
- 3) Pro průměry větší než 16 mm

Předpínací výztuž a její charakteristiky

- C.1.2.8** Pokud je v dokumentaci mostního objektu uvedený druh předpínací výztuže a z prohlídky mostu nevyplývá potřeba jejího ověření zkouškami, zjistí se příslušné pevnostní charakteristiky přepínací výztuže v případě drátů a lan z tabulky C.4 této přílohy a v ČSN 73 0038 v případě tyčí.
- C.1.2.9** Pro předpínací výztuž se stanoví charakteristická hodnota pevnosti v tahu f_{pk} , hodnota smluvní meze kluzu $f_{p0,1k}$ a charakteristická hodnota poměrného přetvoření předpínací oceli při maximálním zatížení ϵ_{uk} .
- C.1.2.10** Pro předpínací výztuž z druhů ocelí podle dříve platných norem a předpisů se charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pk} rovná normové hodnotě pevnosti v tahu R_{pn} , uváděné dříve platnými normami. V případě hodnot smluvní meze kluzu $f_{p0,1k}$ jsou tyto definovány výrobcem, nebo je možné využít i převodní vztah mezi dříve uváděnými hodnotami $\sigma_{0,2}$, přičemž $f_{p0,1k}$ je asi 95% $\sigma_{0,2}$. Pevnostní charakteristiky jednotlivých druhů používaných drátů a lan je možné převzít z tabulky C.4 této přílohy a používaných tyčí z tabulky NC.7 a v ČSN 73 0038.
- C.1.2.11** Další parametry předpínací výztuže související s pracovním diagramem oceli se určují podle 3.3 v ČSN EN 1992-1-1.
- C.1.2.12** Pokud druh předpínací výztuže a její charakteristiky nejsou známy nebo jsou pochybnosti o kvalitě materiálu předpínací výztuže, je třeba postupovat podle C.1.2.1 c). V tomto případě lze vlastnosti přepínací výztuže stanovit materiálovými zkouškami podle ČSN ISO 13822, ČSN 73 0038 a 4.4 tohoto předpisu. Požadované vlastnosti předpínacích ocelí se pak ověřují pomocí zkušebních postupů v souladu s ČSN EN ISO 6892-1 a ČSN EN ISO 15630-1.
- C.1.2.13** Návrhová hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pd} se získá dělením charakteristické hodnoty pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pk} dílčím součinitelem předpínací výztuže γ_S podle vztahu

$$f_{pd} = \frac{f_{pk}}{\gamma_S} \quad (C.13)$$

kde γ_S je dílčí součinitel předpínací výztuže, který se uvažuje v případě mezních stavů únosnosti hodnotou $\gamma_S = 1,15$ pro prvky mostních objektů mladší než 30 let a pro prvky mostních objektů starší než 30 let se uvažuje hodnotou $\gamma_S = 1,10$.

V případě lan L_p použitých jako předpínací výztuž podle úpravy MStv SSR/75 se uvažuje pro prvky mostních objektů mladší než 30 let hodnota dílčího součinitele $\gamma_S = 1,20$ a pro prvky mostních objektů starší než 30 let se uvažuje hodnota $\gamma_S = 1,10$. Pro mezní stavy použitelnosti se dílčí součinitel pro předpínací výztuž uvažuje hodnotou $\gamma_S = 1,0$.

- C.1.2.14** Pro patentové dráty popouštěné, použité jako předpínací výztuž v konstrukcích navržených podle ČSN 73 1251 z roku 1969 nebo podle směrnice pro navrhování mostů z roku 1951, se charakteristická hodnota pevnosti předpínací výztuže v tahu f_{pk} stanoví stejně jako při drátech nepopouštěných a ostatní charakteristiky se určí jako při popouštěných drátech podle tabulky C.4. Pro stanovení předpětí lze použít požadavky na předpínání dle dobových předpisů, viz tabulka C.5.
- C.1.2.15** Návrhová hodnota modulu pružnosti E_p se uvažuje hodnotou $E_p = 205$ GPa pro dráty a tyče a hodnotou $E_p = 195$ GPa pro lana.
- C.1.2.16** Z hlediska relaxačního chování předpínací výztuže lze uvažovat pro předpínací výztuž používanou před platností současných evropských norem:
- dráty a lana nepopouštěné a popouštěné – odpovídají materiálu o třídě relaxačního chování 1 podle ČSN EN 1992 (dráty a lana s normální relaxací),
 - dráty a lana stabilizované – odpovídají materiálu o třídě relaxačního chování 2 podle ČSN EN (dráty a lana s nízkou relaxací),
 - za tepla válcované tyče – odpovídají materiálu o třídě relaxačního chování 3.

Tabulka C.4 - Vlastnosti předpínací výztuže

Druh výztuže	Příslušná norma	Označení na výkresech	Jmenovitý průměr ϕ [mm]	Mez $\sigma_{0,2}$ [MPa]	Charakteristická hodnota pevnosti výztuže v tahu f_{pk} [MPa]
Patentovaný drát nepopouštěný	ČSN 42 6471	PD (P, P _d)	2,0	1600	2000
			2,2	1500	1900
			2,5		
			2,8	1400	1750
			3,0		
			3,5	1300	1650
			4,0	1200	
			4,5		
			5,0	1100	1500
			5,5	1050	1450
			6,0		
7,0	1000	1400			
Patentovaný drát popouštěný	PN-DH 85-001-82	PP	4,0	1530	1800
			4,5	1462	1720
			5,0	1487	1750
			5,5	1445	1700
			6,0	1334	1570
Ocelový drát s nízkou relaxací	PN 22-285-82	PH	3,0	1674	1860
			4,0	1638	1820
			4,5	1620	1800
			5,0		
			6,0	1548	1720
Ocelový drát s nízkou relaxací s vtisky	PN 22-290-82	PV	3,0	1610	1830
			4,0	1575	1790
			4,5	1538	1770
			5,0	1531	1740
			6,0	1487	1690
Ocelový drát stabilizovaný	PN 22-178-76	PN	4,0	1410	1760
			4,5	1370	1720
			5,0	1330	1670
			6,0	1250	1570
Ocelový drát stabilizovaný s vtisky	PN 22-178-76	PNV	4,0	1335	1670
			4,5	1295	1620
			5,0	1255	1570
			6,0	1180	1470

Druh výztuže		Příslušná norma	Označení na výkresech	Jmenovitý průměr ϕ [mm]	Mez $\sigma_{0,2}$ [MPa]	Charakteristická hodnota pevnosti výztuže v tahu f_{pk} [MPa]
Sedmidrátové pramence (lana) popouštěné Lp		TP-DH 47-006-82	LA (La)	12,5	1296	1620
		TP 22-194-82		15,2	1377	
		TP 22-194-82 TP-DH 47-007-82		15,5		
		TP 22-194-82	LB (Lb)	12,5	1462	1720
		TP 22-194-82	LC (Lc)	12,7	1500	1765
		TP-DH 47-001-82		7,8		
		MStv SSR/75	LP (Lp)	8,6	1427	1470
		MStv SSR/75	LP (Lp)	12,5	1223	1470
		MStv SSR/75	LP (Lp)	15,5	1177	1470
		TP-DH 47-003-82	LD (Ld)	12,5	1530	1800
		TP-DH 47-002-80		15,5	1532	
Sedmidrátové pramence (lana) s nízkou relaxací		PN-DH 47-008-83	LSA (LSa)	12,5	1620	1800
			15,5			
			LSB (LSb)	12,5	1708	1900
			15,5	1710		
Spletence	dvoudrátové	PN-DH 47-005-82	SPA	5,0	1412	1765
	třídrátové		SPB	5,4		
				6,0		
			SPC	5,4	1488	1860
				6,0		
	SPD		6,6	1376	1720	
	SPF		6,6	1440	1800	
SPI	7,6	1336	1670			

Tabulka C.5 – Požadavky předpisů pro napínání předpínací výztuže

Předpis	Požadavky předpisů pro napínání předpínací výztuže
Směrnice pro navrhování mostů/1951	<p>Čl.13.16 požaduje: nepředpokládá-li se ve statickém výpočtu té oné stavby hodnotnější materiál, musí ocel pro předpjatou výztuž mít alespoň tyto vlastnosti:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Mez průtažnosti (mez 0,2%).....6500 kg/cm² (650 MPa) - Mez pevnosti..... 9000 kg/cm² (900 MPa) - Tažnost..... 4% <p>Napětí předpínací výztuže v tahu při zatížení hlavním nesmí překročit</p> <ul style="list-style-type: none"> - 0,85 násobek zaručené meze průtažnosti - krátkodobě při jejím napínání 0,935 násobek zaručené meze průtažnosti.
ČSN 73 2004 /1963	<p>Čl.53 stanoví dovolené namáhání předpínací výztuže</p> <ul style="list-style-type: none"> - Při napínání výztuže 0,935 násobek zaručené nejmenší meze průtažnosti nebo zvýšené meze průtažnosti, nejvýše však 0,8 násobek zaručené nejmenší pevnosti výztuže v tahu - Při zatížení hlavním a celkovém nesmí napětí předpínací výztuže překročit 0,85 násobek zaručené nejmenší meze průtažnosti nebo zvýšené meze průtažnosti, nejvýše však 0,7 násobek zaručené nejmenší pevnosti výztuže v tahu
ČSN 73 1251 /1970	<p>Čl.55 stanoví dovolené namáhání předpínací výztuže</p> <ul style="list-style-type: none"> - Při napínání výztuže 0,935 násobek zaručené nejmenší meze průtažnosti nebo zvýšené meze průtažnosti, - Při zatížení hlavním a celkovém nesmí napětí předpínací výztuže překročit 0,85 násobek původní meze $\sigma_{0,2}$ nebo zvýšené meze průtažnosti $\sigma'_{0,2}$
ČSN 73 6207 /1993	<p>Čl.6.2.1.1 stanoví dovolené namáhání předpínací výztuže dostředném tahu</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pro největší napětí dosažené při napínání výztuže 0,935 násobkem nejmenší nebo smluvní meze 0,2 - Pro napětí při zatížení hlavním, celkovém a neobvyklém i při kombinaci hlavního zatížení s mimořádným 0,85 násobkem nejmenší nebo smluvní meze 0,2. <p>Čl.6.2.1.4 stanoví, že napětí v předpínací výztuži nesmějí být větší (i po zvýšení napětí pro vyloučení části ztrát vlivem tření a pokluzu v kotvení při napínání – viz čl. 6.2.1.2 a 6.2.1.3) než</p> <ul style="list-style-type: none"> - 0,80 násobek nejmenší pevnosti výztuže v tahu nebo jmenovité pevnosti pro nejvyšší napětí dosažené při napínání výztuže - 0,70 násobek nejmenší pevnosti výztuže v tahu nebo jmenovité pevnosti pro napětí dosažené při zatížení hlavním, celkovém a neobvyklém i při kombinaci hlavního zatížení s mimořádným.
Předpjaté konstrukce železničních mostů skříňového průřezu skladebné délky L =18,21,24m", SUDOP Praha, březen 1963	<p>Podklad uvádí v kap.4, že rovné kabely (sestavené z hladkých patentovaných drátů ϕ P7 mm) se napínají na napětí 9550 kg/cm² (955 MPa) a zdvíhané kabely na 10000 kg/cm² (1000 MPa). Pro snížení ztrát dotvarováním se napětí na napínacím lisu podrží po dobu 3 minut a pak se zakotví. Podrobnosti návrhu předpětí nosníků jsou uvedeny ve „Společné části statického výpočtu nosníků KT“.</p>

POZNÁMKA: Uvedenou zaručenou nejmenší mez průtažnosti bylo možno zvýšit na zvýšenou mez průtažnosti **zlepšením** patentovaného drátu, které spočívalo v tom, že se do drátu vneslo předběžné napětí, rovné nejvýše zaručené nejmenší mezi průtažnosti. Toto předběžné napětí se vneslo alespoň na dobu dvou minut, načež se drát zcela odlehčil, nebo se napětí snížilo alespoň na 2/3 zaručené nejmenší meze průtažnosti.

Hodnoty poměru zvýšené meze průtažnosti k zaručené nejmenší mezi průtažnosti, odpovídající různým poměrům předběžného napětí k zaručené nejmenší mezi průtažnosti, jsou uvedeny informativně v **Tabulce C.5**. Tyto hodnoty se použily, pokud nebyly z výsledků zkoušek známy a příslušným ústředním úřadem schváleny hodnoty přesnější.

U spletených patentovaných drátů se předpokládalo zachování zvýšené meze průtažnosti, pokud napětí v drátu po zlepšení nekleslo pod čtvrtinu zvýšené meze průtažnosti. U hladkých patentovaných drátů zůstávala zvýšená mez průtažnosti zachována i po úplném odlehčení. Zaručená nejmenší pevnost drátů se i po zlepšení uvažovala beze změny.

Tabulka C.6 – Zlepšení patentovaného drátu podle ČSN 73 2004 (1960) až ČSN 73 1251 (1969)

Poměr předběžného napětí k zaručené nejmenší mezi průtažnosti	Poměr zvýšené meze průtažnosti k zaručené nejmenší mezi průtažnosti
0,80	1,080
0,90	1,100
1,00	1,125

Podle Směrnice pro navrhování mostů z roku 1951 nebylo nutno dbát dotvarování předpínací výztuže, pokud byla výztuž při svém napínání přechodně namáhána alespoň 15 minut silou o 10 % větší, než bylo předepsané předpětí, pak teprve odlehčena a takto zakotvena. Dotvarování předpínací výztuže nebylo nutno dbát ani tehdy, pokud byla výztuž napnutá na součet předepsaného předpětí a pravděpodobné ztráty předpětí vlivem dotvarování a při tomto napětí zakotvena.

C.2 Přepočítání stávajících betonových mostních objektů

C.2.1 Globální analýza

C.2.1.1 Při přepočtu stávajících betonových mostních objektů podle příslušných mezních stavů se vychází z ČSN EN 1992-1-1 a ČSN EN 1992-2 a ze zásad stanovených tímto předpisem.

C.2.1.2 Globální analýzu betonového mostního objektu je možné podle 5.3 v ČSN EN 1992-2 provést následujícími způsoby:

- lineární pružnostní analýzou,
- lineární pružnostní analýzou s omezenou redistribucí,
- nelineární analýzou.

C.2.1.3 Zatížení stávajících betonových mostních objektů se určuje podle ČSN 1991-2 a zásad uvedených v části 4.3 tohoto předpisu.

C.2.1.4 Globální analýza stávajícího betonového mostního objektu se obvykle provádí pružnostní metodou za předpokladu pružného chování materiálu bez ohledu na úroveň zatížení. V případě, že jsou na konstrukci zjištěny významné poruchy jako významné úbytky průřezu vlivem degradace betonu nebo rozsáhlé trhliny, které by mohly významně ovlivnit redistribuci sil na konstrukci, je možné využít i nelineární modely, které zohledňují materiálové případně i geometrické nelinearity. Doporučuje se přednostně používat prostorové výpočtové modely umožňující přesnější vystižení skutečného působení mostního objektu a současně i zohlednění případné redistribuce vnitřních sil v důsledku poruch prvků a částí mostního objektu. Je možné použít prutové modely, desko-stěnové modely nebo kombinované modely.

C.2.1.5 V případech, kdy je výsledné rozdělení napjatosti a vnitřních sil v stávající betonové nosné konstrukci ovlivněné její nehomogenitou, resp. časovým faktorem ovlivňujícím vlastnosti betonu, je nutné při stanovování odezvy nosné konstrukce na zatížení zohledňovat i vliv postupu výstavby a historii zatížení. Jedná se hlavně o spojitě předpjaté nosné konstrukce, nebo konstrukce velkých rozpětí, kde postup a použitá technologie výstavby významně ovlivňuje úroveň napětí ve výztuži i v betonu. Nehomogenita konstrukce se uvažuje jednak v rámci průřezu (např. kombinace prefabrikovaný nosník-monolitická deska apod.) a jednak i po délce konstrukce. (např. letmá betonáž mostu nebo postupná betonáž mostu s přesunem skruže apod.). Pro stanovení odezvy na zatížení je možné využít více metod uvedených např. v příloze KK normy ČSN EN 1992-2. Obecně použitelná je step-by-step metoda - metoda časové diskretizace. Pro stanovení globální časové osy a následně časového kroku zaváděného

do výpočtu, je potřebné znát časový průběh výstavby. V případě, že je k dispozici dokumentace z průběhu výstavby (stavební deník apod.), je možné aplikovat příslušné časové kroky podle skutečnosti. V případě, že je k dispozici jen původní projektová dokumentace s předepsaným postupem výstavby, je možné jednotlivé časové kroky odhadnout podle používaných postupů dané technologie. V případě absence veškeré dokumentace týkající se výstavby mostu se vychází ze zvyklostí podle typu nosné konstrukce ohledně předpokládané technologie výstavby i časových kroků.

- C.2.1.6** U předpjatých nosných konstrukcí je možné stanovit předpínací sílu v daném průřezu z velikosti předpínací síly při předpínání nosné konstrukce (např. podle původní analýzy konstrukce v době návrhu nebo záznamu o předpínání) s uvážením vlivu ztrát předpětí (krátkodobé, dlouhodobé), které jsou dány způsobem předpínání a skutečnou historií nosné konstrukce od jejího vybetonování a zavedení předpínací síly až do sledovaného okamžiku. Postupuje se přitom podle kapitoly 3.3, 3.4, 5.10, 10.5.2 v ČSN EN 1992-2. Při analýze dlouhodobých účinků předpětí lze použít původní normové reologické modely v případě, že se skutečnost (zejména průhyby konstrukce) významně neliší od vypočítaných hodnot. V případě pochybností o velikosti předpětí je možné předpínací sílu stanovit i přímým měřením některou z destruktivních metod (např. metodou uvolnění napětí v betonu).
- C.2.1.7** Při výpočtu napětí v železobetonovém nebo předpjatém vyztuženém průřezu se uváží hodnota pracovního součinitele $n = E_s/E_c$, kde E_s je modul pružnosti oceli a při stanovení hodnoty modulu pružnosti betonu E_c se uváží všechny významné vlivy a okolnosti, zejména dlouhodobé vlastnosti betonu s ohledem na působící zatížení (poměr krátkodobého a dlouhodobého zatížení), vlivy objemových změn apod. Pro předběžné výpočty lze použít hodnotu $n=15$.

C.2.2 Mezní stavy únosnosti

- C.2.2.1** Stávající betonové mostní objekty se ověřují podle ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-2 a 4.2.2 tohoto předpisu pro všechny relevantní mezní stavy, obvykle především pro následující mezní stavy a jejich kombinace:
- mezní stav porušení ohybovým momentem a/nebo normálovou silou,
 - mezní stav porušení smykem,
 - mezní stav porušení kroucením,
 - mezní stav porušení protlačení,
 - mezní stav porušení místně zatížených oblastí,
- C.2.2.2** Při stanovování zatížitelnosti z únosnosti průřezů z prostého nebo slabě vyztuženého betonu, jejichž vyztužení nespĺňuje podmínku minimálního vyztužení pro železobetonové konstrukce podle ČSN EN 1992-1-1, se v důsledku nižší duktility a možného křehkého charakteru porušení i vlivu dlouhodobého namáhání uvažuje s redukčním součinitelem pro návrhové hodnoty pevnosti betonu v tlaku $\alpha_{cc,pl}$ a v tahu $\alpha_{ct,pl}$ podle ČSN EN 1992-1-1.

Mezní stav porušení ohybovým momentem a/nebo normálovou silou

- C.2.2.3** V případě, že vyšetřovaný prvek je namáhaný pouze ohybovým momentem M_{Ed} bez působení normálové síly N_{Ed} , se zatížitelnost Z_{LM71} určí z ohybové únosnosti M_{Rd} v souladu se základními principy uvedenými v 4.7 s použitím vztahu (4.4) tohoto předpisu.
- C.2.2.4** V případě kombinovaného namáhání ohybovým momentem M_{Ed} a normálovou silou N_{Ed} se únosnost průřezu vyjadřuje prostřednictvím ohybové únosnosti M_{Rd} , která však zahrnuje i účinky normálových sil N_{Ed} . Únosnost takto namáhaného průřezu je možné stanovit pomocí interakčního diagramu nebo analýzou mezních přetvoření. Zatížitelnost Z_{LM71} se následně určí pomocí iteračního postupu splněním podmínky ekvivalence únosnosti průřezu s vypočítanou zatížitelností v souladu se základními principy uvedenými v 4.7 tohoto předpisu.
- C.2.2.5** Při ověření meze porušení betonových prvků namáhaných převážně tlakem v závislosti na jejich štíhlosti se uvažuje, pokud je to nutné v souladu s podmínkami v 5.8 v ČSN EN 1992-1-1, s vlivem geometrické nelinearity i materiálové nelinearity (vznik trhlin v betonu, dotvarování betonu). Při zohlednění těchto účinků je možné využít

obecnou metodu založenou na nelineární analýze, jakož i některou ze zjednodušených metod:

- a) metoda založená na jmenovité tuhosti,
- b) metoda založená na jmenovité křivosti.

Zatížitelnost Z_{LM71} se následně určí iteračním postupem v souladu se zásadami uvedenými v 4.7 tohoto předpisu.

- C.2.2.6** Průřezy z prostého a slabě vyztuženého betonu se posuzují podle kapitoly 12 v ČSN EN 1992-1-1, resp. ČSN EN 1992-2. V případě obdélníkového průřezu namáhaného excentrickým jednoosým tlakem ve směru výšky h na excentricitě e je návrhová hodnota normálové únosnosti průřezu N_{Rd} daná vztahem

$$N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (h - 2e), \quad (C.14)$$

kde $\eta \cdot f_{cd}$ je účinná návrhová hodnota pevnosti betonu v tlaku podle 3.1.7 v ČSN EN 1992-1-1,

b je šířka průřezu,

Zatížitelnost Z_{LM71} se následně stanoví iteračním postupem v souladu se zásadami uvedenými v 4.7 tohoto předpisu.

Mezní stav porušení smykem

- C.2.2.7** Podle povahy daného případu a v souladu s ČSN EN 1992 se provede posouzení konstrukce se smykovou výztuží nebo bez smykové výztuže a s ohybovými trhlinami nebo bez ohybových trhlin na mezi únosnosti. V případě prvků bez smykové výztuže se postupuje při výpočtu smykové únosnosti $V_{Rd,c}$ betonového průřezu podle 6.2.2 v ČSN EN 1992-1-1, resp. ČSN EN 1992-2. Zatížitelnost se stanoví podle zásad uvedených v 4.7 tohoto předpisu. V případě prvku vyztuženého smykovou výztuží při stanovení meze porušení smykem se doporučuje postupovat metodami založenými na přiřadové analogii se sklonem diagonál θ . Pro smykovou únosnost je rozhodující návrhová hodnota únosnosti smykové výztuže $V_{Rd,s}$ nebo návrhová hodnota maximální posouvající síly omezená rozdrčením tlakových diagonál $V_{Rd,max}$. Mezní hodnoty uvedených únosností se stanoví podle příslušných vztahů v 6.2.3 ČSN EN 1992-1-1, resp. ČSN EN 1992-2. Zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví podle zásad uvedených v 4.7 s použitím vztahu (4.4) tohoto předpisu. Pokud nejsou splněny konstrukční požadavky na uspořádání smykové výztuže, je možno použít např. obecně metodu přiřadové analogie. U předpjatých konstrukcí se rovněž provede stanovení zatížitelnosti na základě posouzení vzniku smykových trhlin, resp. ověření velikosti hlavních napětí.

Mezní stav porušení kroucením

- C.2.2.8** Při stanovení meze porušení při namáhání jen kroutícím momentem se postupuje podle 6.3.2 v ČSN EN 1992-2. Zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví podle zásad uvedených v 4.7 s použitím vztahu (4.4) tohoto předpisu.
- C.2.2.9** Při stanovení meze porušení kroutícím momentem T_{Ed} v kombinaci s posouvající silou V_{Ed} se postupuje podle 6.3.2 v ČSN EN 1992-2, přičemž maximální únosnost průřezu namáhaného kombinací kroucení a smyku je omezena buď návrhovou hodnotou maximální posouvající síly omezenou rozdrčením tlakových diagonál $V_{Rd,max}$ nebo návrhovou hodnotou únosností smykové a podélné výztuže. Při stanovování zatížitelnosti Z_{LM71} z návrhové hodnoty maximální posouvající síly omezené rozdrčením tlakových diagonál $V_{Rd,max}$ se postupuje podle 6.3.2 v ČSN EN 1992-1-1 a zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví pomocí iteračního postupu splněním podmínek tam uvedené nerovnice.
- C.2.2.10** Kromě ověření únosnosti tlakové diagonály při porušení kroutícím momentem T_{Ed} v kombinaci s posouvající silou V_{Ed} je nutné ověřit i únosnost jak smykové výztuže, tak i podélné výztuže. Při stanovení zatížitelnosti Z_{LM71} z návrhové hodnoty únosnosti smykové výztuže je možné aplikovat vztah (C.15) a v případě stanovení zatížitelnosti Z_{LM71} z návrhové hodnoty únosnosti podélné výztuže vztah (C.16). Jednotlivé zatížitelnosti se opět stanoví pomocí iteračního postupu splněním podmínek uvedených nerovnic v tvaru

$$\left(\frac{T_{Ed}}{2A_k} + \frac{V_{Ed}}{n_s \cdot z} \right) \frac{s}{f_{ywd} \cdot A_{swt} \cdot \cot \theta} \leq 1, \quad (C.15)$$

- kde A_k je průřezová plocha ohraničená střednicemi spojených stěn průřezu,
 n_s je počet větví třmíneků s průřezovou plochou A_{sw} podílejících se na přenosu smykové síly,
 s je podélná vzdálenost smykové výztuže betonového prvku,
 z je rameno vnitřních sil,
 f_{ywd} je návrhová hodnota meze kluzu betonářské smykové výztuže,
 A_{swt} je celková průřezová plocha smykové výztuže procházející myšlenou/skutečnou stěnou průřezu s tloušťkou t_{ef} ,

$$\left(\frac{T_{Ed}}{2A_k} \cdot u_k + V_{Ed} \right) \frac{\cot \theta}{A_{sl} \cdot f_{yd}} \leq 1, \quad (C.16)$$

- kde u_k je obvod plochy A_k ,
 f_{yd} je návrhová hodnota meze kluzu podélné výztuže,
 A_{sl} je celková průřezová plocha podélné výztuže v rámci obvodu u_k .

Výsledná zatížitelnost Z_{LM71} při porušení krouticím momentem v kombinaci s posouvající silou bude nejmenší z hodnot zatížitelnosti stanovených v C.2.2.9 a C.2.2.10.

