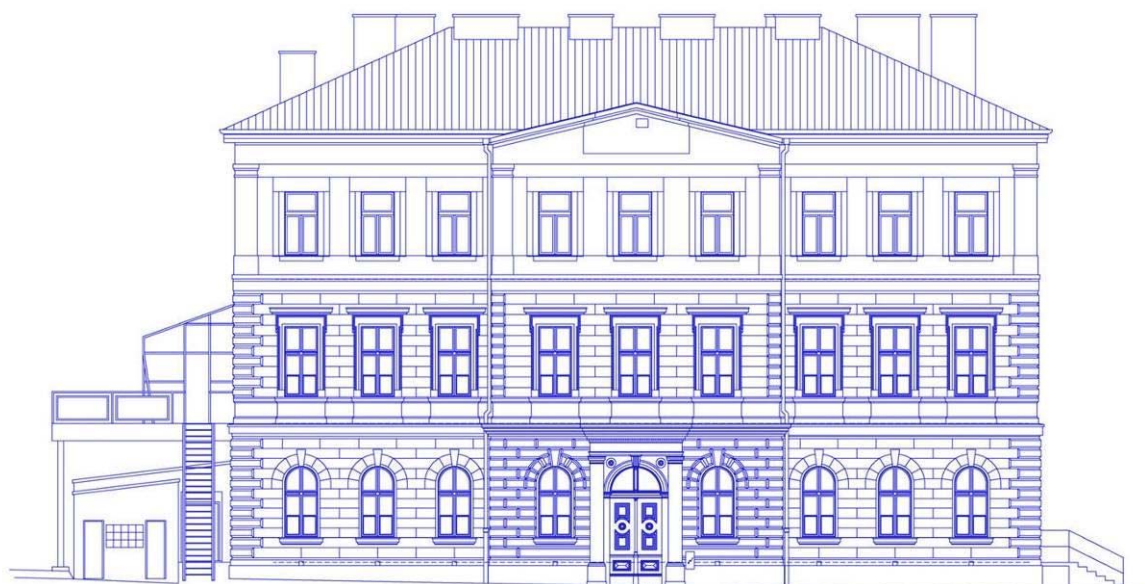


SBORNÍK

SPECIFIKACE ZATÍŽENÍ PŘI HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ



k semináři konaném 23. října 2006 v Praze v Masarykově koleji ČVUT

Projekt CZ.04.3.07/4.2.01.1/0005
INOVACE METOD HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH STAVEBNÍCH KONSTRUKCÍ

**Projekt CZ.04.3.07/4.2.01.1/0005
INOVACE METOD HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH STAVEBNÍCH
KONSTRUKCÍ**

Projekt je podporován
Evropským sociálním fondem v ČR a státním rozpočtem ČR
v rámci Jednotného programového dokumentu pro Cíl 3 regionu hl.m. Praha

Priorita 4 – Adaptabilita a podnikání

Opatření 4.2 – Spolupráce výzkumných a vývojových pracovišť s podnikatelskou
sférou, podpora inovací

**SPECIFIKACE ZATÍŽENÍ PŘI
HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ**

SBORNÍK

k semináři konaném 23. října 2006 v Praze v Masarykově koleji ČVUT

PARTNERSTVÍ

ČVUT v Praze, Kloknerův ústav (prof. Ing. Milan Holický, DrSc., Ph.D.; Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D., Ing. Jana Marková, Ph.D., Ing. Karel Jung, Ing. Bohuslav Novotný, DrSc., doc. Ing. Pavel Šlapák, DrSc., prof. Ing. Václav Kovařík, DrSc.)

Satra, spol. s r.o. (Ing. Vladimír Petržílka, Ing. Václav Kumšta, Ing. Petr Tětek)

Diagnostika staveb Dostál a Potužák s.r.o. (Ing. Luděk Dostál, Zbyněk Potužák, CSc.)

*evropský sociální fond napomáhá rozvoji zaměstnanosti podporou zaměstnatelnosti,
podnikatelského ducha, rovných příležitostí a investicemi do lidských zdrojů*

Elektronická verze sborníku je dostupná na www.konstrukce.cvut.cz.

Vydáno:	Česká technika – nakladatelství ČVUT v Praze Thákurova 1, 160 41 Praha 6
Autoři:	prof. Ing. Milan Holický, DrSc., Ph.D. a kol.
Obálka:	Ing. Karel Jung a Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D.
Editoři:	Ing. Miroslav Sýkora, Ph.D. a Ing. Bohuslav Novotný, DrSc.
Jazyková korektura:	PhDr. Jaroslava Goldšmídová
Počet kopií:	100
Počet stránek:	110

ISBN 80-01-03541-7

SPECIFIKACE ZATÍŽENÍ PŘI HODNOCENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

OBSAH PŘEDMLUVA

I OBECNÉ ZÁSADY STANOVENÍ ZATÍŽENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Souhrn	I-1
1 ÚVOD	I-1
2 ČSN EN 1990	I-1
3 METODA DÍLČÍCH SOUČINITELŮ	I-2
4 KLASIFIKACE ZATÍŽENÍ	I-3
5 CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ	I-4
6 REPREZENTATIVNÍ HODNOTY ZATÍŽENÍ	I-4
7 NÁVRHOVÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ	I-5
8 MEZNÍ STAVY ÚNOSNOSTI A POUŽITELNOSTI	I-5
9 ZÁKLADNÍ PRAVIDLA PRO KOMBINOVÁNÍ ZATÍŽENÍ	I-7
10 KOMBINACE ZATÍŽENÍ V TRVALÉ/DOČASNÉ NÁVRHOVÉ SITUACI	I-7
11 KOMBINACE ZATÍŽENÍ V MIMOŘÁDNÉ NÁVRHOVÉ SITUACI	I-8
12 KOMBINACE ZATÍŽENÍ PRO MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI	I-8
13 ZÁVĚRY	I-9
LITERATURA	I-9
PŘÍLOHA – NUMERICKÉ PŘÍKLADY	I-10

II OBJEMOVÁ TÍHA, VLASTNÍ TÍHA A UŽITNÁ ZATÍŽENÍ

Souhrn	II-1
1 ÚVOD	II-1
2 OBECNÉ ZÁSADY A PRAVIDLA	II-2
3 OBJEMOVÁ TÍHA	II-2
4 VLASTNÍ TÍHA	II-3
5 UŽITNÁ ZATÍŽENÍ POZEMNÍCH STAVEB	II-4
6 PŘÍKLADY	II-5
7 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY	II-8
LITERATURA	II-9

III STANOVENÍ STÁLÉHO ZATÍŽENÍ NA ZÁKLADĚ VÝSLEDKŮ ZKOUŠEK

Souhrn	III-1
1 ÚVOD	III-1
2 PRŮZKUM VYŠETŘOVANÉ KONSTRUKCE	III-1
3 OBECNÉ ZÁSADY STANOVENÍ STÁLÉHO ZATÍŽENÍ	III-3
4 STANOVENÍ CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY STÁLÉHO ZATÍŽENÍ	III-4
5 ZÁVĚRY	III-8
LITERATURA	III-8

IV ZATÍŽENÍ SNĚHEM

Souhrn	IV-1
1 ÚVOD	IV-1
2 NÁVRHOVÉ SITUACE	IV-2
3 ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA ZEMI	IV-2
4 ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA STŘEŠE	IV-4
5 TVAROVÉ SOUČinitele	IV-4
6 LOKÁLNÍ ÚČINKY	IV-8
7 PŘÍKLAD VÝPOČTU ZATÍŽENÍ SNĚHEM	IV-9
8 ZÁVĚREČNÁ POZNÁMKA	IV-11
LITERATURA	IV-12

V HODNĚ SNĚHU – HODNĚ STAVEBNÍCH HAVÁRIÍ

Souhrn	V-1
1 HISTORIE A SOUČASNOST	V-1
2 ZATÍŽENÍ SNĚHEM A PŘEDPISY MINULÝCH LET	V-2
3 ZIMNÍ OBDOBÍ 2005-2006	V-5
4 ZATÍŽENÍ SNĚHEM A EXISTUJÍCÍ KONSTRUKCE	V-12
5 SHRnutí A ZÁVĚR	V-12
LITERATURA	V-13

VI ZATÍŽENÍ TEPLOTOU

Souhrn	VI-1
1 ÚVOD	VI-1
2 SLOŽKY TEPLoty	VI-1
3 TEPLOTNÍ ZMĚNY V BUDOVÁCH	VI-2
4 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY	VI-5
LITERATURA	VI-5

VII PRAVDĚPODOBNOSTNÍ HODNOCENÍ TRVANLIVOSTI A ČASOVĚ ZÁVISLÉ SPOLEHLIVOSTI EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Souhrn	VII-1
1 ÚVOD	VII-1
2 KONCEPCE MEZNÍCH STAVŮ	VII-2
3 OVĚŘOVÁNÍ ŽIVOTNOSTI	VII-3
4 OVĚŘOVÁNÍ MEZNÍCH STAVŮ	VII-3
5 SMĚRNÁ ÚROVEŇ SPOLEHLIVOSTI	VII-4
6 PŘÍKLAD MEZNÍHO STAVU TRVANLIVOSTI	VII-5
7 PRAVDĚPODOBNOSTNÍ OPTIMALIZACE	VII-6
8 ČASOVĚ ZÁVISLÁ SPOLEHLIVOST EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ	VII-8
9 MODEL PRO KOROZI VÝZTUŽE	VII-10
10 NUMERICKÝ PŘÍKLAD: VLIV LOKÁLNÍ KOROZE NA SPOLEHLIVOST KONSTRUKČNÍHO PRVKU	VII-12
11 NUMERICKÝ PŘÍKLAD: ROZBOR SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKČNÍHO PRVKU S UVÁŽENÍM VLIVU KARBONATACE A KOROZE	VII-14

12	ZÁVĚRY	VII-18
	LITERATURA	VII-19

VIII STATISTICKÉ VYHODNOCENÍ DAT Z PRŮZKUMU STANICE METRA

	Souhrn	VIII-1
1	POPIS KONSTRUKCE	VIII-1
2	DIAGNOSTICKÉ PRÁCE	VIII-1
3	ROZBOR VÝBĚRU SOUBORU MĚŘENÍ PEVNOSTI BETONU	VIII-2
4	TESTY DOBRÉ SCHODY	VIII-4
5	STANOVENÍ CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY	VIII-6
6	ZÁVĚR	VIII-7
	LITERATURA	VIII-7

PŘEDMLUVA

Projekt CZ.04.3.07/4.2.01/0005 „Inovace metod hodnocení existujících stavebních konstrukcí“ podporovaný Evropským sociálním fondem a státním rozpočtem ČR se opírá o spolupráci vědeckého pracoviště Kloknerova ústavu ČVUT a firem působících ve stavebnictví SATRA a DIS. Mezi hlavní cíle projektu zaměřeného na pražský region patří zpracování, zavádění a zpřístupnění metodických zásad hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí.

Součástí metodiky, která není pokryta v zaváděných evropských předpisech, je posouzení stavu stavby a její zbytkové životnosti s cílem optimalizovat návrh obnovy. Metodika zahrnuje určení modelů odolnosti a účinků zatížení pomocí statistických metod a vyhodnocení spolehlivosti metodou dílčích součinitelů. Analyzují se obecné zásady uvedené v novém dokumentu ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – hodnocení existujících konstrukcí a v dosud používaných národních předpisech ČSN.

Projekt se v rámci celoživotního vzdělávání zaměřuje na zvyšování kvalifikace zaměstnanců a řídicích pracovníků především malých a středních podniků (projekčních a konzultačních kanceláří a realizačních stavebních firem) a studentů ČVUT. Mezi klíčové aktivity patří:

- pořádání seminářů a vydávání sborníků pro širokou odbornou veřejnost, především pro specialisty v oborech pozemní stavby, statika staveb, zkoušení a diagnostika staveb,
- shrnutí výsledků v příručce pro hodnocení existujících konstrukcí,
- pořádání přednášek pro širokou veřejnost za účelem zvýšit zájem o existující stavby, jejich údržbu a optimalizaci využití,
- prezentace výsledků na webových stránkách včetně softwarových pomůcek usnadňujících praktické využití výsledků projektu,
- vzdělávání studentů ČVUT a podpora stáží.

Všechny výstupy projektu podporovaného z veřejných zdrojů jsou poskytovány bezplatně studentům, zaměstnancům středních a vysokých škol a dalších nekomerčních subjektů a zaměstnancům podnikatelských subjektů, které mají sídlo nebo pobočku v hl.m. Praha a nevyčerpaly limit na podporu de minimis.

V kapitole 1 sborníku se uvádí principy stanovení kombinací zatížení v souladu s ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí a příslušnými částmi ČSN EN 1991 pro zatížení, na které odkazuje ČSN ISO 13822. Kapitoly 2, 4 a 6 se zaměřují na stanovení stálých zatížení, zatížení sněhem a teplotou na existujících konstrukcích. Popis průzkumu stavu historického objektu a praktická ukázka stanovení stálého zatížení na základě zkoušek jsou uvedeny v kapitole 3. V kapitole 5 jsou shrnuty základní poznatky, které vyplynuly z ověřování příčin poruch existujících konstrukcí v důsledku zatížení sněhem během zimy 2005/2006. V kapitole 7 se na příkladu železobetonového nosného prvku popisují zásady pravděpodobnostního ověřování trvanlivosti s uvážením karbonatace krycí vrstvy podle ISO 13823 General Principles on the Design of Structures for Durability (Obecné zásady navrhování konstrukcí na trvanlivost). Dále jsou v kapitole vysvětleny postupy hodnocení časově závislé spolehlivosti při uvážení koroze výztuže v souladu s ČSN ISO 13822.

Praha, 29. září 2006

OBECNÉ ZÁSADY STANOVENÍ ZATÍŽENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Milan Holický¹

¹Kloknerův ústav, České vysoké učení technické v Praze

Souhrn

Při stanovení proměnných zatížení a kombinací zatížení na existujících konstrukcích lze využít platné normy, zvláště pak ČSN EN 1990, příslušné Části ČSN EN 1991 pro zatížení konstrukcí a ISO 2394. Je však třeba zohlednit změny zatížení v důsledku změn způsobu využívání nebo změn ověřované konstrukce. Nově zavedený mezinárodní dokument ČSN ISO 13822 poskytuje pro stanovení zatížení obecnou metodiku zaměřenou především na určení stálých zatížení na základě zkoušek s využitím statistických metod. Ukazuje se, že při ověřování spolehlivosti existujících konstrukcí se mají uvážit odpovídající návrhové situace a mezní stavy a stanovit slučitelná uspořádání zatížení a kritické zatěžovací stavy. Dále je nutné určit návrhové hodnoty účinků zatížení pro mezní stavy únosnosti a použitelnosti a ověřit odolnosti konstrukce pro zvolené podmínky spolehlivosti.

1 ÚVOD

Nově zavedený mezinárodní dokument ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí [1] poskytuje postupy a doporučení pro ověřování spolehlivosti existujících stavebních konstrukcí. Pro stanovení zatížení zavádí obecnou metodiku zaměřenou především na stanovení stálých zatížení.

Charakteristické hodnoty stálých zatížení lze určit experimentálně z výsledků šetření a provedených zkoušek nejlépe prostřednictvím statistických metod. Je možné přitom vycházet z obecných pokynů přílohy D ČSN EN 1990 [2], kde se však neuvádí konkrétní postup pro zjišťování charakteristické hodnoty stálého zatížení. Proto informativní Národní příloha NA k ČSN ISO 13822 [1] poskytuje praktický návod pro stanovení charakteristické hodnoty stálého zatížení na základě odhadu průměru statistického souboru z odebraných vzorků.

Vzhledem k tomu, že stanovení proměnných zatížení a určení kombinací zatížení se u navrhovaných a existujících konstrukcí významně neliší, odkazuje dokument [1] na platné normy, zvláště pak na ČSN EN 1990 [2], příslušné Části ČSN EN 1991 pro zatížení konstrukcí [5,6,7] a ISO 2394 [3]. V porovnání s navrhováním nových konstrukcí je však nezbytné uvážit změny zatížení v důsledku změn způsobu využívání nebo změny existujících konstrukcí.

V této kapitole jsou shrnuty obecné zásady stanovení zatížení a jejich kombinací na existujících konstrukcích v souladu s novými evropskými předpisy ČSN EN 1990 [2] a ČSN EN 1991 [5,6,7]. Stanovení jednotlivých typů zatížení je podrobně popsáno v kapitolách 2, 3, 4 a 6.

2 ČSN EN 1990

Norma EN 1990 [2] je základním dokumentem pro celou soustavu Eurokódů. Je národně dostupná od dubna 2002 a byla vydána v březnu 2004 jako ČSN EN 1990. Poskytuje

zásady navrhování a ověřování konstrukcí s ohledem na jejich bezpečnost, použitelnost a trvanlivost. Používá se společně s Eurokódy 1 až 9 pro navrhování a ověřování spolehlivosti pozemních, inženýrských a geotechnických konstrukcí a staveb včetně navrhování na účinky požáru a seismických vlivů. I když je EN 1990 [2] určená pro navrhování nových konstrukcí, lze ji také použít pro hodnocení existujících konstrukcí a návrhy jejich oprav a přestaveb. EN 1990 [2] je normou materiálově nezávislou, její zásady a aplikační pravidla se uplatňují při navrhování konstrukcí vyrobených z různých materiálů. Vzhledem k rozsahu a cílům EN 1990 [2] se předpokládá, že bude mít širší uplatnění než ostatní Eurokódy. Jejími uživateli by se měli stát:

- normotvorné komise;
- klienti (např. prostřednictvím svých specifických požadavků na úroveň spolehlivosti a trvanlivosti konstrukce);
- projektanti a dodavatelé (obdobně jako v dalších Eurokódech);
- národní úřady (např. pro stanovení kritérií bezpečnosti).

Základními předpoklady pro použití EN 1990 [2] jsou:

- volba konstrukčního systému při návrhu konstrukce nebo hodnocení existující konstrukce a návrh konstrukce jsou provedeny kvalifikovanými a zkušenými osobami;
- výstavba je prováděna personálem s adekvátními dovednostmi a zkušenostmi;
- během provádění je zajištěn odpovídající dozor a kontrola jakosti;
- materiály a nosné prvky jsou aplikovány v souladu s EN 1990 [2], s Eurokódami EN 1991 až EN 1999 a s příslušnými prováděcími normami;
- provádí se odpovídající údržba;
- užívání konstrukce je v souladu s předpoklady v návrhu.

Norma EN 1990 [2] poskytuje základní termíny a definice, které se používají v dalších Eurokódech. Podkladem jsou mezinárodní normy, zejména ISO 2394 [3] a ISO 3898 [4].

3 METODA DÍLČÍCH SOUČINITELŮ

V Eurokódech je základní metodou pro ověřování spolehlivosti stavebních konstrukcí metoda dílčích součinitelů. Podstatou této metody je ověření, že konstrukce vyhovuje ve všech návrhových situacích a vzhledem ke všem mezním stavům (žádný mezní stav není překročen), jestliže se v návrhových modelech pro zatížení F , materiálové vlastnosti X a geometrické údaje a uvažují příslušné návrhové hodnoty F_d , X_d a a_d . Návrhové hodnoty základních veličin jsou odvozeny ze statistických charakteristik (charakteristických, popř. reprezentativních hodnot) těchto veličin a dílčích součinitelů γ , pro které se v Eurokódech uvádějí doporučené hodnoty i obecné vztahy vycházející z pravděpodobnostních metod teorie spolehlivosti.

Pravděpodobnostní základy metody dílčích součinitelů umožňují nejen efektivní kalibraci dílčích součinitelů a dalších prvků spolehlivosti vzhledem k předchozím předpisům a zkušenostem, ale i zobecnění praktických postupů pro ověřování spolehlivosti speciálních konstrukcí z nových materiálů a pro neobvyklé mezní stavy. V těchto případech, pro které nejsou stanovena příslušná pravidla pro ověřování spolehlivosti, je možné vycházet z obecných pokynů uvedených v EN 1990 [2].

Zatížení, vlivy prostředí a v mnoha případech rovněž očekávané užitné vlastnosti konstrukce se mění s časem. Tyto změny se po dobu životnosti konstrukce (např. 50 nebo 100 let) uvažují prostřednictvím vybraných návrhových situací, charakterizujících určitý časový úsek, očekávaná nebezpečí, podmínky působení a odpovídající mezní stavy konstrukce. Při návrhu nebo hodnocení spolehlivosti existující konstrukce se musí vzít v úvahu všechny okolnosti, při kterých se žádá, aby konstrukce plnila svou funkci, a podle toho stanovit příslušné návr-

hové situace. Vybrané návrhové situace musí být dostatečně přísné a musí obsahovat varianty zahrnující všechny předvídatelné podmínky, které mohou nastat během výstavby nebo opravy a provozu konstrukce. Podle EN 1990 [2] se návrhové situace dělí na:

- trvalé situace, které se vztahují k podmínkám normálního používání;
- dočasné situace, které se vztahují k dočasným podmínkám, např. během provádění a přestavby;
- mimořádné situace, které se vztahují k výjimečným podmínkám pro konstrukci a její provoz, např. při požáru, výbuchu, nárazu;
- seizmické situace, které se vztahují k výjimečným podmínkám pro konstrukci při seizmických jevech.

Zatížení působící v jednotlivých návrhových situacích, např. zatížení sněhem a seizmická zatížení, je třeba stanovit v závislosti na lokálních národních podmínkách.

V souladu s obecně přijatou koncepcí mezních stavů se při praktickém navrhování konstrukcí rozlišují dva základní druhy mezních stavů:

- mezní stavy únosnosti,
- mezní stavy použitelnosti.

U některých konstrukcí se musí brát v úvahu také další ověření spolehlivosti, např. ověření nosné způsobilosti konstrukce na únavu.

4 KLASIFIKACE ZATÍŽENÍ

Podle EN 1990 [2] se zatížení klasifikují podle jejich působení:

- buď jako přímé zatížení, tj. síla (břemeno) působící na konstrukci;
- nebo nepřímé zatížení, tj. vynucené deformace, omezující deformace vynucené kmitání, způsobené např. změnami teploty, proměnlivou vlhkostí, nerovnoměrným sedáním nebo zemětřesením.

Podle proměnlivosti s časem se rozeznávají:

- stálá zatížení (G), např. vlastní tíha konstrukcí a pevného vybavení staveb;
- proměnná zatížení (Q), např. užitná zatížení, zatížení větrem nebo sněhem;
- mimořádná zatížení (A), např. výbuchy nebo náraz od vozidel.

Podle proměnlivosti v prostoru se rozeznávají:

- pevná zatížení, např. vlastní tíha;
- volná zatížení, např. užitná zatížení.

Podle svého charakteru nebo odezvy konstrukce se rozeznávají:

- statická zatížení;
- dynamická zatížení, která způsobují významná zrychlení konstrukce nebo nosného prvku.

V mnoha případech lze k dynamickým účinkům zatížení přihlídnout zvýšením statického zatížení. Některá zatížení, např. zatížení větrem nebo sněhem, mohou být považována za mimořádná nebo za proměnná zatížení podle lokálních podmínek staveniště.

Velikost zatížení je ve většině obvyklých případů dána jedinou skalární veličinou, která může nabývat několika charakteristických a reprezentativních hodnot. Pro některá zatížení (vícesložkové zatížení) a pro některá ověření (např. při ověření statické rovnováhy konstrukce jako tuhého tělesa) je velikost zatížení dána několika hodnotami. Pro ověření namáhání na únavu a pro dynamický výpočet je třeba složitější popis velikosti některých zatížení.

5 CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ

Charakteristická hodnota je hlavní numerickou charakteristikou libovolného zatížení. Charakteristická hodnota zatížení F_k je obecně stanovena:

- v odpovídajícím technickém předpisu, např. v EN 1990 [2] průměrem, horní nebo dolní hodnotou, popř. nominální hodnotou (která není vztažena k žádnému známému statistickému rozdělení);
- v projektu, popř. příslušným odpovědným úřadem, za předpokladu, že jsou dodržena obecná ustanovení odpovídajícího předpisu, např. EN 1990 [2].

Charakteristická hodnota stálého zatížení G_k je stanovena podle těchto zásad:

- jestliže variabilita stálého zatížení je malá, použije se pouze jediná hodnota G_k ;
- jestliže variabilita stálého zatížení G není malá, použijí se dvě hodnoty, horní hodnota $G_{k,sup}$ a dolní hodnota $G_{k,inf}$.

Ve většině případů je možno předpokládat, že variabilita G je malá, jestliže se G po dobu návrhové životnosti konstrukce významně nemění a jeho variační koeficient není větší než 0,1. Avšak v případech, kdy je konstrukce velmi citlivá na proměnlivost G (např. některé typy předpjatých betonových konstrukcí), se musí použít dvě hodnoty, i když je variační koeficient malý. Ve většině případů se dále předpokládá:

- G_k je průměr nebo odhad průměru stanovený na základě měření;
- $G_{k,inf}$ je 0,05 kvantil a $G_{k,sup}$ je 0,95 kvantil statistického rozdělení G , které je u vlastní tíhy možno pokládat za normální (Gaussovské).

Vlastní tíha konstrukce může být ve většině případů popsána jedinou charakteristickou hodnotou stanovenou na základě nominálních rozměrů a průměrných objemových tíh (viz kapitola o objemové tíze). Numerické hodnoty objemové tíhy některých stavebních a skladovaných materiálů a obecná pravidla pro stanovení vlastní tíhy jsou uvedené v EN 1991-1-1 [5]. Poznamenejme, že stanovení charakteristické hodnoty stálého zatížení G_k u existujících konstrukcí na základě naměřených hodnot je popsáno v ČSN ISO 13822 [1].

Charakteristická hodnota proměnného zatížení (Q_k) odpovídá:

- horní hodnotě s určenou pravděpodobností, že nebude přestoupena, nebo dolní hodnotě s určenou pravděpodobností, že nebude podkročena během určité referenční doby;
- nebo nominální hodnotě, která smí být stanovena, jestliže příslušné statistické rozdělení není známo.

Numerické hodnoty proměnných zatížení Q_k jsou uvedeny v různých tabulkách v příslušných částech Eurokódu 1. Pro charakteristické hodnoty klimatických zatížení se zpravidla uvažuje rozdělení extrémních hodnot během určité referenční doby, pravděpodobnost překročení charakteristické hodnoty zatížení 0,02 pro referenční dobu jednoho roku.

6 REPREZENTATIVNÍ HODNOTY ZATÍŽENÍ

Při výpočtu konstrukcí se u proměnných zatížení kromě charakteristických hodnot obecně rozeznávají tři reprezentativní hodnoty F_{rep} :

- kombinační hodnota obecně daná součinem $\psi_0 Q_k$;
- častá hodnota obecně daná součinem $\psi_1 Q_k$;
- kvazistálá hodnota obecně daná součinem $\psi_2 Q_k$.

Kombinační hodnoty proměnných zatížení se aplikují pro ověření mezních stavů únosnosti a nevratných mezních stavů použitelnosti.

Časté hodnoty proměnných zatížení se aplikují pro ověření mezních stavů únosnosti v mimořádné návrhové situaci a vratných mezních stavů použitelnosti. Pro pozemní stavby je

např. častá hodnota zvolena tak, že je překročena v 0,01 referenční doby, pro mosty je stanovena na základě jednotýdenní doby návratu (počet překročení asi 55 krát za rok).

Kvazistálé hodnoty proměnných zatížení se aplikují pro ověření mezních stavů únosnosti v mimořádných návrhových situacích a pro ověření vratných mezních stavů. Kvazistálé hodnoty se používají také k výpočtu dlouhodobých účinků zatížení při ověřování mezních stavů použitelnosti. Kvazistálá hodnota je určena tak, že celková doba, ve které je tato hodnota během uvažovaného časového intervalu přestoupena, je významnou částí uvažovaného intervalu. V běžných případech se volí hodnotou 0,5. Kvazistálá hodnota může být rovněž stanovena jako průměrná hodnota v uvažovaném časovém intervalu.

7 NÁVRHOVÉ HODNOTY ZATÍŽENÍ

Návrhová hodnota zatížení F_d se obecně vyjadřuje na základě reprezentativních hodnot zatížení F_{rep} (které jsou u stálých a mimořádných zatížení totožné s charakteristickými hodnotami F_k , u proměnných zatížení jsou popsány v předcházejícím oddílu) obecným vztahem

$$F_d = \gamma_F F_{rep} \quad (1)$$

kde $F_{rep} = \psi_i F_k$ je reprezentativní hodnota a kde γ_F je dílčí součinitel zatížení, který přihlíží k možným:

- nepříznivým odchylkám zatížení;
- nepřesnostem modelu zatížení;
- k nejistotám v určení účinků zatížení E .

8 MEZNÍ STAVY ÚNOSNOSTI A POUŽITELNOSTI

V EN 1990 [2] se rozlišují čtyři druhy mezních stavů únosnosti, které jsou v dalším textu označeny zkratkami EQU, STR, GEO a FAT:

- EQU zahrnuje ztrátu statické rovnováhy konstrukce uvažované jako tuhé těleso, při které menší kolísání hodnot prostorového rozdělení zatížení je významné, pevnosti materiálů konstrukce nebo základové půdy většinou nejsou významné;
- STR představuje případ porušení nebo nadměrného přetvoření konstrukce, popř. nosných prvků závisící na pevnosti materiálů konstrukce;
- GEO je případ poruchy či nadměrného přetvoření základové půdy, při kterém pevnost zeminy a hornin je podstatná pro zajištění odolnosti;
- FAT představuje případ únavového porušení konstrukce nebo nosných prvků.

Obecná podmínka spolehlivosti konstrukce může být vyjádřena nerovností:

$$E_d < R_d, \quad (2)$$

kde E_d značí návrhovou hodnotu účinku zatížení E a R_d návrhovou hodnotu odolnosti R („ d “ v dolním indexu označuje návrhovou hodnotu veličiny značené hlavním symbolem).

Pro vybrané návrhové situace a určené mezní stavy se mají stanovit a analyzovat kritické zatěžovací stavy. Podle EN 1990 [2] je zatěžovacím stavem slučitelná kombinace různých uspořádání zatížení, deformací a imperfekcí, které se uvažují současně s pevnými proměnnými zatíženími a se stálými zatíženími. EN 1990 [2] nenabízí žádné jasné rozlišení spojení „kombinace zatížení“ a „zatěžovací stav“. V dalším textu se používá termín „zatěžovací stav“ pro určité uspořádání zatížení podle daného kombinačního pravidla. Kombinační pravidlo může tedy vést k různým zatěžovacím stavům (například pravidlo pro mezní stav únosnosti STR popsané v EN 1990 [2] rovnicí (6.10) nebo dvojicí rovnic (6.10a) a (6.10b)).

Zatížení, která se nemohou vyskytovat současně, například z fyzikálních důvodů, se nemají ve výpočtech ve společné kombinaci uvažovat. To je důležité obecné pravidlo, které je třeba brát v úvahu při aplikaci konkrétních zatěžovacích kombinací k ověření vybraných mezních stavů únosnosti či použitelnosti. Bude použito v numerických příkladech popsanych v příloze této kapitoly. Další informace o kombinacích zatížení je možno najít v různých částech EN 1991 týkajících se zatížení konstrukcí.

V případě mezního stavu únosnosti typu EQU (statická rovnováha) lze návrhové hodnoty účinků zatížení E_d a odolnosti konstrukce R_d symbolicky zapsat takto:

$$E_d = E_{d,dst}, R_d = E_{d,stb}. \quad (3)$$

$E_{d,dst}$ zde značí návrhovou hodnotu destabilizujících zatížení, $E_{d,stb}$ označuje návrhovou hodnotu stabilizujících zatížení. Ověření mezního stavu únosnosti typu EQU lze tedy vyjádřit nerovností

$$E_{d,dst} < R_{d,stb} \quad (4)$$

Dílčí součinitele pro stálá a proměnná zatížení jsou v EN 1990 [2], příloha A.1, tabulka A.1.2(A). Praktický příklad ověření statické rovnováhy prostého nosníku s převislým koncem je uvedený v příloze k této kapitole.

V případě mezních stavů typu STR (vnitřní porušení) a GEO (porucha základové půdy) lze návrhové hodnoty E_d a R_d zapsat

$$E_d = \gamma_{Ed} E (F_d, X_d, a_d), R_d = R (F_d, X_d, a_d) / \gamma_{Rd}, \quad (5)$$

kde γ_{Ed} značí dílčí součinitel zohledňující nejistoty modelu účinku zatížení E , γ_{Rd} značí dílčí součinitel pro nejistoty modelu odolnosti R , F_d označuje návrhové hodnoty zatížení F , X_d návrhové hodnoty materiálových vlastností X a konečně a_d označuje návrhové hodnoty geometrických údajů a (často shodné s nominálními hodnotami). Povšimněme si, že účinek zatížení E obecně závisí na materiálových vlastnostech X_d s ohledem na pevnost a tuhost (například v případech nepřímého zatížení od vynucených přetvoření).

Návrhová hodnota R_d odolnosti R může mít různé podoby podle uvažovaného mezního stavu. Podrobné informace lze získat v EN 1990 [2] a v materiálově zaměřených normách EN 1992 až 1999.

Rovnice (2) představuje obecnou podmínku spolehlivosti, jejíž konkrétní podobu vyjadřují v EN 1990 [2] rovnice (6.7), (6.8) až (6.12).

Ověřování mezních stavů použitelnosti, které v současné době nabývají na důležitosti, vychází v běžných případech (např. při posouzení průhybu nebo šířky trhlin) z nerovnosti

$$C \geq E_d \quad (6)$$

kde C je mezní hodnota příslušného ukazatele použitelnosti, např. přípustný průhyb.

Ve shodě s pojetím mezních stavů se mají uvažovat dvě základní skupiny podmínek spolehlivosti. Zvláště by mělo být ověřeno, že

- a) účinek návrhových zatížení nepřekračuje návrhovou odolnost konstrukce v mezních stavech únosnosti,
- b) účinek návrhových zatížení nepřekračuje příslušná kritéria mezních stavů použitelnosti.

EN 1990 [2] dále specifikuje různé mezní stavy únosnosti a použitelnosti, včetně mezních stavů zabývajících se třením a únavou. Podrobné informace týkající se spolehlivosti konstrukcí zhotovených z různých materiálů jsou také obsaženy v příslušných částech EN 1991 Zatížení konstrukcí a v materiálově zaměřených normách EN 1992 až 1999, kterými se však tato kapitola nezabývá.

9 ZÁKLADNÍ PRAVIDLA PRO KOMBINOVÁNÍ ZATÍŽENÍ

Při ověřování spolehlivosti konstrukce se nejprve specifikují návrhové situace a příslušné mezní stavy. Poté se určí uspořádání volných zatížení (umístění, velikost a směr působení) a dále kritické zatěžovací stavy (kombinace slučitelných uspořádání zatížení). Kritické zatěžovací stavy zjevně závisí na druhu a umístění nosného prvku (sloup, nosník, deska) a na celkovém konstrukčním uspořádání (numerické příklady pro prostý nosník s převislým koncem a spojitý nosník jsou uvedeny v příloze k této kapitole).

Za předpokladu, že jsou známy základní topologie a konstrukční materiály, může praktický postup ověření spolehlivosti konstrukce (pevnosti a použitelnosti) sledovat tyto čtyři kroky:

1. Výběr odpovídajících návrhových situací a mezních stavů;
2. Určení slučitelných uspořádání zatížení a kritických zatěžovacích stavů;
3. Výpočet návrhových hodnot účinků zatížení pro příslušné mezní stavy únosnosti a použitelnosti;
4. Ověření odolnosti konstrukce (specifických podmínek spolehlivosti).

Podrobný postup v prvních třech krocích je patrný z příkladů uvedených v příloze této kapitoly. Poslední, 4. krok (ověření odolnosti konstrukce), který se týká materiálově zaměřených Eurokódů EN 1992 až EN 1999, zde není zahrnut.

Dvě základní pravidla pro kombinace zatížení uvedená v EN 1990 [2] by měla být zdůrazněna:

1. Pro vybrané návrhové situace se určí kritické zatěžovací stavy;
2. Zatížení, která se nemohou z fyzikálních či funkčních důvodů vyskytovat současně, se nemají uvažovat ve společné kombinaci.

Druhé pravidlo často výrazně zjednodušuje určování kritických zatěžovacích stavů a následný návrhový výpočet.

10 KOMBINACE ZATÍŽENÍ V TRVALÉ/DOČASNÉ NÁVRHOVÉ SITUACI

Kombinace účinků zatížení jsou založené na:

- návrhové hodnotě hlavního proměnného zatížení;
- návrhové kombinaci vedlejších proměnných zatížení.