Mezní stav porušení protlačení

- C.2.2.11** Při výpočtu únosnosti ve smyku při protlačení se vychází z 6.4 v ČSN EN 1992-1-1.
- C.2.2.12** Na obvodu sloupu nesmí být překročena návrhová hodnota maximální posouvající síly omezená rozdrčením tlakových diagonál $V_{Rd,max}$. Zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví podle zásad uvedených v 4.7 s použitím vztahu (4.4) tohoto předpisu.
- C.2.2.13** V případě prvků bez smykové výztuže se vychází při určování zatížitelnosti Z_{LM71} ze smykového namáhání na základním kontrolním obvodu u_1 a z návrhové únosnosti ve smyku prvku bez smykové výztuže $V_{Rd,c}$ a postupuje se podle 4.7 a vztahu (4.4) tohoto předpisu.
- C.2.2.14** U prvků se smykovou výztuží v podobě třmíneků, trnů nebo svařovaných žebříčků se při určování zatížitelnosti postupuje podle 4.7 a vztahu (4.4) tohoto předpisu, přičemž se vychází ze smykového namáhání na základním kontrolním obvodu u_1 , jehož přenesení je zabezpečeno návrhovou hodnotou únosnosti ve smyku při protlačení desky $V_{Rd,cs}$ uvedené smykové výztuže. Nutné je navíc kontrolovat i namáhání na obvodu u_{out} , kde se již tato výztuž nenachází. Rozhodující je pak zatížitelnost Z_{LM71} stanovená jako minimální z obou uvedených případů.

Posouzení místně zatížených oblastí

- C.2.2.15** Při ověření možnosti porušení oblastí zatížených lokálně se postupuje podle 6.5 a 6.7 v ČSN EN 1992-1-1 a 6.7 v ČSN EN 1992-2. Pro oblasti, kde není lineárně rozděleno poměrné přetvoření (působíště soustředěných sil, rovinná napjatost), lze použít modely náhradní příhradoviny (modely vzpěra - táhlo). Mezi typické oblasti, které popisuje ČSN EN 1992-2 patří:
- oblasti uložení nosné konstrukce a úložných prahů (příloha J ČSN EN 1992-2),
 - působení soustředěného tlaku v kotevních zónách u předpjatých konstrukcí (příloha J ČSN EN 1992-2),
 - typické oblasti nespojitostí betonových mostů (např. oblasti uložení nosné konstrukce přes příčníky apod., příloha OO ČSN EN 1992-2).

Mostní objekty s vodorovnou nosnou konstrukcí z kamene

- C.2.2.16** Nepostupuje-li se přesněji (například metodou lomové mechaniky), lze u mostních objektů, jejichž nosnou konstrukci tvoří kamenná deska (např. tesaná), postupovat při ověřování mezních stavů únosnosti podle příslušně modifikovaných pravidel pro

konstrukce z prostého betonu (viz kapitola 12 v ČSN EN 1992-1-1). Při výpočtu momentu únosnosti průřezu se uplatní redukční součinitele pro návrhové hodnoty pevnosti v tlaku $\alpha_{cc,pl}$ a v tahu $\alpha_{ct,pl}$ podle ČSN EN 1992-1-1.

- C.2.2.17** V případě namáhání průřezu ohybovým momentem se jeho ohybová únosnost stanoví za předpokladu lineárního rozdělení napětí po průřezu s mezní hodnotou v krajních taháných vláknech rovnou návrhové hodnotě pevnosti kamene v tahu f_{std} . Moment únosnosti se násobí součinitelem výšky (tloušťky) průřezu α_h , daným vztahem

$$\alpha_h = (1,6 - h/1000) \geq 1,0, \quad (C.17)$$

Kde h je výška průřezu, která se do tohoto vzorce dosazuje v mm.

Pevnostní charakteristiky kamene je možné převzít z tabulky D.1 v příloze D tohoto předpisu, přičemž tyto hodnoty lze považovat za charakteristické. Dílčí součinitel pro kámen se uvažuje hodnotami podle C.1.1.11.

- C.2.2.18** V odůvodněných případech, pokud je prokázána dostatečná duktilita kamene (například zkouškami), je možné aplikovat pružno-plastickou únosnost průřezu. V tomto případě se předpokládá lineární průběh napětí po tlačené části průřezu s maximální hodnotou v krajních tlačených vláknech rovnou

$$2f_{std} \left(x / (h - x) \right), \quad (C.18)$$

kde f_{std} je návrhová hodnota pevnosti kamene v tahu,
 x je výška tlačené části průřezu.

V tažené části průřezu o výšce $(h-x)$ se předpokládá konstantní rozdělení napětí s hodnotou rovnou návrhové hodnotě pevnosti kamene v tahu f_{std} .

- C.2.2.19** Pokud se pro ohybovou únosnost průřezu namáhaného ohybovým momentem použila pružno-plastická únosnost, požaduje se ověření mezního stavu použitelnosti omezením napětí kamene v tahu. V tomto případě se postupuje podle C.2.2.17. Dílčí součinitel pro kámen se pro mezní stavy použitelnosti uvažují hodnotami $\gamma_{F,ser} = \gamma_{M,ser} = 1,0$.

C.2.3 Zatížitelnost s ohledem na únavovou životnost

- C.2.3.1** Požaduje se, aby nosné prvky mostního objektu namáhané významným rozkmitem napětí byly posouzeny z hlediska mezního stavu únavy na účinky zatížení stanovené pro nejnižší zatížitelnost Z_{LM71} z mezního stavu únosnosti podle 6.8 v ČSN EN 1992-2. Obecně se nepožaduje posouzení na únavu v případě:

- obloukových, klenbových a rámových železničních mostů s minimální přesypávkou 1,50 m,
- základů, opěr a pilířů (kromě štíhlých nebo členěných podpěr), které nejsou vetknuté do nosné konstrukce.

- C.2.3.2** Při ověřování nosné konstrukce s ohledem na únavu se vychází z podmínek spolehlivosti pro ověření únavové odolnosti průřezu samostatně pro beton a samostatně pro výztuž. Vychází se z ustanovení v ČSN EN 1992-2 a 4.7 tohoto předpisu, přičemž je možné aplikovat zjednodušené výpočetní metody při stanovování únavové odolnosti jak pro beton, tak i výztuž, například metodu ekvivalentního rozkmitu napětí.

- C.2.3.3** Alternativně lze provést ověření únavové odolnosti s přesnějším modelem únavového zatížení podle 4.7.12.

- C.2.3.4** Při určení zatížitelnosti s ohledem na mezní stav únosnosti při únavovém zatížení se vždy zohlední výsledky ověření výztuže na únavu. Výsledky ověření tlačeného betonu na únavu se nemusí zohlednit v případech, kdy je výsledná zatížitelnost mostu nižší než dosavadní úroveň provozního zatížení, ale konstrukce současně nevykazuje poruchy, které by mohly být způsobeny únavovým porušením betonu.

POZNÁMKA: Výsledky stanovení zatížitelnosti s ohledem na únavu se uvedou samostatně v tabulce zatížitelnosti (viz Příloha E) s příslušnými poznámkami o zavedených předpokladech.

C.2.4 Mezní stavy použitelnosti

C.2.4.1 Stávající betonové mostní objekty se ověřují podle ČSN EN 1992-1-1, ČSN EN 1992-2 a 4.2.2 tohoto předpisu na následující mezní stavy použitelnosti:

- omezení napětí,
- omezení přetvoření (průhyb, pootočení),
- omezení trhlin.

Omezení napětí

C.2.4.2 Základní předpoklady pro omezení napětí jsou uvedeny v 7.2 v ČSN EN 1992-2. Při výpočtu normálových napětí v betonu a výztuži je nutné uvážit i případný rozvoj trhlin v betonu vzhledem k vyšetřované úrovni zatížení, resp. kombinaci zatížení. Při výpočtu napjatosti se má zohlednit skutečný stav konstrukce a historie zatížení. Omezením tlakových napětí se má zamezit nadměrným účinkům dotvarování (kvazi-stálá kombinace zatížení) a vzniku mikrotrhlin snižujícím trvanlivost nosné konstrukce (charakteristická kombinace zatížení). Omezením napětí ve výztuži se mají vyloučit nepružná přetvoření, která by vedla k trvalým plastickým deformacím. Základní podmínky výpočtu napětí jsou uvedeny v 7.2 v ČSN EN 1992-1-1.

C.2.4.3 U betonových nosných konstrukcí by z dlouhodobého hlediska (trvanlivost) nemělo maximální tlakové napětí překročit hodnotu $0,60 f_{ck}$ při charakteristické kombinaci zatížení. V případě, kdy při kvazi-stálé kombinaci zatížení překročí tlakové napětí v betonu hodnotu $0,45 f_{ck}$, musí se uvažovat s nelineárním dotvarováním (viz ČSN EN 1992-1-1).

C.2.4.4 V případě předpjatých betonových průřezů, ve kterých nevzniká trhlinka (pro charakteristickou kombinaci zatížení platí $\sigma_c \leq f_{ctm}$), se ve vyšetřovaném vlákně průřezu s maximálním tlakovým napětím stanoví jeho zatížitelnost Z_{LM71} z normálových napětí podle vztahu (C.19). Velikost působící předpínací síly se uvažuje po odečtení příslušných ztrát předpětí v posuzovaném čase. V případě vzniku trhlin je nutné stanovit zatížitelnost Z_{LM71} iteračním postupem na základě redukce průřezových charakteristik v důsledku rozvoje trhlin.

$$Z_{LM71} = \left(0,6f_{ck} + \sigma_{c,p} - \sum_{i=1}^{n-1} \sigma_{c,rs,i} \right) / \sigma_{c,LM71} \quad (C.19)$$

kde $\sigma_{c,p}$ je charakteristická hodnota normálového napětí v betonu od předpětí ve vyšetřovaném vlákně průřezu v posuzovaném čase,

$\sum_{i=1}^{n-1} \sigma_{c,rs,i}$ jsou charakteristické, kombinační nebo skupinové hodnoty normálového napětí v betonu ve vyšetřovaném vlákně průřezu od ostatních zatížení, které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravy,

$\sigma_{c,LM71}$ je charakteristická hodnota normálového napětí v betonu ve vyšetřovaném vlákně průřezu od svislého proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků.

POZNÁMKA: Tlaková napětí se dosazují do vzorce (C.19) se znaménkem (+).

C.2.4.5 Tahová napětí v betonářské výztuži jsou při charakteristické kombinaci zatížení omezena hodnotou $0,80f_{yk}$. Střední hodnota napětí v předpínací výztuži je omezena hodnotou $0,75f_{pk}$. Zatížitelnost Z_{LM71} se pak stanoví pro napětí ve výztuži iteračním postupem do dosažení příslušných mezních hodnot napětí ve výztuži.

Omezení přetvoření

C.2.4.6 Při ověřování mezního stavu omezení přetvoření nosné konstrukce se postupuje obecně podle 4.7 tohoto předpisu.

C.2.4.7 Při stanovení deformací se uvažují vlastnosti materiálů středními hodnotami a přihlíží se k účinkům smršťování a dotvarování betonu i ke vlivu trhlin. V případě převážně ohýbaných prvků zavádí ČSN EN 1992-1-1 v 7.4.3 model, který umožňuje predikci chování prvku ve stavu s trhlinami pro hledanou deformační veličinu α (pootočení, křivost, zjednodušeně i průhyb).

C.2.4.8 V případě, že se v nosné konstrukci nepřipouští vznik trhliny, je konstrukce v pružném stavu a zatížitelnost Z_{LM71} se stanoví z mezní hodnoty deformační veličiny postupem uvedeným v 4.7.17 a vztahu (4.6) tohoto předpisu. Pokud zatížení na konstrukci způsobí vznik trhlin, zatížitelnost Z_{LM71} je nutné stanovit iteračním postupem s přihlédnutím k tomuto jevu a uvažovat se skutečným rozdělením ohybové tuhosti po délce nosné konstrukce.

Omezení trhlin

C.2.4.9 Při posouzení mezního stavu omezení trhlin se postupuje podle 7.3 v ČSN EN 1992-1-1 a 7.3 v ČSN EN 1992-2. Tento mezní stav může být rozhodující v případě předpjatých betonových konstrukcí se soudržnou předpínací výztuží. U železobetonových mostů se požaduje ověření šířky trhlin, zatížitelnost se však z tohoto posouzení nestanovuje.

C.2.4.10 V závislosti na stupni vlivu prostředí, v kterém se mostní objekt nachází a typu předpjaté nosné betonové konstrukce v souladu s tabulkou C.5, se zatížitelnost Z_{LM71} určuje z mezních podmínek působení, a to pro stav dekomprese nebo šířky trhliny w_{max} . V souladu s tabulkou C.5 je požadován stav dekomprese jen pro nosné konstrukce se soudržnou předpínací výztuží.

C.2.4.11 Požadavek dekomprese obecně znamená, že veškerá předpínací výztuž v průřezu včetně kanálků musí zůstat při stanovené kombinaci zatížení zůstat v tlačené zóně alespoň na hloubku odpovídající hodnotě krytí požadovaného pro betonářskou výztuž v závislosti na požadované zbytkové životnosti konstrukce a stupni vlivu prostředí. Velikost působící předpínací síly se uvažuje po odečtení příslušných ztrát předpětí v posuzovaném čase se zohledněním zjištěného nebo předpokládaného postupu výstavby v souladu s C.2.1.5 a C.2.1.6. Zatížitelnost Z_{LM71} předpjaté konstrukce pro stav dekomprese je možné stanovit iteračním postupem splněním nerovnosti (C.20) ve tvaru

$$|\sigma_{c,p,dec}| - \sum_{i=1}^{n-1} \sigma_{c,rs,i} - \sigma_{c,LM71} > 0, \quad (C.20)$$

kde $\sigma_{c,p,dec}$ je charakteristická hodnota normálového napětí od předpětí ve vzdálenosti odpovídající požadovanému krytí výztuž (viz výše) od úrovně předpínací výztuže umístěné nejbližší k taženému okraji,

$\sum_{i=1}^{n-1} \sigma_{c,rs,i}$ jsou kombinační nebo skupinové hodnoty normálových napětí od ostatních zatížení (kromě předpětí), které působí současně se svislým proměnným zatížením železniční dopravou ve stejném vyšetřovaném vlákně průřezu jako $\sigma_{c,p,dec}$

$\sigma_{c,LM71}$ je charakteristická hodnota normálového napětí v betonu ve vyšetřovaném vlákně průřezu od svislého proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71 včetně dynamických účinků.

C.2.4.12 Pokud je šířka trhliny v předpjaté betonové konstrukci stanovena výpočtem pro nejnižší zatížitelnost Z_{LM71} určenou z mezních stavů únosnosti větší než její mezní hodnota w_{max} (viz tabulka C.7), je třeba určit zatížitelnost z maximální přípustné hodnoty šířky trhliny, a to iteračním postupem v závislosti na rozdělení tuhosti v nosné konstrukci podle úrovně namáhání průřezu pro danou kombinaci zatížení.

C.2.4.13 Pokud skutečně zjištěná šířka na konstrukci překračuje maximální přípustné hodnoty podle tabulky C.7, je nutno provést v první řadě teoretickou analýzu s porovnáním hodnot šířky trhlin s naměřenými hodnotami a ověřit tak riziko nevhodného vyztužení či poddimenzování. Pokud je výpočetně toto riziko eliminováno a konstrukce současně nevykazuje vážnější poruchy (koroze výztuže, koroze předpínací výztuže, zatékání trhlinami apod.), je možno (bez snížení zatížitelnosti) použít následující postup:

- Pružná vodotěsná injektáž trhlin,
- Nanesení vodotěsného, pružného a trvanlivého povlaku na taženou část nosné konstrukci v oblasti s nadměrnou šířkou trhlin. Není možno použít pouze „vodotěsný nátěr“, použité řešení musí odpovídat vhodnému systému vodotěsné izolace.

Případně je možno pouze provést pružnou vodotěsnou injektáž trhlin a povrch konstrukce pravidelně podrobně kontrolovat.

Tabulka C.7 - Doporučené hodnoty maximální přípustné šířky trhlin w_{max}

Informativní zbytková životnost konstrukce v letech	Stupeň vlivu prostředí	Železobetonové prvky a prvky předpjaté nesoudržnou výztuží			Prvky předpjaté soudržnou výztuží		
		Mimo kontaktní spáru	V kontaktní spáře		Mimo kontaktní spáru	V kontaktní spáře	
		Kombinace zatížení			Kombinace zatížení		
		Kvazi-stála	Charakteristická	Častá	Častá	Charakteristická	Častá
> 30	X0, XC1	0,3 mm ^{a)}	Dekomprese ^{c)}		0,2 mm	Dekomprese ^{c)}	
	XC2, XC3, XC4	0,3 mm			0,2 mm ^{b)}		
	XD1, XD2, XD3	0,2 mm			Dekomprese		
10 až 30	X0, XC1	0,3 mm ^{a)}		Dekomprese ^{c)}	0,3 mm		Dekomprese ^{c)}
	XC2, XC3, XC4				0,2 mm		
	XD1, XD2, XD3				0,2 mm ^{b)}		
< 10	X0, XC1	0,4 mm ^{a)}		0,2 mm ^{b)}	0,4 mm		0,2 mm ^{b)}
	XC2, XC3, XC4				0,3 mm		
	XD1, XD2, XD3				0,2 mm		

a) Pro stupně vlivu prostředí X0, XC1 nemá šířka trhliny vliv na trvanlivost a toto omezení je stanoveno pro zajištění přijatelného vzhledu.

b) Pro uvedené stupně prostředí se má navíc ověřit stav dekomprese při kvazi-stálé kombinaci zatížení.

c) Kritérium se využije pouze pro příčné dělené konstrukce (segmentové mosty). Kritérium zamezuje nepříznivému otevírání kontaktních spár konstrukce.

Příloha D (normativní)**Zděné mostní objekty****D.1 Vlastnosti materiálů****D.1.1 Mechanické vlastnosti kamenného a cihlového zdiva****D.1.1.1** Mechanické vlastnosti kameniva, cihel a vlastnosti použité malty se stanoví:

- a) na základě prohlídkou ověřené dokumentace mostního objektu s využitím norem a předpisů platných v době jeho návrhu,
- b) na základě diagnostického průzkumu a zkoušek materiálů provedených se souhlasem správce, případně odborného útvaru zadavatele.

D.1.1.2 Pokud není k dispozici dokumentace mostního objektu, příp. jsou pochybnosti o kvalitě materiálů, je třeba vlastnosti materiálů a zdiva stanovit na základě zkoušek. Charakteristické a návrhové hodnoty pevností kamenného a cihlového zdiva se stanoví na základě zkoušek vzorků zdiva podle zásad ČSN ISO 13822, ČSN 73 0038, ČSN EN 1996-1-1 v souladu s normami ČSN EN 1052-1, ČSN EN 1052-2, ČSN EN 1052-3, ČSN EN 1052-4 a ČSN EN 1052-5 nebo pomocí normalizované průměrné pevnosti v tlaku f_b zdicích prvků získaných zkouškami podle ČSN EN 772-1, a pevnosti malty v tlaku v ložných spárách f_m , dané pevnostní značkou malty stanovené podle ČSN EN 998-2.

D.1.1.3 Pokud je zděný mostní objekt zhotovený ze skalní horniny známého druhu, ale mechanické vlastnosti nejsou z dokumentace mostního objektu známé, je možné uvažovat minimální hodnoty mechanických vlastností skalních hornin podle tabulky D.1.

Tabulka D.1 – Orientační mechanické vlastnosti skalních hornin

Hornina	Pevnost v tlaku [MPa]	Pevnost v tahu [MPa]	Modul pružnosti [GPa]	Poissonova konstanta [-]
Vyvřelé horniny				
Granit	100	7	30	0,17
Diorit	100	7	30	0,10
Gabro	150	7	40	0,20
Ryolit	80	5	10	0,20
Andezit	100	5	10	0,20
Čedič	100	10	40	0,10
Usazené horniny				
Slepenec	30	3	10	0,10
Pískovce	20	4	15	0,14
Dolomit	20	6	30	0,15
Vápenec	30	6	20	0,30
Přeměněné horniny				
Rula	100	7	30	0,24
Fylit	50	6	10	0,26
Břidlice	50	7	20	0,20
Mramor	50	7	30	0,15
Křemence	150	5	50	0,17

D.1.2 Deformační vlastnosti kamenného a cihlového zdiva

D.1.2.1 Závislost mezi napětím a přetvořením zdiva v tlaku je možné uvažovat jako parabolicko-obdélníkovou nebo zjednodušeně jako obdélníkovou podle ustanovení ČSN EN 1996-1-1.

D.1.2.2 Pokud se postupuje podle D.1.1.1 a), je možné hodnotu krátkodobého sečnového modulu pružnosti zdiva E určit z výrazu

$$E = K_E \cdot f_k, \quad (D.1)$$

kde f_k je charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku (ČSN EN 1996-1-1),
 K_E je součinitel, který se doporučuje uvažovat hodnotou $K_E = 1000$ pro zdivo z cihlářských a vápenopískových zdicích prvků, betonových zdicích prvků s hutným kamenivem a zdicích prvků z přírodního kamene.

D.1.2.3 Hodnoty dlouhodobého modulu pružnosti zdiva $E_{\text{long term}}$ lze odvodit z krátkodobého sečnového modulu pružnosti zdiva E při zohlednění účinků dotvarování následovně

$$E_{\text{long term}} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}}, \quad (D.2)$$

kde ϕ_{∞} je konečná hodnota součinitele dotvarování zdiva, který se doporučuje uvažovat hodnotami:

- pro mosty mladší než 30 let:
 $\phi_{\infty} = 1,00$ pro zdící prvky z hutného betonu a umělého kamene,
 $\phi_{\infty} = 0,0$ pro zdící prvky z přírodního kamene,
- mosty starší než 30 let:
 $\phi_{\infty} = 0,0$ pro všechny typy zdicích prvků.

D.1.2.4 Pokud se postupuje podle D.1.1.1 b), určí se hodnota krátkodobého sečnového modulu pružnosti zdiva E zkouškami v souladu s ČSN EN 1052-1.

D.1.2.5 Modul pružnosti ve smyku G je možné uvažovat hodnotou rovnou 40 % hodnoty modulu pružnosti E .

D.1.3 Zdicí prvky

D.1.3.1 Při posouzení se rozlišují tyto druhy zdicích prvků:

- cihlářské (pálené) zdící prvky,
- betonové zdící prvky z hutného kameniva,
- zdící prvky z umělého kamene,
- zdící prvky z přírodního kamene.

D.1.3.2 Zařazení zdicích prvků je možné provést podle 3.1.1 v ČSN EN 1996-1-1. Zdicí prvky z přírodního nebo umělého kameniva patří do zdicích prvků skupiny 1 podle ČSN EN 1996-1-1.

D.1.3.3 Průměrná pevnost zdicích prvků v tlaku f_u se stanoví podle D.1.1.1 a) nebo zkouškami podle ČSN EN 772-1, případně ČSN EN 1926. Je možné postupovat i podle ČSN 72 2605-78.

D.1.3.4 V případě postupu podle D.1.1.1 b) je možné použít skutečnou pevnost materiálu nebo případně zatřídit zdící prvky podle průměrné pevnosti zdícího prvku v tlaku f_u do tříd:

- pro plnou pálenou cihlu: P6, P7, P8, P10, P15, P20, P25,
- pro ostatní cihlářské prvky: P2, P2,5, P4, P5, P6, P7, P8, P10, P15, P20, P25, P30, P35,
- pro skalní horniny se uvažuje skutečná průměrná pevnost ověřená zkouškami.

D.1.3.5 Při posuzování zdicích prvků se vychází z jejich normalizované průměrné pevnosti v tlaku f_b zdícího prvku ve směru působícího zatížení. Normalizovaná pevnost zdicích prvků v tlaku se stanoví ze vztahu

$$f_b = \eta \cdot \delta \cdot f_u \quad (D.3)$$

kde δ je součinitel vyjadřující vliv výšky a šířky zdícího prvku podle přílohy A v ČSN EN 772-1,

η je součinitel vyjadřující vliv vlhkosti zdiva podle přílohy A v ČSN EN 772-1,

f_u je průměrná pevnost zdícího prvku v tlaku stanovená zkouškami.

D.1.4 Pevnost malty

D.1.4.1 Pevnost malty v tlaku f_m se stanoví podle D.1.1.1 a) nebo se zjistí zkouškami podle ČSN EN 1015-11.

D.1.4.2 Lze předpokládat, že u stávajících zděných mostních objektů nebude známé složení malty. V tom případě se malta považuje za obyčejnou maltu se složením určeným podle návrhové pevnosti v tlaku v MPa. Jestliže je z dokumentace mostního objektu nebo provedeného diagnostického průzkumu známé složení malty, lze tento poznatek zohlednit v hodnotě dílčího součinitele materiálu γ_M (viz D.1.8.1). Orientační hodnoty pevnosti malty lze stanovit dle pomůcky pro používání programu LimitState Ring.

D.1.5 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku

D.1.5.1 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku f_k se stanoví z výsledků pevnostních zkoušek zdiva podle ČSN EN 1052-1 nebo vyhodnocením údajů o zkouškách, které je založeno na závislosti charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku f_k , normalizované průměrné pevnosti v tlaku zdíciho prvku f_b a pevnosti malty v tlaku f_m . Výsledky zkoušek charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku se doporučuje uvádět ve tvaru

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta, \quad (D.4)$$

kde f_b je normalizovaná průměrná pevnost v tlaku zdícih prvků podle článku 3.1.2 v ČSN EN 1996-1-1 ve směru působícího zatížení v souladu s D.1.3 této přílohy,

f_m je pevnost malty v tlaku stanovená podle D.1.4 této přílohy, omezená těmito hodnotami (viz také IRS 70778-3):

$$f_{m,\min} = 0,1 \text{ MPa}$$

$$f_{m,\max} = \min(2f_b; 20 \text{ MPa})$$

K je konstanta podle tab. 3.3 v 3.6.1.2 v ČSN EN 1996-1-1; pro hodnocení zděných klenbových mostů lze využít hodnoty K podle následující tabulky (viz IRS 70778-3 nebo Pomůcka pro používání programu LimitState RING),

Tabulka D.2 – Konstanta K pro stanovení pevnosti zdiva – orientační hodnoty v závislosti na druhu zdiva a malty

Druh zdiva	LM ($f_m < 2 \text{ MPa}$)	LCM ($f_m = 2 \div 8 \text{ MPa}$)	CM ($f_m > 8 \text{ MPa}$)
Čisté kopáky Kvádrové zdivo	0,50	0,60	0,70
Cihelné zdivo Hrubé kopáky	0,35	0,45	0,55
Lomové zdivo	0,25	0,30	0,35

Poznámky:

LM - vápenná malta, LCM - vápenno-cementová malta, CM - cementová malta

Tabulka platí pro zdící prvky skupiny 1 podle ČSN EN 1996-1-1

α je exponent závislý na tloušťce ložných spár a druhu malty, který se doporučuje v souladu s ČSN 73 0038 a IRS 70778-3 uvažovat pro nevyztužené zdivo hodnotou $\alpha = 0,70$ pro zdivo s obyčejnou nebo lehkou maltou, resp. hodnotou $\alpha = 0,85$ pro zdivo s maltou pro tenké spáry,

β je exponent závislý na druhu malty, který se doporučuje v souladu s ČSN 73 0038 a IRS 70778-3 uvažovat hodnotou $\beta = 0,30$ pro obyčejnou a lehkou maltu, resp. hodnotou $\beta = 0$ pro lehké malty a malty pro tenké spáry.

POZNÁMKA: Tento vzorec je odvozen pro pravidelné zdivo se spárami běžné šířky, které významně neovlivňují výslednou pevnost zdiva (obvykle v rozmezí 5÷20 mm s ohledem na velikost zdícih prvků). Pro nepravidelné zdivo a zdivo se širokými spárami se doporučuje použít alternativní metody (viz např. D.1.5.9).

- D.1.5.2** Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku f_k s obyčejnou a lehkou maltou, které splňují požadavky z 3.2.1 v ČSN EN 1996-1-1 za předpokladu, že všechny spáry zhotovené podle 8.1.5 v ČSN EN 1996-1-1 můžeme považovat za vyplněné, se stanoví ze vztahu

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (D.5)$$

- D.1.5.3** Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tlaku f_k s nevyplněnými svislými spárami se stanoví podle 3.6.1.2(5) v ČSN EN 1996-1-1.
- D.1.5.4** V případě zdiva s obyčejnou maltou a maltovou spárou rovnoběžnou s lícovou plochou stěny je třeba zohlednit 3.6.1.2(6) v ČSN EN 1996-1-1.
- D.1.5.5** Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku f_k u zdiva s maltou pro tenké spáry se stanoví podle 3.6.1.2(2) v ČSN EN 1996-1-1.
- D.1.5.6** Pokud jsou účinky zatížení rovnoběžné s ložnými spárami, charakteristickou hodnotu pevnosti zdiva v tlaku lze určit podle 3.6.1.2(2) při zohlednění 3.6.1.2(3) v ČSN EN 1996-1-1.
- D.1.5.7** Charakteristická hodnota pevnosti v tlaku zdiva s obvodovými pruhy malty v ložných spárách se stanoví podle 3.6.1.3 v ČSN EN 1996-1-1.
- D.1.5.8** Pokud nejsou k dispozici údaje o zkouškách, potom se závislost charakteristické pevnosti zdiva v tlaku f_k stanoví podle 3.6.1.2 (2) v ČSN EN 1996-1-1.
- D.1.5.9** Pokud neplatí předpoklady pro použití vztahů (D.4) a (D.5) (viz Poznámku v D.1.5.1) lze pro specifické případy použít pro získání charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tlaku f_k následující alternativní vzorec:

$$f_k = 0,5 \cdot f_m + \frac{a \cdot f_{ik} - f_m}{2 + \frac{b \cdot h_F \cdot f_{ik}}{2 \cdot h_S \cdot f_{stk}}} \quad (D.6)$$

- kde f_m je charakteristická pevnost v tlaku malty,
 f_{ik} je charakteristická pevnost v tlaku kamene (cihel),
 f_{stk} je charakteristická pevnost v tahu kamene (cihel), pokud není známa, lze použít hodnotu 0,025 f_{ik} ,
 h_F je tloušťka maltového spoje (spáry),
 h_S je tloušťka kamene nebo cihly,
 a, b jsou součinitele typu zdiva – viz tabulka D.3.

Tabulka D.3 – Hodnoty součinitelů normalizované pevnosti zdiva podle typů zdiva

Materiál konstrukce	a	b
Cihelné zdivo	0,6	0,6
Přírodní kámen – čtyřhranné zdivo s výškou kamene > 300 mm	1,0	2,2
Přírodní kámen v řádcích o výšce kamene 200 - 300 mm	0,8	1,0
Nepravidelné zdivo (neopracovaný kámen, vysoký podíl malty)	0,1	0,4

POZNÁMKA: Uvedený alternativní postup vychází z předpisu UIC 778-3R (2011).

D.1.6 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vk}

- D.1.6.1** Charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vk} se stanoví pevnostními zkouškami podle ČSN EN nebo vyhodnocením údajů o zkouškách, které je založeno na současně působícím normálovém napětí a na charakteristické počáteční pevnosti zdiva ve smyku bez zatížení tlakem f_{vk0} , která se stanoví podle ČSN EN 1052-3 a ČSN EN 1052-4 nebo podle 3.6.2 v ČSN EN 1996-1-1 pro zdivo s obyčejnou maltou. Charakteristická počáteční pevnost ve smyku f_{vk0} . Omezení maximálních hodnot f_{vk} se uvažuje podle ČSN EN 1996-1-1, přičemž se doporučuje hodnotu f_{vit} omezit podle IRS 70778-3 – viz tabulku D.3.

- D.1.6.2** Hodnota f_{vk0} se stanoví buď na základě zkoušek podle ČSN EN 1052-3 a ČSN EN 1052-4 nebo podle 3.6.2 (6) v ČSN EN 1996-1-1 pro zdivo s obyčejnou maltou bez přísad. Charakteristická počáteční pevnost ve smyku f_{vk0} při napětí v tlaku rovném nule se potom určí podle tab. 3.4 v ČSN EN 1996-1-1, kterou se pro zděné mosty z kamenných zdících prvků nebo cihel doporučuje upravit podle ustanovení IRS 70778-3 – viz tabulku D.3.

Tabulka D.4 – Doporučené hodnoty počáteční pevnosti zdiva ve smyku f_{vk0} a maximální smykové pevnosti f_{vit} pro zděné mosty

Charakteristická pevnost malty	f_{vk0} [MPa]	f_{vit} [MPa]
$f_m \leq 2.0$ MPa	0,10	1,20
$f_m > 2.0$ MPa	0,20	1,50

- D.1.6.3** Pokud nejsou k dispozici údaje o zkouškách, nebo zkoušky nebyly provedeny, je možné charakteristickou počáteční pevnost zdiva ve smyku bez zatížení tlakem uvažovat hodnotou $f_{vk0} = 0,10$ MPa.
- D.1.6.4** Pokud se mohou spáry provedené podle 8.1.5 v ČSN EN 1996-1-1 považovat za plně vyplněné a nejsou k dispozici údaje o zkouškách, může se charakteristická hodnota pevnosti zdiva ve smyku f_{vk} s obyčejnou maltou podle 3.2.1 v ČSN EN 1996-1-1 stanovit podle 3.6(3) v ČSN EN 1996-1-1.
- D.1.6.5** Pokud nejsou svislé spáry vyplněny, avšak boční plochy zdících prvků v těchto spárách těsně přiléhají a nejsou k dispozici údaje o zkouškách, potom je možné charakteristickou hodnotu pevnosti zdiva ve smyku f_{vk} s obyčejnou maltou podle 3.2.1 v ČSN EN 1996-1-1 stanovit podle 3.6.2(4) v ČSN EN 1996-1-1.

D.1.7 Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu f_{xk}

- D.1.7.1** Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu f_{xk} se určí pevnostními zkouškami podle ČSN EN 1052-2 a ČSN EN 1052-5 nebo vyhodnocením údajů o zkouškách založených na závislosti charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu na vhodných kombinacích zdících prvků a malty.
- D.1.7.2** Charakteristická hodnota pevnosti zdiva v tahu za ohybu se určí zkouškami těles, které se porušují v rovině rovnoběžné s ložnými spárami (pevnost f_{xk1}) a zkouškami těles, které se porušují v rovině kolmé k ložným spárám (pevnost f_{xk2}).
- D.1.7.3** Pokud nejsou k dispozici údaje o zkouškách nebo zkoušky nebyly provedeny a postupuje se podle D.1.1.1 a), stanoví se charakteristické hodnoty pevnosti zdiva v tahu za ohybu při porušení zdiva rovině rovnoběžné s ložnými spárami f_{xk1} a v tahu za ohybu při porušení zdiva v rovině kolmé k ložným spárám f_{xk2} , t.j. v provázané (zalomené) spáře pro pevnosti malty f_m podle 3.6.3(3) v ČSN EN 1996-1-1.
- D.1.7.4** Pokud byla použita neobvyklá vazba zdiva nebo neobvyklá skladba zdících prvků nebo kombinace různých zdících prvků, je nutné charakteristickou hodnotu pevnosti zdiva stanovit zkouškami podle D.1.1.1b).

D.1.8 Návrhové hodnoty pevnosti zdiva

- D.1.8.1** Návrhové hodnoty vlastností materiálů se stanoví podle 2.4.1 v ČSN EN 1996-1-1 tak, že se charakteristické hodnoty vlastností materiálu dělí dílčím součinitelem spolehlivosti materiálu γ_M . Návrhové hodnoty pevností zdiva se stanoví následovně

$$\text{- v tlaku} \quad f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}, \quad (D.7)$$

$$\text{- v smyku} \quad f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}, \quad (D.8)$$

$$\text{- v tahu za ohybu} \quad f_{xd} = \frac{f_{xk}}{\gamma_M}, \quad (D.9)$$

kde γ_M je příslušná hodnota dílčího součinitele materiálu podle 2.4.3 v ČSN EN 1996-1-1, která platí pro zděné mostní objekty mladší než 30 let; pro stávající zděné mostní objekty starší než 30 let se uvažují hodnoty podle D.1.8.2,
 f_k, f_{vk}, f_{xk} jsou charakteristické hodnoty pevností zdiva v tlaku, ve smyku a v tahu za ohybu.

D.1.8.2 Pokud se postupuje podle D.1.1.1 a), stanoví se základní dílčí součinitel materiálu (zdiva) γ_M se pro stávající zděné mostní objekty uvažuje hodnotou:

- $\gamma_M = 1,80$ pro neporušené zdivo bez trhlin stávajících zděných mostních objektů z malty navrhnutého složení (návrhové pevnosti v MPa),
- $\gamma_M = 2,00$ pro neporušené zdivo bez trhlin stávajících zděných mostních objektů z malty předepsaného složení (předepsaný poměr objemových dílů cement : vápno : písek).

Vliv poruch zdiva se zohlední úpravou dílčího součinitele materiálu podle zásad ČSN 73 0038 (vliv pravidelnosti vazby, trhlin a zvýšené vlhkosti zdiva).

D.1.8.3 Pokud se postupuje podle D.1.1.1 b), stanoví se návrhové hodnoty vlastností materiálů (zdiva) γ_M pro stávající zděné mostní objekty podle ČSN 73 0038.

D.2 Přepočet stávajících zděných mostních objektů

D.2.1 Globální analýza

D.2.1.1 Pro globální analýzu stávajících zděných mostních objektů se doporučuje přednostně používat prostorové výpočtové modely umožňující přesnější vystižení jejich skutečného působení při interakci se zeminou a současně i zohlednění případné redistribuce vnitřních sil v důsledku imperfekcí a poruch prvků a částí mostních objektů. Použití zjednodušených rovinných výpočtových modelů lze uvažovat zejména v souvislosti s kontrolními a ověřovacími výpočty nebo pro posouzení některých specifických případů, které nelze vystihnout pomocí primárních prostorových modelů. Pokud se zděný mostní objekt modeluje pomocí jednodušších submodelů, má se jeho prostorové působení vždy zohlednit jiným způsobem.

D.2.1.2 Při globální analýze stávajícího zděného mostního objektu se požaduje zohlednit vliv podstatných imperfekcí a poruch. Tvar a velikost imperfekcí, které mohou evidentně ovlivnit zatížitelnost, se má získat přímým zaměřením na mostním objektu. Hlavními představiteli těchto imperfekcí jsou zejména:

- výrazné globální nebo lokální deformace nosných prvků nebo jejich částí (například od nárazů dopravních prostředků),
- chybějící prvky nebo části prvků (např. zdící prvky, malta, apod.),
- historické stavební zásahy do konstrukce (plomby, přezdění, doplněné prvky apod.),
- trhliny,
- výskyt prvků a zařízení, která mohou ovlivnit polohu zatížení na mostním objektu nebo jeho statické působení (výhybky, kolejové styky, odvodnění, šachty apod.).

Při výskytu trhlin na mostním objektu se před zavedením předpokladů do globální analýzy doporučuje provedení diagnostického průzkumu trhlin se zaměřením na jejich polohu, množství, tvar, délky a šířky a vývoj v čase a použité zásahy do konstrukce. Na základě získaných informací je potřebné rozhodnout, zda mají nebo nemají vliv na statické působení mostního objektu a homogenitu zdiva.

D.2.1.3 V přepočtu stávajícího zděného mostního objektu se požaduje vždy uvést, které zjištěné poruchy a imperfekce jsou ve výpočtovém modelu stávajícího mostního objektu při jeho globální analýze zohledněny a které se odstraní údržbou nebo opravami a nemají tak na zatížitelnost vliv. V odůvodněných případech je třeba zohlednit postup podle 4.1.5 tohoto předpisu.

D.2.1.4 Účinky teplotních změn a dotvarování zdiva lze podle ČSN P 73 6213 zanedbat u zděných mostních objektů se světlostí do 12,0 m a vzepětím větším než jedna čtvrtina světlosti mostního objektu, u stávajících zděných mostů starších než 30 let lze tyto účinky zanedbat rovněž u přesypávaných mostů se světlostí do 20 m, pokud je přesypávka ve vrcholu min. 1,0 m.

- D.2.1.5** Dynamické účinky zatížení železniční dopravou se u zděných mostních objektů zohledňují podle 4.3.14 tohoto předpisu a u přesypaných konstrukcí podle 6.4.5.4 ČSN EN 1991-2 a ČSN P 73 6213.
- D.2.1.6** Spodní stavby zděných mostních objektů se ověřují na účinky zatížení železniční dopravou bez dynamických vlivů.

Globální analýza zděných kleneb

- D.2.1.7** Globální analýza stávající zděné klenby se má provést pomocí:

- trojrozměrné (3D) analýzy metodou konečných prvků,
- dvojrozměrné (2D) analýzy metodou konečných prvků.

V odůvodněných případech lze použít i zjednodušené metody uvedené v UIC 778-3. Při globální analýze kleneb se doporučuje zohlednit nelineární materiálové chování zdiva vyplývající z redukce tuhosti průřezu vlivem rozevírání trhlin. To je nutno uvážit tehdy, pokud je voleno jiné posouzení než pružné s podmínkou zachování výslednice zatížení v jádře průřezu.

POZNÁMKA: Určení zatížitelnosti se doporučuje provádět vhodnými nelineárními metodami vystihujícími skutečné chování konstrukce (rozevírání spár, změnu tvaru střednice apod. - viz např. UIC 778-3). Výpočet zatížitelnosti pružným výpočtem s podmínkou zachování výslednice v jádru průřezu vede na konzervativní výsledky.

- D.2.1.8** Náhradní délka zděné klenby L_{Φ} pro výpočet dynamického součinitele se uvažuje hodnotou rovnou dvojnásobku světlosti klenby mostního objektu.
- D.2.1.9** Globální analýza s použitím teorie 2. řádu se pro stávající zděné klenby vyžaduje jen v odůvodněných případech (stabilitní analýza, zohlednění relevantních imperfekcí apod.).
- D.2.1.10** Nepočítá-li se přesněji (viz D.2.1.1), lze interakci zděné přesypané klenby s materiálem zásypu zanedbat a zásyp nahradit statickým zatížením odpovídajícím silovému účinku zásypu na klenbu (vodorovné a svislé síly).
- D.2.1.11** Při zjednodušené globální analýze je možné vyšetřovat pás zděné klenby jednotkové šířky jako rovinnou konstrukci. Účinná šířka klenby B_{eff} pro svislé proměnné zatížení železniční dopravou reprezentované modelem zatížení 71 se odvozuje z roznášecí šířky proměnného zatížení železniční dopravou B s přihlédnutím k provedení zdiva, vyplněn spár a k vlivu případných podélných trhlin, a to hlavně v patách čelních zídek. Účinná šířka se uvažuje vždy souměrná k ose působícího svislého zatížení (princip zachování polohy výslednice působícího zatížení), obvykle k ose koleje.

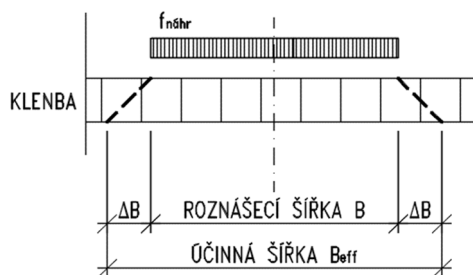
Účinná šířka klenby B_{eff} se stanoví ze vztahu:

$$B_{eff} = B + 2 \cdot \Delta B,$$

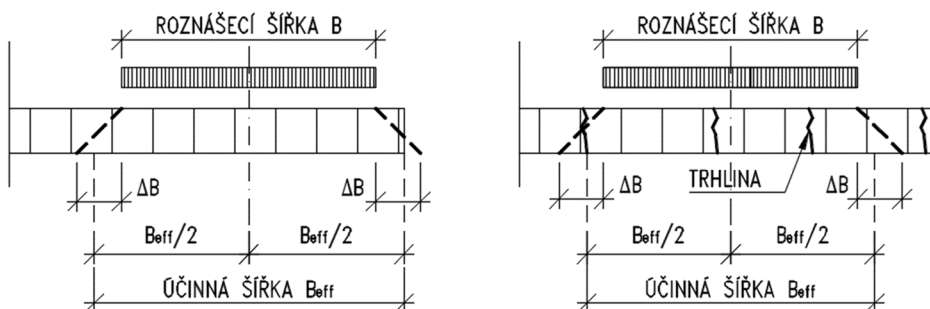
kde B je roznášecí šířka proměnného zatížení železniční dopravou,
 ΔB je spolupůsobící část klenby v závislosti na provedení a stavu zdiva (viz tabulka D.5).

Tabulka D.5 – Spolupůsobící část klenby ΔB – základní případy

Provedení zdiva a vyplnění spár	ΔB
Plně provázané kvádrové nebo cihelné zdivo s vyplněnými spárami	Tloušťka klenby
Částečně provázané kvádrové nebo cihelné zdivo s vyplněnými spárami	Polovina tloušťky klenby
Provázané lomové nebo kopákové zdivo s vyplněnými spárami	0
Neprovázané zdivo, zdivo s vydrolenými spárami	0



Obrázek D. 1 – Schéma stanovení účinné šířky B_{eff}



Obrázek D. 2 – Schéma stanovení účinné šířky B_{eff} s vlivem okraje klenby (vlevo) a vlivem trhlin (vpravo)

Účinná šířka B_{eff} se upraví vzhledem k výskytu podélných a šikmých trhlin v klenbě zpravidla tak, že se ze spolupůsobení vyloučí části klenby mimo roznášecí šířku B za trhlinou (viz obrázek D.2 vpravo). Pokud je kolej na okraji klenby, zohlední se i poloha okraje klenby na účinnou šířku (viz obrázek D.2 vlevo).

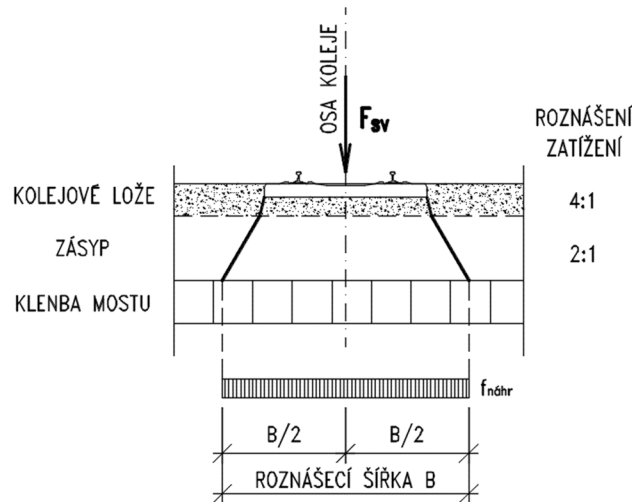
Maximální hodnota účinné šířky B_{eff} se zpravidla uvažuje takto:

- u vícekolejných mostů je rovna maximálně osové vzdálenosti kolejí,
- u krajní koleje na mostě je rovna maximálně dvojnásobné vzdálenosti osy koleje od líce klenby.

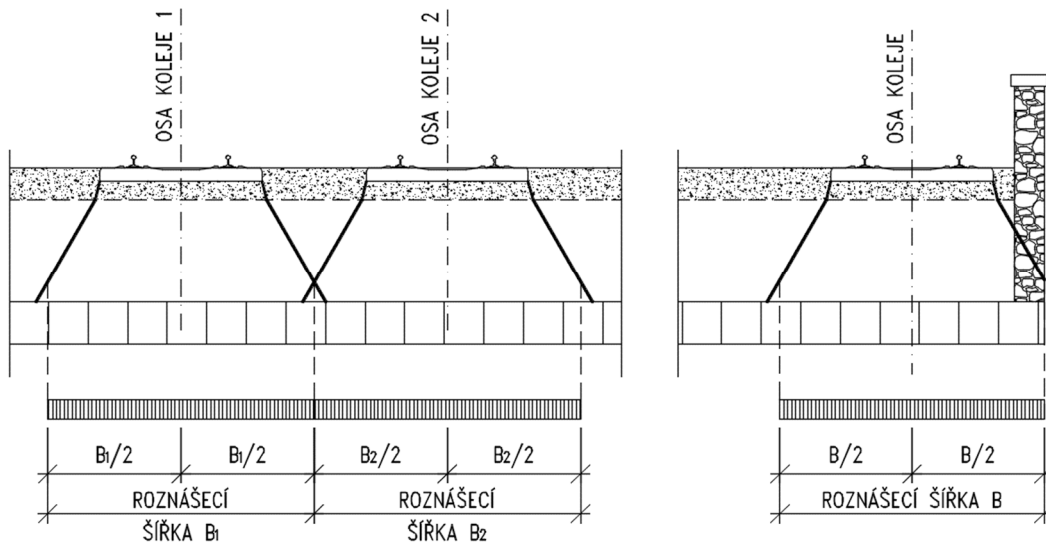
D.2.1.12 V rozsahu roznášecí šířky B se proměnné zatížení železniční dopravou uvažuje jako rovnoměrné. Roznášecí šířka B se stanoví z rozměrů konstrukce a uspořádání koleje/kolejí na mostním objektu (včetně vlivu případných roznášecích desek či dalších opatření). Roznos v kolejovém loži (viz obrázek D.3) se doporučuje uvažovat v sklonu 4:1, roznos v zásypu klenby potom ve sklonu 2:1.

Pro svislé proměnné zatížení železniční dopravou se roznášecí šířka klenby omezí takto (viz obrázek D.2):

- pokud přesahuje roznášecí šířka krajní koleje líc klenby, tak se uvažuje maximálně k tomuto líci,
- pokud se překrývají roznášecí šířky jednotlivých kolejí u vícekolejných mostů, tak se uvažují v prostoru mezi kolejemi do poloviny jejich osové vzdálenosti.



Obrázek D. 3 – Stanovení roznášecí šířky B proměnného zatížení železniční dopravou (bez vlivu polohy zatížení)



Obrázek D. 4 – Typické příklady stanovení roznášecí šířky - vícekolejné mosty (vlevo) a krajní kolej blízko čelní zdi (vpravo)

D.2.1.13 Pokud na konstrukci působí vodorovné síly od zatížení železniční dopravou (boční ráz se obvykle pro stanovení zatížitelnosti klenbových mostů neuvažuje), uváží se tyto síly zpravidla úpravou polohy výslednice svislého zatížení v příčném směru mostu, resp. úpravou roznášecí šířky B. Posun výslednice svislého zatížení e stanoví z poměru momentu od příčného vodorovného zatížení a současně působícího svislého zatížení. Pro zatížení odstředivými silami:

$$e = \frac{F_{\text{vod}} \cdot (1,8 + h_{\text{př}})}{F_{\text{sv}}} = \frac{F_{\text{sv}} \cdot V^2 \cdot (1,8 + h_{\text{př}})}{F_{\text{sv}} \cdot 128 \cdot R} = \frac{V^2 \cdot (1,8 + h_{\text{př}})}{128 \cdot R} \quad (\text{D.10})$$

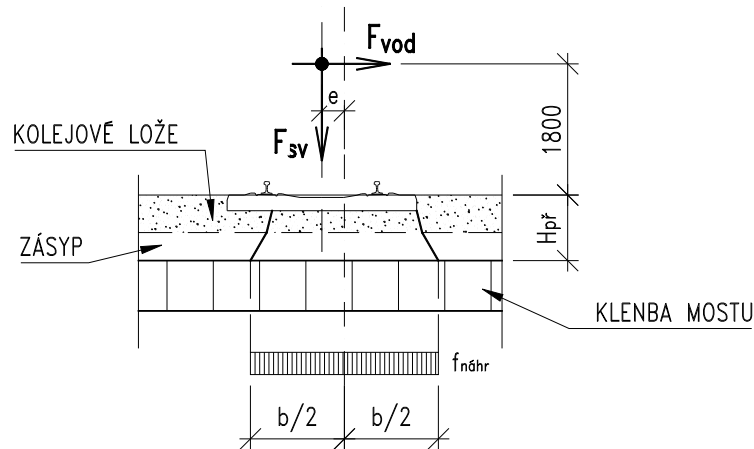
kde F_{vod} je vodorovné zatížení působící na mostě (např. od modelu LM71)

$$F_{\text{vod}} = \frac{F_{\text{sv}} \cdot V^2}{128 \cdot R},$$

F_{sv} je svislé zatížení působící na mostě (např. model LM71),

V je návrhová rychlost,

R je poloměr směrového oblouku koleje na mostě,
 $1,8 \text{ m}$ je výška působení vodorovného zatížení (nad horní plochou prazce),
 $h_{př}$ je výška přesypávky mostu (viz obrázek D.5).



Obrázek D. 5 - Schéma úpravy roznášecí šířky B při zahrnutí vodorovných sil do analýzy zděné klenby

D.2.1.14 Pokud má zděná klenba po šířce mostu proměnnou tloušťku, může se při použití rovinného modelu uvažovat s její průměrnou hodnotou. Změny v tloušťce v podélném směru se mají při stanovení zatížitelnosti uvážit.