Základní kombinace zatížení v mezním stavu únosnosti je vyjádřena následující rovnicí (EN 1990, (6.10))

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7)$$

popř. dvojicí rovnic (EN 1990, (6.10a, 6.10b))

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7a)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (7b)$$

popř. se ve vztahu (7a) uvažuje působení pouze stálých zatížení

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \quad (7a, \text{mod})$$

kde „+“ značí „kombinovaný s“, γ_P dílčí součinitel zatížení od předpětí P a ξ redukční součinitel pro nepříznivá stálá zatížení G . Odolnost konstrukce (mezní stav únosnosti typu STR) se

v trvalých a dočasných návrhových situacích ověří pomocí tří alternativních kombinací zatížení popsaných rovnicí (7), nebo dvojicí rovnic (7a) a (7b), popř. dvojicí rovnic (7a,mod) a (7b). Norma EN 1990 [2] neklade větší důraz na žádnou z těchto tří alternativ, nicméně je známo, že účinky zatížení stanovené podle rovnice (7) jsou až o 10 % větší než podle alternativní dvojice rovnic (7a) a (7b). Doporučení pro použití alternativních kombinací zatížení jsou uvedena v národní příloze (NP).

Doporučené hodnoty dílčích součinitelů zatížení γ a redukčních součinitelů ψ jsou uvedené v EN 1990 [2] a v národní příloze se nemění.

Odolnost stavebních konstrukcí (založení, pilot, základových stěn atd.) včetně geotechnických zatížení a odolnosti základové půdy (mezní stav únosnosti typu GEO) se doporučuje v trvalých a dočasných návrhových situacích ověřit jedním ze tří alternativních postupů popsaných v EN 1990 [2]. Zjednodušené kombinace zatížení doporučované v předběžné normě ENV 1991-1 [6] se již v EN 1990 [2] neuvádějí.

11 KOMBINACE ZATÍŽENÍ V MIMOŘÁDNÉ NÁVRHOVÉ SITUACI

Pro mimořádnou návrhovou situaci EN 1990 [2] (6.11) uvádí vztah

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d (\psi_{1,1} \text{ nebo } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (8)$$

Výběr časté nebo kvazistálé hodnoty hlavního proměnného zatížení souvisí s uvažovanou návrhovou situací (náraz, požár).

Kombinace zatížení pro seismickou návrhovou situaci zde není uvedena, viz EN 1990 [2], rovnice (6.12).

12 KOMBINACE ZATÍŽENÍ PRO MEZNÍ STAVY POUŽITELNOSTI

Kombinace zatížení, které se uplatňují u mezních stavů použitelnosti, závisí na povaze sledovaného účinku zatížení; rozlišuje se např. účinek nevratný, vratný nebo dlouhodobý. Tři kombinace, pojmenované podle reprezentativní hodnoty hlavního proměnného zatížení, jsou uvedeny v EN 1990 [2]. Symbolicky lze tyto tři kombinace zatížení pro mezní stavy použitelnosti zapsat pomocí následujících rovnic:

a) charakteristická kombinace zatížení (EN 1990, rovnice (6.14))

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (9)$$

obvykle užívaná k ověřování nevratných mezních stavů;

b) častá kombinace (EN 1990 (rovnice 6.15))

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (10)$$

obvykle užívaná k ověřování vratných mezních stavů;

c) kvazistálá kombinace (EN 1990 (rovnice 6.16))

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (11)$$

obvykle užívaná k ověření dlouhodobých účinků a vzhledu konstrukce; např. pokud se počítá s dotvarováním betonu.

V souladu s přílohou A.1 k EN 1990 [2] jsou všechny dílčí součinitele pro mezní stavy použitelnosti rovny jedné. Výše zmíněné kombinace zatížení (9) až (11) se liší podle různého použití součinitelů ψ_0 , ψ_1 a ψ_2 . Například ψ_0 se používá ke zmenšení vedlejšího proměnného zatížení v charakteristických kombinacích, ψ_1 a ψ_2 v častých kombinacích a ψ_2 v kvazistálých kombinacích zatížení. Všimněme si, že v závislosti na místě, kde je konstrukce ověřovaná (průhyb, šířka trhlíny), a na počtu nezávislých zatížení, vede každá kombinace zatížení k několika zatěžovacím stavům. Příklady v příloze této kapitoly ukazují praktická použití.

13 ZÁVĚRY

Následující kroky popisují obecný postup při návrhu i ověřování spolehlivosti existujících konstrukcí:

1. Výběr odpovídajících návrhových situací a mezních stavů.
2. Určení slučitelných uspořádání zatížení a kritických zatěžovacích stavů.
3. Výpočet návrhových hodnot účinků zatížení pro mezní stavy únosnosti a použitelnosti (u stálých zatížení existujících konstrukcí často na základě souboru měření s využitím postupu z ČSN ISO 13822 [1]).
4. Ověření odolnosti konstrukce (určení podmínek spolehlivosti).

K určení příslušných účinků zatížení je tedy třeba nejprve stanovit odpovídající návrhové situace a mezní stavy. Je třeba vybrat uspořádání zatížení a kritické zatěžovací stavy (kombinace slučitelných uspořádání zatížení). Pro kombinování zatížení mají být uplatněna dvě základní pravidla uvedená v EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí:

1. Zatížení, která se nemohou z fyzikálních či z funkčních důvodů vyskytovat současně, se nemají uvažovat v jedné kombinaci.
2. Kritické zatěžovací stavy se mají stanovit se zřetelem ke zvoleným návrhovým situacím a uvažovaným mezním stavům.

LITERATURA

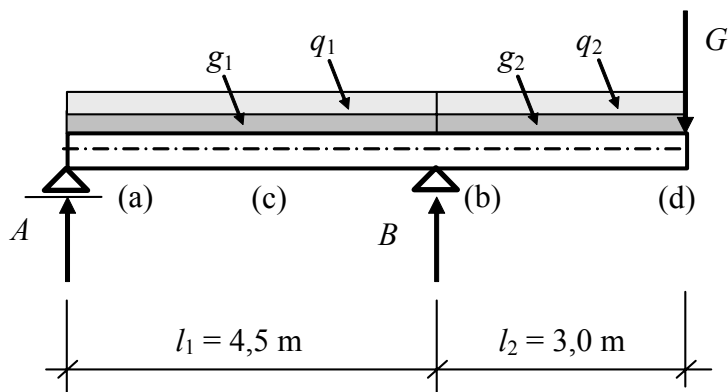
- [1] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, ČNI 2005
- [2] ČSN EN 1990 Basis of structural design. European Committee for Standardisation, 04/2002. (norma zavedena 03/2004 v ČR jako ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí)
- [3] ČSN ISO 2394 General principles on reliability for structures, 1997.
- [4] ISO 3898 Basis for design of structures – Notations – General symbols.
- [5] EN 1991 Actions on structures. Part 1-1: Densities, self weight and imposed loads for buildings. CEN, 04/2002. (norma zavedena 03/2004 jako ČSN EN 1991 - 1 - 1: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí - Část 1 - 1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb)
- [6] ENV 1991-1 Basis of design and actions on structures. Part 1: Basis of design. CEN, 1996.
- [7] EN 1991 Actions on structures. Part 1-4: Wind load. European Committee for Standardisation, 2004.

PŘÍLOHA KE KAPITOLE OBECNÉ ZÁSADY STANOVENÍ ZATÍŽENÍ EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ – NUMERICKÉ PŘÍKLADY

PROSTÝ NOSNÍK S PŘEVISLÝM KONCEM

Geometrie a materiálové vlastnosti

Prostý nosník s převislým koncem je znázorněn na Obr. 1. Železobetonový nosník o průřezu 30×45 cm je z betonu C 20/25 (modul pružnosti 29 GPa). Při výpočtu kvazistálého průhybu nosníku se uvažuje součinitel dotvarování 2,5.



Obr.1. Schéma nosníku s převislým koncem.

Zatěžovací stavy

Na nosník působí rovnoměrná stálá zatížení g_1 a g_2 (zatížení nosníku a převislého konce se uvažují jako nezávislá), soustředěné zatížení G a užitná zatížení q_1 a q_2 (kategorie B – kancelářské plochy). Ověří se mezní stavy únosnosti (statické rovnováhy EQU a únosnosti STR) a mezní stavy použitelnosti (charakteristická, častá a kvazistálá kombinace). Příslušné zatěžovací stavy a odpovídající součinitele ($\gamma \times \psi$) jsou v Tab. 1.

Charakteristické hodnoty zatížení jsou určeny za předpokladu, že obdobné nosníky s převislými konci, které nesou desky pnuté jednosměrně kolmo na nosníky, jsou umístěné ve vzdálenostech po 3 m.

$$g_1 = g_2 = 15 \text{ kN/m}, q_1 = q_2 = 9 \text{ kN/m}, G = 6 \text{ kN} \quad (12)$$

Tab. 1. Zatěžovací stavy a odpovídající součinitele ($\gamma \times \psi$) pro příslušné rovnice.

Zatěž. stav	Mezní stav	Součinitele pro zatížení				
		g_1	g_2	q_1	q_2	G
1	rovnováhy (6.7)	0,90	1,10	-	1,50	1,10
2	únosnosti (6.10)	1,35	1,00	1,50	-	1,00
3	únosnosti (6.10)	1,00	1,35	-	1,50	1,35
4	únosnosti (6.10a)	1,35	1,00	$1,50 \times 0,7$	-	1,00
5	únosnosti (6.10b)	$0,85 \times 1,35$	1,00	1,50	-	1,00
6	únosnosti (6.10a)	1,00	1,35	-	$1,50 \times 0,7$	1,35
7	únosnosti (6.10b)	1,00	$0,85 \times 1,35$	-	1,50	$0,85 \times 1,35$
8	použitelnosti (6.14)	1,00	1,00	1,00	-	1,00
9	použitelnosti (6.14)	1,00	1,00	-	1,00	1,00
10	použitelnosti (6.15)	1,00	1,00	$1,00 \times 0,5$	-	1,00

Zatěž. Mezní stav		Součinitele pro zatížení				
stav		g_1	g_2	q_1	q_2	G
11	použitelnosti (6.15)	1,00	1,00	-	$1,00 \times 0,5$	1,00
12	použitelnosti (6.16)	1,00	1,00	$1,00 \times 0,3$	-	1,00
13	použitelnosti (6.16)	1,00	1,00	-	$1,00 \times 0,3$	1,00

V následujícím textu se stanoví účinky zatížení a uváží se zatěžovací stavy podle Tab. 1 s ohledem na charakteristické hodnoty zatížení (12).

Statická rovnováha

Statická rovnováha EQU se ověří pomocí vztahu (4). Následující podmínka má být splněna

$$\gamma_{g1} g_1 l_1^2/2 > \gamma_{g2} g_2 l_2^2/2 + \gamma_{q2} q_2 l_2^2/2 + \gamma_G G l_2 \quad (13)$$

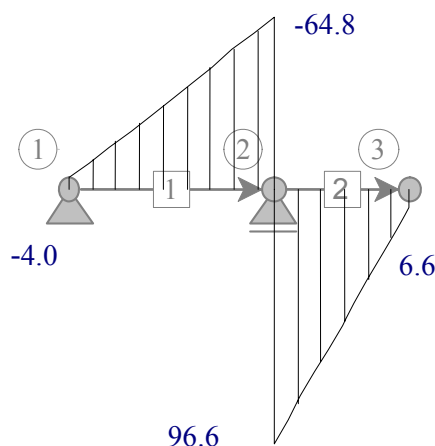
Použijeme-li údaje z předchozích článků tohoto příkladu a dílčí součinitele zatížení doporučené v EN 1990 [2], které jsou také v Tab. 1, zjistíme, že podmínka (13) není splněna:

$$0,9 \times 15 \times 4,5^2/2 < 1,1 \times 15 \times 3^2/2 + 1,5 \times 9 \times 3^2/2 + 1,1 \times 6 \times 3$$

$$136,7 \text{ kNm} < 154,8 \text{ kNm.}$$

Obr. 2 ukazuje posouvající síly, které odpovídají kombinaci zatížení použité k ověření statické rovnováhy. Všimněme si, že nosník je v rovnováze, pokud podpora (a) přenesla tahovou sílu 4,0 kN.

Jestliže tedy podpora v bodě (a) na levém konci nosníku (viz Obr. 1) není schopna přenést posouvající síly, nevyhoví konstrukce meznímu stavu statické rovnováhy vyjádřenému podmínkou (4). Poznamenejme, že tato podmínka by byla splněna, pokud by bylo zmenšeno stálé zatížení g_2 nebo břemeno G působící na konci konzolové části v bodě (d).



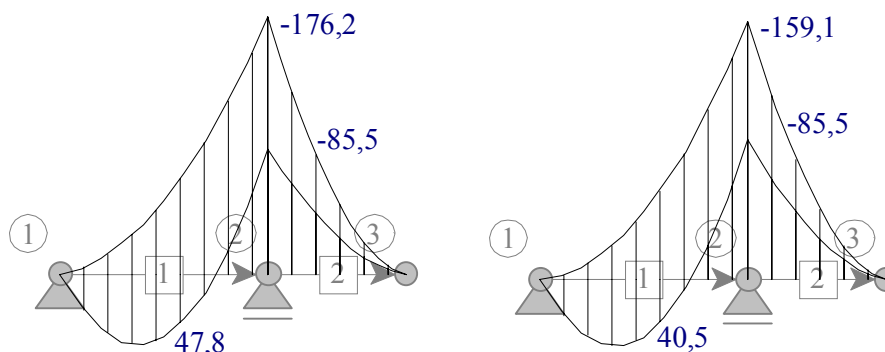
Obr. 2 Posouvající síly [kN] pro zatěžovací stav použitý k ověření statické rovnováhy.

Tahová reakce A , která odpovídá předpokládaným zatížením, je v mezním stavu rovnováhy relativně malá a požadované ukotvení nosníku v bodě (a) může být snadno zajištěno vhodným konstrukčním opatřením. V následujícím textu se předpokládá, že toto opatření bylo provedeno a lze tedy ověřit další mezní stavy.

Ohybové momenty

Pro ověřování mezních stavů únosnosti v trvalých a dočasných návrhových situacích nabízí EN 1990 [2] alternativní postupy. K určení maximálních mezipodporových ohybových momentů v bodě (c) a v podpoře (b) (viz Obr. 1) lze použít rovnici (7) nebo alternativně dvo-

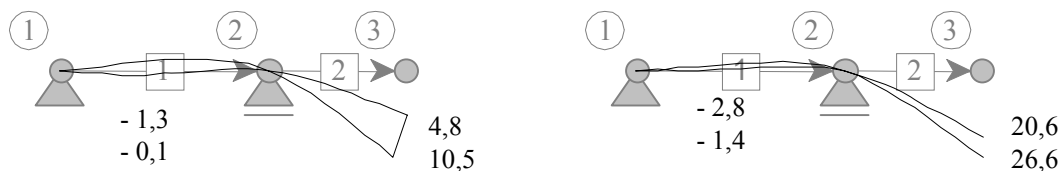
jice rovnic (7a) a (7b) (alternativa (7a,mod) a (7b) se zde neuvažuje). Odpovídající zatěžovací stavy 2, 3 a stavy 4 až 7 jsou společně s příslušnými součiniteli ($\gamma \times \psi$) uvedeny v Tab. 1. Obálky ohybových momentů jsou pro tyto zatěžovací stavy na Obr. 3.



Obr. 3. Obálky ohybových momentů [kNm] – vlevo pro zatěžovací stavy 2 a 3, vpravo pro zatěžovací stavy 4 až 7.

Průhyby

Tři kombinace mezních stavů použitelnosti (nazývané podle EN 1990 [2] charakteristická, častá a kvazistálá) se uvažují v Tab. 1. Charakteristická kombinace zatížení je v EN 1990 [2] popsána rovnicí (6.14) (zatěžovací stavy 8 a 9), častá kombinace rovnicí (6.15) (zatěžovací stavy 10 a 11) a kvazistálá kombinace je vyjádřena rovnicí (6.16) (zatěžovací stavy 12 a 13). Ohybové čáry a extrémní průhyby v mezpodporovém bodě (c) a v bodě (d) od charakteristických a kvazistálých kombinací zatížení znázorňuje Obr. 4. Ohybové čáry jsou určeny za předpokladu, že je modul pružnosti 29 GPa a součinitel dotvarování 2,5 (kvazistálé zatěžovací stavy 12 a 13).



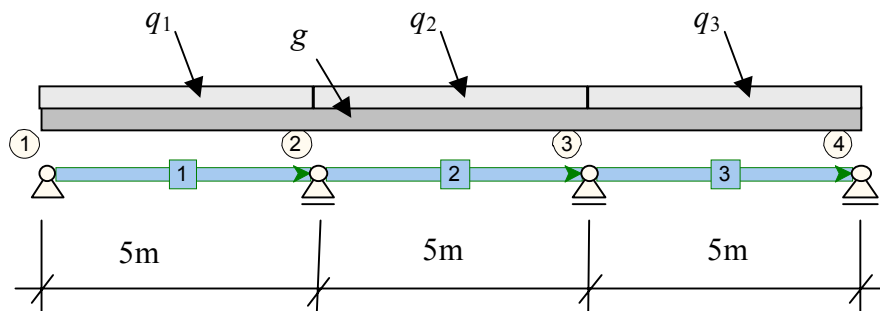
Obr. 4. Ohybové čáry [mm] odpovídající charakteristickým zatěžovacím stavům 8 a 9 (vlevo) a kvazistálým zatěžovacím stavům 12 a 13 (vpravo).

Z Obr. 4 je patrné, že průhyb na konci konzoly v bodě (d) může překročit kriteria použitelnosti. Jestliže například konzola nese křehké prvky vnějšího pláště, mohou se objevit trhliny a další nedostatky s ohledem na užité vlastnosti konstrukce. Poznamenejme, že pro častou kombinaci zatížení, která je popsána v EN 1990 [2] rovnicí (6.15) a v tomto příspěvku zatěžovacími stavy 10 a 11 (viz Tab. 1), vychází průhyb nepatrně menší než pro charakteristickou kombinaci zatížení.

SPOJITÝ NOSNÍK

Geometrie a materiálové vlastnosti

Spojité železobetonový nosník je na Obr. 5. Nosník o průřezu 40×25 cm je z betonu C 20/25 (modul pružnosti 29 GPa). Kvazistálý průhyb nosníku je podobně jako v předcházejícím příkladu vypočtený za předpokladu, že součinitel dotvarování je 2,5.



Obr. 5. Spojitý nosník.

Zatěžovací stavy

Rovnoměrné stálé zatížení g (považované za zatížení z jednoho zdroje pro celý nosník) a tři nezávislá užitná zatížení q_1 , q_2 a q_3 se uvažují při ověření mezních stavů únosnosti a použitelnosti (charakteristické a kvazistálé kombinace). Mezní stav únosnosti (typ STR podle obecné rovnice (6.8) a rovnice pro kombinaci zatížení (6.10) podle EN 1990 [2]) je ověřený, uvažilo se celkem šestnáct zatěžovacích stavů, k nimž Tab. 2 uvádí příslušné hodnoty součinitelů γ .