D.2.1.15 Nepostupuje-li se přesněji, je možné při přepočtu a určení zatížitelnosti stávající zděné klenby se světlostí do 6,0 m a určení její zatížitelnosti uvažovat pouze dvě zatěžovací polohy:

- proměnné zatížení železniční dopravou po celé délce klenby,
- proměnné zatížení železniční dopravou pouze na polovině délky klenby (od vrcholu k patě klenby).

D.2.1.16 Při analýze a určování zatížitelnosti zděných klenb s výraznými poruchami lze připustit změnu statického schématu postupným vytvářením plastických kloubů, dokud se nedosáhne tvarové neurčitosti. Tento postup vede na nelineární výpočet.

Spolupůsobení čelních zdí a nadezdívky se obvykle zanedbává. Jeho případný příznivý vliv může být zohledněn pouze tehdy, pokud se jejich spolupůsobení s klenbou spolehlivě prokáže nebo se během opravy zajistí.

D.2.2 Mezní stavy únosnosti

D.2.2.1 Posouzení stávajících zděných mostních objektů se provádí metodou dílčích součinitelů podle ČSN EN 1990, ČSN EN 1996-1-1 a ČSN P 73 6213.

D.2.2.2 Ověření spolehlivosti stávajících zděných mostních objektů a určení jejich zatížitelností musí respektovat kritéria příslušných mezních stavů únosnosti podle 2.4.3 a kapitoly 6 v ČSN EN 1996-1-1, kap. 8 v ČSN P 73 6213 a podle 4.2.2 tohoto předpisu. Mezní stavy únosnosti stávajících zděných mostních objektů zahrnují:

- porušení průřezu nebo prvku zděného mostního objektu překročením návrhové pevnosti materiálu (porušení ohybovým momentem a/nebo normálovou silou, porušení smykem, porušení místně zatížených oblastí),
- ztrátu stability tvaru prvku mostního objektu nebo jeho části,
- ztrátu stability polohy.

D.2.2.3 Zděné klenby se nemusí posuzovat na:

- únavové porušení při opakovaném namáhání,
- porušení místním namáháním,
- ztrátu stability polohy s výjimkou čelních zdí a křídel.

Čelní zdi a křídla klenb se posuzují na ztrátu stability polohy posunutím a překlopením. Zemní tlak zasypávky na rub zdí a křídel se považuje za zvýšený aktivní podle ČSN EN

1997-1 a ČSN 73 0037, případně lze uvážit zemní tlak od stálého zatížení jako tlak v klidu a k tomu připočítat případný účinek zatížení dopravou stanovený na základě aktivního zemního tlaku.

- D.2.2.4** Únosnost rozhodujících průřezů zděných mostních objektů se stanoví podle zásad kapitoly 6 v ČSN EN 1996-1-1.
- D.2.2.5** Zdivo zatížené převážně normálovými silami se vyšetřuje za vyloučení tahu ve zdivu a za předpokladu rovnoměrně rozděleného napětí v tlačené oblasti. Plocha tlačené oblasti nemá být u obdélníkových průřezů menší než 20 % celkové plochy průřezu (viz ČSN P 73 6213). V opačném případě se požaduje přesnější postup s využitím materiálově nelineární analýzy (MNA).
- D.2.2.6** Posouzení průřezu zděné klenby a určení její zatížitelnosti se provádí za vyloučeného tahu.
- D.2.2.7** Zatížitelnost Z_{LM71} zděné klenby z mezních stavů únosnosti je třeba určit pomocí iteračního postupu s využitím zásad v 4.7 tohoto předpisu.
- D.2.2.8** Zjednodušené výpočtové metody pro zděné mostní objekty podle zásad ČSN EN 1996-3 Navrhování zděných konstrukcí - Část 3: Zjednodušené metody výpočtu nevyztužených zděných konstrukcí se nedoporučuje používat.

D.2.3 Mezní stavy použitelnosti

- D.2.3.1** Zděné mostní objekty se posuzují na mezní stav použitelnosti podle 2.4.4 a kapitoly 7 v ČSN EN 1996-1-1, kap. 9 v ČSN P 73 6213 a podle 4.2.2 tohoto předpisu. Mezní stavy použitelnosti zděných mostních objektů zahrnují:
- omezení napětí v tahu (dekomprese) u vícevrstvých kleneb,
 - omezení přetvoření,
 - omezení trhlin.
- D.2.3.2** V mezním stavu omezení napětí nemá tlakové napětí v charakteristické kombinaci zatížení překročit hodnotu $0,45 f_k$ a současně má být otevření spáry menší než polovina tloušťky posuzovaného průřezu (viz ČSN P 73 6213). Pokud tak není splněno, je třeba určit zatížitelnost Z_{LM71} iteračním postupem z podmínky omezení napětí i otevření spáry postupem podle 4.7 tohoto předpisu.
- D.2.3.3** Průřez se má v mezním stavu použitelnosti vyšetřovat za vyloučeného tahu a za předpokladu lineárně rozděleného napětí v tlačené části průřezu.
- D.2.3.4** Zděné mostní objekty musí být dostatečně tuhé, aby jejich přetvoření nepřekročilo dané provozní požadavky. Průhyb zděných mostních objektů se stanovuje samostatně pro zatížení stále a pro svislé proměnné zatížení železniční dopravou reprezentované modelem zatížení 71 se součinitelem $\alpha = 1,00$ včetně dynamických účinků.
- D.2.3.5** U zděných mostních objektů nemá svislá složka průhybu od charakteristické hodnoty proměnného zatížení železniční dopravou reprezentovaného modelem zatížení 71 se součinitelem $\alpha = 1,00$ včetně dynamických účinků překročit hodnoty mezních průhybů uvedené v tabulce D.2. Pokud je v tabulce D.2 rozpětí L konstrukce menší než 20 m, stačí vyšetřit průhyb jen ve středu rozpětí mostního objektu. V ostatních případech se musí průhyb stanovit i ve čtvrtině rozpětí. Zatížitelnost Z_{LM71} stávajícího zděného mostního objektu z mezní hodnoty průhybu se určí postupem podle vztahu (4.6) v 4.7 tohoto předpisu.

Tabulka D.6 - Mezní hodnoty průhybu zděných mostních konstrukcí

Druh mostu	Poloha vyšetřovaného průřezu	
	polovina rozpětí	čtvrtina rozpětí
Jednokolejné železniční mosty	L/500	L/1000
POZNÁMKA: U dvoukolejných železničních mostních objektů se uvedené mezní hodnoty průhybů určených při zatížení obou kolejí zvětšují o 20%.		

Pro stávající zděné mosty není nutno průhyb podle bodu D.2.3.5 posuzovat, pokud jsou splněny následující podmínky:

- rozpětí mostu je do 10 m a vzepětí více než 1/4 světlosti;

- stávající klenba je bez příčných trhlin signalizujících nadměrné deformace během dosavadního užívání.

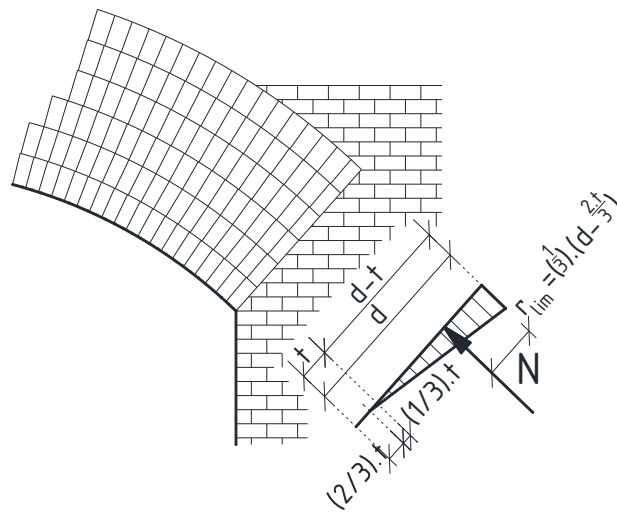
D.2.3.6 Zatížitelnost Z_{LM71} zděné klenby z mezních stavů použitelnosti se stanoví s využitím zásad v 4.7 tohoto předpisu.

D.2.3.7 Pro klenby z více vrstev zdiva má být maximální výška tažené oblasti průřezu při charakteristické kombinaci zatížení menší než $2/3$ tloušťky lícové vrstvy zdiva (viz obrázek D.6 - jedná se o požadavek dekomprese - omezení tahového napětí). Tato podmínka je splněná, pokud vzdálenost působíště tlakové síly od horního okraje klenby r je větší než mezní vzdálenost r_{\min} podle vztahu

$$r > r_{\min} = \frac{1}{3} \cdot (d - 2t / 3), \quad (\text{D.11})$$

kde t je tloušťka lícové vrstvy zdiva (viz obrázek D.1),
 d je celková tloušťka klenby.

Zatížitelnost Z_{LM71} lze stanovit iteračním postupem z podmínky $r = r_{\min}$ postupem podle 4.7 tohoto předpisu.



Obrázek D.6 – Rozměry klenby pro posouzení

D.2.3.8 Pokud odborný útvar zadavatele nestanoví jinak, požaduje se z hlediska mezních stavů použitelnosti zděné klenby jen ověření mezního stavu omezení přetvoření (průhybů). Mezní hodnoty průhybů zděných klenb se uvažují podle tabulky D.6.

Příloha E (normativní)**Přehled zatížitelnosti částí mostu****A. Identifikace mostu**TÚ (číslo, název): DÚ: km:

--	--	--	--	--	--

B. Identifikace části mostuČást mostu: nosná konstrukce / opěra / pilíř, poř. číslo, pod kolejí č.
(ve směru staničení)**C. Doplnující údaje části mostu**

Kategorie zatížitelnosti:..... Výpočtový model:

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku [m] [m] [m]
převýšení koleje [mm] [mm] [mm]
excentricita osy koleje [m] [m] [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = \dots\dots\dots^5)$, zbytková životnost:letPopis použitých úlev ⁶⁾:

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

.....
.....

Datum zjištění technického stavu zpracovatelem přepočtu / /

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

.....

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}^{1)}$	Viz číslo strany přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}^{2)}$	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15

Dne:/...../....., zatížitelnost určil: Jméno, autorizační razítko

- 1) U prvku rozhodujícího pro přechodnost těžké zásilky se uvede i hodnota dílčího součinitele proměnného zatížení železniční dopravou použitá při určení výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$.
- 2) U prvku rozhodujícího pro přechodnost těžké zásilky se uvede i hodnota výjimečné zatížitelnosti $Z_{LM71,E}$.
- 3) Do poznámky se uvádí doplňující údaje a též zkratka "NE" v případě, že se jedná o zatížitelnost prvku, z které se nevyhodnocuje přechodnost provozního zatížení (mezí stav únavového porušení při namáhání provozním zatížením s nízkou frekvencí jeho opakování, některé mezí stavy použitelnosti apod. v souladu s ustanoveními tohoto předpisu).
- 4) Do souhrnné tabulky zatížitelnosti se uvádí zatížitelnosti rozhodujících prvků hlavního nosníku a mostovky tak, aby výsledná tabulka neztrácela přehlednost. Podrobné vyčíslení zatížitelnosti všech posuzovaných prvků se uvede v přepočtu mimo tabulku zatížitelnosti.
- 5) Uvede se pouze v případě využití přílohy F a uvážení zbytkové životnosti v přepočtu.
- 6) Uvedou se použité zpřesnění a redukce dle tohoto MP, oproti běžné základní úrovni, zejména zpřesnění a redukce dle přílohy F, G, redukované kombinační souč. pro vítr a dopravu, redukce rozptylu kolejového lože, odůvodnění a způsob stanovení souč. β při použití přílohy F atd.

Typ (M, V, R, S) určuje příčinkovou čáru, která vystihuje způsob namáhání prvků, přičemž

M je příčinková čára maximálního ohybového momentu prostého nosníku o rozpětí L_p ,

V je příčinková čára reakce (či maximální posouvající síly) prostého nosníku o rozpětí L_p ,

R je příčinková čára reakce pásu prostých podélníků o rozpětí L_p na příčník,

S je speciální příčinková čára zadaná souřadnicemi,

L_p je délka příčinkové čáry prostého nosníku (pro příčinkovou čáru typu S není potřebné uvádět),

k_i je podíl účinku pro příslušnou příčinkovou čáru „i“, přičemž vždy platí

$$\sum k_i = 1,0.$$

Pro namáhání popsané jednou příčinkovou čarou platí $k_1 = 1,0$. Pokud je namáhání prvku složené z jednoho nebo více účinků, které je možné od sebe oddělit a popsat různými příčinkovými čarami, zadají se pro jednu zatížitelnost údaje pro více příčinkových čar (viz příklad pod poř. číslem 25). V takovém případě se hodnoty k_i stanoví jako podíly příslušných účinků na celkovém namáhání prvku.

ϕ_i je dynamický součinitel podle 4.3.14 tohoto předpisu,

L_ϕ je náhradní délka [m] podle 4.3.16 tohoto předpisu.

Příklad vyplnění přehledu zatížitelnosti – ocelový most**A. Identifikace mostu**TÚ (číslo, název): 1821 Tábor – Bechyně DÚ: 02 Tábor - Slapy km:

		1	2	7	9
--	--	---	---	---	---

B. Identifikace části mostuČást mostu: **nosná konstrukce** / opěra / píšř, poř. číslo K02 , pod kolejí č. 1
(ve směru staničení)**C. Doplnující údaje části mostu**

Kategorie zatížitelnosti: C. Výpočtový model: 3D prutový s deskostěnovými prvky...

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	přímá [m]	přímá [m]	přímá [m]
převýšení koleje	0 [mm]	0 [mm]	0 [mm]
excentricita osy koleje	0 [m]	0 [m]	0 [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = 2,791$, zbytková životnost: 5 letPopis použitých úlev⁵⁾:

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

- Uvažována základní rychlost větru $v_{b,0}$ s 50letou dobou návratu v 8 základních směrech v nejbližší měřicí stanici (ČHMÚ). Výpočet střední rychlosti větru $v_{m(z)}$ byl proveden na základě numerické simulace (ČHMÚ).
- Výpočet tlaku větru byl proveden s použitím korekčních součinitelů pro zatížení ve vodorovném směru.
- Uvažováno se skutečným oslabením profilů zjištěným při korozním průzkumu a s materiálovými parametry ze zkoušek.

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu 15 / 4 / 2019

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}^{1)}$	Viz č. strany přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}^{2)}$	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Hlavní nosník uprostřed rozpětí	horní pás	normálové napětí	1	M	24,0	1,19	24,0	1,30		71	2,06		
24	Vnější hlavní nosník uprostřed rozpětí	dolní pas	normálové napětí, únava	1	M	24,0	1,16	24,0	1,00		75	1,16		NE
25	Vnitřní podélník nad příčnickem	krční nýty $\varnothing 21$	lokální napětí	0,3	S	0,33	1,75	5,4	1,30		30	1,38		
			smyk	0,7	V	2,40	1,75	5,4	1,30		30			
35	Příčník v místě připojení vnitřního podélníku	dolní pásnice	normálové napětí od svislých účinků	0,63	R	4,8	1,47	9,8	1,30	1,10	57	0,91	1,20	Pro $Z_{LM71,E}$ uvažována rychlost 5 km/h a rychlost větru 5 m/s
			Nor. napětí od vod. účinků	0,3	M	24,0	1,19	24,0	1,30	1,10	57			
			smykové napětí	0,03	R	4,8	1,47	9,8	1,30	1,10	57			

Dne: 20 / 8 / 2019, zatížitelnost určil: _____ Jméno, autorizační razítko

Příklad vyplnění přehledu zatížitelnosti – předpjatý most**A. Identifikace mostu**

TÚ 0821 Kralupy nad
TÚ (číslo, název): Vltavou - Neratovice DÚ: km:

	1	.	5	0	8

B. Identifikace části mostu

Část mostu: **nosná konstrukce** / opěra / pilř, poř. číslo - , pod kolejí č. 1
(ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C. Výpočtový model: 3D prutový a 3D deskostěnový.

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	300 [m]	300 [m]	300 [m]
převýšení koleje	0,044 [mm]	0,04 [mm]	0,044 [mm]
excentricita osy koleje	0,13 [m]	0,13 [m]	0,13 [m]

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = 3,8$, zbytková životnost: bez omezení

Popis použitých úlev⁵⁾:

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

- Uvažováno se skutečnými vlastnostmi betonu dle materiálových zkoušek

Datum zjištění technického stavu mostu zpracovatelem přepočtu 15 / 4 / 2019

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}^{1)}$	Viz č. strany přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}^{2)}$	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Podélný směr	MSP	Omezení napětí		M	27	1,11	27	1,0		10	1,234		
2	Podélný směr	MSP	Omez.ohyb. trhlin		M	27	1,11	27	1,0		15	1,068		
3	Podélný směr	MSP	omez.smyk. trhlin		M,V	27	1,11	27	1,0			>>1		
4	Podélný směr	MSP	svislý průhyb		M	27	1,11	27	1,0			2,496		
5	Podélný směr	MSP	pootoč. konc.průř.		M	27	1,11	27	1,0			2,434		
7	Podélný směr	MSP	vodorovné def.		M	27	-	27	1,0			>>1		
8	Podélný směr	MSÚ	ohyb		M	27	1,16	27	1,3			1,091		
9	Podélný směr	MSÚ	smyk		V	27	1,16	27	1,3			1,232		
10	Podélný směr	MSÚ	smyk+kroucení, svisle		V	27	1,16	27	1,3			1,192		
11	Podélný směr	MSÚ	únava bet. 6.8.7		M	27	1,11	27	1			1,121		
12	Podélný směr	MSÚ	únava předp.výzt.		M	27	1,11	27	1			>>1		

Dne: 20 / 8 / 2019, zatížitelnost určil: Jméno, autorizační razítko

Příklad vyplnění přehledu zatížitelnosti – zděný most**A. Identifikace mostu**

TÚ (číslo, název): 0801 Praha Masarykovo n. – Děčín DÚ: 02 – Praha Masarykovo n. – Praha Bubny km:

4	1	1	.	2	7	3
---	---	---	---	---	---	---

B. Identifikace části mostu

Část mostu: Nosná konstrukce (klenby 62-64) poř. číslo - 62-64 , pod kolejí č. 1, 2 (ve směru staničení)

C. Doplnující údaje části mostu

Kategorie zatížitelnosti: C. Výpočtový model: nelineární prutový model s uvažováním

skutečného chování zdiva konstrukce, včetně interakce se spodní stavbou

Geometrie koleje, uvažovaná v přepočtu části mostu (ve směru staničení):

	na začátku	uprostřed	na konci
poloměr oblouku	v přímé [m]	v přímé [m]	v přímé [m]
převýšení koleje	Není [mm]	Není [mm]	Není [mm]
excentricita osy koleje	1796 vlevo (kolej č. 1) / 1954 vpravo (kolej č. 2) [mm]		

Směrná úroveň spolehlivosti $\beta = 3,8$, zbytková životnost: bez omezení

Popis použitých úlev⁵⁾: Přepočet je proveden pro rekonstruovanou konstrukci

Popis závad uvažovaných v přepočtu části mostu:

Poznámka k části mostu či k rozhodující poloze zatížení:

Poř. číslo	Prvek ⁴⁾	Detail	Namáhání	k_i	typ	L_p	ϕ_i	L_ϕ	$\gamma_{Q,LM71}$	$\gamma_{Q,LM71,E}^{1)}$	Viz č. strany přepočtu	Z_{LM71}	$Z_{LM71,E}^{2)}$	Poznámky ³⁾
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	nosná konstrukce (roznášecí železobetonová deska)	podélný a příčný směr	interakce ohybu a smyku (deska na pružném podloží)	1,0	M	9,56	1,19	24,45	1,45		20	>2		MSÚ / STR
2	nosná konstrukce (klenby)	Zdivo klenby	Interakce normálové a smykové síly a momentu	1,0	S	-	1,05	49,4	1,45		28	1,25		MSÚ / STR

Dne: 20 / 8 / 2019, zatížitelnost určil: Jméno, autorizační razítko

Příloha F (normativní)

Výpočet dílčích součinitelů účinků zatížení a materiálů stávajících mostních objektů

F.1 Úroveň spolehlivosti stávajících mostních objektů

F.1.1 Mostní objekty železniční dopravní cesty jsou kontrolovány v rámci pravidelné dohlédací činnosti poskytující informace o jejich aktuálním technickém stavu, které nebyly k dispozici při jejich návrhu. Údaje tak doplňují základní informace získané z dokumentace mostního objektu. Spolu s dalšími údaji získanými v průběhu životnosti mostního objektu vytváří zdroj informací redukcí nejistoty vstupních parametrů procesu ověřování jejich spolehlivosti. Současně je třeba zohlednit, že spolehlivost stávajících mostních objektů se v rámci přepočtů ověřuje pro zbytkovou životnost, a ne pro návrhovou životnost, která u nových mostů činí 100 roků, zatím co u stávajících je prokazatelně nižší. Tyto úvahy lze s využitím matematické teorie pravděpodobnosti zpracovat a pro posuzování stávajících mostních objektů lze připustit nižší hladinu spolehlivosti, než jaká platí pro posuzování novostaveb.

POZNÁMKA: S uvedeným teoretickým přístupem je možné se blíže seznámit v publikaci: Koteš, P.- Vičan, J.: Reliability levels for existing bridges evaluation according to Eurocodes. Procedia Engineering, Volume 40, 2012, Pages 211-216.

<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S187770581202468X>

F.1.2 Pomocí aparátu matematické teorie spolehlivosti byly na základě úvah z F.1.1 zpracovány úrovně spolehlivosti pro nosné prvky stávajících mostních objektů v závislosti na jejich stáří a plánované zbytkové životnosti. Úrovně spolehlivosti jsou definovány hodnotami indexu spolehlivosti β_t , které jsou pro tyto časové parametry uvedeny v tabulce F.1.

Tabulka F.1 - Úroveň spolehlivosti stávajících mostních objektů

Zbytková životnost (roky)	Úroveň hladiny spolehlivosti daná indexem spolehlivosti β_t podle stáří nosného prvku v letech								
	10 a méně	20	30	40	50	60	70	80	90 a více
5	3,358	3,212	3,112	3,035	2,972	2,918	2,871	2,829	2,791
10	3,468	3,356	3,274	3,209	3,155	3,108	3,066	3,029	2,996
20	3,545	3,467	3,405	3,354	3,310	3,271	3,236	3,205	
30	3,576	3,516	3,466	3,424	3,386	3,352	3,322		
40	3,593	3,544	3,502	3,465	3,433	3,403			
50	3,604	3,563	3,526	3,494	3,465				
60	3,611	3,575	3,543	3,515					
70	3,617	3,585	3,557						
80	3,621	3,592							
90	3,624								

F.1.3 Hodnoty indexů spolehlivosti z tabulky F.1 se použijí pro stanovení návrhových hodnot účinků zatížení a únosnosti průřezů a prvků stávajících mostních objektů pomocí jejich charakteristických hodnot a příslušných dílčích součinitelů účinků zatížení a materiálů, jejichž výpočet je uvedený v F.1.4 až F.1.10.

F.1.4 Hodnoty dílčího součinitele účinků stálého zatížení γ_G se stanoví za předpokladu normálního rozdělení podle vztahu

$$\gamma_G = \gamma_{Sd} \cdot (1 - \alpha_E \cdot \beta_t \cdot v_G), \quad (\text{F.1})$$

- kde α_E je součinitel citlivosti metody FORM pro zatížení, uvažuje se $\alpha_E = -0,7$ pro hlavní zatížení (vzorec 6.10a), nebo $\alpha_E = -0,28$ pro stálé zatížení jako vedlejší zatížení (vzorec 6.10b), součinitel ξ se v rovnici 6.10b již nepoužije.
- β_t je index spolehlivosti uvažovaný podle tabulky F.1 podle stáří nosného prvku mostního objektu a jeho plánované zbytkové životnosti,
- γ_{Sd} je dílčí součinitel zohledňující nejistoty modelu odezvy stálého zatížení, příp. i modelu zatížení, $\gamma_{Sd} = 1,05$,
- v_G je variační koeficient stálého zatížení stanovený na základě měření geometrie a objemové tíhy; pokud nejsou k dispozici měření objemové tíhy, lze orientačně uvažovat:
- $v_G = 0,10$ – pro nosné a nenosné prvky mostních objektů s parametry nekontrolovanými měřeními,
- $v_G = 0,05$ – pro nosné a nenosné prvky mostních objektů, jejichž minimálně geometrické parametry byly kontrolovány měřeními.

V případě stanovení hodnot stálých zatížení pomocí odebraných vzorků a šetřením na stávajícím mostním objektu se postupuje podle ČSN EN 1990, přílohy D, ČSN ISO 13822, ČSN 73 0038 a částečně i TP 224.

F.1.5 Hodnoty dílčího součinitele účinků proměnného zatížení železniční dopravou $\gamma_{Q,LM71}$ se stanoví za předpokladu aplikace Gumbelova rozdělení podle vztahu

$$\gamma_{Q,LM71} = \gamma_{Sd} \cdot \frac{1 - v_Q [0,449 + 0,778 \cdot \ln(-\ln \Phi(-\alpha_E \cdot \beta_t))]}{1 - v_Q [0,449 + 0,778 \cdot \ln(-\ln(0,95))]}, \quad (F.2)$$

- kde Φ je distribuční funkce normovaného normálního rozdělení,
- v_Q je variační koeficient proměnného zatížení železniční dopravou,
- $v_Q = 0,29$,
- $\gamma_{Sd} = 1,05$.

Ostatní veličiny jsou vysvětleny při vztahu (F.1). Hodnoty dílčího součinitele $\gamma_{Q,LM71}$ platí pro všechny složky proměnného zatížení železniční dopravou, tj. model zatížení 71, odstředivou sílu, boční ráz a rozjezdové a brzděné síly.

F.1.6 Hodnoty dílčího součinitele účinků proměnných klimatických zatížení (zatížení větrem, teplotou) γ_Q se určují za předpokladu Gumbelova rozdělení pravděpodobnosti výskytu jednorozhodných extrémů ze vztahu

$$\gamma_Q = \gamma_{Sd} \cdot \frac{1 - v_Q [0,449 - 0,778 \cdot \ln N + 0,778 \cdot \ln(-\ln \Phi(-\alpha_E \cdot \beta_t))]}{1 - v_Q [0,449 + 0,778 \cdot \ln(-\ln(0,98))]}, \quad (F.3)$$

- kde N je poměr plánované zbytkové životnosti v letech a základního referenčního intervalu, který se uvažuje 1 rok,
- v_Q je variační koeficient proměnného klimatického zatížení, $v_Q = 0,12 - 0,13$,
- $\gamma_{Sd} = 1,05$.