Zatěžovací stavy uvedené v Tab. 2 jsou určeny spíše schematicky a předpokládá se, že k provedení požadovaného statického výpočtu se použije softwarový program. Při provádění statického výpočtu bez počítače se pravděpodobně použije úspornější postup (použití omezeného počtu kombinací zatížení vybraných s využitím inženýrského úsudku a znalosti teorie).

Tab. 2. Zatěžovací stavy a dílčí součinitele γ_F pro mezní stav únosnosti, rovnice (6.10).

Zatěžovací stav	Dílčí součinitele γ pro zatížení			
	G	q_1	q_2	q_3
1	1,35	0	0	0
2	1,35	1,50	0	0
3	1,35	1,50	1,50	0
4	1,35	1,50	0	1,50
5	1,35	1,50	1,50	1,50
6	1,35	0	1,50	0
7	1,35	0	1,50	1,50
8	1,35	0	0	1,50
9	1,00	0	0	0
10	1,00	1,50	0	0
11	1,00	1,50	1,50	0
12	1,00	1,50	0	1,50
13	1,00	1,50	1,50	1,50
14	1,00	0	1,50	0
15	1,00	0	1,50	1,50
16	1,00	0	0	1,50

Mezní stavy použitelnosti obecně ověřované vztahem (6), tedy rovnicí (6.13) podle EN 1990 [2] (charakteristické a kvazistálé kombinace zapsané rovnicemi (6.14) a (6.16) v EN 1990 [2]) jsou zde ověřeny čtyřmi zatěžovacími stavy. Příslušné součinitele ($\gamma \times \psi$) jsou uvedeny v Tab. 3.

Tab. 3. Zatěžovací stavy a příslušné součinitele ($\gamma \times \psi$) pro mezní stavy použitelnosti.

Stav	Mezní stav	Součinitele pro zatížení			
		G	q_1	q_2	q_3
1	použitelnosti (6.14)	1,00	1,00	-	1,00
2	použitelnosti (6.14)	1,00	-	1,00	-
3	použitelnosti (6.16)	1,00	1,00×0,3	-	1,00×0,3
4	použitelnosti (6.16)	1,00	-	1,00×0,3	-

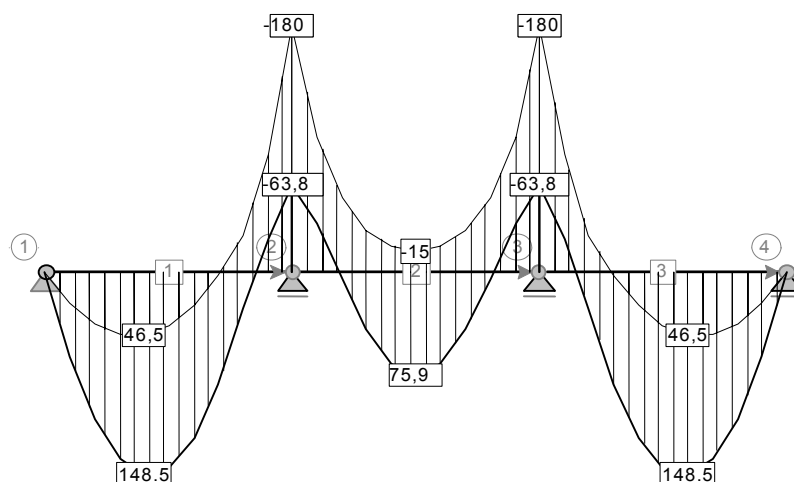
Následující charakteristické hodnoty stálého zatížení a užitných zatížení jsou určeny za předpokladu, že obdobné nosníky nesoucí desku působící v jednom směru (kolmo k nosníkům) jsou umístěny po 6 m:

$$g = 30 \text{ kN/m}, q_1 = q_2 = q_3 = 18 \text{ kN/m} \quad (14)$$

Účinky zatížení odpovídající těmto charakteristickým hodnotám stálého zatížení g , užitných zatížení q_1 až q_3 a výše zmíněným mezním stavům jsou popsány v následujícím textu.

Ohybové momenty

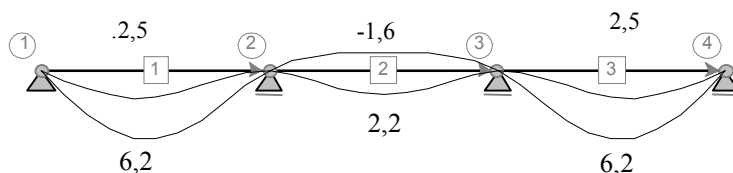
Na Obr. 6 je znázorněna obálka ohybových momentů pro zatěžovací stavy 1 až 16 z Tab. 2. Poznamenejme, že obalové křivky ukazují extrémy těchto zatěžovacích stavů a proto nejsou dokonale hladké.



Obr. 6. Obálka ohybových momentů [kNm] určená podle zatěžovacích stavů 1 až 16 uvedených v Tab. 2.

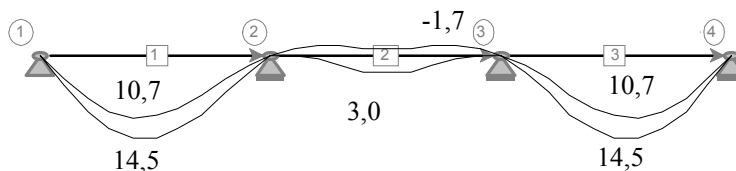
Průhyb

Obr. 7 znázorňuje ohybové čáry pro charakteristickou kombinaci zatížení a zatěžovací stavy 1 a 2 uvedené v Tab. 3. Obě ohybové čáry jsou určeny pro modul pružnosti 29 GPa (bez účinku dotvarování).



Obr. 7. Ohybové čáry [mm] odpovídající zatěžovacím stavům 1 a 2 uvedeným v Tab. 3.

Extrémní ohybové čáry pro kvazistálé zatěžovací stavy 3 a 4 (viz Tab. 3) jsou na Obr. 8. Obě ohybové čáry jsou určeny pro modul pružnosti 29 GPa a součinitel dotvarování 2,5.



Obr. 8. Kvazistálé ohybové čáry [mm] odpovídající zatěžovacím stavům 3 a 4 uvedeným v Tab. 3.

Poznamenáme, že maximální průhyb 14,5 mm odpovídá asi $L/340$ (kde L je délka jednoho pole nosníku), což se zdá být zcela postačující (obvykle se jako dostatečné pokládá omezení průhybu hodnotou $L/250$). V některých případech se však požaduje podrobnější výpočet průhybu s uvážením specifických podmínek (druh výztuže, dotvarování, požadavky použitelnosti).

ROVINNÝ KONZOLOVÝ RÁM

Geometrie a materiálové vlastnosti

Rovinný konzolový rám je znázorněn na Obr. 9. Předpokládá se, že shodné rámy jsou ve vzdálenostech po šesti metrech v podélném směru budovy. Celková výška rámu je 15 m, základy jsou 3 m pod terénem a výška rámu nad terénem 12 m. V předběžném návrhu rámu se uvažují dva typy průřezů (viz Obr. 9):

- sloupy v prvním podlaží, prostřední sloupy v 2. až 4. podlaží a všechny příčle $0,60 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}$,
- krajní sloupy druhého až čtvrtého podlaží $0,30 \times 0,30 \text{ m}$.

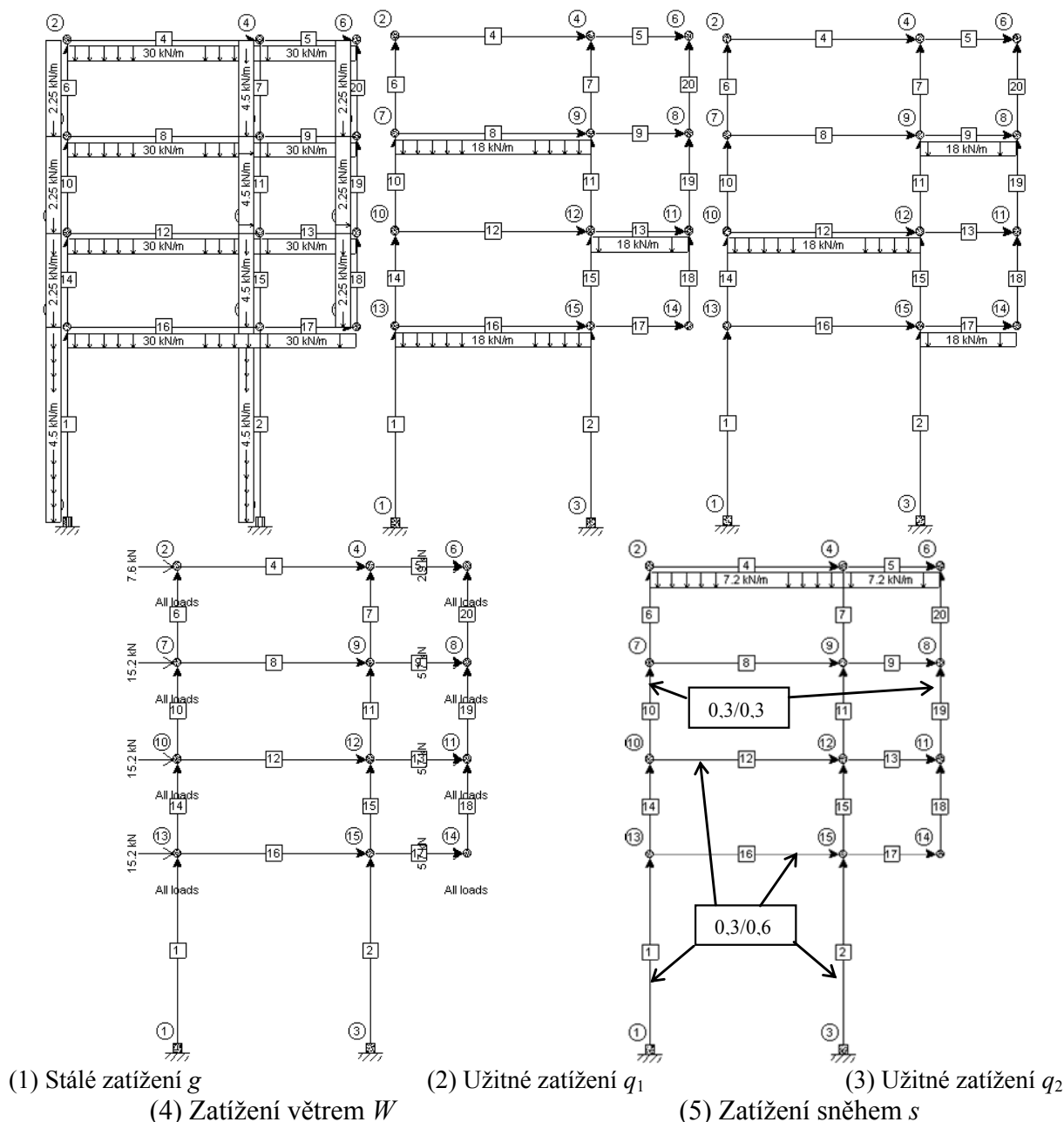
Rám je z betonu C 20/25 (modul pružnosti 29 GPa). Dlouhodobý průhyb je vypočítaný pro kvazistálou kombinaci zatížení, součinitel dotvarování se předpokládá 2,5.

Zatěžovací stavy

Uvažuje se pouze pět nezávislých zatížení podle Obr. 9:

- stálé zatížení g ,
- užité zatížení q_1 ,
- užité zatížení q_2 ,
- zatížení větrem W ,
- zatížení sněhem s .

Ověří se mezní stav únosnosti (STR) a mezní stavy použitelnosti (charakteristická a kvazistálá kombinace). Poznamenejme, že další zatěžovací stavy je třeba uvážit pro ověření mezního stavu statické rovnováhy (EQU) (užité zatížení pouze v konzolové části rámu). Rám znázorněný na Obr. 9 na mezní stav statické rovnováhy EQU vyhovuje.



Obr. 9 Zatěžovací stavy (1) až (5) podle Tab. 4.

Charakteristická hodnota stálého zatížení g působícího na příčle se uvažuje jako ekvivalentní zatížení stropní deskou 0,20 m (vlastní deska asi 0,16 m, příčle, skladba podlahy a další stálá zatížení). Pro zatěžovací šířku 6 m je tedy charakteristická hodnota rovnoměrného zatížení příčle:

$$g_k = 0,20 \times 25 \times 6 = 30 \text{ kN/m.} \quad (15)$$

Redukční součinitele α_A nebo α_n , které je možno použít při navrhování určitých nosných prvků ke zmenšení užitého zatížení, se neuvažují. Jejich vliv není v tomto jednoduchém případě významný. Charakteristická hodnota užitého zatížení q_k je stanoveno pro kancelářské plochy o užitém zatížení 3 kN/m² a pro zatěžovací šířku 6 m:

$$q_k = 3 \times 6 = 18 \text{ kN/m.} \quad (16)$$

Charakteristická hodnota zatížení větrem je odvozena za předpokladu, že rychlost větru $v = 26 \text{ m/s}$. Hodnota referenčního tlaku větru se vypočítá:

$$q_{\text{ref}} = 1,25 \times v^2/2 = 1,25 \times 26^2/2 = 422,5 \text{ N/m}^2 \quad (17)$$

Navíc se předpokládají tyto součinitele: součinitel expozice $C_e = 2,5$ (odpovídá výšce konstrukce 12 m nad terénem kategorie II), součinitel aerodynamického vnějšího tlaku $c_{pe,10} = 0,8$ na straně tlaku a $c_{pe,10} = -0,3$ na straně sání. Pro zatěžovací šířku 6 m a výšku 3 m (jedno podlaží) se vypočítá následující tlaková síla W_{kp} a síla od účinků sání W_{ks} působící ve styčnicích rámu tak, jak je to naznačeno na Obr. 9:

$$W_{kp} = 0,4225 \times 2,5 \times 0,8 \times 6 \times 3 \cong 15,2 \text{ kN} \quad (18)$$

$$W_{ks} = 0,4225 \times 2,5 \times (-0,3) \times 6 \times 3 \cong -5,7 \text{ kN} \quad (19)$$

Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi se uvažuje $1,5 \text{ kN/m}^2$. Pro tvarový součinitel $\mu_1 = 0,8$ (plochá střecha) a zatěžovací šířku 6 m je zatížení sněhem

$$s_k = 1,5 \times 0,8 \times 6 = 7,2 \text{ kN/m} \quad (20)$$

Zatížení sněhem je rovnoměrně rozložené, jak ukazuje Obr. 9. Tab. 4 obsahuje celkem osm zatěžovacích stavů pro ověření mezního stavu únosnosti a příslušné součinitele zatížení uvažované při ověření spolehlivosti rámu.

Zatěžovací stavy 5 až 8 se liší od stavů 1 až 4 pouze hodnotami součinitele γ_g pro stálé zatížení g , které se považuje za jedno nezávislé zatížení pro celý rám (zatížení z jednoho zdroje). Součinitel $\gamma_g = 1,00$ se používá tehdy, je-li účinek stálého zatížení příznivý, například pokud se uvažují sloupy vystavené kombinaci ohybového momentu a osově síly (nepříznivá může být nižší osová síla).

Je třeba se zmínit o tom, že Tab. 4 obsahuje pouze nejtypičtější zatížení a zatěžovací stavy. V závislosti na geometrii konstrukce a povaze stálého a užitného zatížení (například přídavného užitného zatížení střechy) mohou být uvažována další nezávislá zatížení a jejich kombinace, aby se ověřily všechny možné mezní stavy asymetrického konzolového rámu (včetně statické rovnováhy, poruchy základové půdy a průhybů).

Účinky zatížení

Obr. 10 znázorňuje účinky zatížení (ohybové momenty a průhyby) vypočtené na základě zatěžovacích stavů podle Tab. 4. Ohybové momenty a příslušné osově síly zobrazené v horní části Obr. 10 jsou určeny pro zatěžovací stavy 1 až 4 z Tab. 4. Podobné výsledky, i když s podstatně menšími osovými silami, lze získat pro zatěžovací stavy 5, 6, 7 a 8. Charakteristické kombinace zatížení pro ověření mezního stavu použitelnosti odpovídají zatěžovacím stavům 9 a 10 uvedeným v Tab. 4. V levé spodní části Obr. 10 jsou znázorněny ohybové čáry určené pro modul pružnosti 29 GPa (bez účinku dotvarování). Kvazistálé kombinace zatížení odpovídají zatěžovacím stavům 11 a 12 (uvažuje se součinitel dotvarování 2,5).

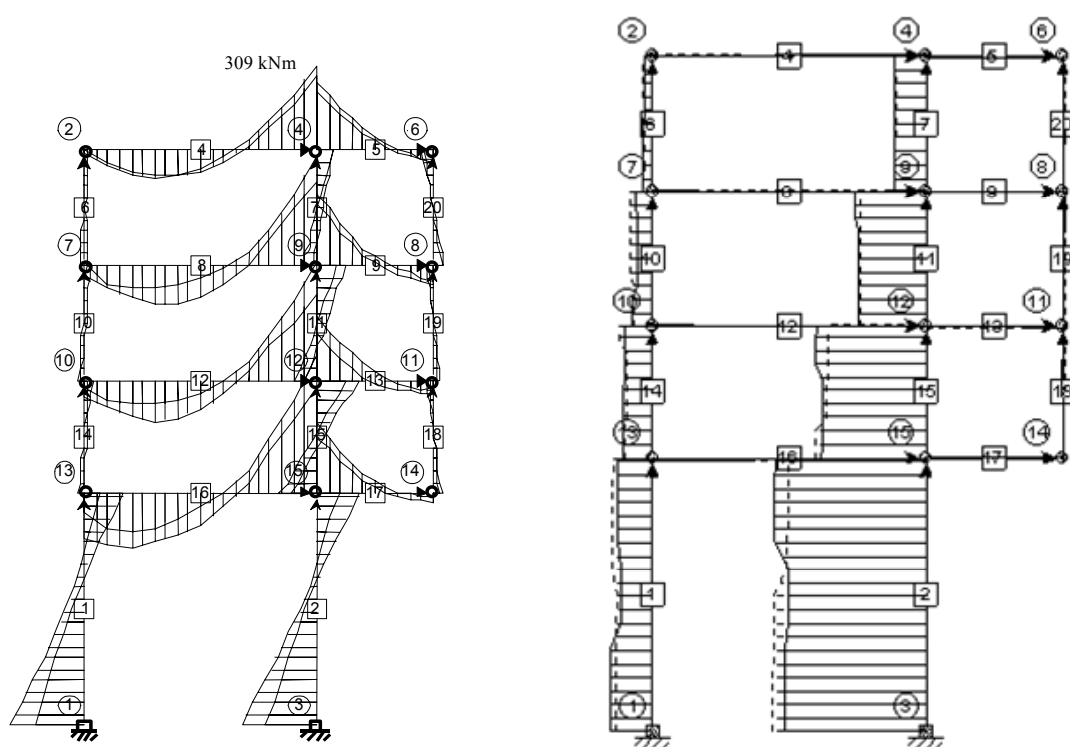
Tab. 4. Zatěžovací stavy a odpovídající součinitele ($\gamma \times \psi$), v závorkách jsou příslušné rovnice.

Zat. stav	Mezní stav	Součinitele pro zatížení				
		g	q_1	q_2	W	S
1	Únosnosti (6.10)	1,35	1,50	-	1,5×0,6	1,5×0,6
2	Únosnosti (6.10)	1,35	-	1,50	1,5×0,6	1,5×0,6
3	Únosnosti (6.10)	1,35	1,50	1,50	1,5×0,6	1,5×0,6
4	Únosnosti (6.10)	1,35	1,5×0,7	1,5×0,7	1,5	1,5×0,6
5	Únosnosti (6.10)	1,00	1,50	-	1,5×0,6	1,5×0,6
6	Únosnosti (6.10)	1,00	-	1,50	1,5×0,6	1,5×0,6
7	Únosnosti (6.10)	1,00	1,50	1,50	1,5×0,6	1,5×0,6
8	Únosnosti (6.10)	1,00	1,5×0,7	1,5×0,7	1,5	1,5×0,6

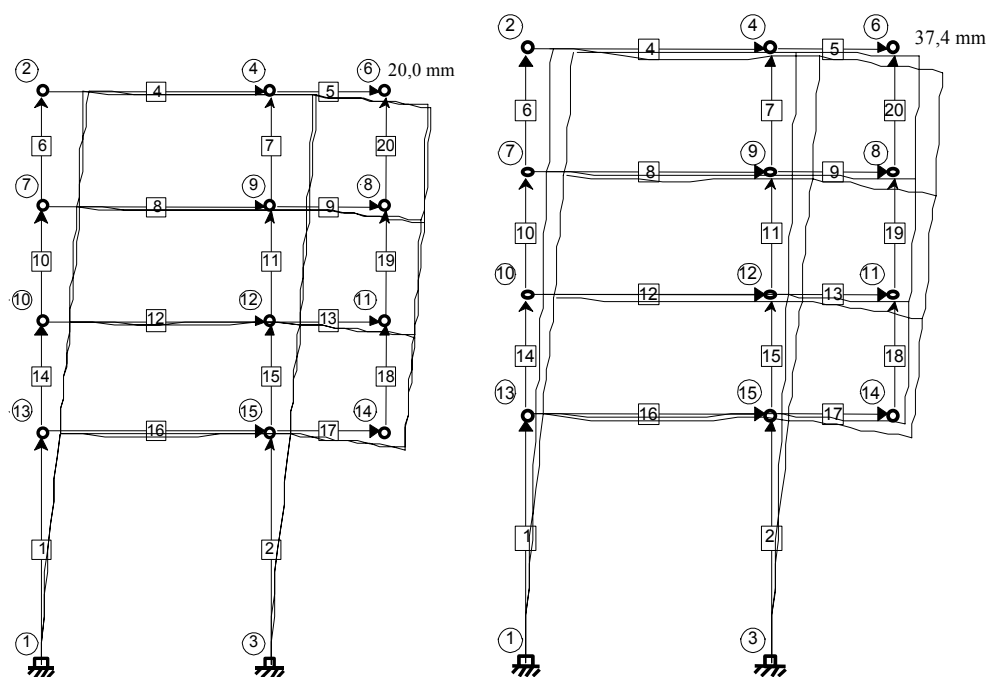
Obecné zásady stanovení zatížení existujících konstrukcí

Zat. stav	Mezní stav	Součinitele pro zatížení				
		g	q_1	q_2	W	S
9	Použitelnosti (6.14)	1,00	1,00	-	1,5×0,6	1,5×0,6
10	Použitelnosti (6.14)	1,00	-	1,00	1,5×0,6	1,5×0,6
11	Použitelnosti (6.16)	1,00	0,3	-	-	-
12	Použitelnosti (6.16)	1,00	-	0,3	-	-

Obecné zásady stanovení zatížení existujících konstrukcí

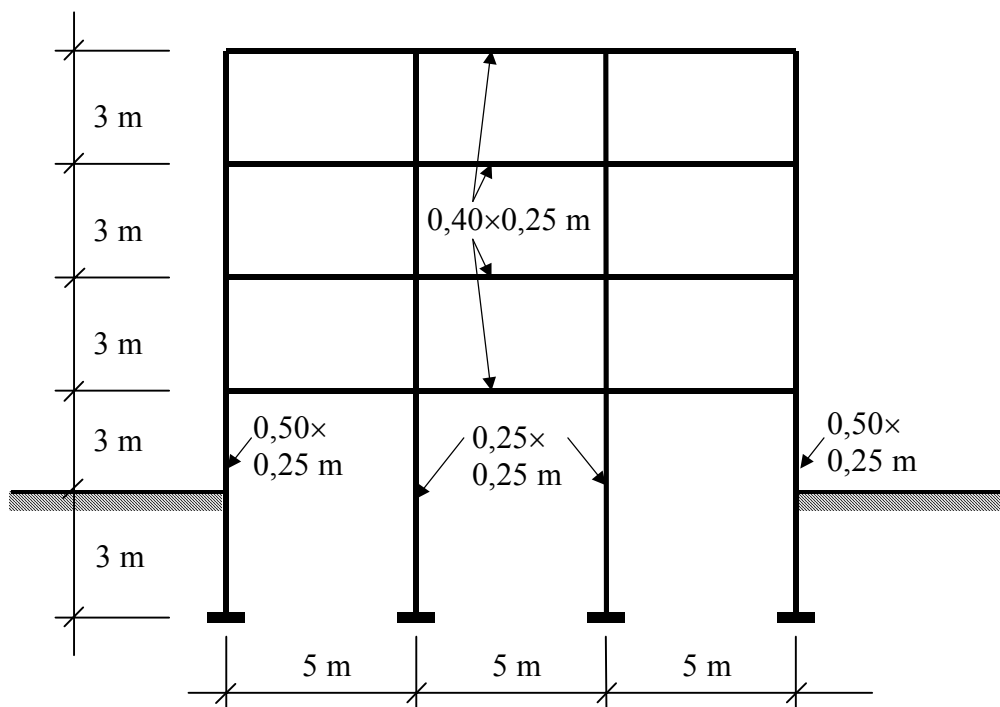


Obálka ohybových momentů (vlevo) pro kombinace zatížení 1 až 4 a odpovídající osové síly.



Průběh deformací pro charakteristické kombinace 9 a 10 (vlevo) a pro kvazistálé 11 a 12 (vpravo).

Obr. 10 Účinky kombinací zatížení pro mezní stavy únosnosti (STR) a mezní stavy použitelnosti.

ROVINNÝ RÁM O TŘECH POLÍCH**Geometrické uspořádání**

Obr. 11. Rovinný rám.

Železobetonový rám je znázorněný na Obr. 11. Typický příčný rám je umístěný po pěti metrech v podélném směru budovy. Celková výška a šířka rámu je 15 m, základy jsou 3 m pod terénem a výška rámu nad terénem je 12 m. V předběžném návrhu se uvažují tři typy průřezů: vnější sloupy $0,50 \times 0,25$ m, vnitřní sloupy $0,25 \times 0,25$ m, příčle $0,40 \times 0,25$ m.

Zatěžovací stavy

Podobně jako v případě konzolového rámu se i v tomto příkladu uvažuje pět nezávislých zatížení (znázorněných na Obr. 12): stálé zatížení g , užité zatížení q_1 , užité zatížení q_2 , zatížení větrem W a zatížení sněhem s .

Charakteristické hodnoty zatížení (viz Obr. 12 a 13) jsou určeny obdobně jako v předchozím příkladu konzolového rámu. Stálé zatížení g se považuje za zatížení pocházející ze stejného zdroje. Poznamenejme, že vlastní tíha příčle je započítána do rovnoměrného svislého zatížení na příčle. Vlastní tíha sloupů je zavedena přímo jako rovnoměrné svislé zatížení s ohledem na jejich rozměry.

K ověření mezního stavu únosnosti (STR) a mezních stavů použitelnosti (pro charakteristické a kvazistálé kombinace) se uvažuje celkem 12 zatěžovacích stavů. Zatěžovací stavy a příslušné dílčí součinitele jsou shrnuty v Tab. 4, která se podobá Tab. 3 z předchozího příkladu konzolového rámu.

Tab. 4. Zatěžovací stavy a odpovídající součinitele ($\gamma \times \psi$).

Stav	Mezní stav	Součinitele pro zatížení				
		g	q_1	q_2	W	S
1	únosnosti (6.10)	1,35	1,50	-	$1,5 \times 0,6$	$1,5 \times 0,5$
2	únosnosti (6.10)	1,35	-	1,50	$1,5 \times 0,6$	$1,5 \times 0,5$

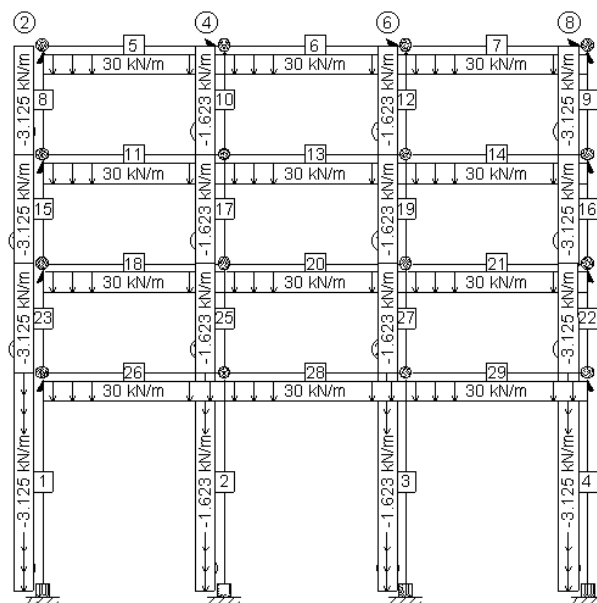
Stav	Mezní stav	Součinitele pro zatížení				
		g	q_1	q_2	W	S
3	únosnosti (6.10)	1,35	1,50	1,50	1,5×0,6	1,5×0,5
4	únosnosti (6.10)	1,35	1,5×0,7	1,5×0,7	1,5	1,5×0,5
5	únosnosti (6.10)	1,00	1,50	-	1,5×0,6	1,5×0,5
6	únosnosti (6.10)	1,00	-	1,50	1,5×0,6	1,5×0,5
7	únosnosti (6.10)	1,00	1,50	1,50	1,5×0,6	1,5×0,5
8	únosnosti (6.10)	1,00	1,5×0,7	1,5×0,7	1,5	1,5×0,5
9	použitelnosti (6.14)	1,00	1,00	-	1,5×0,6	1,5×0,5
10	použitelnosti (6.14)	1,00	-	1,00	1,5×0,6	1,5×0,5
11	použitelnosti (6.16)	1,00	0,30	-	-	-
12	použitelnosti (6.16)	1,00	-	0,30	-	-

Podobně jako v předešlém příkladu konzolového rámu se zatěžovací stavy 5 až 8 liší od zatěžovacích stavů 1 až 4 pouze hodnotami součinitele γ_g pro stálé zatížení g , které se uvažuje jako jedno nezávislé zatížení pro celý rám (zatížení z jednoho zdroje). Součinitel $\gamma_g = 1,00$ se používá v případech, kdy účinek stálého zatížení je příznivý, například uvažujeme-li krajní sloupy vystavené kombinaci ohybového momentu a osově síly (nepříznivá bývá nižší osová síla). Je také třeba se zmínit o tom, že Tab. 4 obsahuje pouze nejtypičtější zatížení a zatěžovací stavy. V závislosti na konkrétním geometrickém uspořádání konstrukce a povaze stálého a užitného zatížení (například přídatné zatížení sněhem nebo užitné zatížení střechy) mohou být k ověření dalších mezních stavů uvažována jiná nezávislá zatížení a jejich kombinace.

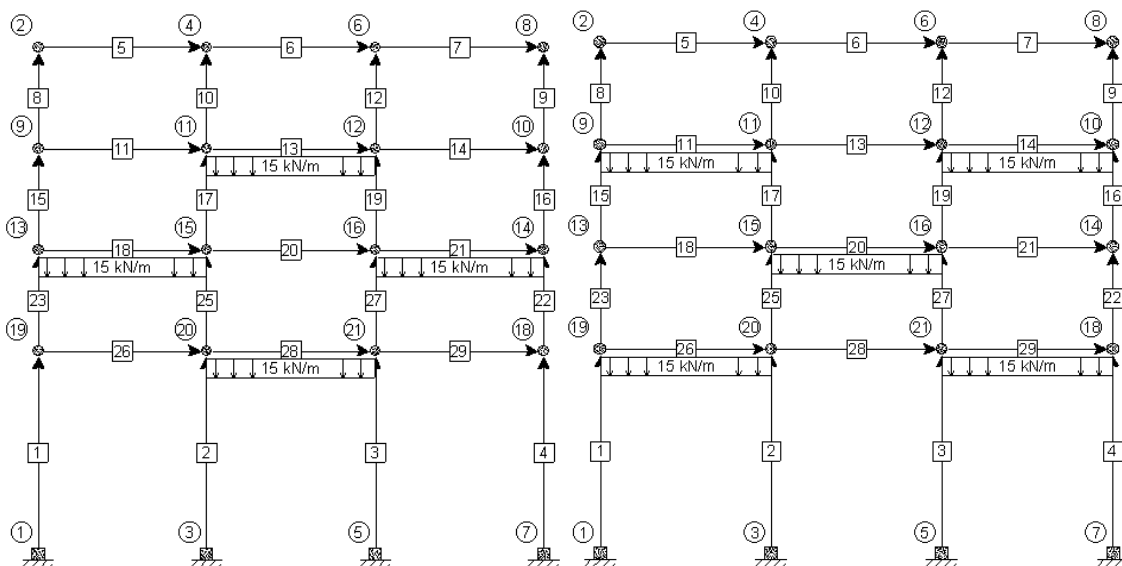
Účinky zatížení

Ohybové momenty a odpovídající osově síly znázorněné na Obr. 14 byly určeny pro zatěžovací stavy 1, 2, 3 a 4 z Tab. 4. Podobné výsledky, i když s významně menšími osovými silami, lze získat pro zatěžovací stavy 5, 6, 7 a 8.

Charakteristické kombinace zatížení odpovídají zatěžovacím stavům 9 a 10 uvedeným v Tab. 4. V levé dolní části Obr. 14 vidíme průběhy deformací určené pro modul pružnosti 29 GPa a součinitel dotvarování 2,5 (bez účinku časově závislého dotvarování). Kvazistálé kombinace odpovídají zatěžovacím stavům 11 a 12.

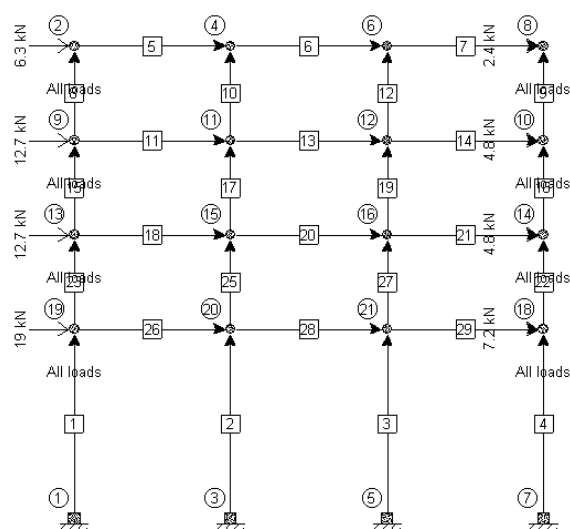


(1) Stálé zatížení g .

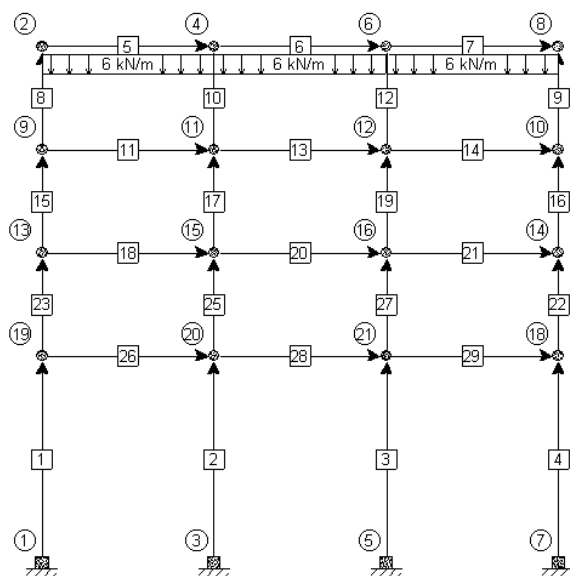


(2), (3) Proměnná zatížení q_1 a q_2 .

Obr. 12. Zatěžovací stavy (1) až (3) na rámové konstrukci.