Ostatní veličiny byly vysvětleny při vztahu (F.1).

Variační koeficienty v_Q proměnného klimatického zatížení větrem resp. teplotou je možné stanovit pro konkrétní polohu mostu na základě údajů ČHMÚ.

F.1.7 Dílčí součinitele $\gamma_{M,i}$ konstrukčních ocelí vyrobených do roku 1968 včetně, se stanoví za předpokladu gama rozdělení pravděpodobnosti výskytu náhodných vlastností konstrukčních ocelí podle vztahu

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \frac{1 - k_{\alpha_x} \cdot (1 - \kappa_k \cdot a_R) \cdot v_R}{m_a \left[1 + \alpha_R \cdot \beta_t \cdot (1 - \kappa_d \cdot a_R) \cdot \sqrt{v_R^2 + v_a^2} \right]}, \quad (F.4)$$

- kde γ_{Rd} je dílčí součinitel zohledňující nejistoty modelu únosnosti,
- $\gamma_{Rd} = 1,00$ pro stanovení γ_{M0} ,

$\gamma_{Rd} = 1,10$ pro stanovení γ_{M1} ,

α_R je součinitel citlivosti metody FORM pro odolnost, $\alpha_R = -0,80$,

$k_{\alpha x}$ je statistický součinitel odpovídající pravděpodobnosti výskytu charakteristické hodnoty meze kluzu oceli (5% kvantil), $k_{\alpha x} = 1,645$,

m_a je poměrná střední hodnota průřezové charakteristiky,

v_a je variační koeficient průřezové charakteristiky,

a_R je koeficient nesymetrie rozdělení meze kluzu oceli,

v_R je variační koeficient meze kluzu oceli,

κ_k, κ_d jsou konstanty související s úpravou hodnoty indexu spolehlivosti v souvislosti se zavedením gama rozdělení.

Hodnoty m_a a v_a představují poměr skutečné hodnoty průřezové charakteristiky k její jmenovité hodnotě, přičemž se uplatňuje vliv plochy příčného řezu. Tyto hodnoty vyjadřující vliv průřezové charakteristiky na výslednou pevnost oceli se na základě statistického vyhodnocení udávají hodnotami:

$m_a = 1,0$	$v_a = 0,03$	$a_a = 0$	- pro plechy a širokou ocel,
$m_a = 1,05$	$v_a = 0,065$	$a_a = 0$	- pro tvarové tyče I, U, L, T apod.,
$m_a = 1,03$	$v_a = 0,067$	$a_a = 0$	- pro nýtované a svařované průřezy.

Variační koeficienty a koeficienty šikmosti meze kluzu konstrukčních ocelí je možné uvažovat hodnotami:

$a_R = 0,509$	$v_R = 0,084$	- pro ocel S 235,
$a_R = 0,116$	$v_R = 0,070$	- pro ocel S 355.

Pro plávkovou a svářkovou ocel lze uvažovat orientačně variační koeficienty a koeficienty šikmosti meze kluzu jako pro ocel S235, preferuje se však provedení materiálových zkoušek.

Konstanta κ_k má hodnoty:

$\kappa_k = 0,20$	pokud $0 \leq a_R < 1$,
$\kappa_k = 0,16$	pokud $-1 < a_R \leq 0$.

Konstanta κ_d se stanovuje pro pravděpodobnosti $P_f = \Phi(\alpha_R \beta_t) = \Phi(-0,8 \beta_t)$, což znamená, že každé zvolené hladině spolehlivosti definované indexem spolehlivosti β_t odpovídá jiná hodnota součinitele κ_d . Pro výpočet lze uvažovat hodnoty κ_d dle tabulky F.2. Vypočítané hodnoty dílčího součinitele konstrukční oceli se mohou zaokrouhlit na 0,05.

Hodnota dílčího součinitele γ_{M2} se stanoví podle tabulky A.1.

Pro konstrukční oceli vyrobené po roku 1968 se doporučuje uvažovat hodnoty dílčích součinitelů podle tabulky A.1.

Tabulka F.2 - Hodnoty konstanty κ_d

Zbytková životnost (roky)	Stáří nosného prvku v letech								
	10 a méně	20	30	40	50	60	70	80	90 a více
	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$	$0 \leq a_r \leq 1$
5	0,381	0,364	0,353	0,344	0,337	0,331	0,324	0,317	0,312
10	0,393	0,381	0,371	0,364	0,358	0,352	0,348	0,343	0,340
20	0,400	0,393	0,386	0,380	0,375	0,371	0,367	0,363	
30	0,403	0,397	0,393	0,388	0,384	0,380	0,377		
40	0,405	0,400	0,396	0,393	0,389	0,386			
50	0,406	0,402	0,398	0,395	0,393				
60	0,406	0,403	0,400	0,397					
70	0,407	0,404	0,401						
80	0,407	0,405							
90	0,408								

F.1.8 Hodnoty dílčího součinitele betonu γ_C se stanovují za předpokladu log-normálního rozdělení pravděpodobnosti výskytu náhodných vlastností betonu podle vztahu

$$\gamma_C = \gamma_{\text{conv}} \cdot e^{(-k_{\alpha x} \cdot v_x - \alpha_R \cdot \beta_1 \cdot v_R)}, \quad (\text{F.5})$$

kde v_R je variační koeficient pevnosti betonu, $v_R = 0,166$,
 v_x je variační koeficient nejistoty materiálové vlastnosti, $v_x = 0,15$,
 γ_{conv} je součinitel konverze pro beton, $\gamma_{\text{conv}} = 1,15$,
 $k_{\alpha x}$ je statistický součinitel odpovídající pravděpodobnosti výskytu charakteristické hodnoty (5% kvantit), $k_{\alpha x} = 1,645$.

Vypočítané hodnoty dílčího součinitele betonu se mohou zaokrouhlit na 0,05.

F.1.9 Hodnoty dílčího součinitele betonářské a předpínací výztuže γ_S se stanoví za předpokladu log-normálního rozdělení pravděpodobnosti výskytu náhodných vlastností betonářské oceli podle vztahu

$$\gamma_S = e^{(-k_{\alpha x} \cdot v_x - \alpha_R \cdot \beta_1 \cdot v_R)} \quad (\text{F.6})$$

kde v_R je variační koeficient meze kluzu betonářské výztuže, $v_R = 0,069$,
 v_x je variační koeficient nejistoty materiálové vlastnosti, $v_x = 0,04$.

Ostatní veličiny byly vysvětleny u předchozích vztahů. Vypočítané hodnoty dílčího součinitele betonářské a předpínací výztuže se mohou zaokrouhlit na 0,05.

F.1.10 Dílčí součinitel zdiva γ_M se stanoví za předpokladu log-normálního rozdělení pravděpodobnosti výskytu náhodných vlastností zdiva podle vztahu

$$\gamma_M = e^{(-k_{\alpha x} \cdot v_R - \alpha_R \cdot \beta_i \cdot v_R)} , \quad (F.7)$$

kde v_R je variační koeficient pevnosti zdiva.

Variační koeficient pevnosti zdiva má hodnoty:

$v_R = 0,543$ - pro zděné konstrukce mostních objektů z malty navrhnutého složení,

$v_R = 0,618$ - pro zděné konstrukce mostních objektů z malty předepsaného složení (předepsaný poměr objemových dílů cement : vápno : písek).

Ostatní veličiny byly vysvětleny u předchozích vztahů. Vypočítané hodnoty dílčího součinitele zdiva se mohou zaokrouhlit na 0,05.

F.1.11 V případě provedení zkoušek materiálů (konstrukční ocel, beton, betonářská a přepínací ocel, zdivo) se musí zohlednit skutečné statistické parametry získané jejich vyhodnocením. V tom případě se postupuje podle ČSN EN 1990 přílohy D, ČSN ISO 13822, ČSN 73 0038 a částečně i TP 224 Ověřování existujících betonových mostů pozemních komunikací.

Příloha G (informativní)

Korekční součinitele pro zatížení ocelových mostů účinky větru

G.1 Metodika pro zpřesnění výpočtu součinitele síly c_{fx} a c_{fz}

G.1.1 Pro zpřesnění součinitele síly c_{fx} a c_{fz} lze na základě série měření ve větrném tunelu na 8 reprezentativních typech ocelových mostů se 4 typy kolejových vozidel použít přesnější metodu pro stanovení zatížení větrem na most s dopravou. Metoda spočívá ve čtyřech krocích:

1. Pro posuzovaný most se nalezne vhodný, tvarově blízký reprezentant v tabulce G.1.
2. Na základě existující či předpokládané výhledové skladby dopravy se pro most stanoví kategorie výšky dopravy KVD 1 až KVD 4 z tabulky G.2. Použití KVD1 až KVD3 musí být odsouhlaseno odborným orgánem zadavatele.
3. Pro zvolený reprezentující most a kategorii výšky dopravy KVD se odečte korekční součinitel $c_{kor,x}$ a $c_{kor,z}$
4. Korekční součinitele se upraví pro mosty se světlou výškou otvoru 2,5 m a méně přenásobením součinitelem 1,1; resp. hodnotou 1,05 pro mosty se světlou výškou otvoru 2,5 až 5,0 m. Pro světlé výšky nad 5,0 m není potřeba korekční součinitele upravovat.
5. Pro stanovení zatížení větrem se pak použije upravený vztah 8.1 dle ČSN EN 1991-1-4 pro výpočet součinitele síly, který má přímý dopad do celkového zatížení větrem, dle vzorců G.1 a G.2:

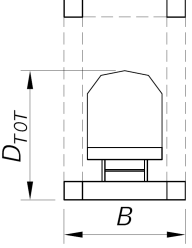
$$c_{fx} = c_{kor,x} c_{fx,0} \quad (G.1)$$

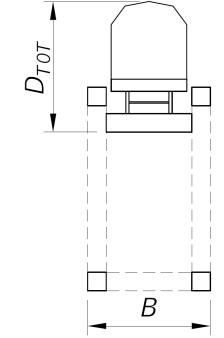
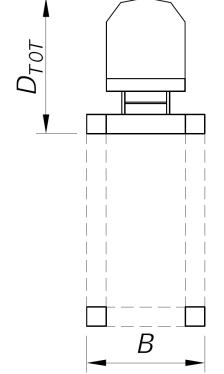
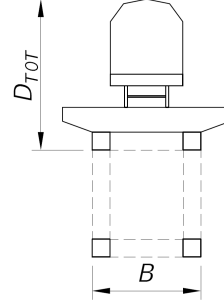
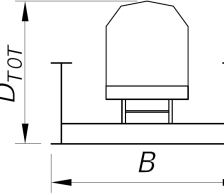
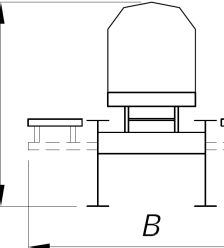
$$c_{fz} = c_{kor,z} c_{fz} \quad (G.2)$$

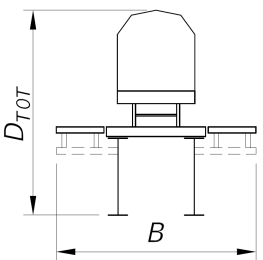
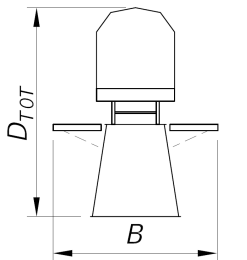
Kde $c_{fx,0}$ je součinitel síly bez vlivu proudění kolem volných konců, pro plnostěnné mosty a mostovky dle grafu 8.3 a pro příhradové konstrukce dle grafu 7.33 ČSN EN 1991-1-4 [4], c_{fz} je součinitel síly pro mosty ve svislém směru určený dle grafu 8.6 ČSN EN 1991-1-4.

G.1.2 Poměr b/d_{tot} tak jak je definován v ČSN EN 1991-1-4 je limitujícím pro použití korekčních součinitelů. Tabulka G.1 uvádí daný poměr rozptylem hodnot pro most s dopravou. Pro příhradové mosty se stanovuje poměr pouze pro mostovku s pásem vozidel. Pokud je odchylka vyšší než rozmezí v tabulce G.1 lze ke korekčním součinitelům přihlídnout při stanovení součinitele c_{fx} a c_{fz} v přiměřené míře. Pro most bez dopravy se korekční součinitele nepoužijí.

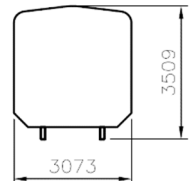
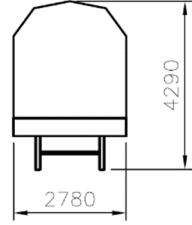
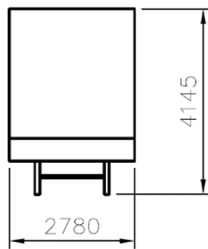
Tabulka G.1 – Tabulka reprezentativních typů mostů

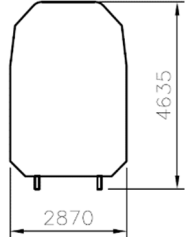
Most č.	Popis mostu	Aplikovatelný poměr b/d_{tot} pro most s dopravou	Schéma modelu
1	Příhradový most s dolní prvkovou mostovkou	0,90 – 1,38	

2	Příhradový most s mezilehlou prvkovou mostovkou	0,88 - 1,35	
3	Příhradový most s horní prvkovou mostovkou	0,65 - 1,02	
4	Příhradový most s horní mostovkou a kolejovým ložem, moderního typu	0,93 - 1,39	
5	Plnostěnný most trémový s dolní prvkovou mostovkou	1,01 - 1,53	
6	Plnostěnný most trémový s mezilehlou prvkovou mostovkou	0,64 - 0,90	

7	Plnostěnný most trámový bez mostovky, uložení mostnic přímo na hlavní nosníky	0,72 – 1,04	
8	Plnostěnný most trámový s přímým upevněním kolejnic na horní mostovku	0,58 – 0,80	

Tabulka G.2 – Tabulka reprezentativních kolejových vozidel

Kategorie výšky dopravy KVD	Max. výška dopravy	Typický rozměr vozu (zkoušený ve větrném tunelu)
	[m]	
KVD 1 Regionální tratě obsluhované výhradně motorovými jednotkami 814 a jím podobnými (např. typ Regionova)	3,6	
KVD 2 Tratě pro osobní i nákladní dopravu bez dvoupatrových jednotek příměstské dopravy a s vyloučenou kontejnerovou dopravou (odpovídá např. velikosti Kils 12)	4,30	
KVD 3 Tratě pro osobní i nákladní dopravu bez dvoupatrových jednotek příměstské dopravy (odpovídá např. SGS + High Cube)	4,30	

KVD 4 Ostatní tratě (odpovídá dvoupodlažním jednotkám, např. City Elephant apod.)	4,65	
--	------	--

Tabulka G.3 – Soubor korekčních součinitelů $c_{kor,x}$ pro zatížení ve vodorovném směru

Č.	Typ konstrukce	Úhel šikmo nabíhajícího větru θ [°]*)	KVD 1 (Regionova)	KVD 2 (Kils 12)	KVD 3 (SGS + High Cube)	KVD 4 (City Elephant)
			$c_{kor,x}$ [-]			
1	Příhradový most s dolní prvkovou mostovkou	$\pm 5^\circ$	0,93	0,93	1,02	1,12
		$\pm 10^\circ$	0,95	0,95	1,04	1,12
2	Příhradový most s mezilehlou prvkovou mostovkou	$\pm 5^\circ$	0,90	0,97	1,02	1,08
		$\pm 10^\circ$	0,91	0,99	1,03	1,10
3	Příhradový most s horní prvkovou mostovkou	$\pm 5^\circ$	0,80	0,84	0,96	1,05
		$\pm 10^\circ$	0,81	0,86	0,96	1,05
4	Příhradový most s horní mostovkou a kolejovým ložem	$\pm 5^\circ$	0,80	0,80	0,84	0,93
		$\pm 10^\circ$	0,80	0,80	0,85	0,93
5	Plnostěnný most trémový s dolní prvkovou mostovkou	$\pm 5^\circ$	0,68	0,81	0,94	1,01
		$\pm 10^\circ$	0,71	0,87	0,96	1,04
6	Plnostěnný most trémový s mezilehlou prvkovou mostovkou	$\pm 5^\circ$	0,70	0,71	0,79	0,87
		$\pm 10^\circ$	0,70	0,71	0,79	0,87
7	Plnostěnný most trémový bez mostovky, uložení mostnic přímo na hlavní nosníky	$\pm 5^\circ$	0,67	0,67	0,74	0,83
		$\pm 10^\circ$	0,67	0,67	0,74	0,83
8	Plnostěnný most trémový s přímým upevněním kolejnic na horní mostovku	$\pm 5^\circ$	0,71	0,71	0,80	0,86
		$\pm 10^\circ$	0,71	0,71	0,80	0,86

*) Úhel šikmo nabíhajícího větru se uvažuje dle čl. 8.3.3 v ČSN EN 19911 – 4.

Tabulka G.4 – Soubor korekčních součinitelů $c_{kor,z}$ pro zatížení ve svislém směru

Č.	Typ konstrukce	Úhel šikmo nabíhajícího větru θ [°]	KVD 1 (Regionova)	KVD 2 (Kils 12)	KVD 3 (SGS + High Cube)	KVD 4 (City Elefant)
			$C_{kor,z} [-]$			
1	Příhradový most s dolní prvkovou mostovkou	±5°	0,95	0,95	0,95	0,95
		±10°	0,95	0,95	0,95	0,95
2	Příhradový most s mezilehlou prvkovou mostovkou	±5°	0,39	0,66	0,64	0,78
		±10°	0,43	0,66	0,65	0,78
3	Příhradový most s horní prvkovou mostovkou	±5°	0,40	0,33	0,68	0,95
		±10°	0,63	0,63	0,93	1,22
4	Příhradový most s horní mostovkou a kolejovým ložem	±5°	0,79	0,79	0,81	0,84
		±10°	0,86	0,86	0,86	0,93
5	Plnostěnný most trémový s dolní prvkovou mostovkou	±5°	0,42	0,66	0,74	0,83
		±10°	0,50	0,68	0,89	1,00
6	Plnostěnný most trémový s mezilehlou prvkovou mostovkou	±5°	0,50	0,50	0,50	0,51
		±10°	0,63	0,63	0,63	0,66
7	Plnostěnný most trémový bez mostovky, uložení mostnic přímo na hlavní nosníky	±5°	0,35	0,36	0,38	0,47
		±10°	0,39	0,39	0,40	0,55
8	Plnostěnný most trémový s přímým upevněním kolejnic na horní mostovku	±5°	0,76	0,78	0,78	0,78
		±10°	0,88	0,88	0,88	0,88

G.2 Metodika pro zpřesnění součinitele expozice c_e

G.2.1 Pokud má zatížení větrem významný vliv na zatížitelnost či přechodnost mostu, požaduje se získat přesnější údaje o základní rychlosti větru na základě dat poskytnutých ČHMÚ. Obvykle lze získat základní rychlost větru $v_{b,0}$ s 50letou dobou návratu v 8 základních směrech v nejbližší měřicí stanici. Při použití je však nutno zohlednit vzdálenost měřicí stanice od posuzovaného místa s ohledem na geografické podmínky, které mohou charakter proudění měnit, a dále pak vliv rozdílu nadmořské výšky mezi posuzovaným mostem a měřicí stanicí. Pokud je posuzovaný most výše než měřicí stanice, je nutno měřené hodnoty příslušně zvýšit, nebo měřená data použít pouze pro stanovení relativního poměru mezi rychlostmi $v_m(z)$ a $v_{b,0}$ dle odstavce G.2.2.

G.2.2 Pokud má zatížení větrem významný vliv na zatížitelnost či přechodnost mostu, požaduje se dále zpřesnit výpočet střední rychlosti větru $v_m(z)$ na základě numerické simulace, kterou za úplaty provádí ČHMÚ (například software WENG). Tento výpočet je

založen na simulaci proudění větru v zadané 3D konfiguraci terénu a na základě zadaných rychlosti větru z nejbližší měřicí stanice $v_{b,0}$ v 8 různých směrech.

Pokud zadaná poloha měřicí stanice odpovídá polohou a nadmořskou výškou posuzovanému mostu, lze výsledky simulace převzít přímo jako hodnoty rychlosti větru $v_m(z)$.

Pokud tato podmínka není splněna, lze simulaci použít na základě vstupních údajů o $v_{b,0}$ a výsledných údajích o $v_m(z)$ ke zpřesnění součinitele turbulence k_I a součinitele orografie $c_{0(z)}$.

Příloha H (informativní)

Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu – obecné zásady

H.1 Všeobecně

H.1.1 Účelem diagnostického průzkumu mostního objektu v rozsahu tohoto předpisu je poskytnout zpracovateli přepočtu (hodnocení **konstrukce**) dostatečné podklady pro určení zatížitelnosti mostního objektu.

H.1.2 Rozsah a podrobnost diagnostického průzkumu musí odpovídat uvažované kategorii určení zatížitelnosti, stavebnímu stavu, materiálovému řešení a uspořádání mostního objektu.

H.1.3 Diagnostický průzkum mostního objektu se provádí podle „plánu diagnostického průzkumu“, který má být před zahájením prací odsouhlasen všemi zainteresovanými stranami, zejména objednatelem a zpracovatelem přepočtu a zpracovatelem diagnostického průzkumu.

H.1.4 Plánování diagnostického průzkumu navazuje na požadavky objednatele a zpracovatele přepočtu mostního objektu a vychází z dostupných archivních materiálů a prohlídky, případně pasportizace, mostního objektu provedené před zahájením prací. Při zpracování plánu diagnostického průzkumu se zohlední zejména a do plánu zapracuje:

- účel a požadovaný rozsah prováděných diagnostických prací;
- podrobnou specifikaci zkoušek, které se provedou na konstrukci a odebraných vzorcích (typ zkoušek, navrhovaná poloha a množství zkušebních míst, navrhovaná poloha lokalit pro odběr vzorků, podmínky pro odběr vzorků apod.), včetně případné sanace zkušebních míst po provedení diagnostického průzkumu;
- souhrn dostupných informací o konstrukci (archivní dokumentaci, výsledky provedených měření a zkoušek, výsledky provedených přepočtů a analýz konstrukce apod.);
- uspořádání a skutečný stav mostní konstrukce zastižené prohlídkou;
- plán zpřístupnění konstrukce pro provedení diagnostického průzkumu;
- důležitá omezení a upozornění pro provádění diagnostického průzkumu;
- program provádění zkoušek ve vztahu k případným omezením provozu.

POZNÁMKA 1: Plán diagnostického průzkumu může být během provádění prací na základě dohody všech zainteresovaných stran operativně upraven v návaznosti na skutečnou situaci a stav zkoumané konstrukce zastižený při provádění prací.

POZNÁMKA 2: Geotechnický průzkum může být též součástí diagnostiky mostního objektu, pokud je nezbytný pro stanovení zatížitelnosti objektu. Případně pokud se na konstrukci vyskytují poruchy, které mohou mít původ v nedostačujícím založení objektu.

POZNÁMKA 3: U mostů s podporami ve vodním toku je při plánování průzkumu nutno uvážit riziko případného podemletí základů a provést odpovídající průzkum (potápěčský průzkum atd.).

POZNÁMKA 4: Jako efektivní metodu lze v řadě případů doporučit provedení předběžného přepočtu konstrukce na základě dostupných archivních materiálů jako podkladu pro zpracování plánu diagnostického průzkumu. Výsledkem předběžného přepočtu konstrukce je zpravidla identifikace kritických míst mostní konstrukce a požadavky na upřesnění rozhodujících vstupních parametrů, které se mohou významně lišit podle konkrétního uspořádání a stavu konstrukce.

H.1.5 Při plánování a provádění diagnostického průzkumu se dbá na to, aby výsledky získané při průzkumu vystihovaly skutečný stav konstrukce (poškození, materiál, uspořádání výztuže atd.). Průzkumné práce se mají provádět v odpovídajících reprezentativních místech konstrukce takovým způsobem, aby byly minimálně zkresleny použitou diagnostickou metodou.

H.1.6 Při plánování a provádění diagnostického průzkumu, zejména při odběru vzorků a destruktivních zkouškách, se musí vyloučit takové zásahy do konstrukce, které významně

snižují její odolnost (oslabení průřezů nebo prvků v místech extrémního namáhání, přerušení betonářské nebo předpínací výztuže apod.).

POZNÁMKA: Tento požadavek zpravidla znamená nutnost provádění destruktivních zkoušek a odběru vzorků mimo oblast extrémních namáhání konstrukce (viz H.1.6). Často je nutno přesnou lokalizaci pro provedení zkoušky určit až na místě, na základě dalších, zpravidla nedestruktivních, zkoušek (např. vyhledání výztuže elektromagnetickými či radarovými metodami).

H.1.7 Výsledkem diagnostického průzkumu je zpráva o diagnostickém průzkumu. Tato zpráva obsahuje zejména:

- identifikační údaje všech zainteresovaných stran;
- účel a požadované výstupy prováděných diagnostických prací;
- popis konstrukce a jejího zpřístupnění;
- popis provedených prací, jejich přesná lokalizace (schéma konstrukce s vyznačenými místy provedených prací), fotodokumentace a podrobné výsledky;
- vyhodnocení provedených prací a vymezení rozsahu jejich platnosti, zařídění zastižených materiálů, stanovení materiálových parametrů konstrukce, zjištěný stav konstrukce;
- závěr a hodnocení konstrukce, jejích částí a prvků z hlediska provedených prací.

H.2 Zjištění uspořádání a rozměrů konstrukce

H.2.1 Rozměry a celkové uspořádání nosné konstrukce mostního objektu jsou základními podklady pro provedení posouzení objektu. Pro analýzu konstrukce je nutná zejména znalost rozměrů a konstrukčního uspořádání (statického působení) jednotlivých částí a prvků nosné konstrukce mostního objektu.

H.2.2 Zjištění rozměrů konstrukce se provádí vhodnými metodami se stanovenou přesností tak, aby získané výsledky vyhovovaly požadavkům navazujících prací (analýze konstrukce, určení zatížitelnosti apod.) - viz Plán diagnostického průzkumu.

POZNÁMKA: Rozsah a metody průzkumu uspořádání a rozměrů konstrukce se stanoví v návaznosti na typ a základní materiály konstrukce (ocel, beton, zdivo či jejich kombinace), význam a působení jednotlivých částí a prvků mostního objektu.