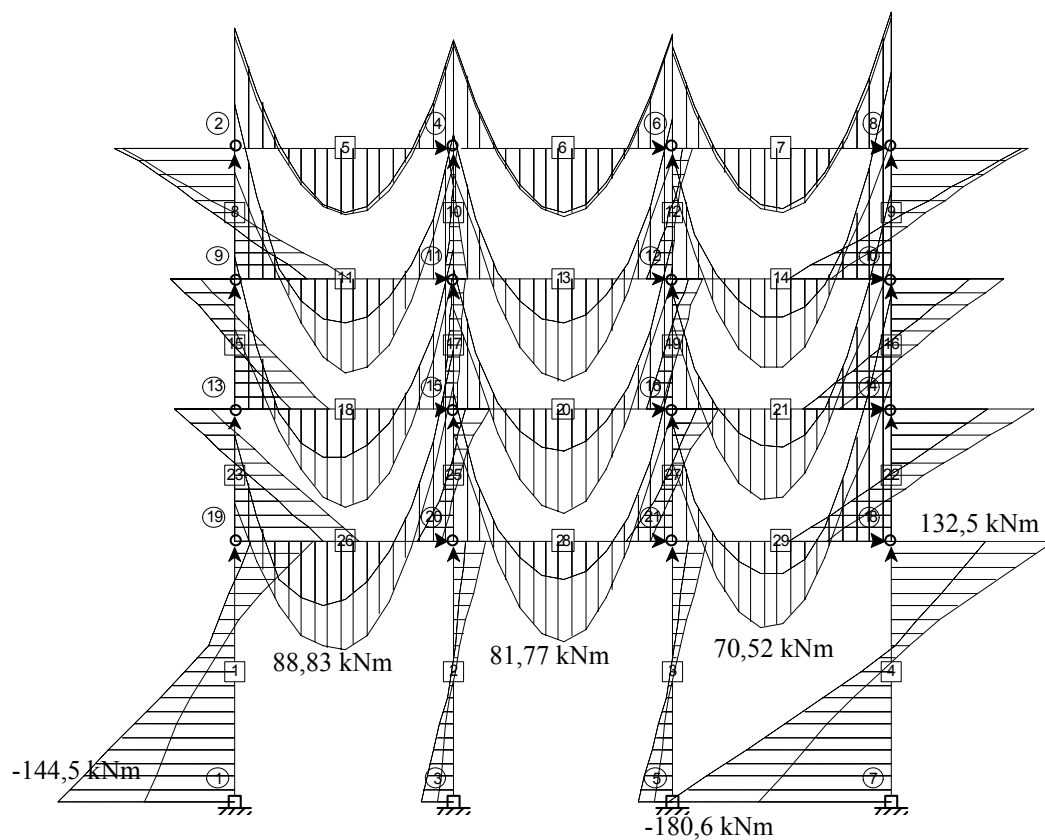


(4) Zatížení větrem.

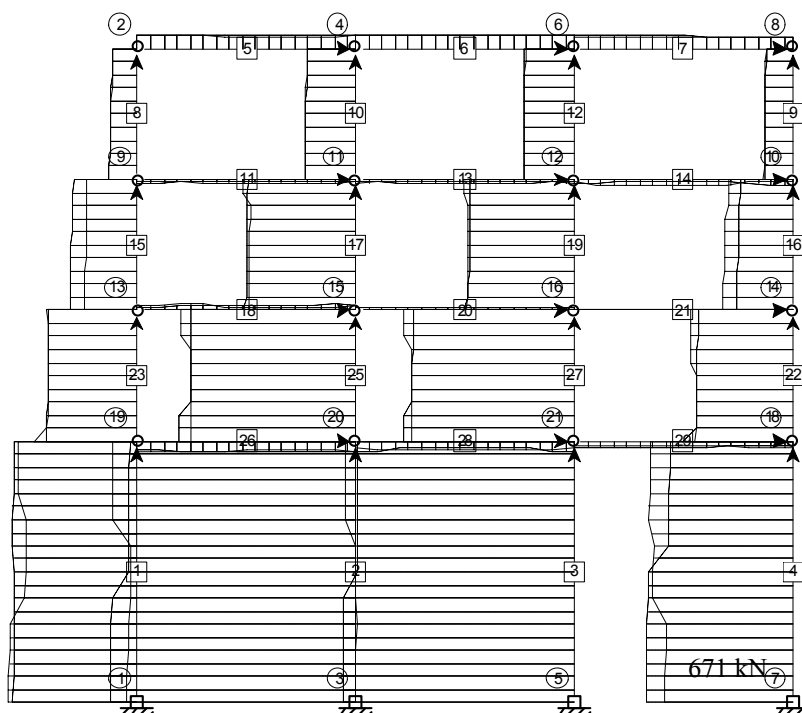


(5) Zatížení sněhem s.

Obr. 13. Zatěžovací stavy (4) až (5) na rámové konstrukci.

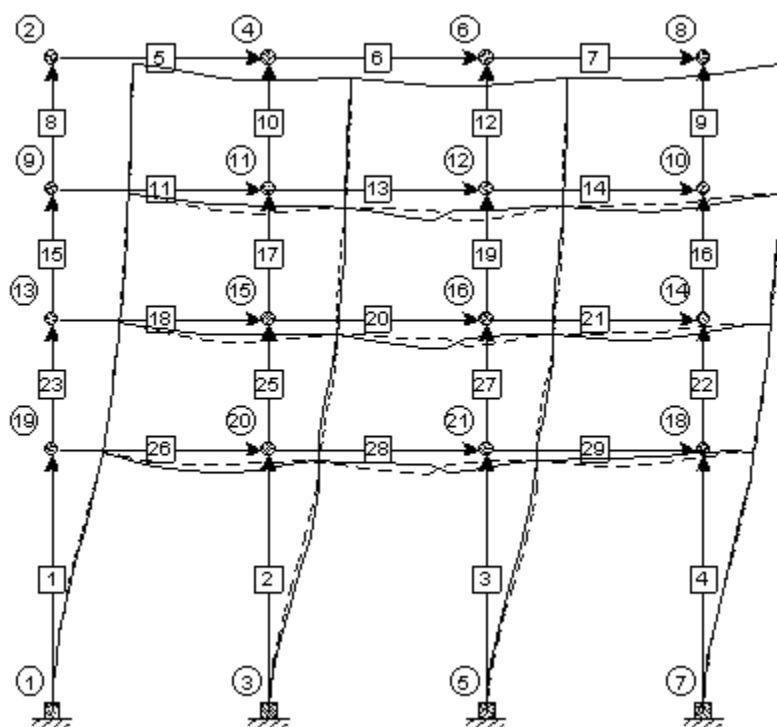


(1) Ohybový moment vyvolaný návrhovou kombinací 1 až 4.

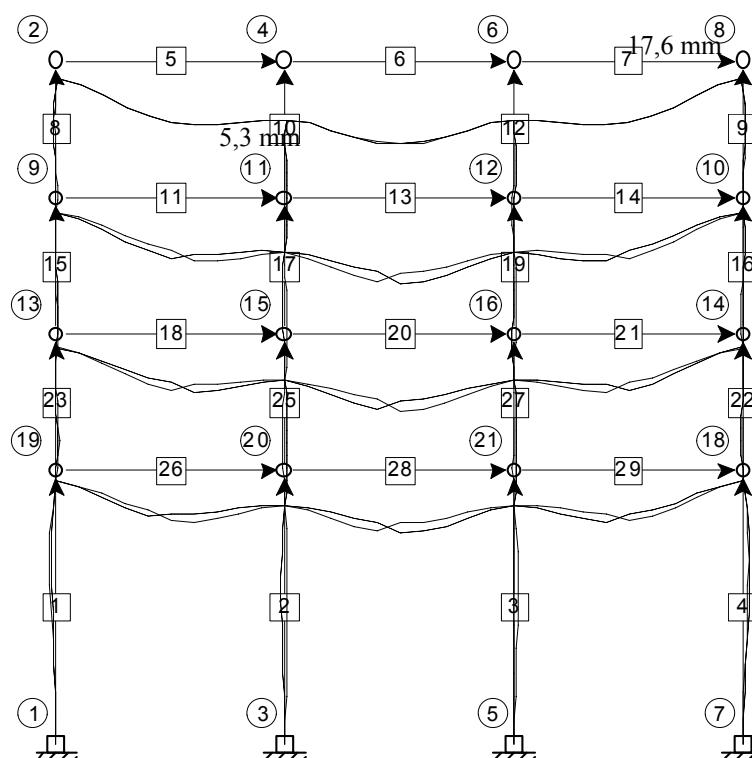


(2) Osově síly vyvolané návrhovou kombinací 1 až 4.

Obr. 14. Účinky zatížení pro kombinace zatížení v mezním stavu únosnosti (STR).



(1) Deformace vyvolané návrhovou kombinací 9 a 10.

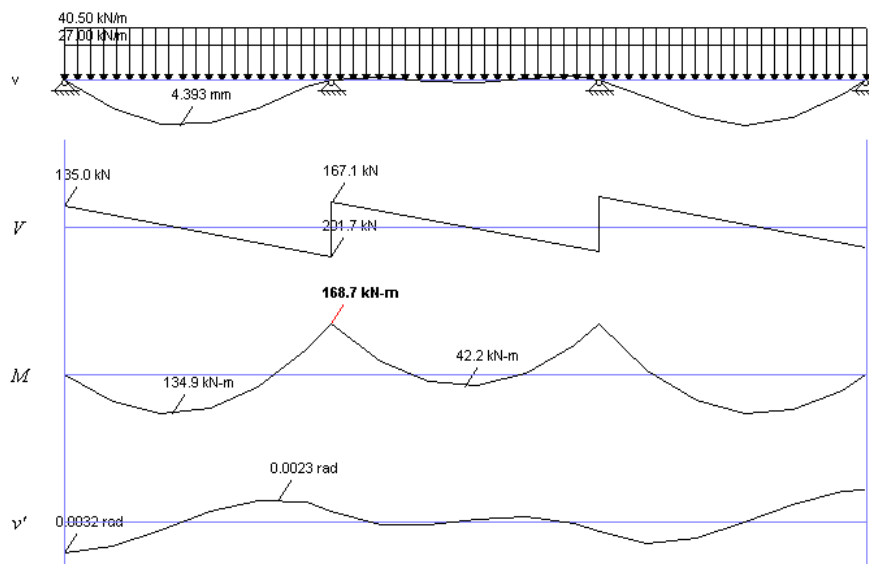


(2) Průhyby vyvolané návrhovou kombinací 11 a 12.

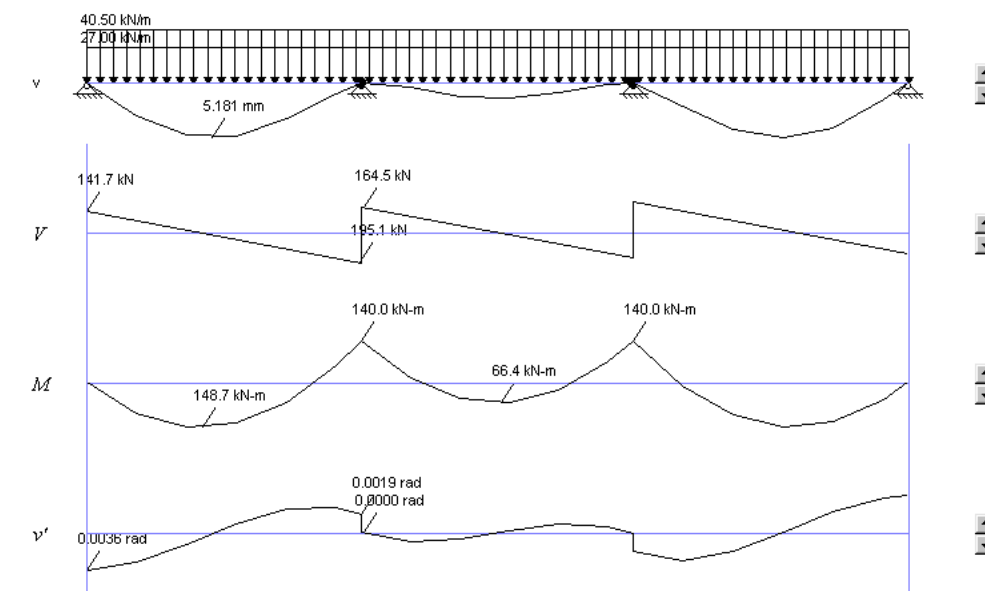
Obr. 15. Účinky zatížení pro kombinace zatížení v mezním stavu použitelnosti (charakteristická a kvazistálá kombinace).

NELINEÁRNÍ POSOUZENÍ SPOJITÉHO NOSNÍKU

Pro ověření mezních stavů únosnosti i použitelnosti umožňují Eurokódy užití nelineárních metod výpočtu. Jednoduchý příklad ukazuje aplikaci plastických kloubů ve vnitřních podporách spojitého nosníku uvažovaného v numerickém příkladu Spojitý nosník. Uvažuje se pouze zatěžovací stav 5 (stálé zatížení g a všechna užitná zatížení q_1 , q_2 a q_3). Na Obr. 16 je výsledek pružného výpočtu, Obr. 17 znázorňuje nelineární řešení, kdy ve vnitřních podporách jsou dva plastické klouby o únosnosti 140 kNm (a dovoleném pootočení 0,005 radiánu).



Obr. 16. Výsledky pružného výpočtu



Obrázek 17. Výsledky nelineárního výpočtu s plastickými klouby ve vnitřních podporách.

Všimněme si, že plastické pootočení 0,0019 radiánu v obou kloubech nepřekračuje dovolené pootočení 0,005 radiánu, což je pro běžné železobetonové průřezy bezpečná hodnota.

OBJEMOVÁ TÍHA, VLASTNÍ TÍHA A UŽITNÁ ZATÍŽENÍ

Milan Holický¹

¹České vysoké učení technické v Praze, Kloknerův ústav

Souhrn

Vlastní tíha a užitná zatížení se u existujících konstrukcí stanoví podle platných norem podobně jako u nových konstrukcí. Stálá zatížení lze u existujících konstrukcí stanovit rovněž na základě dostupných dat s využitím statistických postupů. Podle nových evropských předpisů se rozlišuje celkem jedenáct základních kategorií ploch pro stanovení užitných zatížení. Mohou být použity redukční součinitele ke zmenšení užitého zatížení. Vlastní tíha přemístitelných příček, jejichž tíha nepřekračuje 3 kN/m, může být uvažována jako rovnoměrné zatížení přidané k užitému zatížení.

1 ÚVOD

Všeobecně

Vlastní tíha a užitná zatížení se u existujících konstrukcí stanoví podle platných norem podobně jako u nových konstrukcí. Vlastní tíhu existujících konstrukcí je však možno stanovit rovněž na základě dostupných dat s využitím statistických postupů. Během několika let se v České republice stanou jedinými platnými dokumenty nové evropské předpisy pro navrhování konstrukcí, Eurokódy, jejichž zásady a aplikační pravidla se v některých případech liší od ustanovení dosud platných českých norem. Tento příspěvek se proto opírá o zásady Eurokódů, zejména dokumentu [1] a dalších podkladových materiálů a norem [2] až [7]. Obecné zásady stanovení zatížení existujících konstrukcí včetně statistických postupů pro stanovení vlastní tíhy jsou uvedeny v nedávném mezinárodním dokumentu ISO, který je zaveden do soustavy českých norem [8].

Podrobný popis různých druhů zatížení je uveden v Eurokódu 1, jehož součástí je také norma ČSN EN 1991-1-1 [1] Objemová tíha, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, která popisuje:

- objemové tíhy stavebních a skladovaných materiálů,
- vlastní tíhu staveb,
- užitná zatížení pozemních staveb.

Zásady a aplikační pravidla pro vlastní tíhu a užitná zatížení se liší, a proto se o nich v EN 1991-1-1 [1] pojednává odděleně.

Podkladové materiály

Podkladem k vytvoření EN 1991-1-1 [1] byly národní normy členských států CEN, mezinárodní norma ISO 9194 [2] a zprávy CIB 115 a 116 [3, 4] (viz také dokument [5]). Zásady, pravidla a numerické hodnoty uvedené v těchto dokumentech se však v některých případech odlišují. Kromě toho dostupná statistická data týkající se objemových tíh, úhlů vnitřního tření a užitných zatížení jsou nejistá. S ohledem na tyto skutečnosti jsou vlastnosti některých materiálů a některá užitná zatížení udávány v EN 1991-1-1 [1] intervalem, nikoli jednoznačnou hodnotou.

2 OBECNÉ ZÁSADY A PRAVIDLA

Klasifikace zatížení

Podle proměnlivosti v čase a prostoru se vlastní tíha stavebního prvku klasifikuje jako stálé pevné zatížení, zatímco užitná zatížení jako proměnná volná zatížení. Pokud však existují pochybnosti o stálosti vlastní tíhy, měla by se tato považovat za užitné zatížení. Obvykle se užitné zatížení považuje za statické zatížení, které může být zvětšeno dynamickým součinitelem (viz např. vztah (6.3) v EN 1991-1-1 [1]). V případě, že užitné zatížení může vyvolat významné zrychlení konstrukce nebo nosného prvku, měl by se provést dynamický výpočet [7, 8].

Návrhové situace

V každé návrhové situaci stanovené podle EN 1990 [7, 8] (trvalé, dočasné, mimořádné a seismické) by se měly uvažovat nejméně příznivé zatěžovací stavy. Pro daný nosný prvek a uvažovaný účinek zatížení by se měl určit nejméně příznivý zatěžovací stav, a to i v závislosti na oblastech nepříznivého vlivu každého jednotlivého zatížení (viz příklady v 6. oddílu). Toto obecné pravidlo se týká především uspořádání užitého zatížení. Může se však vztahovat i k vlastní tíze, zvláště pokud jsou během dočasné nebo trvalé návrhové situace odstraňovány nebo přidávány nosné či nenosné prvky nebo skladované materiály.

3 OBJEMOVÁ TÍHA

Definice objemové tíhy

Pojem „objemová tíha“ (v angličtině se používá termín „*hustota - density*“) v EN 1991-1-1 [1] označuje tíhu na jednotku objemu, plochy či délky. Charakteristické hodnoty objemové tíhy prvků, které mají všechny tři rozměry stejného řádu, se udávají jako tíha na jednotku objemu (užívanou jednotkou je kN/m^3). Pro obkladové prvky (střešní krytiny), jež mají jeden rozměr řádově menší než dva zbývající, je jednotkou tíha na jednotku plochy (kN/m^2). Pro prvky, u nichž výrazně převládá jeden rozměr nad dvěma zbývajících, je jednotkou tíha na jednotku délky (kN/m).

Poznamenáme, že v některých národních a mezinárodních dokumentech včetně normy ISO 9194 [2] a EN 1991-1-4 [6] se pod pojmem „*hustota*“ rozumí hmotnost (nikoli tíha) na jednotku objemu, plochy nebo délky. Její velikost se pak udává v jednotkách kg/m^3 , kg/m^2 nebo kg/m a odpovídající numerické hodnoty se liší od hodnot obsažených v EN 1991-1-1 [1]. Například podle [1] je objemová tíha obyčejného betonu 24 kN/m^3 a podle ISO 9194 [2] je jeho objemová hmotnost 2400 kg/m^3 (předpokládá se, že gravitační zrychlení je přibližně 10 m/s^2).

Obecně je objemová tíha náhodná veličina, jejíž hodnoty mohou být v některých případech značně rozdílné (například objemová tíha je ovlivněna vlhkostí či stupněm konsolidace). V takových případech (zejména při ověřování existujících konstrukcí) by se měla stanovit střední hodnota a rozptyl objemové tíhy na základě dostupných experimentálních měření. Charakteristická hodnota objemové tíhy je většinou definována jako průměrná hodnota, je-li však variační koeficient větší než 0,05, měla by se použít horní a dolní charakteristická hodnota (viz EN 1990 [7]).