H.2.3 Jako podklad pro provedení průzkumu uspořádání a rozměrů konstrukce se využije dostupná archivní dokumentace, pokud je k dispozici.

H.2.4 Součástí průzkumu za účelem zjištění uspořádání a rozměrů konstrukce je zejména:

- identifikace statického uspořádání konstrukce, včetně případných úprav konstrukce v průběhu používání (zesílení, výměna prvků apod.);
- stanovení rozměrů konstrukcí a jednotlivých prvků (rozpětí, uspořádání a průřezy rozhodujících prvků nosné konstrukce);
- stanovení uspořádání a rozměrů mostního svršku a vybavení (za účelem stanovení zatížení).

H.2.5 Při stanovení rozměrů konstrukce se vhodným způsobem zohlední případné oslabení jednotlivých konstrukcí v důsledku degradace základního materiálu (viz H.3).

H.2.6 V závislosti na velikosti a vnějším uspořádání mostního objektu, a v závislosti na dostupných archivních podkladech (archivní dokumentaci), se doporučuje v rámci diagnostického průzkumu provést tyto činnosti:

- zjištění podrobných vnějších rozměrů mostního objektu (doporučuje se podrobné zaměření nosné konstrukce mostního objektu, případně kontrola rozměrů dle archivní dokumentace), se zaměřením na stanovení rozpětí, tvaru NK a spodní stavby, tvaru vybavení mostu, os nosníků a uložení, geometrie ztužení a chybějících údajů v dokumentaci apod. Rozsah zaměření musí být takový, aby bylo možno sestavit výpočtový model konstrukce včetně dílčích excentricit jednotlivých prvků;
- pro geodetické zaměření je vždy nutno stanovit požadovanou přesnost, neboť běžně dosahované přesnosti geodetického měření mohou být u mostních objektů nedostatečné, geodetické zaměření lze obvykle použít pouze pro stanovení základní geometrie mostu. Geodet by měl následně specifikovat, které body byly zaměřeny,

neboť často je například zaměření osy prutu nemožné, a které byly odvozeny (například na základě zaměření hran ocelového profilu). Doporučuje se identifikace bodů ve vhodném schématu, případně zákresy do fotografií. Důrazně doporučena je však účast zpracovatele přepočtu při zaměření, pokud je v dané fázi již znám;

- zjištění základních rozměrů rozhodujících částí a prvků konstrukcí mostního objektu (rozměry ocelových a betonových prvků, tloušťka klenby, tloušťka čelních zdí, tloušťka NK pod kolejovým ložem, tloušťka pilířů a opěr, tloušťka křídel atd.) vhodnými metodami, například vývrtem min. průměru 50 mm či kopanou sondou, v případě oceli posuvným měřidlem či ultrazvukovými metodami;
- ověření statické funkce mostu - kontrola prvků mostu, zajišťujících statické působení konstrukce. Jedná se například o omezení funkce ložisek z hlediska posunů a pootáčení, jejich poškození, omezení funkce závěrů a pohybu NK, funkci čepů, kloubů, styčniců;
- stanovení šířky spár mezi zdíci prvky a uspořádání zdiva jednotlivých částí mostního objektu (vazba, orientační velikost zdících prvků atd.);
- zjištění přítomnosti, případně tvaru a materiálu, nadezdívek nad opěrami a pilíři zděných mostů;
- zjištění tloušťky zásypů a přesypávky mostního objektu, včetně řešení případného odvodnění;
- zjištění úrovně základové spáry spodní stavby objektu (u stávajících konstrukcí se preferuje provedení vrtu skrz základ - při šikmém vrtu se úroveň základové spáry určí z geometrických parametrů vrtu - délka, sklon);
- u komplikovaných konstrukcí je účelné zaměření doplnit provedením laserového skenování mostu, které poslouží zejména k sestavení osového schématu konstrukce, excentricit a velikostí styčnicových plechů. Zaměření profilů a tloušťek plechů je vždy ale nezbytné provést ručně, přesnost laserového skenování i geodetického zaměření není dostatečná.

H.3 Materiálový a degradační průzkum

H.3.1 Součástí každého průzkumu mostního objektu je materiálový a degradační průzkum, jehož výsledkem je zjištění materiálových charakteristik a zjištění vad a poruch na mostní konstrukci.

H.3.2 Podrobné požadavky pro jednotlivé typy mostů uvádí přílohy I (ocelové mostní konstrukce), J (betonové mostní konstrukce) a K (zděné mostní konstrukce).

Příloha I (informativní)**Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu ocelových mostů****I.1 Všeobecně**

Všeobecné požadavky na diagnostický průzkum jsou uvedeny v příloze H.

I.2 Provádění degradačního průzkumu

I.2.1 V rámci degradačního průzkumu se provádí průzkum konstrukce se zaměřením na vady a poruchy, které mají vliv na únosnost a bezpečnost mostu a jeho statické působení. Jedná se o činnosti, popsané v dalších kapitolách.

- Ověření statické funkce mostu – mimo obecné požadavky popsané v kap. H se ověřuje funkce ocelových prvků, jako např. čepů, kloubů, styčnicků.
- Kontrola prvků náchylných na vznik únavového lomu. Jedná se zejména o tažené či ohýbané prvky s velkým množstvím únavových detailů, oblasti náhlé změny průřezu či změny svaru, křížení svarů, svarové přípoje styčnickových plechů, výztuh stěn nosníků nebo diafragmat komorových průřezů, vady a nehomogenity materiálu, povrchové vady materiálu. Zvláštní pozornost je nutno věnovat ortotropním mostovkám. V těchto místech je možné očekávat vznik únavových trhlin.
- Kontrola prvků náchylných ke ztrátě stability. Jedná se o veškeré štíhlé tlačené nebo ohýbané prvky s ohledem na riziko vybočení či boulení, případně o klopení. Ke ztrátě stability může přispívat zvětšená geometrická imperfekce daného prvku, způsobená například nárazem vozidla.
- Kontrola rizikových styčnicků. Jedná se o styčnický, které jsou zásadní pro únosnost a stabilitu konstrukce.
- Poruchy šroubů a nýtů. Jde zejména o jejich porušení lomem, případně nadměrné deformace v otvoru a související ztráta předpětí. Tyto poruchy a změny mají vliv na statické působení konstrukce a tuhost styčnicků, a i na kompaktnost průřezů s ohledem na přenos silových účinků.
- Koroze. Rozlišuje se koroze bodová, místní, rovnoměrná, nerovnoměrná, silná, lístková, koroze ve styčnicích OK, korozní únava, šterbinová, koroze svaru, prorezavění, podkorodování nátěru, odlupování nátěru, puchýřování nátěru. Z hlediska přepočtu zatížitelnosti je zásadní stanovení korozního oslabení NK. Požadavky a postup jsou uvedeny v samostatné kapitole I.3.
- Hodnocení deformací a chování při průjezdu dopravy. Jde o nezbytnou součást každé diagnostiky, kdy lze zjistit vady a poruchy, které jsou jinak nezjistitelné (pohledem, pocitem, sluchem).

I.2.2 Pro zjištění trhlin, zejména únavového charakteru, se doporučuje v prvním kroku využít vizuální hodnocení při přejezdu železniční dopravy. Dále lze na vybraných či podezřelých místech využít následující doporučené metody:

- **MT** – magnetická zkouška, umožňuje zjišťovat povrchové nebo těsně podpovrchové (max. asi 2 - 3 mm) vady. Metoda je založena na zjišťování rozptylu magnetického toku, který vznikne ve zmagnetovaném feromagnetickém materiálu v místě necelistvosti (trhlin) nebo náhlé změny magnetických vlastností (štruska). Její výhodou je plošná detekce v rozsahu nanesení magnetického prášku a rychlé provádění i bez odstranění nátěrů. Je ale nezbytné odstranění hrubých korozních produktů.
- **ET** – vířivé proudy. Metoda spočívá v umístění sondy v blízkosti zkoumaného ocelového povrchu, kterou prochází elektrický proud. Vlivem elektromagnetické indukce dojde k vytvoření tzv. vířivých proudů, tekoucích po kruhové dráze. Tento proud je úměrný vodivosti oceli. Pokud se sonda umístí nad trhlinu či jinou nehomogenitu, tak dojde k narušení vířivého proudu. Toto narušení lze zaznamenat a odvodit následně velikost trhliny. Výhodou je, že není nutný kontakt mezi sondou a materiálem, zkoušku lze provádět i bez odstranění PKO. Nevýhodou je omezení detekce na cca 4 mm pod povrchem.

- **PA** – Phased Array - technologie fázového pole využívá vícenásobných ultrazvukových prvků a elektronického zpoždování pulsů k vytváření zvukových paprsků, které se dají elektronicky směřovat, vychylovat a zaostřovat a lze tak dosahovat vysokých přesností, rychlosti kontroly a provádění vícenásobných úhlových kontrol. Technologie poskytuje lepší a komplexnější a zaznamenané výsledky a doporučuje se ji provádět místo klasické UT zkoušky. Metodu PA lze použít pro zjištění únavových trhlin a vnitřních nehomogenit. Další aplikací je korozní mapování, to se provádí z opačné strany, než je korozní poškození a je ideální pro diagnostiku šterbinové koroze a vnitřní koroze dutých profilů.
- **MPM** - Magnetická Paměť Materiálu je nedestruktivní diagnostická metoda založená na snímání intenzity magnetického pole H ve formě zbytkové magnetizace na povrchu materiálu pomocí sond. Zbytková magnetizace materiálu je ovlivňována procesem výroby, obráběním, dělením, svařováním, ohýbáním, tepelným zpracováním, ochlazováním, provozním namáháním atd. Podobná magnetizace materiálu nastává při procesu degradace materiálu v provozu vlivem degradačních podmínek – únava materiálu, případná koroze apod. Na základě vyhodnocení pak můžeme určit místa se zvýšenou koncentrací napětí (Stress Concentration Zones – SCZ), kde je zvýšená pravděpodobnost výskytu defektů v materiálu. Podstatnou výhodou této metody je rychlost měření a také to, že není potřeba upravovat povrch sledovaného materiálu.

Další nedestruktivní metody, jako TOFD (Time Of Flight Diffraction), kapilární zkoušení (PT), ultrazvukové zkoušení (UT), jsou rovněž využitelné, ale mají méně výhod než metody uvedené výše. U metody akustické emise (AE) zatím pro ocelové nosné mostní konstrukce není dostatek zkušeností pro běžnou praktickou aplikaci.

U plechů tloušťky nad 30 mm se při diagnostickém průzkumu doporučuje, zejména pokud slouží jako podklad pro rekonstrukci mostu, ověřit plech na přítomnost vměstků, delaminace a vnitřních nehomogenit. Pro zjištění se doporučuje provedení mapování metodou PA, případně UT.

I.3 Průzkum korozního oslabení

I.3.1 Korozní průzkum ve smyslu zjištění korozního oslabení je zásadním vstupem pro přepočet zatížitelnosti a ověření přechodnosti provozního zatížení, neboť jeho velikost se může na výsledné přechodnosti projevit velmi výrazně. Z tohoto důvodu je třeba koroznímu průzkumu věnovat dostatečnou pozornost a provést jej důkladným a podrobným způsobem. Nelze tedy například uvažovat hodnoty korozního průzkumu z podrobné prohlídky a tyto hodnoty aplikovat na hodnocený prvek.

Na průzkum korozního oslabení může dle požadavků zadavatele navazovat i diagnostický průzkum protikorozní ochrany, její stav a tloušťka, rozbor nebezpečných látek atd. Pro provedení průzkumu PKO lze využít např. TP42.

I.3.2 Při korozním průzkumu se rozlišují následující oslabení:

- **Lokální korozní oslabení** – dílčí lokální oslabení prvku, které je svým rozsahem několikanásobně menší, než hodnocený prvek či jeho část (pásnice, stěna atd.). Jedná se například o korozní důlek, prokorodování části průřezu prvku atd. Lokální oslabení je významným koncentrátorem napětí a může být významné pro hodnocení únavové životnosti.
- **Průměrné korozní oslabení** – jedná se o korozní oslabení, které odpovídá celkové průřezové ploše oslabení dílčí části průřezu (stěna, část pásnice atd.) podělené šířkou této části. Vyjadřuje v podstatě průměrné korozní oslabení na dílčí části prvku. Tato hodnota se odečte od původní tloušťky prvku a výsledná zbytková tloušťka se použije pro stanovení skutečných zbytkových průřezových parametrů celého prvku pro posouzení mezního stavu únosnosti a použitelnosti.

I.3.3 Při provádění průzkumu korozního oslabení se postupuje následujícím způsobem:

- **Analýza pokladů** konstrukce, sestavení osového schématu konstrukce s definováním jejich průřezů, rozdělení konstrukce na dílčí pruty (příhradové mosty) nebo části s konstantním průřezem definované délky (například úsek mezi příčnicí u plnostěnného trámu), jednoznačné označení prvků.
- **Příprava karet prvků** pro jednotlivé zkoumané prvky, včetně schématu příčného řezu profilu v tištěné formě pro korozní průzkum

- **Zpřístupnění konstrukce**, a to horolezecky, odkrytím podlahových plechů, nájezdem vysokozdvížné plošiny, osazením dočasných lávek atd. Pro korozní průzkum je nepřijatelné hodnocení z dálky, konstrukce musí být přístupna tzv. „na dosah ruky“. Mimořádně významné je to zejména pro mostovku, dolní pasy, dolní pásnice a všechna místa, kde dochází k hromadění vody, nečistot a ke zvýšenému koroznímu působení.
- **Provedení korozního průzkumu.** Při jeho provádění je nutno pečlivě mechanicky očistit korozně oslabená místa, a to včetně mechanického odstranění degradované oceli pod vrstvami koroze. Po odstranění korozních zplodin se na prvku stanoví lokální a průměrné korozní oslabení na všech dílčích částech průřezu samostatně (například u T průřezu stěna, pásnice vlevo, pásnice vpravo) a to tak, aby bylo možno sestavit v modelu průřezové parametry. Do karty prvku se uvedou i další poznatky, poškození (trhliny, poškozené nýty a šrouby, deformace, štěrbinová koroze). Korozní oslabení se měří pomocí posuvného měřítka za pomoci příložné lišty, nepřístupné části (plechy na stranách štěrbinové koroze), duté profily, rozsáhlé plochy atd. se měří ultrazvukovým tloušťkoměrem. Pokud se měří ultrazvukovým tloušťkoměrem, je nutno důkladně odstranit vrstvu koroze a nátěrů, případný nátěr je následně nutno opravit. Důvodem je fakt, že rychlost zvuku v nátěru je menší než v oceli a tloušťka nátěru se projeví zdánlivým nárůstem tloušťky plechu (pro epoxidové či akrylátové nátěry jde o cca 2-3x rozdíl). Alternativně lze změřit tloušťku nátěru a hodnotu zjištěnou ultrazvukovým tloušťkoměrem příslušně opravit.
- Zpracování zjištěných dat do přehledné tabulkové formy jako podklad pro stanovení průřezových hodnot.

Tabulka I.1 – Doporučená forma karty prvku pro průzkum korozního oslabení

PRŮZKUM KOROZNÍHO OSLABENÍ OK

PRVEK : DOLNÍ PÁS -

KOLEJ č.

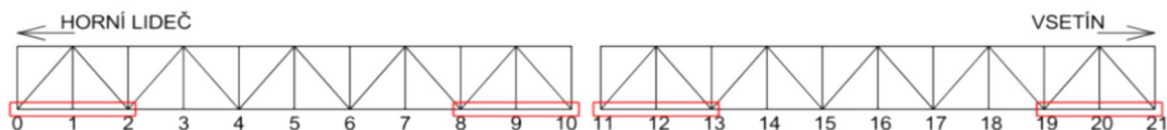
1 - 2

MOST V KMTÚ

PŘÍHRADA :

STRANA

L + P

SCHEMA KONSTRUKCE**SCHEMA PRŮŘEZU**

Z - začátek prutu	S - střed prutu	K - konec prutu

H - HORNÍ PÁSNICE, S - STOJINA, D - DOLNÍ PÁSNICE

S - 380x18, D - 280x14 + 2x L120x120x12

Korozní oslabení prutu [mm]

č.	ϕ/\max	Rozměr - š/d	č.	ϕ/\max	Rozměr - š/d	č.	ϕ/\max	Rozměr - š/d
1			1			1		
2			2			2		
3			3			3		
4			4			4		
5			5			5		
6			6			6		
POZN:			POZN:			POZN:		

I.4 Zkoušky konstrukčních materiálů**I.4.1 Obecné doporučení – kombinace destruktivních a nedestruktivních zkoušek**

Odběry materiálových vzorků a zkoušky základního materiálu se provádí vždy při přepočtu v kategorii D. V případě přepočtu kategorie C se provádí u mostů postavených před rokem 1905 s rozpětím větším než 18 m. U ostatních mostů lze dále uvedená doporučení uplatnit v přiměřené míře a dle čl. 4.4.5.

Doporučuje se při provádění materiálového průzkumu kombinovat destruktivní a nedestruktivní metody tak, aby došlo ke zjištění materiálových vlastností pokrývajících celou nosnou konstrukci.

I.4.2 Provádění destruktivních zkoušek

I.4.2.1 Odběr zkušebních vzorků se provádí pouze v místech, která nemají vliv na statické chování konstrukce a na její únosnost. Pokud je to možné, tak se tato místa umístí do rozhodujících částí nosné konstrukce, pokud to možné není, volí se podružné prvky, u kterých je předpoklad že mají shodné stáří s rozhodujícími prvky. Pro odběr vzorků lze využít například plechy dolních pasů a stěn za ložiskem, výztuhy stěn, odstávající konce úhelníků v místě přípojí, styčnickové plechy, přesah plechů za odstupňováním plechů na dolním a horním pasu, diafragmata, nulové pruty apod.

Destruktivní odběry vzorků je vždy nutno provést pro každý typ prvku, který mohl pocházet z jiné hutě či se vyráběl odlišným způsobem. Typicky se jedná o plechy, pásoviny, úhelníky a další válcované profily.

I.4.2.2 Na každém typu prvku je většinou nutno provést následující zkoušky:

- analýza chemického složení oceli optickou emisní spektrometrickou metodou,
- zkouška tahem dle ČSN EN ISO 6892-1 (při pokojové teplotě, vč. grafu průběhu zkoušky),
- metalografická zkouška mikrostruktury, výbrus a série snímků z mikroskopu,
- zkouška rázem v ohybu dle ČSN EN 148-1 (20°C, -20°C).

U zkoušky tahem a rázem v ohybu se doporučuje provedení alespoň 3 zkušebních těles v místě odběru a minimálně 5 zkušebních těles na typu prvku, pokud to umožňuje dostupná velikost plochy pro odběr vzorku.

I.4.2.3 Množství materiálu, který je třeba odebrat pro provedení zkoušky, závisí na typu zkoušky, způsobu odebírání vzorku (metodě dělení materiálu) a potřebné rezervě tak, aby odebíraný materiál nebyl nepříznivě ovlivněn např. vysokou teplotou při dělení plamenem. V úvahu je samozřejmě třeba vzít požadovaný počet vzorků pro konkrétní zkoušku, význam mohou mít i další vlivy (například způsob upnutí vzorku pro tahovou zkoušku do čelistí zkušebního stroje). Nesmí se zapomenout na prořez při dělení plechu na dílčí zkušební vzorky v případě, že se několik vzorků vyrábí z jednoho kusu plechu, opět s případnou rezervou kvůli tepelnému ovlivnění materiálu. Obecné doporučení je uvedeno v tabulce I.2.

Tabulka I.2 – Orientační rozměry odebíraného materiálu pro výrobu zkušebních vzorků

Zkouška	Rozměry odebíraného materiálu s rezervou pro obrábění, bez přídavku na tepelné ovlivnění materiálu	Poznámka
Zkouška tahem	180×10 mm	krátká zkušební tyč Ø 5 mm, jeden vzorek
	180×50 mm	krátká zkušební tyč Ø 5 mm, tři vzorky
	220×15 mm	krátká zkušební tyč Ø 10 mm, jeden vzorek
	220×70 mm	krátká zkušební tyč Ø 10 mm, tři vzorky
	270×15 mm	dlouhá zkušební tyč Ø 10 mm, jeden vzorek
	270×70 mm	dlouhá zkušební tyč Ø 10 mm, tři vzorky
Zkouška rázem v ohybu	12×60 mm	jeden vzorek
	75×60 mm	pět vzorků
Poznámka: předpokládá se, že tloušťka prvku je dostatečná pro výrobu zkušebních vzorků		

I.4.2.4 Pokud se na mostě plánuje v rámci přepočtu provedení zatěžovací zkoušky, zejména pokud budou využity snímače přetvoření, a jde o most budovaný před rokem 1905, doporučuje se provést zkoušku pro stanovení modulu pružnosti oceli, neboť její reálná hodnota může kolísat mezi 190 – 210 GPa. Vzhledem k nepřesnosti stanovení modulu pružnosti ze zkoušky tahem se doporučuje provedení samostatné zkoušky ohybem.

I.4.3 Doporučení pro provádění nedestruktivních zkoušek

I.4.3.1 Pro ocelové konstrukce lze pro stanovení materiálových vlastností využít prakticky pouze měření tvrdosti. Díky korelaci mezi pevností oceli a její tvrdostí (ČSN EN ISO 18265) lze predikovat pevnost oceli jakéhokoliv prvku na konstrukci i v místech, kde klasický odběr vzorků není možný. Tato zkouška je rychlá a poměrně jednoduchá.

I.4.3.2 Pro měření tvrdosti in-situ se používají přenosné tvrdoměry založené na metodě Leeb, popř. Rockwell, Vickers a Brinell. Přesnost je velmi citlivá na správné provedení, je nutno zkušební místa volit v místě tuhých celků konstrukce, jako jsou místa s výztuhou, s diafragmatem, s vložkami. Místa s malou tuhostí mohou díky vibraci při provádění

významně ovlivnit výsledek měření. Dále nelze měření tvrdosti provádět v tepelně ovlivněných oblastech, jako je svar a jeho blízkost, hrany plechů apod.

Pro stanovení materiálových vlastností se tyto metody použijí následujícími způsoby:

- Ověření materiálových vlastností – při znalosti roku výstavby lze na základě zjištěné pevnosti oceli usuzovat na odpovídající třídu oceli,
- Vytipování prvků s nízkou tvrdostí, u kterých lze usuzovat na nízkou mez kluzu. U těchto prvků se pak následně odeberou vzorky pro provedení zkoušky tahem, je-li to s ohledem na jejich rozměr možné,
- Na základě statistického vyhodnocení tvrdostí lze stanovit jejich variační koeficient V_x , který se následně použije pro stanovení návrhové hodnoty meze kluzu ze zkoušek tahem. Takto zjištěný V_x lépe reprezentuje rovnoměrnost kvality materiálu po celé konstrukci, a to včetně staticky rozhodujících míst.

Příloha J (informativní)**Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu betonových mostních objektů (betonových, železobetonových a předpjatých)****J.1 Všeobecně**

J.1.1 Všeobecné požadavky na diagnostický průzkum jsou uvedeny v příloze H.

J.1.2 V dalších odstavcích je uveden rozsah diagnostiky pro případ, kdy jsou z dokumentace známé použité materiály a kdy se tedy výsledky diagnostiky použijí především pro ověření těchto údajů. Pokud dokumentace mostního objektu neexistuje, je nutno rozsah diagnostiky přiměřeně zvětšit. Zkoušky, které mají vliv na návrh koncepce opravy či rekonstrukce mostního objektu, ale nemají vliv na zatížitelnost (např. mrazuvzdornost, karbonatace, pevnost povrchových vrstev v tahu atd.) se stanoví dle charakteru akce a zadání objednatele.

J.1.3 Místa pro odběr vzorků (betonu, betonářské výztuže, předpínací výztuže) se obvykle rozmístí rovnoměrně po konstrukci, ale tak, aby se vzorky pokud možno neodebíraly z nejvíce namáhaných oblastí konstrukce.

Zejména je nutno se maximálně vyhnout poškození betonářské a předpínací výztuže. Kromě zkoušek zaměřených na předpínací výztuž nesmí být tato výztuž vůbec zasažena ani odhalena.

V případě pokročilé degradace konstrukce je vhodné počet vzorků přiměřeně zvýšit a odebírat je také z nejvíce degradovaných míst.

J.1.4 Pokud se na konstrukci vyskytují, nebo je podezření na jejich výskyt, významnější, i méně časté, poruchy (narušení mrazem, alkalicko – křemičitou reakcí, koroze betonu, popř. ohněm atd.), provede se odběr a zkoušení potřebného množství vzorků na základně individuálního zhodnocení situace. Degradaci konstrukce zhoršuje vlhkost, případně přítomnost chloridů atd.

J.1.5 Fotograficky a graficky (schéma s kótami) se zdokumentují místa odběru jednotlivých vzorků. Fotograficky se zdokumentují vzorky před laboratorními zkouškami i po zkouškách, mimo případy, kdy taková dokumentace není proveditelná (chloridy apod.).

J.1.6 Po odběru vzorků je nutno veškerá místa odborně opravit a konstrukci uvést do původního stavu. Doporučuje se v rámci těchto prací provést i odbornou opravu odhalených kabelových kanálků a/nebo předpínací výztuže a podobných poškození, která se na konstrukci vyskytla již před prováděním diagnostického průzkumu (po kontrole a podrobném zdokumentování stavu).

J.1.7 U konstrukcí z prostého betonu lze použít základní principy diagnostiky železobetonových konstrukcí a rozsah průzkumu přiměřeně zredukovat.

J.2 Nosná konstrukce – obecné zásady

Diagnostický průzkum se na železobetonových či předpjatých NK provede na každé typově jedinečné konstrukci v rámci mostního objektu. Dále se upřesňuje, že u mostů s více identickými nosnými konstrukcemi (shodný typ nosníků a rozpětí) se dle vizuální prohlídky (četnost poruch, závažnost poruch, výjimečnost poruch, vliv poruch na posouzení) provede výběr konstrukce (případně nosníku), kde bude provedena diagnostika – výběr rozhodující (dle vizuálního stavu – nejhorší) konstrukce.

Kritéria pro určení minimálního počtu vyšetřovaných identických NK:

Prefabrikované či monolitické konstrukce:

a) min. 25 % z počtu NK (výsledek se zaokrouhlí nahoru na celé číslo, min. 2, pokud jsou alespoň 2 NK),

b) max. počet 5 ks.

Minimální počet diagnostikovaných NK je minimum z bodů a) a b). Nosná konstrukce tvořená dvojicí samostatných shodných nosníků je považována za jednu NK.