Charakteristické hodnoty

Charakteristické hodnoty objemových tíh a úhlů vnitřního tření jsou uvedeny v příloze A k EN 1991-1-1 [1]. Pojem „*nominální*“ není definován, ale hodnoty obsažené v tomto dokumentu odpovídají průměrným hodnotám, které jsou obvykle přijímány jako charakteristické hodnoty. Ve skutečnosti se mohou hodnoty objemové tíhy a úhlu vnitřního tření lišit

v závislosti na vlastnostech místních materiálů, kvalitě stavebních prací, vlhkosti, hloubce uložení atd. To je jeden z důvodů, proč jsou podkladové materiály a statistické údaje nejisté a EN 1991-1-1 [1] v některých případech udává pro objemové tíhy a úhly vnitřního tření intervaly místo jednoznačně daných hodnot. Například pro objemové tíhy cementových malt je uveden interval 19 až 23 kN/m³.

Ve zvláštních případech, kdy je variabilita vlastní tíhy velká (variační koeficient je větší než 0,05), nebo by měla významný vliv na spolehlivost konstrukce, mají se uvažovat dolní a horní charakteristické hodnoty. Přitom se při navrhování uvažuje dílčí součinitel zatížení stejný jako v běžných podmínkách (například 1,35 pro stálé zatížení při posuzování mezních stavů únosnosti).

4 VLASTNÍ TÍHA

Charakteristické hodnoty stanovené na základě nominálních hodnot

Vlastní tíha se určuje u většiny stavebních prvků, které zahrnují jak nosné prvky (podpěrné a rámové konstrukce), tak nenosné prvky (dokončovací prvky včetně vybavení a strojního zařízení pevně spojených s konstrukcí).

U nových konstrukcí se vlastní tíha stavebních prvků určuje na základě nominálních rozměrů (daných v projektové dokumentaci) a charakteristických (nominálních) hodnot objemové tíhy. Pro objemové tíhy materiálů, u kterých předpokládáme jejich konsolidaci během užívání (například šterkové lože na železničních mostech), by se měly uvažovat horní a dolní charakteristické hodnoty.

Charakteristické hodnoty stanovené na základě zkoušek

Charakteristické hodnoty stálých zatížení u existujících konstrukcí lze také určit na základě provedených zkoušek, pokud možno s využitím statistických metod [8]. Obecné zásady statistických postupů určování charakteristických hodnot na základě zkoušek jsou uvedeny v příloze D ČSN EN 1990 [7]; nezabývají se však přímo stanovením charakteristických hodnot stálých zatížení. Proto je postup pro stanovení charakteristických hodnot stálých zatížení na základě odebraných vzorků a výsledků šetření uveden v národní příloze NA.2.5 k článku 4.6.3 Stanovení zatížení nové normy [8].

Z výsledku šetření n vzorků g_1, g_2, \dots, g_n se charakteristická hodnota G_k stálého zatížení G stanoví na základě průměru m_G a směrodatné odchylky s_G podle vztahů:

$$G_k = m_G \pm k_n s_G, \text{ kde } m_G = \frac{\sum g_i}{n} \quad \text{a} \quad s_G^2 = \frac{\sum (g_i - m_G)^2}{n-1}. \quad (1)$$

Součinitel k_n , který závisí na počtu odebraných vzorků, je dán v tabulce NA.1.

Ve vztahu pro G_k (NA.1) se uvažuje znaménko "plus", působí-li stálé zatížení nepříznivě, a znaménko "minus", působí-li příznivě.

Doporučuje se odebrat alespoň 5 vzorků. Při menším počtu vzorků než 5 je účelné stanovenou směrodatnou odchylku s_G porovnat s předchozími výsledky. V těchto případech však většinou nelze přímo použít statistické hodnocení a lze uvažovat, že charakteristická hodnota musí být při nepříznivém účinku stálého zatížení nejméně rovna nejvyšší zjištěné hodnotě (při příznivém účinku stálého zatížení nejvýše rovna zjištěné hodnotě).

Pokud je zapotřebí u existující konstrukce (mostu) určit její zatížitelnost, postupuje se podle platných ČSN.

Tabulka NA.1 – Součinitel k_n pro stanovení charakteristické hodnoty stálého zatížení na základě počtu odebraných vzorků.

Počet vzorků n	Součinitel k_n	Počet vzorků n	Součinitel k_n
5	0,69	15	0,35
6	0,60	20	0,30
7	0,54	25	0,26
8	0,50	30	0,24
9	0,47	40	0,21
12	0,39	>50	0,18

Pro mezilehlé hodnoty počtu vzorků se součinitel k_n stanoví lineární interpolací. Součinitel k_n je určen za předpokladu normálního rozdělení stálého zatížení.

Jako příklad stanovme charakteristickou hodnotu stálého zatížení od betonu neznámé vlastní tíhy na základě 6 vzorků, z nichž byly stanoveny parametry $m_G = 16,8 \text{ kN/m}^3$ a $s_G = 1,8 \text{ kN/m}^3$. Z tabulky NA.1 plyne součinitel $k_n = 0,6$. Jestliže vlastní tíha působí nepříznivě, pak ze vztahu (1) plyne charakteristická hodnota

$$G_k = m_G + k_n s_G = 16,8 + 0,60 \times 1,8 = 17,88 \text{ kN/m}^3.$$

Pokud by vlastní tíha působila příznivě, je odhad charakteristické hodnoty

$$G_k = m_G - k_n s_G = 16,8 - 0,60 \times 1,8 = 15,72 \text{ kN/m}^3.$$

Jde zřejmě o lehký beton s poměrně značnou variabilitou. Další podrobnosti jsou uvedeny v kapitole 3.

5 UŽITNÁ ZATÍŽENÍ POZEMNÍCH STAVEB

Klasifikace užitných ploch

S ohledem na své specifické využití jsou užité plochy v 6. kapitole EN 1991-1-1 [1] rozděleny do jedenácti kategorií značených A, B, C, D, E, F, FL, G, H, I a K. Definice těchto ploch lze najít v tabulkách 6.1, 6.3, 6.7 a 6.9. Například kategorie A zahrnuje plochy pro domácnosti a obytné činnosti, jako jsou například místnosti obytných budov a domů, hotelové pokoje či pokoje nemocnic. Kategorie B zahrnuje kancelářské plochy.

Uspořádání zatížení a zatěžovací stavy

Při návrhu určitého horizontálního prvku v jednom podlaží se má užité zatížení považovat za volné zatížení působící v nejméně příznivém místě účinku uvažovaného zatížení. V případě, že k výslednému zatížení přispívají i zatížení z dalších podlaží, mohou se tato zatížení považovat za rovnoměrně rozložená (pevná) (viz příklad rámové konstrukce v oddíle 6). Toto zjednodušení sice sníží počet kritických zatěžovacích stavů, v některých případech (například u jednoduché dvoupodlažní rámové konstrukce o dvou polích a nezvyklém tvaru) však může vést k nejistým výsledkům a nemělo by být použito bez patřičného předběžného rozboru.

Užité zatížení může být zmenšeno redukčním součinitelem α_A zohledňujícím velikost zatěžovací plochy A nebo součinitelem α_n , který závisí na počtu n zatížených podlaží. Součinitel α_A je v EN 1991-1-1 [1] definován vztahem

$$\alpha_A = \psi_0 \times 5/7 + A_0/A \leq 1, \quad (2)$$

kde součinitel ψ_0 je uveden v EN 1990 [7], tabulce A.1.1 (pro kategorie A, B, C, D je roven 0,7) a referenční plocha $A_0 = 10 \text{ m}^2$. Všimněme si, že součinitel α_A klesá se zvětšující se zatěžovací plochou A .

Při návrhu určitého svislého prvku (sloupu nebo stěny) zatíženého z několika podlaží se může celkové užitné zatížení v každém podlaží považovat za rovnoměrně rozložené. Užitné zatížení působící na svislý prvek z několika podlaží může být zmenšeno součinitelem α_n v závislosti na počtu n (>2) zatížených stropů nad daným prvkem. Součinitel α_n je v EN 1991-1-1 [1] dán vztahem

$$\alpha_n = (2 + (n - 2)\psi_0)/n. \quad (3)$$

Součinitel α_n klesá se zvyšujícím se počtem podlaží n (pro dvě podlaží k redukci nedochází).

Pokud je ale charakteristická hodnota užitného zatížení zmenšena součinitelem ψ v kombinaci s dalšími typy proměnných zatížení (například se zatížením větrem a sněhem), součinitelem α_n se neredukuje.

Charakteristické hodnoty

Charakteristické hodnoty svislých užitných zatížení budov jsou uvedeny v tabulkách 6.2, 6.4, 6.5, 6.6, 6.8 a 6.9 v EN 1991-1-1 [1]. Charakteristické hodnoty vodorovných užitných zatížení jsou specifikovány v tabulce 6.10 pro zábradlí a příčky mající funkci ochranných zařízení a v informativní příloze B k EN 1991-1-1 [1] pro svodidla.

Ve výše zmíněných tabulkách jsou charakteristické hodnoty vodorovných a svislých užitných zatížení často udávány intervaly nebo doporučenými hodnotami. Při stanovení odpovídající hodnoty by měl projektant vzít v úvahu příslušné podmínky a účel zatěžované konstrukce. V některých případech určí doporučenou hodnotu odpovědný národní úřad.

Přemístitelné příčky

Za předpokladu, že stropní konstrukce umožňuje příčné roznášení zatížení, může být vlastní tíha lehkých přemístitelných příček uvažována jako ekvivalentní rovnoměrné zatížení q_k přidané k užitnému zatížení. Toto rovnoměrné zatížení je definováno v závislosti na vlastní tíze příček takto:

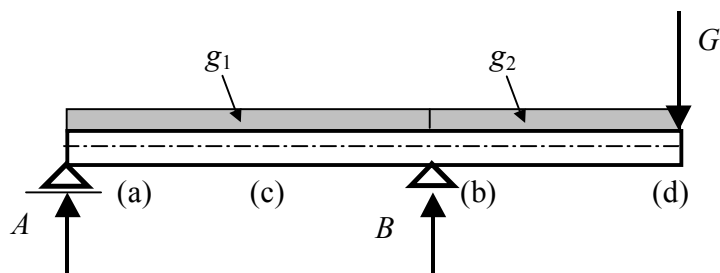
- přemístitelné příčky o vlastní tíze $\leq 1,0 \text{ kN/m}$ délky stěny: $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$,
- přemístitelné příčky o vlastní tíze $\leq 2,0 \text{ kN/m}$ délky stěny: $q_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$,
- přemístitelné příčky o vlastní tíze $\leq 3,0 \text{ kN/m}$ délky stěny: $q_k = 1,2 \text{ kN/m}^2$.

U přemístitelných příček o vlastní tíze větší než $3,0 \text{ kN/m}$ je třeba vzít v úvahu jejich skutečnou tíhu, možné umístění a orientaci.

6 PŘÍKLADY

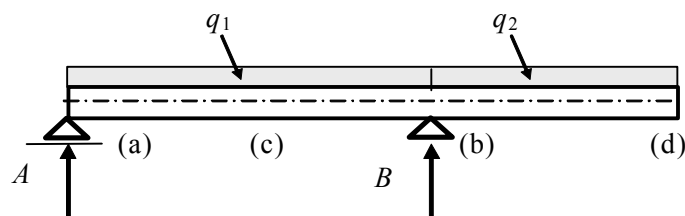
Prostě uložený konzolový nosník

Příklad prostě uloženého konzolového nosníku (obr. 1) ukazuje základní princip určení kritického zatěžovacího stavu. Na Obr. 1 jsou znázorněna tři nezávislá stálá zatížení - g_1 , g_2 a G .



Obr. 1. Tři nezávislá stálá zatížení g_1 , g_2 a G .

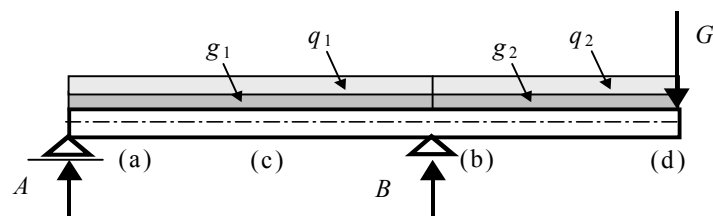
Stálé zatížení G (vlastní tíha obvodového pláště) je očividně nezávislé na dalších stálých zatíženích g_1 a g_2 (vlastní tíha vodorovné konstrukce a skladba podlahy). Stálá zatížení g_1 a g_2 se považují za samostatná zatížení s ohledem na ověření mezního stavu statické rovnováhy. Všimněme si, že stálá zatížení g_1 a g_2 mohou mít podle vlastní tíhy nosných a nenosných částí shodnou charakteristickou hodnotu $g_{1,k} = g_{2,k} = g_k$, ta se ale při ověřování mezního stavu statické rovnováhy násobí dvěma rozdílnými součiniteli $\gamma_{g,1} \neq \gamma_{g,2}$. Na Obr. 2 jsou znázorněna dvě nezávislá užitná zatížení q_1 a q_2 . Je zřejmé, že se mohou tato dvě zatížení vyskytovat zcela nezávisle na sobě.



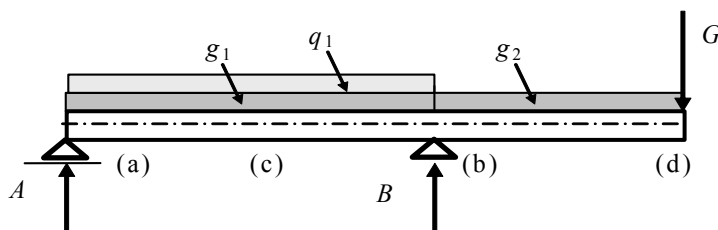
Obr. 2. Dvě nezávislá užitná zatížení q_1 a q_2 .

Pro danou část konstrukce se určí nejkritičtější zatěžovací stav, přičemž by se měly uvažovat všechny oblasti nepříznivého působení zatížení (o kterém lze předpokládat, že je nezávislé na zbývajících zatíženích).

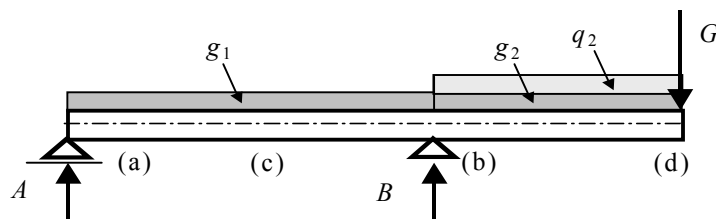
Celková vlastní tíha a užitné zatížení sestávající z pěti nezávislých zatížení g_1 , g_2 , q_1 , q_2 a G na Obr. 3 představují kritický zatěžovací stav nosníku pro ověření ohybové únosnosti a reakce v podpoře (b). Zatěžovací stav z Obr. 4 slouží k ověření ohybové únosnosti ve středu rozpětí (bod (c)). Pro zatěžovací stav z Obr. 5 se ověřuje ohybová únosnost v bodu (b) a statická rovnováha nosníku (reakce A).



Obr. 3. Celková vlastní tíha a užitné zatížení konzolového nosníku.



Obr. 4. Kritický zatěžovací stav k ověření ohybové únosnosti ve středu rozpětí (bod (c)).



Obr. 5. Kritický zatěžovací stav pro ověření ohybové únosnosti v bodu (b) a statické rovnováhy (reakce A).

Rámová konstrukce

V předchozím oddíle již bylo řečeno, že při návrhu prvků vícepodlažních budov lze uplatnit zjednodušená pravidla. Například při návrhu horizontálního prvku v jednom podlaží vícepodlažní budovy lze užité zatížení v tomto podlaží považovat za volné zatížení působící v nejméně příznivém místě účinku uvažovaného zatížení. Pokud zatížení z ostatních podlaží přispívají k výslednému účinku zatížení, mohou se považovat za rovnoměrně rozložená (pevná).

Jako praktický příklad uvažujme vodorovný nosník ve druhém podlaží rámové konstrukce znázorněné na Obr. 6. Při ověřování ohybové únosnosti v bodech (a) a (b) je pak v souladu s výše zmíněným pravidlem možné použít uspořádání užitého zatížení podle Obr. 6 namísto správnějšího šachovnicového uspořádání, které je zachyceno na Obr. 7.

Jestliže se ověřuje ohybová únosnost v bodě (c), potom podle zjednodušeného pravidla se bude užité zatížení druhého podlaží nacházet pouze v prvním a druhém poli zleva. Pokud se ověřuje ohybová únosnost v bodě (d), umístí se užité zatížení v druhém podlaží pouze do středního pole.

Povšimněme si, že v souladu s EN 1991-1-1 [1], jak už bylo řečeno v oddíle 5, lze při návrhu sloupu prvního podlaží zatíženého všemi podlažími považovat užité zatížení v každém z podlaží za rovnoměrně rozložené.