U železobetonové nebo předpjaté nosné konstrukce se provede průzkum v následujícím obvyklém rozsahu:

1. Pevnost betonu v tlaku destruktivně – 3x na typové části NK, na vývrtech o průměru cca 80 až 100 mm. Doporučuje se vývrty odebírat z boční strany nosné konstrukce přibližně uprostřed rozpětí. U konstrukcí s vnitřními dutinami (komorových apod.) se otvory využijí i pro kontrolu vnitřního prostoru dutin. Během zkoušky betonu v tlaku se zaměří celý pracovní diagram, který bude předán zpracovateli přepočtu graficky i v Excelové tabulce.
2. Objemová hmotnost betonu na vývrtech – 3x (použijí se vývrty z bodu 1. před jejich použitím pro zkoušky pevnosti v tlaku).
3. U předpjatých konstrukcí modul pružnosti v tlaku – 2x (použijí se vývrty z bodu 1. před jejich použitím pro zkoušky pevnosti v tlaku; pevnost betonu v tlaku se pro účel zkoušky stanoví na základě odhadu a z pevnosti vzorku č. 1). Pro konstrukce vyrobené před rokem 1990 lze použít převodní vztah mezi statickým modulem pružnosti a určenou pevností v tlaku.
4. Pevnost betonu v tlaku nedestruktivně tvrdoměrnou metodou – na třech místech, vždy v okolí vývrtů odebraných podle bodu 1. Minimální rozměry každé plochy jsou 0,5 x 0,5 m, minimální počet zkoušek na každé ploše je 10 ks (úderů).
5. Zařazení betonu do pevnostní třídy podle ČSN EN 13791, ČSN EN 1992, resp. ČSN EN 206+A1.
6. Kontaminace chloridy v minimálně 5 vrstvách (od povrchu tl. 3 mm, 4 mm, 5 mm, 6 mm a 7 mm) do celkové hloubky min. 25 mm – 2x. Vzorky se odeberou z míst, u kterých lze očekávat největší koncentrace chloridů (např. přímo nad přemostovanou pozemní komunikací apod.). Pokud je na konstrukci vrstva omítky, provede se obvykle odběr vzorků až z vlastní betonové konstrukce pod omítkou. Pro tuto zkoušku lze použít vrty provedené v bodu 1.
7. Hloubka karbonátce – 3x (použijí se vývrty z bodu 1. před jejich použitím pro zkoušky pevnosti v tlaku), dále pak minimálně 5x zkouškou vrtaného prachu příklepovým vrtáním, ve vybraných polohách.
8. Pokud se předpokládá oprava povrchu nosné konstrukce sanačními materiály, doporučuje se provedení zkoušek odtrhové pevnosti. Pokud je na nosné konstrukci provedena vrstva omítky a předpokládá se, že tato vrstva bude odstraněna, provedou se odtrhové zkoušky až na povrchu vlastní betonové konstrukce po odstranění omítky. Poloha zkušebních míst a množství zkoušek se stanoví podle stavu nosné konstrukce, resp. jejích částí (např. nosníků), min. počet zkoušek jsou 3 ks.
9. U konstrukcí s kompletně uzavřenými vnitřními dutinami se na konci konstrukce u každé opěry provede zdola vrt o průměru 20 mm do každé dutiny. Vrty budou sloužit pro ověření, zda není v dutinách voda a následně budou sloužit pro odvodnění dutin i pro možnost kontroly vnitřního prostoru endoskopem. Otvory (jako jediné) nebudou opravovány, ale budou v konstrukci ponechány.
10. Ověření problematických míst na konstrukci – např. se jedná o širší trhliny nad 0,2 mm (příčné i podélné), významnější trhliny s výluhy pojiva či projevy koroze, místa s projevy koroze (i pod 0,2 mm), která by mohla pocházet z předpínací výztuže apod. V těchto případech se provede vývrt příklepem (popř. odsekání) betonu do takové hloubky, aby bylo možno zjistit dosah trhlin a případný vliv na výztuž (zejména předpínací), zdroj koroze apod. Pro měření a monitoring trhlin lze využít též TP201.
11. Stanovení tloušťky krytí betonem nedestruktivně – 5 typově charakteristických kontrolních míst na NK (kontrolní místo – plocha o rozměru min. 0,7 x 0,7 m).
12. V případě pochybností o použité výztuži a jejích parametrech se provede odběr min. 1 vzorku betonářské výztuže a provedení tahové zkoušky až do porušení. Odebraný vzorek by měl být z hlavní nosné výztuže navržené na ohyb či smyk (mimo místa maximálního využití, např. v nevyužitých místech přesahů atd.), pokud to není možné tak z výztuže vizuálně odpovídající (např. třmínky, pak jde ale o informativní výsledek) Během zkoušek budou zaznamenány i pracovní diagramy, které budou předány graficky i v Excelové tabulce zpracovateli.

J.3 Nosná konstrukce – specifika pro předpínací výztuž

- J.3.1** Odhalení předpínací výztuže min. na třech místech na NK. Pokud má konstrukce příčné spáry, provede se odhalení výztuže přednostně v této spáře, případně také v místě narušených kabelových kanálků a podobných poruch. Pokud je ale konstrukce ve vynikajícím stavu, nedochází k zatékání, odprýskávání betonu, odhalení kanálků, na konstrukci nejsou odpovídající trhliny, zhoršená kvalita betonu konstrukce ani ve výplni příčných spár apod., není nutno předpínací výztuž kontrolovat, aby se neoslabovala protikorozní ochrana předpínací výztuže. Rovněž u hromadně vyráběných konstrukcí není nutno výztuž kontrolovat, pokud jsou vizuálně v pořádku a kontrola předpínací výztuže již byla provedena vícekrát (minimálně 5x za posledních 5 let) a vždy s kladným výsledkem u konstrukcí stejného typu a obdobného stáří a stavu.
- J.3.2** Ve výjimečných případech, pokud je to odůvodněné z hlediska stanovení zatížitelnosti, se v odhalené výztuži se změří předpínací síla (metodou příčného zatížení na základě kalibrace, nebo magnetoelastickou metodou) a odeberou se vzorky výztuže pro tahové zkoušky (podle typu výztuže buď 3 dráty, nebo 1 lano). Na odebrané výztuži se provedou tahové zkoušky až do porušení. Během zkoušek budou zaznamenány i pracovní diagramy, které budou předány graficky i v Excelové tabulce.
- J.3.3** V případech, kdy lze předpokládat zvýšené riziko existence bludných proudů a jejich vlivu na NK a předpínací výztuž, se doporučuje provést rovněž korozní průzkum zaměřený na účinky bludných proudů.
- J.3.4** Vzorky předpínací výztuže budou po zkouškách zachovány po dobu min. 2 let, dokud odborný útvar zadavatele, odpovědný zpracovatel diagnostiky a odpovědný projektant (opravy objektu, změny objektu, zpracovatel přepočtu apod.) nerozhodnou, že je možno vzorky zlikvidovat. Pokud nebude dohodnuto jinak, předpokládá se uchování vzorků v laboratoři, která na vzorcích provádí materiálové zkoušky. O likvidaci vzorků bude rozhodnuto dokladovaným způsobem.

J.4 Spodní stavba

Obecně se doporučuje provést vizuální prohlídku podpěr a na jejím základě vytipovat minimálně jednu opěru, dále pak 25% pilířů (minimálně 1, maximálně 5), které jsou v nejhorším stavu. Na těchto podpěrách se pak provede diagnostika v následujícím rozsahu:

1. Pevnost betonu v tlaku destruktivně (3x pro dřík podpěry, 3x pro úložný práh) na vývrtech o průměru cca 80 až 100 mm. Během zkoušky betonu v tlaku se zaměří celý pracovní diagram, který bude předán graficky i v Excelové tabulce.
2. Objemová hmotnost betonu na vývrtech – 6x (použijí se vývrty z bodu 1. před jejich použitím pro zkoušky pevnosti v tlaku).
3. Pevnost betonu v tlaku nedestruktivně tvrdoměrnou metodou – na šesti místech, vždy v okolí vývrtů odebraných podle bodu 1. Minimální rozměry každé plochy jsou 0,5 x 0,5 m, minimální počet zkoušek na každé ploše je 10 ks (úderů).
4. Zařazení betonu do pevnostní třídy podle ČSN EN 13791, ČSN EN 1992, resp. ČSN EN 206+A1.
5. Kontaminace chloridy v minimálně 5 vrstvách (od povrchu tl. 3 mm, 4 mm, 5 mm, 6 mm a 7 mm) do celkové hloubky min. 25 mm – 2x. Vzorky se odeberou z míst, u kterých lze očekávat největší koncentrace chloridů (např. přímo u přemostované pozemní komunikace apod.). Pokud je na podpěře vrstva omítky, provede se obvykle odběr vzorků až z vlastní betonové konstrukce pod omítkou. Pro tuto zkoušku lze použít vrty provedené v bodu 1. Kontaminace betonu chloridy se ověří především u konstrukcí s betonářskou výztuží.
6. Hloubka karbonatace – 3x (použijí se vývrty z bodu 1. před jejich použitím pro zkoušky pevnosti v tlaku), dále pak minimálně 5x zkouškou vrtaného prachu příklepovým vrtáním, ve vybraných polohách. Karbonatace se ověřuje u konstrukcí s betonářskou výztuží.
7. Ověření případných poruchových míst na konstrukci – široké trhliny, hloubkově degradovaný beton apod. – podle povahy daného případu se provede vývrt nebo odsekání betonu a průzkum vnitřní části konstrukce, odběr vzorků pro zkoušky pevnosti, mrazuvzdornosti apod.

8. Pokud se předpokládá oprava povrchu spodní stavby sanačními materiály, doporučuje se provést také zkoušky odtrhové pevnosti – min. 3x. Pokud je na spodní stavbě provedena vrstva omítky a předpokládá se, že tato vrstva bude odstraněna, provedou se odtrhové zkoušky až z povrchu vlastní betonové konstrukce podpěry po odstranění omítky.
9. V případě pochybností o použité výztuži a jejích parametrech se provede odběr min. 1 vzorku betonářské výztuže a provedení tahové zkoušky až do porušení. Během zkoušek budou zaznamenány i pracovní diagramy, které budou předány graficky i v Excelové tabulce. Vzorky je nutno odebrat především z hlavní nosné výztuže (podélné i příčné, v úložném prahu i v dřívku), ale mimo místa maximálního využití.
10. U dalších podpěr obdobného stavu je možné rozsah diagnostiky redukovat podle konkrétní situace.

Příloha K (informativní)

Doporučení pro provádění diagnostického průzkumu zděných mostních objektů

K.1 Všeobecně

K.1.1 Všeobecné požadavky na diagnostický průzkum jsou uvedeny v příloze H.

K.1.2 Při plánování a provádění diagnostického průzkumu zděných mostních objektů je nutno zohlednit specifika působení těchto konstrukcí, zejména:

- spolupůsobení klenby s materiálem zásypu;
- vlastnosti a chování zemního tělesa;
- výrazný vliv trhlin v konstrukci;
- výrazná nehomogenita základního materiálu (zdiva).

K.1.3 Při provádění diagnostického průzkumu zděných konstrukcí, se rovněž doporučuje provádět práce pro zjištění skutečného tvaru a uspořádání konstrukce. Zejména se jedná o zjištění tvaru a provedení zasypaných částí konstrukce (tloušťka konstrukce, provedení a tvar nadezdívky, přítomnost zesilujících žeber, uspořádání a provedení zásypu apod.) a vyhledání vnitřních dutin (vylehčovacích otvorů) jak ve vlastní konstrukci, tak v jejím zásypu.

K.2 Stanovení poškození konstrukce

K.2.1 Stanovení typu a rozsahu poškození jednotlivých částí a prvků konstrukce, včetně přesné lokalizace a popisu poškození, je základním podkladem pro provedení přepočtu zatížitelnosti zděného mostního objektu a má být provedeno v rámci diagnostického průzkumu.

K.2.2 Z hlediska poškození zděných mostních objektů je nutno věnovat pozornost zejména poruchám, které významně ovlivňují chování a odolnost konstrukce. Obvykle se jedná o následující poruchy:

- trhliny ve zdivu (lokalizace, šířka trhlin, zatékání trhlínami, oddělení částí konstrukce apod.);
- stav zdících prvků jednotlivých částí objektu (lokalizace a rozsah poruch, mrazový rozpad prvků, zatékání a degradace prvků apod.);
- stav spárování zdiva (lokalizace, hloubka vydrolení, stav malty ve spárách, zatékání a výluhy ve spárách apod.);
- celkový stav konstrukce (podemletí základů, zjištění trvalých deformací konstrukce apod.);
- poškození zásypů za objekty a zemního tělesa (poklesy, vymletí, vyplavování materiálu apod.).

K.2.3 Zjištěné poruchy a závady konstrukce se zaznamenají přehledným a jednoznačně reprodukovatelným způsobem současně s vyznačením rozsahu a lokalizace jednotlivých poruch (hloubka porušení, rozměry poškozené oblasti a její lokalizace) tak, aby bylo možné identifikovat případné negativní vlivy či jejich spolupůsobení na chování konstrukce.

K.3 Zkoušky konstrukčních materiálů

K.3.1 Při zkouškách konstrukčních materiálů se mají vyšetřit vlastnosti materiálů všech rozhodujících částí konstrukce (zejména nosná konstrukce, spodní stavba, zásyp). Rozsah a množství zkoušek se stanoví v návaznosti na význam konstrukce nebo prvku, požadovaný účel a kategorii přepočtu zatížitelnosti mostního objektu.

K.3.2 Při zkouškách konstrukčních materiálů se zjišťují vlastnosti mechanické, potřebné pro stanovení odolnosti rozhodujících konstrukcí (pevnost použitých materiálů, modul pružnosti apod.), a ostatní, potřebné pro stanovení dalších vlastností konstrukce (objemová hmotnost, odolnost proti atmosférickým vlivům, chemické složení apod.).

POZNÁMKA: Popis mechanických charakteristik zdiva a jejich stanovení z dílčích výsledků průzkumu jsou uvedeny v D.1 tohoto předpisu. Metody experimentálního vyšetřování, jejich popis a vyhodnocení jsou uvedeny například v UIC 778-3.

K.3.3 V závislosti na velikosti, významu, vnějším uspořádání mostního objektu a požadované kategorii přepočtu zatížitelnosti se doporučuje v rámci diagnostického průzkumu provést experimentální stanovení následujících vlastností jednotlivých materiálů:

- vlastnosti zdicích prvků použitých v jednotlivých rozhodujících částech a prvcích mostního objektu (zejména pevnost v tlaku, objemová tíha, modul pružnosti, mrazuvzdornost apod.);
- vlastnosti malty v rozhodujících částech a prvcích mostního objektu (pevnost v tlaku, složení apod.);
- vlastnosti zdicích prvků nadezdívky, případně vlastnosti malty použité k jejich spojení;
- vlastnosti zásypu mostní konstrukce (zatřídění, objemová hmotnost, úhel vnitřního tření, soudržnost, vlhkost apod.);
- vlastnosti zemního prostředí pod základovou spárou.

POZNÁMKA: Experimentální stanovení pevnosti malty je z technického hlediska nejsložitější a nejméně přesnou součástí uvedených průzkumných prací (zpravidla se provádí nepřímými metodami malé přesnosti - např. Kučerova vrtačka). Experimentální stanovení pevnosti malty lze v řadě případů nahradit odhadem, zejména pro méně namáhané nebo méně významné části konstrukce (čelní zdi, křídla apod.). Rovněž u zdiva ze zdicích prvků vysoké pevnosti (obvykle nad 40 MPa) a s malou tloušťkou spár v porovnání s rozměry zdicích prvků (např. pravidelné dobře provázané kvádrové zdivo se spárami šířky do 15 mm), kde je vliv pevnosti malty na celkovou pevnost zdiva malý, lze pevnost malty odhadnout bez požadavku na podrobné zkoušky jejich mechanických vlastností.

K.3.4 Rozsah prací a množství jednotlivých zkoušek na zděných mostních objektech v rámci diagnostického průzkumu se stanoví v rámci plánu diagnostického průzkumu podle uspořádání, velikosti a stavu mostního objektu. Obvyklý rozsah diagnostického průzkumu zděných mostních objektů je následující:

1. Zjištění skutečného tvaru a uspořádání mostu podrobným měřením (možno nahradit podrobným geodetickým zaměřením) doplněným vhodnými zkouškami pro stanovení tloušťky přesypaných částí konstrukce (obnažení zasypaného povrchu, průvrty konstrukcí, georadarová měření). Stanovení tloušťky přesypaných částí konstrukce se doporučuje provést v rozhodujících místech konstrukce, minimálně 1x na nosné konstrukci a 1x na spodní stavbě. Případné průvrty konstrukcí lze výhodně spojit s odběrem vzorků pro stanovení vlastností materiálů technologií jádrového vrtání.
2. Odběr vzorků pro provedení destruktivních zkoušek zdicích prvků (pevnost zdicích prvků, objemová tíha atd.), případně malty, se doporučuje vždy alespoň na jednom místě na každé podpěře a v každém poli nosné konstrukce.
3. Nedestruktivní zkoušky zdicích prvků a malty (tvrdoměrné zkoušky, kučerova vrtačka) se doporučuje provádět na všech podpěrách a ve všech polích nosné konstrukce v počtu alespoň 3 ks na každou podpěru/pole tak, aby získané výsledky pokrývaly vlastnosti materiálu dané části mostu.
4. Vlastnosti zemního prostředí a polohu základové spáry, případně uspořádání založení se doporučuje ověřit na každé podpěře mostu. U klenbových mostů malých rozpětí (cca do 4 m s jedním polem), jedním polem a bez známek poruch založení (poklesy, trhliny ve spodní stavbě) je rozsah průzkumu možno redukovat pouze na jednu opěru.
5. Vlastnosti zásypu mostu a jeho uspořádání se doporučuje ověřovat v každém poli mostu, a to buď jádrovým (geologickým) vrtem nebo kopanou sondou. U mostů celkové délky do 20 m však obvykle postačí provedení jedné sondy na mostě, u mostů delších potom zpravidla jedna sonda na 30 m ale vždy alespoň dvě sondy na most. Za účelem zjištění uspořádání nad podpěrami (provedení nadezdívek) se doporučuje sondy provádět v blízkosti podpěr mostu a na celou výšku zásypu klenby.

6. V případě malé vzdálenosti koleje od čelních zdí, nebo v případě vysokých čelních zdí se doporučuje v rámci průzkumu provést rovněž přímé stanovení tloušťky čelních zdí průvrty.

K.3.5 Podrobnými experimentálními zkouškami se obvykle nemusí stanovit materiálové vlastnosti méně významných částí a prvků mostního objektu z hlediska odolnosti (např. zásyp nebo nadezdívka) nebo méně významné materiálové vlastnosti z hlediska analýzy konstrukce (např. modul pružnosti, objemová hmotnost). Vlastnosti materiálů těchto částí a prvků mostního objektu je možno stanovit na základě petrografického zatřídění a odhadu příslušných vlastností podle dostupných podkladových materiálů (např. podle tabulky v D.1.1).

POZNÁMKA: Při použití odvozených vlastností materiálů je nutno (v souladu s platnými předpisy pro hodnocení konstrukcí) zohlednit příslušné nejistoty v hodnotách vlastností a pro analýzu a hodnocení konstrukce použít příslušnou horní nebo spodní hodnotu vlastnosti materiálu (méně příznivou hodnotu).

K.3.6 Jako součást vyhodnocení experimentálního stanovení vlastností složek zdiva (zdící prvky, malta) jednotlivých částí mostu se provede stanovení mechanických vlastností zdiva jako konstrukčního materiálu. Stanovení mechanických vlastností zdiva se provede podle ustanovení části D.1 na základě vlastností jeho složek a skutečného stavu zjištěného při průzkumu (uspořádání a vazba zdiva, vlhkost, poškození trhlinami apod.).

Příloha L (informativní)**Doporučení pro provedení studijních zatěžovacích zkoušek ocelových a spřažených ocelobetonových mostů pro validaci výpočtového modelu****L.1 Obecně**

L.1.1 Při plánování a provádění experimentálního ověření mostu (při stanovení zatížitelnosti kategorie **D**) za účelem validace výpočtového modelu se doporučuje postupovat podle ČSN 73 6209. Nicméně vzhledem k možnostem provádění měření je možné po dohodě zpracovatele přepočtu a odborného útvaru zadavatele některé požadavky ČSN 73 6209 na statickou či dynamickou zatěžovací zkoušku redukovat či modifikovat. Takto modifikovanou zkoušku, nesplňující požadavky ČSN 73 6209 sloužící validaci výpočtového modelu, označujeme jako studijní zkoušku mostu podle ČSN 73 6209, statickou či dynamickou. Dynamickou zkoušku pak můžeme podle ČSN 73 2044 dále rozdělit na dynamickou zkoušku zatěžovací a informativní (též tzv. experimentální modální analýzu).

L.1.2 Cílem statické studijní zkoušky je zejména:

- získat podklady pro ověření statické funkce nosné konstrukce,
- ověřit přiléhavost výpočtových modelů a jeho vstupních charakteristik,
- získat charakteristiky konstrukce potřebné pro provedení přepočtu či jeho zpřesnění,
- ověření spolehlivosti a kvality konstrukce v mezních stavech použitelnosti,
- získat referenční deformační stav mostu tak, aby bylo další měření v budoucnu porovnat a vyhodnocovat s ohledem na riziko poruch a závad,
- zjistit případné závady a poruchy na základě sledování konstrukce.

L.1.3 Základním účelem studijní dynamické zatěžovací zkoušky je stanovit charakteristiky vynuceného kmitání zkoumaného existujícího mostního objektu. Mezi cíle patří zejména:

- získat podklady pro ověření a posouzení dynamického chování zkoumaného mostního objektu,
- ověřit výstižnost teoretického modelu použitého pro výpočet dynamického chování vyšetřovaného mostního objektu a získat podklady pro jeho upřesnění,
- prověřit, zda při provozu zkoumaného mostního objektu nedochází k nadměrnému dynamickému namáhání důležitých konstrukčních částí z hlediska mezního stavu únosnosti,
- prověřit, zda při provozu zkoumaného mostního objektu nedochází k nadměrným vibracím některých konstrukčních částí z hlediska mezního stavu použitelnosti,
- prověřit, zda nedochází k nadměrnému zrychlení mostu podle článku A2.4.4.2.1 (4) P z přílohy A2 normy ČSN EN 1990 ed.2,
- získání spekter napětí pro posouzení únavové životnosti konstrukce na základě sledování reálné dopravy.

L.1.4 Mezi cíle dynamické informativní zkoušky (experimentální modální analýza) patří zejména:

- získat podklady pro ověření a posouzení dynamického chování zkoumaného stávajícího mostního objektu,
- ověřit potenciální riziko vzniku rezonančního kmitání celé nosné konstrukce mostu nebo některého jeho konstrukčního prvku,
- získat charakteristiky nosné konstrukce potřebné pro provedení dynamického výpočtu či jeho zpřesnění,
- ověřit výstižnost, provést verifikaci, identifikaci či validaci výpočtového modelu použitého pro výpočet dynamického nebo statického chování vyšetřovaného mostního objektu například za účelem stanovení jeho zatížitelnosti,
- získat podklady pro hodnocení skutečného stavu mostního objektu po jeho poškození a při jeho opravě,
- detekovat a lokalizovat závadu nebo poruchu zkoumaného mostního objektu,
- ověřit účinnost dílčí opravy, rekonstrukce či konstrukční úpravy mostního objektu,

- získat podklady pro kontrolu mostního objektu a pro různé případy pochybností o jeho skutečném stavu.

L.2 Podklady pro studijní zkoušku mostu

L.2.1 Pro provedení studijní zkoušky mostu je nutno vždy zpracovat podklady. Jejich rozsah vychází z kap. 5 ČSN 73 6209, ale doplní se o další požadované specifické výstupy. Zpracování podkladů musí vycházet ze zpracovaného výpočtového modelu nosné konstrukce, kde se rovněž stanoví přepokládané rozsahy měřených hodnot pro správnou volbu a nastavení snímačů. Je velmi účelné, aby zpracování podkladů probíhalo ve spolupráci s měřicí organizací, s ohledem na správnou interpretaci požadavků a cílů měření.

L.2.2 Oproti požadovaným měřeným veličinám v kap. 6.3 ČSN 736209 se doporučuje dále měřit:

- vodorovné posuny ložisek, a to pro ověření jejich funkce a případné podchycení prokluzu v rámci pevného ložiska,
- poměrná přetvoření ve významných částech konstrukce, viz kap. L.3,

Naopak lze většinou s ohledem na dlouhodobou konsolidaci základů zanedbat pokles podpěr, pokud tyto nejeví známky poruch.

Doporučuje se provádět videozáznam průběhu zkoušky s ohledem na lepší vyhodnocení měřených dat, zejména pokud se používá skutečného železničního provozu. Kvalita a rozsah videozáznamu by mělo umožnit identifikaci řazení vozů a v případě osobní dopravy alespoň odhadnout množství převážených osob, pokud to typ skel vlaků na trati umožňuje.

Obvykle lze upustit od geodetického zaměření nosné konstrukce před a po provedení statické a dynamické zatěžovací zkoušky.

L.3 Osazení snímačů poměrného přetvoření při studijní zkoušce

L.3.1 Místa pro měření poměrného přetvoření je nutno vybrat na dané nosné konstrukci tak, aby bylo ověřeno její prostorové chování a bylo jej možno porovnat s předpoklady výpočtu. Poloha snímačů přetvoření vychází z požadavků statického výpočtu a zejména z nejistot při zpracování výpočtového modelu.

L.3.2 Doporučuje se provedení tenzometrického měření zejména na prvcích popsaných níže, kde bývají největší nejistoty ve výpočtovém modelu.

Trámové plnostěnné mosty:

- horní a dolní pásnice hlavních nosníků uprostřed rozpětí, u spojitých konstrukcí i nad podpěrou, u symetrických a přímých konstrukcí a symetrického zatížení může postačovat osazení jednoho hlavního nosníku,
- u roštových trámových konstrukcí horní a dolní pásnice u všech nosníků v jednom řezu pro stanovení příčného roznosu zatížení.

Trámové příhradové mosty:

- diagonály hlavního nosníku, s ohledem na zjištění torzního chování mostu, případně i pro zjištění rozkmitů napětí, které u diagonál bývají významné, volba měřených diagonál se stanoví na základě statické analýzy mostu,
- horní a dolní pas v místě maximálního momentu v poli a nad podporou.

Prvková mostovka mostů trámových i obloukových:

- druhý krajní, či koncový příčník uprostřed jeho rozpětí a blízko napojení na hlavní nosník, a to pro stanovení svislého i vodorovného ohybového momentu, pro stanovení tuhosti přípoje hlavní nosník – příčník a míry namáhání v důsledku spolupůsobení mostovky s hlavním nosným systémem,
- podélník v poli a v místě připojení na příčník, s ohledem na zjištění míry jeho spjitosti.

Ocelobetonové mosty

Pokud existuje pochybnost o spřažení, doporučuje se osadit snímače na pásnice hlavního nosníku a na žb desku, na základě průběhu napětí ověřit typ konstrukce.

L.3.3 V rámci příčného řezu měřeného prvku se doporučuje osadit snímače přetvoření na oba okraje horní a dolní pásnice tak, aby bylo možné ze zjištěných dat zjistit svislý i vodorovný ohybový moment a normálovou sílu. V případě prvku dominantně svisle ohýbaného lze osadit snímače do jeho osy, kde napětí od příčného momentu je nulové, a měřit pouze přetvoření od dominantního svislého ohybu.

Pokud existuje podezření na nekompaktní průřez, například z důvodu ztráty předpětí nýtů na krčném úhelníku, je nutno osadit snímače přetvoření i na jeho stěnu.

L.3.4 Umístění snímačů přetvoření musí být koncipováno v částech s konstantním průřezem prvku tak, aby nedocházelo k ovlivnění měření lokální napjatostí (např. diafragmaty, výztuhami, šrouby, nýty, svary, lokální změnou geometrie apod.). Z obdobného důvodu se doporučuje odsadit měřená místa v ose uložení mimo oblast ovlivněnou lokálním svislým napětím nad ložiskem.

L.3.5 Při využití snímačů přetvoření se zejména u mostů budovaných před rokem 1905 doporučuje provést zkoušku základního materiálu pro stanovení modulu pružnosti, neboť jeho reálná hodnota může kolísat mezi 190 – 210 GPa. Při jeho pouhém odhadu může dojít k nezanedbatelné chybě ve stanovení výsledného napětí. Vzhledem k nepřesnosti stanovení modulu pružnosti ze zkoušky tahem se doporučuje provedení samostatné zkoušky ohybem.

L.4 Měření průhybů při studijní zkoušce

L.4.1 Pro měření průhybů se doporučuje využít následující metody měření:

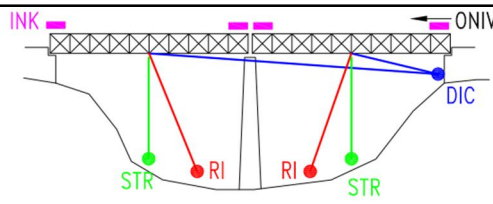
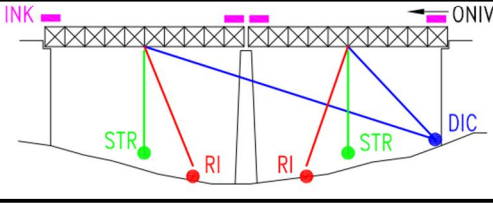
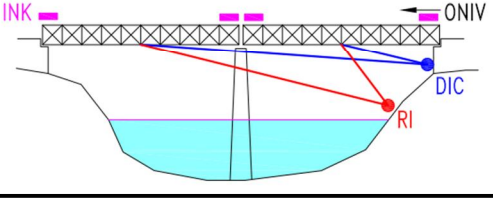
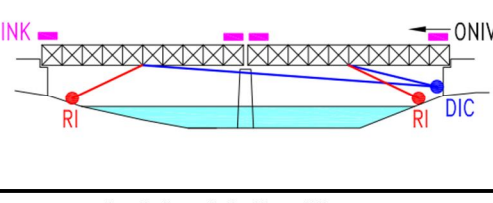
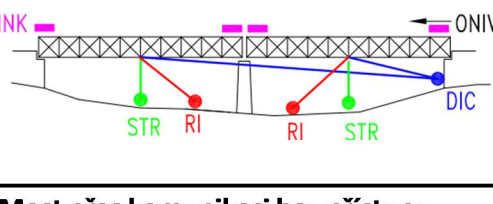
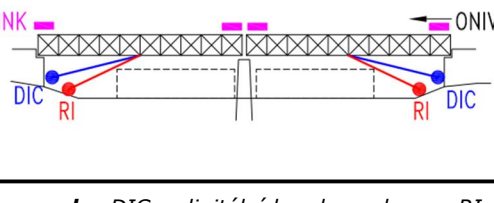
- **Průhyboměry.** Průhyboměry se používají především k měření ze spodního líce nosné konstrukce, kde je třeba upevnit měřící drát. Jako závěsy se běžně používají invarové, popř. ocelové dráty. Drát je pro statické měření zatížen závažím, pro dynamické měření se používá napínání pružinou. V případě použití pružiny je nutné provést kalibraci přípravkem s ohledem na zohlednění vlivu průhybu na zkrácení pružiny a ztrátu napínací síly, která se projeví pružným zkrácením drátu (při nezohlednění se může výsledná chyba pohybovat až v desítkách procent). Pro samotné měření se obvykle používají potenciometrické nebo indukční snímače deformace s volným jádrem. Přesnost se pohybuje v setinách až desetínách milimetru.
- **Optické geodetické metody.** Optické systémy jsou běžným způsobem sledování jak svislých deformací mostů, tak jejich polohy. Nivelační přístroj se umísťuje mimo most, v měřeném místě se pak umístí nivelační lať, používá se metoda velmi přesné nivelace. Výhodou je rychlost aplikace a netečnost k podmínkám pod mostem. K nevýhodám patří snižující se přesnost měření s délkou záměry, ovlivnění klimatickými podmínkami, a především malý počet reálně souběžně měřených míst. S ohledem na časovou náročnost nelze metodu použít pro dynamické zkoušky. Přesnost se pohybuje v desetínách milimetru.
- **RI - Radarová interferometrie.** Metoda radarové interferometrie je metoda, která umožňuje sledovat svislé průhyby mostů v několika bodech současně. Instalace zařízení a příprava je velmi jednoduchá a rychlá. Pohyby mostu lze snímat dynamicky s vysokou snímací frekvencí, přičemž snímán je pohyb mostu ve směru k radaru. Na základě geometrie a předpokladu průhybu mostu je odvozen svislý průhyb. Nevýhodou je nevhodnost a související nepřesnost měření pro mosty s malou výškou nad terénem, kdy nelze ustavit radar ve vhodném úhlu k mostu. Měření může být ovlivněno i podélnou či příčnou deformací, tu je nutné eliminovat vhodným umístěním radaru. Přesnost se pohybuje od setin do desetín milimetru,
- **DIC – Digitální korelace obrazu.** Pro toto měření je třeba použít dvě či více kamer, snímajících sledovaný objekt. Na konstrukci jsou pak osazeny terčíky se známou vzdáleností bodů, které jsou s vhodnou vzorkovací frekvencí snímány. Lze využít většího množství kamer souběžně. Následně jsou pořízené fotografie digitálně zpracovány a převedeny do svislých či vodorovných deformací. Touto metodou lze měřit staticky i dynamicky. Přesnost měření se obvykle pohybuje v desetínách milimetru. Metoda je výhodná zejména tam, kde není možno zajistit přístup pod most a také v případech, kdy je třeba zaznamenat deformace většího počtu bodů kolmo k záměře kamery, jako např. mosty nízko nad terénem.
- **Měření náklonů.** Pro měření náklonů se používají velmi přesné inklinometry. Na základě náklonů a znalosti charakteru deformace, stanovené numerickým výpočtem, lze pak stanovit průhyb mostu. Jedná se o nepřímou metodu, jejíž využití se doporučuje

v případech, kdy nelze efektivně využít výše uvedené metody, nebo naopak efektivně pro dlouhodobé sledování konstrukce, kdy je deformační křivka mostu již známa. Přesnost se pohybuje až v desetínách milimetru, v závislosti na přesnosti stanovení deformační křivky. Zásadní podmínkou použití je validace numerického modelu na základě zkušebního zatížení a naměřených náklonů, pouze u konstrukcí s konstantní tuhostí a staticky určitým působením lze deformační křivku teoreticky odvodit.

L.4.2 Z hlediska volby metody lze použít doporučení, uvedené v tabulce L.1. Obecně se doporučuje, pokud je to možné, použít klasických průhyboměrů. Pokud jejich využití není možné, volí se jiná metoda podle tabulky L.1. Při zpracování podkladů pro zkoušku je nutno si uvědomit, že při použití jiné metody, než průhyboměrů či geodetických metod (které nelze využít pro dynamická měření), se snižuje maximální možný počet měřených míst. Současně volba metody jako jsou inklinometry, DIC a radarová interferometrie určuje volbu měřící organizace, případně vyvolává nutnost kooperace více organizací při měření. Důvodem je, že tyto technologie vlastní nezávisle na sobě omezené množství organizací.

Dále se obecně doporučuje provádět kontinuální záznam deformace dostatečnou vzorkovací frekvencí či i případných dalších veličin i při statické zatěžovací zkoušce.

Tabulka L.1 – Vhodnost metod měření průhybu

		Vhodnost	Dyn.měř.	Stat.měř.	Env.vl.	Model
Most v hlubokém údolí 	DIC	++	++	++	A	N
	RI	++	++	++	N	N
	STR	-	+	+	A	N
	ONIV	+	0	+	A	N
	INK	+	+	+	N	A
Most v hlubokém údolí s vysokou opěrou 	DIC	+	+	+	A	N
	RI	++	++	++	N	N
	STR	-	+	+	A	N
	ONIV	+	0	+	A	N
	INK	+	+	+	N	A
Most v hlubokém údolí přes vodoteč 	DIC	++	++	++	A	N
	RI	++	++	++	N	A/N
	STR	0	0	0	0	0
	ONIV	+	0	+	A	N
	INK	+	+	+	N	A
Most v plochem údolí přes vodoteč 	DIC	++	++	++	A	N
	RI	+	+	+	N	A
	STR	0	0	0	0	0
	ONIV	+	0	+	A	N
	INK	+	+	+	N	A
Most v plochem údolí s přístupem 	DIC	++	++	++	A	N
	RI	+	+	+	N	N
	STR	++	++	++	N	N
	ONIV	+	0	+	A	N
	INK	+	+	+	N	A
Most přes komunikaci bez přístupu 	DIC	++	++	++	A	N
	RI	+	+	+	N	A
	STR	0	0	0	0	0
	ONIV	+	0	+	A	N
	INK	+	+	+	N	A

Legenda: DIC – digitální korelace obrazu, RI – radarová interferometrie, STR – strunové průhyboměry, ONIV – optická nivelace, INK – inklinometry, ++ – metoda velmi vhodná, + – metoda je využitelná, - – metoda podmíněně použitelná, 0 – metodu nelze použít, env. vl. – metoda může být ovlivněna enviromentálními vlivy (světlo, vítr, teplota), model – pro použití metody je/není nutný numerický model s predikcí deformací, A – ano, N – ne

L.5 Zkušební zátěž

L.5.1 Jako zkušební zátěže se doporučuje přednostně využití lokomotiv, kde lze využít jejich známé hmotnostní parametry. Dále lze využít zatěžování reálnou dopravou, kde po provedení zkoušky lze zjistit hmotnost vozidel ze systému COMPOST, kde jsou uvedeny parametry hnacího vozidla, typy převážených vozů včetně jejich naložení. Při využití těchto údajů je nutno uvážit nejistotu v hmotnosti provozních náplní, které se obvykle pohybují v rozmezí 3-6 % hmotnosti hnacího vozidla. Údaje o osobních vozech lze s ohledem na nejistotu obsazení využít v omezené míře. Snímání kamerou je s ohledem na častou reflexní úpravu skel obtížně použitelné k odhadu obsazenosti.

L.5.2 Doporučuje se dosáhnout v maximální možné míře účinnosti zatížení alespoň 0,5 vůči známé přechodnosti, je-li to s ohledem na možnosti zajištění břemene, přechodnosti trati a možnosti výluk možné. Požadavky na minimální účinnost závisí na cílech zkoušky, velikosti deformací a dalších veličin ve vztahu k použitým snímačům, míře vzájemného spolupůsobení prvků, které mohou ovlivnit tuhost konstrukce a srovnání s reálným provozním zatížením. Dále je třeba přihlídnout k tomu, jaký prvek na mostě je zkoušen a stanovit účinnost zkoušky vzhledem k přechodnosti tohoto prvku.

L.5.3 Při modální analýze se dnes používají tyto základní postupy experimentálního buzení a následného určování charakteristik vlastního kmitání zkoušené konstrukce:

- použití řízené budící síly, například za pomoci vhodného budiče. Při vyhodnocování je naměřená dynamická odezva konstrukce normována k budící síle, která dynamickou odezvu vyvolala. Tato metoda je ideální, je však časově náročná a vyžaduje výluku na trati,
- použití přirozeného nahodilého dynamického zatížení dopravou. Toto buzení nevyžaduje zajištění výluky na trati, může však dojít k ovlivnění hmotnosti mostu hmotností dopravy (míra závisí na poměru hmotnosti vozidla a mostu), což má vliv na zjištěné frekvence. Vlastní kmitání po přejezdu, kdy již most hmotnostně ovlivněn není, bývá s ohledem na obvyklý útlum většinou krátké a nedostatečné pro vyhodnocení vlastních charakteristik,
- použití přirozeného nahodilého dynamického zatížení (např. proměnné zatížení větrem, mikroseizmicitou). Toto buzení má obvykle nižší účinnost, nevyžaduje však zajištění výluky na trati.

U všech popsaných metod je třeba uvážit, že velikost buzení konstrukce má vliv na chování mostu, s ohledem na prokluzu ve spojích, ložiskách a míře spolupůsobení prvků, což následně může mírně ovlivňovat vlastní frekvence a tvary.

L.6 Statické studijní zatěžovací zkoušky

Statické studijní zkoušky se provádí podle ČSN 73 6209. Pokud je to s ohledem na možnosti výluk účelné či nutné, lze redukovat dobu na $T_2 = 5$ min. Podmínkou je však splnění požadavku odstavce B.4 výše uvedené normy. Zkoušku se doporučuje provádět za ustálených teplot.

Kritéria v odst. 7.1.4 (a) se stanoví informativně a uvedou v protokolu. V případě nesplnění podmínek 7.1.4.(b) se doporučuje zjištění příčiny před pokračováním zkoušky, u dlouhodobě provozovaných mostů toto nesplnění ukazuje na významnější poruchu nosné konstrukce.

L.7 Dynamické studijní zatěžovací zkoušky

L.7.1 Při dynamických studijních zkouškách prováděných v rámci diagnostiky stávajících mostních objektů se obvykle používá jejich přirozené dynamické zatížení, tedy u železničních mostů proměnné zatížení železniční dopravou.

Pro dynamické ověřovací zkoušky lze vedle výše uvedených typů přirozených dynamických zatížení použít i zatěžování, které simuluje běžný dopravní provoz na nosné konstrukci. Jedná se o vhodné železniční zkušební vozidlo nebo skupinu vozidel, která se pohybují různými rychlostmi v jednom i druhém směru jízdy po mostovce mostu. Jezdí se rychlostmi 5, 10, 15, 20, 30 km·h⁻¹ až do dosažení maximální povolené rychlosti na trati nebo na mostním objektu.

Při využití reálného provozu je v závislosti na cílech zkoušky doporučuje měřit i rychlost vozidel na mostě. To lze provést např. pomocí tenzometrů, umístěných v definované

vzdálenosti na kolejnice. Napětové špičky a doba mezi nimi pak umožní odvodit rychlost jízdy.

- L.7.2** Přejezdy se doporučuje doplnit u prvkových mostovek brzdou zkouškou pro zjištění roznosu brzdného a rozjezdového zatížení do prvků mostovky. U brzdné zkoušky je nezbytné stanovit brzdou sílu pro srovnání s odezvou na nosné konstrukci. Tu lze zjistit buď pomocí videozáznamu, nebo snímáním polohy na koleji pomocí tenzometrů na stojině kolejnice a následně odvozenému zrychlení soupravy.
- L.7.3** Zvláštním způsobem dynamické zkoušky je sledování namáhání konstrukce s ohledem na získání spekter napětí pro únavové posouzení. V tomto případě se doporučuje provádět monitoring v trvání minimálně 7 dní tak, aby bylo zajištěno získání reprezentativního složení dopravy v průběhu jednoho týdne. Současně je nutno sledovaná místa volit v místech, kde je posouzení únavové životnosti předpokládáno. Pro návrh i vyhodnocení se doporučuje konzultace s odborným pracovištěm.

L.8 Dynamická studijní informativní zkouška (experimentální modální analýza)

L.8.1 Cílem dynamické informativní zkoušky je zjištění vlastních tvarů konstrukce a vlastních frekvencí. Základní požadavky definuje ČSN 73 6209. Upozorňuje se, že při provádění modální analýzy je vždy nezbytné měřit teplotu konstrukčních prvků, jejichž tuhost či modul pružnosti jsou závislé na teplotě, neboť může významně ovlivnit její výsledky. Jde například o tuhost asfaltových vrstev ochrany izolace či mrznutí kolejového lože.

L.8.2 Dále je třeba zohlednit při využití výsledků modální analýzy, že budící síla je v porovnání s únosností mostu velmi malá a do spolupůsobení se tedy zapojují prvky, které se běžně ve výpočtovém modelu neuvažují. Jde například o:

- tuhost kolejového lože, které v případě nového lože nebo v případě nízkých teplot a následném zamrznutí vlhkosti mezi zrny štěrku vede k nezanedbatelnému zvýšení tuhosti, a tedy i vlastních frekvencí (jednoznačný podklad není k dispozici, dle existujících dynamických měření lze odhadovat vliv kolejového lože na tuhost NK ekvivalentním sečnovým modulem pružnosti $E_{kl}=50-200$ MPa, v případě zmrzlého kolejového lože pak cca $E_{kl}=1-2$ GPa),
- vliv spolupůsobení mostu s kolejí, který zvyšuje jeho tuhost a následně vlastní frekvence,
- tření v ložisku, kdy vlivem malé budící síly nemusí dojít k překonání třecí síly a k posunu ložiska, což ovlivňuje jeho statické schéma,
- tuhost říms, podlah a zábradlí a jejich příspěvek k celkové tuhosti mostu.

Uvedené faktory mohou být velmi významné a je nutné je zohlednit při validaci výpočtového modelu mostu a porovnání vypočtených a změřených hodnot. Výsledně validovaný model je pak validován s ohledem na dynamickou analýzu nízkým zatížením. V dalším kroku je nutno odborným odhadem zhodnotit, které parametry se uplatní odlišným způsobem při zatížení na úrovni mezního stavu použitelnosti a únosnosti. Tyto parametry následně upravit (např. uvolnit posun v posuvném ložisku, snížit tuhost styčniců a kloubů s ohledem na překonání tření, odstranit nevyužitelné prvky jako je zábradlí, podlahy atd.)

L.8.3 V případě využití modální analýzy jako základního měření pro detekci budoucího poškození je nezbytné měřit v co nejhustší síti bodů. Současně je nezbytné předem stanovit výpočtem projev různého poškození do vlastních charakteristik za účelem návrhu měřené sítě bodů.

L.9 Vyhodnocení a interpretace výsledků

L.9.1 Při vyhodnocení výsledků se postupuje v souladu s ČSN 73 6209. Požaduje se, aby v přepočtu, pro nějž byla studijní zatěžovací zkouška provedena, bylo provedeno zhodnocení výsledků a porovnání experimentálně zjištěných údajů a údajů z numerického modelu. Dále se uvede, jakým způsobem byl model validován a jaké úpravy byly provedeny na základě zkoušek.

Toto porovnání se provede:

- pro všechny úspěšně provedené zatěžovací a změřené stavy, přičemž pro každé měřené místo se provede minimálně jedno porovnání v jemu rozhodujícím stavu,
- v případě využití reálné dopravy pro zatížení se provede vyhodnocení a porovnání pro přejezdy vozidel nejtěžších, a současně nejlépe definovaných z hlediska geometrie a hmotnosti.

L.9.2 Pro statickou studijní zatěžovací zkoušku se vyhodnotí a porovnájí minimálně veličiny dle ČSN 73 6209:

- poměr změřených pružných složek S_e k teoreticky stanoveným veličinám S_{cal} podle 7.1.4.a)
- zhodnotí a odůvodní se případné velikosti trvalých složek S_r k celkovým hodnotám S_{tot} , s ohledem na příčinu vzniku. Pokud je splněna podmínka 7.1.4.b), může jít o vliv tření či naakumulovaných napětí. Při nesplnění této podmínky je třeba hledat příčinu i v poškozené konstrukci.
- Splnění podmínek 7.1.4.a) a 7.1.4.b) se kontroluje pouze pro kladné průhyby uprostřed rozpětí a v místech největších očekávaných průhybů každého mostního pole, a to při těch stavech, které vyvozují největší účinky. V ostatních sledovaných stavech a měřených místech se provede pouze porovnání.

L.9.3 Při studijní dynamické informativní a zatěžovací zkoušce se vyhodnotí a porovnájí minimálně následující veličiny podle 7.2.2 v ČSN 73 6209:

- vlastní tvary a jim příslušné frekvence, pro složitější konstrukce či pokud je shoda nejednoznačná, se doporučuje provést porovnání tvarů pomocí koeficientu $MAC_{(j)}$, přičemž splnění podmínky dle 7.2.3 se doporučuje, ale nevyžaduje; při vyhodnocení je nutno zohlednit faktory, uvedené v L.8,
- logaritmický dekrement útlumu θ , pokud je jeho hodnota využita v přepočtu,
- dynamický součinitel δ_{obs} ; tento součinitel je nutno uvažovat pouze jako informativní, nelze jej použít pro přepočet (neboť v něm nejsou zahrnuty imperfekce a nedokonalosti kol, jako např. zbroušené nákolky, ani budoucí degradace jízdní dráhy a jejích imperfekcí), pokud je však δ_{obs} větší než součinitel uvažovaný v přepočtu, je nutno analyzovat příčinu a zohlednit ji. Splnění podmínky 7.2.8. se nevyžaduje,
- případně další veličiny podle 7.2.2 a podle požadavků a cílů zkoušky.

L.9.4 Obecně při interpretaci výsledků je nutno uvažovat, že dobré shody experimentu a výpočtu lze dosáhnout většinou pouze pro globální veličiny, jako je průhyb NK, poměrného přetvoření na hlavním nosníku apod.

V případě lokálních veličin (např. poměrné přetvoření na příčnicku, podélníku, ztužení apod.) se do výsledků promítá mnoho faktorů, které lze v modelu obtížně postihnout. Jde například o vliv tření, nelineárního chování styčnic, vůlí ve spojích, vůlí v ložiskách. U namáhání podélníků se často projevuje vliv mezer pod mostnicemi a vlastní únosnost kolejnice, která přenáší část zatížení dopravou. U příčniců se projevuje vliv vodorovných momentů, který je ovlivněn charakterem přípojů podélníku a příčnicku.

Cílem validace modelu je tedy přiblížit se v maximálně možné míře reálnému globálnímu a lokálnímu působení mostu v maximální možné míře, a to za pomoci hlubokého pochopení fungování mostu.

Příloha M (informativní)**Posuzování možnosti zavádění vyšších rychlostí na mostních objektech**

Pro zavedení rychlosti až 200 km/h na úsecích, které byly projektovány na rychlost do 160 km/h, je nezbytné posoudit mostní objekty podle následujících pravidel:

M.1 Posouzení z hlediska nárůstu účinků zatížení mostů dopravou

U mostních objektů stávající infrastruktury, která má být provozována vyšší rychlosti než 160 km/hod (maximálně však 200 km/hod. včetně), je nutné posouzení z hlediska nárůstu účinků zatížení mostů dopravou, a to zejména:

- M.1.1** Dosažení přechodnosti traťové třídy zatížení (TTZ) s přidruženou rychlostí D4/120 a současně D2/200 dle ČSN EN 15528. Zatížitelnost a přechodnost objektu musí být stanovena dle předpisu SŽ S5/1.
- M.1.2** Dále je nutno zajistit statické ověření splnění dalších požadavků ČSN EN 1991-2 z hlediska:
 - vlastních frekvencí,
 - svislého průhybu,
 - odstředivé síly (mosty v oblouku),
 - aerodynamických účinků (např. PHS na mostech).
- M.1.3** Navrženými stavebními úpravami mostních objektů musí být dosaženo hodnocení stupněm „1“ dle předpisu SŽDC S5.
- M.1.4** S ohledem na požadovanou vysokou a dlouhodobou provozní spolehlivost je nutno zohlednit také další okolnosti, jako je např. stáří objektu, kvalita a účinnost provedení přechozího stavebního zásahu, zbytková životnost a další specifické okolnosti.

M.2 Posouzení z hlediska prostorové úpravy mostních objektů

Z hlediska prostorové úpravy mostních objektů při zvyšování rychlosti na stávajících mostních objektech, budovaných podle dřívějších předpisů, lze ve smyslu novelizované ČSN 73 6320 při rychlosti do 200 km/h včetně ponechat stávající prostorovou úpravu navrženou pro rychlosti do 160 km/hod. u staticky vyhovujících objektů při dodržení následujících podmínek:

- M.2.1** Traťový úsek je vždy nutno posoudit komplexně (tj. u všech staveb železničního spodku) a analyzovat bezpečnostní rizika. K tomu lze využít výpisy z databáze překážek a stanovit rozhodující limitující objekty.
- M.2.2** U stávajících mostních objektů, kde se zvyšuje rychlost v širé trati (na 160-200 km/hod.), smí být dodržena prostorová úprava minimálně VMP 3,0 tak, aby byly splněny požadavky ČSN 73 6320 na VSMP.
- M.2.3** V širé trati lze výjimečně ve stísněných poměrech ponechat prostorovou úpravu vyhovující alespoň VMP 2,5. A to pouze po provedení rizikové analýzy, se souhlasem O13 ve smyslu čl. 44 předpisu SŽDC S3, díl 16 a v souladu se čl. 11 Vyhlášky Ministerstva dopravy č. 177/1995 Sb. Přičemž musí být stanovena odpovídající stavebně-technická řešení a organizační opatření pro zajištění bezpečnosti provozování dráhy a drážní dopravy.
- M.2.4** U objektů ve stanici, kde se provádí posun anebo dochází k bezprostřednímu styku s provozem cestujících, nutno vždy dodržet předepsanou prostorovou úpravu vyhovující VSMP 3,0.

M.3 Návrh nově budovaných mostních objektů

Při návrhu nově budovaných mostních objektů se postupuje podle platných návrhových Eurokodů, ČSN 73 6201 a technických specifikací pro interoperabilitu (TSI).