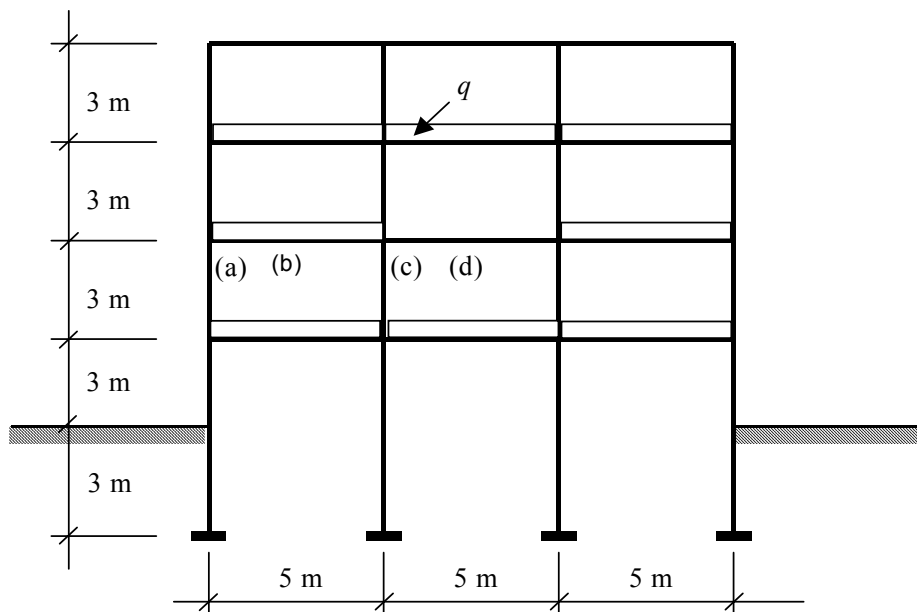
V závislosti na uvažovaném nosném prvku může být užité zatížení q zmenšeno součiniteli α_A a α_n (viz oddíl 5, část Uspořádání zatížení a zatěžovací sestavy). Například při posuzování ohybového momentu horizontálního nosníku v druhém podlaží v bodu (b) (viz Obr. 6) může být užité zatížení zmenšeno pomocí součinitele α_A daného rovnicí (1). Je-li zatížená plocha $A = 30 \text{ m}^2$, $\psi_0 = 0,7$ (kategorie A, B, C, D) a $A_0 = 10 \text{ m}^2$, pak pro α_A můžeme psát:

$$\alpha_A = \psi_0 \times 5/7 + A_0/A = 0,7 \times 5/7 + 10/30 = 0,83.$$

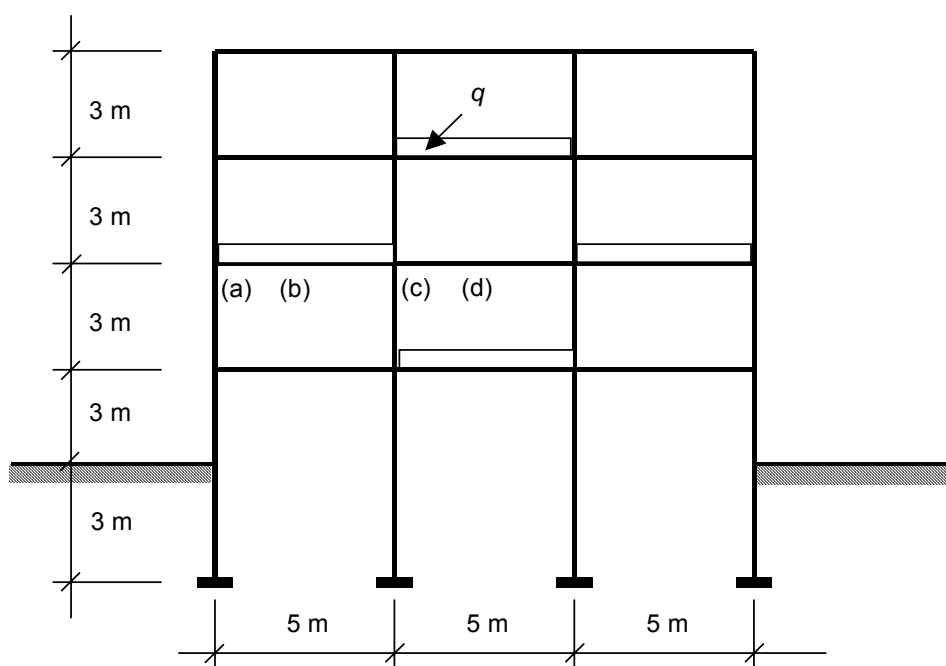
Pokud je ověřován sloup prvního podlaží, užité zatížení q je možno zmenšit součinitelem α_n daným rovnicí (5.2). Uvažujme počet zatížených podlaží nad sloupem $n = 3$ (jak naznačují Obr. 6 a 7) a opět $\psi_0 = 0,7$, pak pro α_n platí:

$$\alpha_n = (2 + (n - 2)\psi_0)/n = (2 + 0,7)/3 = 0,9.$$

V tomto případě tedy může být užité zatížení zmenšeno o 10 %. Při větším počtu zatížených podlaží je redukce mnohem významnější.



Obr. 6. Zjednodušené uspořádání užitného zatížení pro ověření ohybové únosnosti v bodech (a) a (b).



Obr. 7. Nejnepříznivější uspořádání užitného zatížení pro ověření ohybové únosnosti v bodech (a) a (b).

7 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

Vlastní tíha nosných a nenosných prvků se obvykle považuje za stálé zatížení, užitné zatížení za proměnné zatížení. V každé návrhové situaci by měly být určeny kritické zatěžovací stavy, přičemž se má uvažovat oblast nepříznivého vlivu pro daný nosný prvek a ověřované účinky zatížení (například osová síla, ohybový moment, posouvající síla). Vlastní tíha nosných i nenosných prvků se určuje na základě jejich nominálních rozměrů a charakteristic-

kých hodnot objemové tíhy. Vlastní tíhu existujících konstrukcí lze stanovit na základě dostupných experimentálních dat s využitím statistických postupů.

Užitná zatížení existujících konstrukcí se stanoví obdobně jako u nových konstrukcí. Podle nových evropských předpisů se rozlišuje celkem jedenáct základních kategorií užitných ploch. Redukční součinitele α_A (závisející na velikosti zatěžovací plochy A) a α_n (závisející na počtu n zatížených podlaží nad daným nosným prvkem) mohou být použity ke zmenšení užitého zatížení. Součinitele α_A a α_n se však neuplatňují v případě, že charakteristická hodnota zatížení je již zmenšena součinitelem ψ (v případě kombinace s dalším proměnným zatížením, například větrem a sněhem). Vlastní tíha přemístitelných přiček, jejichž tíha nepřekračuje 3 kN/m, může být uvažována jako rovnoměrné zatížení přidané k užitému zatížení.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 1991-1-1 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb, ČNI, 2004. Zavedení normy Eurocode 1: Actions on structures. Part 1.1: Densities, self-weight and imposed loads for buildings, European Committee for Standardization, 04/2002.
- [2] ISO 9194 Basis for design of structures - Action due to the self-weight of structures, non-structural elements and stored materials – Density, 1987.
- [3] CIB Report 115 Actions on structures, Self-weight loads. CIB/W81, 1989.
- [4] CIB Report 116 Actions on structures, Live loads in buildings. CIB/W81, 1989.
- [5] G. Sedlacek, H. Gulvanessian: Eurocode 1, Basis of Design and Actions on Structures, Part 2.1: Densities, Self-weight, Imposed Loads. In: IABSE Colloquium Basis of Design and Actions on Structures, Background and Application of Eurocode 1. Delft, 1996.
- [6] EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on structures. Part 1.4: Wind actions, European Committee for Standardization, 06/2002
- [7] EN 1990 Basis of structural design. European Committee for Standardization, 04/2002. (norma zavedena 03/2004 v ČR jako ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí)
- [8] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, ČNI 2003.

STANOVENÍ STÁLÉHO ZATÍŽENÍ NA ZÁKLADĚ VÝSLEDKŮ ZKOUŠEK

Luděk Dostál¹, Milan Holický³, Václav Kumšta², Zbyněk Potužák¹, Miroslav Sýkora³,
Petr Tětek²

¹Diagnostika staveb Dostál a Potužák s.r.o.

²Satra s.r.o.

³České vysoké učení technické v Praze, Kloknerův ústav

Souhrn

Stálé zatížení existujících konstrukcí může být stanoveno na základě statistického vyhodnocení měření získaných průzkumem. Postup vyhodnocení poskytuje nedávno zavedený dokument ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí. Tato kapitola shrnuje obecné zásady stanovení charakteristické hodnoty stálého zatížení a na příkladu historického objektu ukazuje praktické využití popsanych metod. V uvažovaném případě vychází charakteristická hodnota stálého zatížení větší přibližně o 10-15 % (zatížení působí nepříznivě) než odhad průměru z naměřených dat.

1 ÚVOD

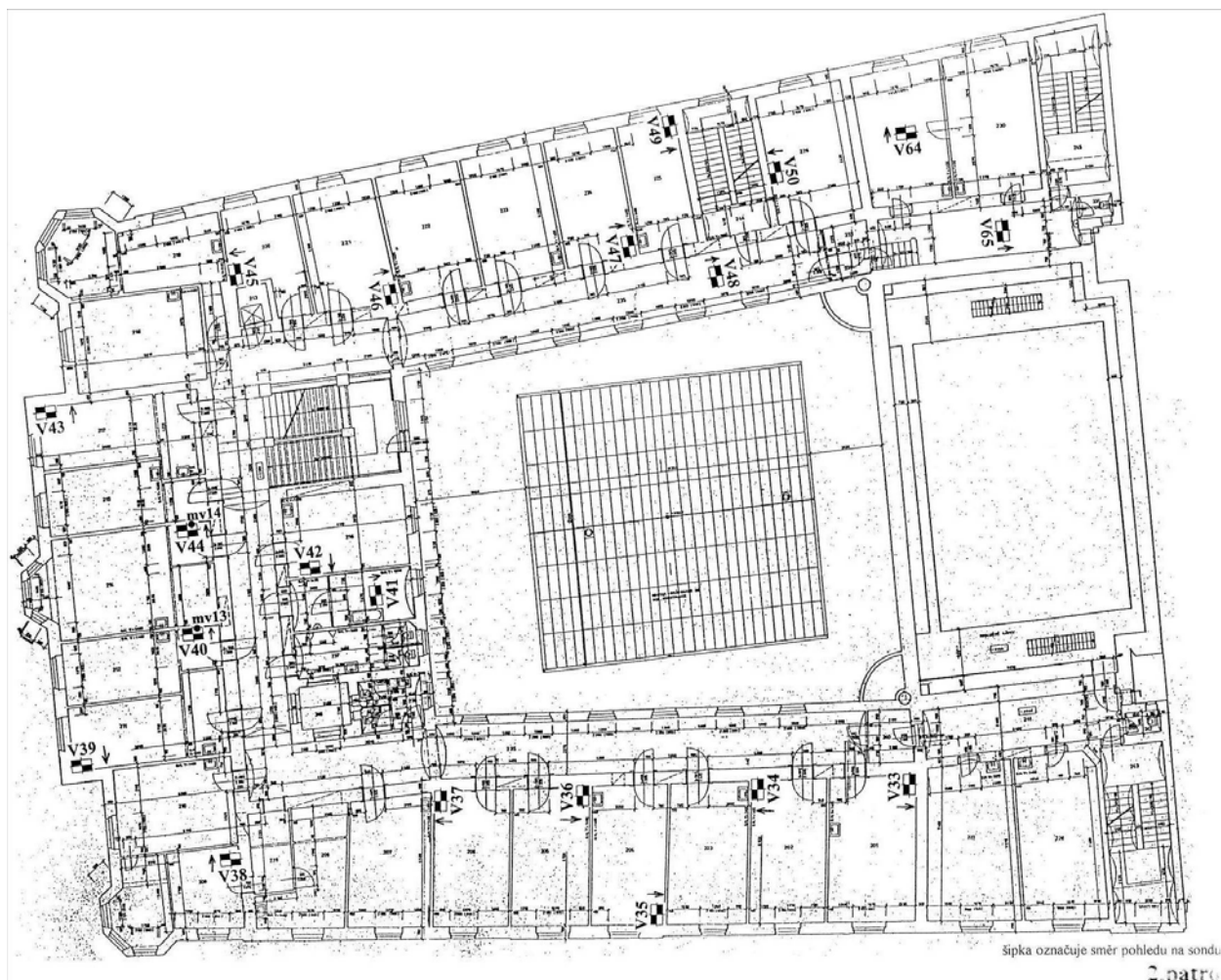
Stanovení stálého zatížení existujících konstrukcí se může střetávat s četnými nesnáze. Mohou být neznámé skutečné rozměry konstrukčních prvků (např. tloušťka železobetonové desky), skladba podlahy apod. Pokud mají stálá zatížení významný vliv na spolehlivost vyšetřované konstrukce, mohou být stanovena na základě zkoušek prováděných při průzkumu stavu konstrukce.

Pro tyto případy uvádí dokument ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí [1] v odstavci NA.2.5 národní přílohy NA metodiku stanovení charakteristické hodnoty stálého zatížení G_k . Narozdíl od charakteristické hodnoty materiálových vlastností R_k , která je zpravidla stanovena jako 5% dolní kvantil náhodné veličiny R (více informací lze nalézt např. ve sborníku [2]), se charakteristická hodnota G_k stanoví jako odhad průměru stálého zatížení G . Nelze proto použít postupy uvedené v [2] pro stanovení R_k .

Obecné zásady ilustruje stanovení stálého zatížení skutečného historického objektu. Popisuje se stavebně technický průzkum a vyhodnocení stálého zatížení na základě zkoušek.

2 PRŮZKUM VYŠETŘOVANÉ KONSTRUKCE

Stavebně technický průzkum se týkal opuštěného a částečně zdevastovaného hotelu s restauracemi, barem a divadelním sálem. Jedná se o ranně secesní objekt postavený v r. 1901. Jde o rozsáhlou čtyřkřídlovou budovu, kde mezi třemi uličními křídly je divadelní sál a čtvrté křídlo tvoří jeviště s provazištěm. Průčelí budovy je čtyřpatrový trojtrakt, boční křídla jsou typické hotelové dvojtrakty s širšími trakty do ulice a chodbovými do vnitrobloku. Půdorys typického podlaží je znázorněn na Obr. 1.



Obr. 1. Půdorys typického podlaží vyšetřovaného objektu.

Průzkum se zaměřil na zjištění druhu, skladby a stavu vodorovných nosných konstrukcí, stanovení návrhové pevnosti, vlhkosti a salinity zdiva, na zjištění stavu dřeva stropů a krovů z hlediska napadení biotickými škůdci, stanovení míry poškození nosníků a na ověření základových a inženýrsko-geologických poměrů. Cílem průzkumu bylo získat dostatek dat pro návrh připravované rekonstrukce objektu. V souladu s dokumentem [1] se při hodnocení existujících konstrukcí přihlíží ke stavu konstrukce a jejímu skutečnému provedení, a proto je uveden dále stručný popis konstrukce a stavu objektu.

Objekt je podsklepen, má dvě podzemní podlaží a pod druhým suterénem se nacházejí ještě průchozí kanály původního teplovzdušného vytápění. Kopané sondy prokázaly, že dům je založen na skalním podloží. Svislé nosné konstrukce jsou z cihelného zdiva na vápennou, resp. vápenocementovou maltu. Návrhová pevnost zdiva v přízemí se pohybuje v intervalu 1,0-1,4 MPa, v suterénu mezi 1,2-1,8 MPa. Zdivo v nižších podlažích je vlhké a místy povrchově degradované krystalizačními tlaky vodorozpustných solí. Nýtovaná konstrukce zastřešení divadla je v uspokojivém stavu, krytina a světlíky jsou však ve špatném stavu. Aby nedocházelo k zatékání a degradaci štukové výzdoby divadelního sálu, byla jeho střecha překryta provizorně plachtou. Konstrukce je patrně ze svárkového železa, a tedy nesvařitelná. Dřevěné krovky jsou lokálně poškozeny hnilobou a hmyzem, jsou však opravitelné.

V dřevěných stropních konstrukcích i krovu se prokázalo napadení dřeva biotickými škůdci. Ve stropích byla prokázána aktivní ložiska nebezpečné dřevokazné houby dřevomorky domácí (*Serpula lacrymans*). I přes toto nepříznivé zjištění byl stav dřevěných stropů celkově vyhodnocen jako uspokojivý, protože napadení není plošné a poškození průřezů není

většinou významné. Doporučuje se však pečlivě provést sanaci napadeného dřeva. V dřevěném krovu neprokázaly kultivační pokusy odebraných vzorků výskyt živé houby a další rozvoj škůdců zde nehrozí.

V objektu se realizovalo celkem 79 sond do různých stropů. Nachází se zde řada konstrukcí, které se vyskytují opakovaně. Jde například o dřevěné trámové stropy do traverv a cihelné klenby. Výsledky průzkumu obsahují velké množství informací, které se využily při návrhu rekonstrukce objektu. Získaná data jsou v dalším rozboru použita při stanovení stálého zatížení dle ČSN ISO 13822 [1].

3 OBECNÉ ZÁSADY STANOVENÍ STÁLÉHO ZATÍŽENÍ

ČSN ISO 13822 [1] uvádí, že při určování zatížení působících na existující konstrukci se musí přihlídnout ke skutečnému provedení a stavu konstrukce a k jejím zamýšleným změnám. Pro stanovení účinků zatížení odkazuje na ČSN EN 1990 [3] a příslušné části ČSN EN 1991 pro zatížení konstrukcí. V případě, že není k dispozici původní dokumentace anebo nelze z původní dokumentace spolehlivě určit druh, uspořádání a velikost působících zatížení, zjišťují se tato zatížení šetřením na místě. Charakteristické hodnoty stálých zatížení lze určit experimentálně z výsledků šetření a provedených zkoušek s využitím statistických metod [4] podle postupu popsáném v dalším textu (částečně viz také kapitola 2).

Z výsledku šetření n vzorků g_1, g_2, \dots, g_n se postupně stanoví odhad průměru m_G , odhad směrodatné odchylky s_G a charakteristická hodnota G_k stálého zatížení podle vztahů:

$$m_G = \frac{\sum g_i}{n}; \quad s_G = \sqrt{\frac{\sum (g_i - m_G)^2}{n-1}}; \quad G_k = m_G \pm k_n s_G \quad (1)$$

Součinitel k_n závislý na počtu odebraných vzorků je uveden v Tab. 1 [1]. Ve vztahu pro G_k se uvažuje znaménko "plus", pokud působí stálé zatížení nepříznivě, a znaménko "minus", pokud působí příznivě.

Tab. 1. Součinitel k_n pro stanovení charakteristické hodnoty stálého zatížení na základě počtu odebraných vzorků.

Počet vzorků n	Součinitel k_n	Počet vzorků n	Součinitel k_n
5	0,69	15	0,35
6	0,60	20	0,30
7	0,54	25	0,26
8	0,50	30	0,24
9	0,47	40	0,21
12	0,39	>50	0,18
Pro mezilehlé hodnoty počtu vzorků se součinitel k_n stanoví lineární interpolací. Součinitel k_n je určen za předpokladu normálního rozdělení stálého zatížení.			

ČSN ISO 13822 [1] doporučuje odběr alespoň 5 vzorků. Při menším počtu vzorků než 5 je účelné stanovenou směrodatnou odchylku s_G porovnat s předchozími výsledky. V těchto případech však většinou nelze přímo použít statistické hodnocení a lze uvažovat, že charakteristická hodnota musí být při nepříznivém účinku stálého zatížení nejméně rovna nejvyšší zjištěné hodnotě (při příznivém účinku stálého zatížení nejvýše rovna zjištěné hodnotě).

V souladu se skriptu [4] lze součinitel k_n v Tab. 1 stanovit ze vztahu

$$k_n = t_p / \sqrt{n} \quad (2)$$

kde t_p je kvantil Studentova t -rozdělení [4] pro zadanou pravděpodobnost $2p$ a počet stupňů volnosti $n - 1$. Pokud se součinitel k_n určí ze vztahu (2) a stálé zatížení má nepříznivé účinky (tj. v rovnici (1) se uvažuje znaménko „plus“), pak pro odhad průměru m_G platí

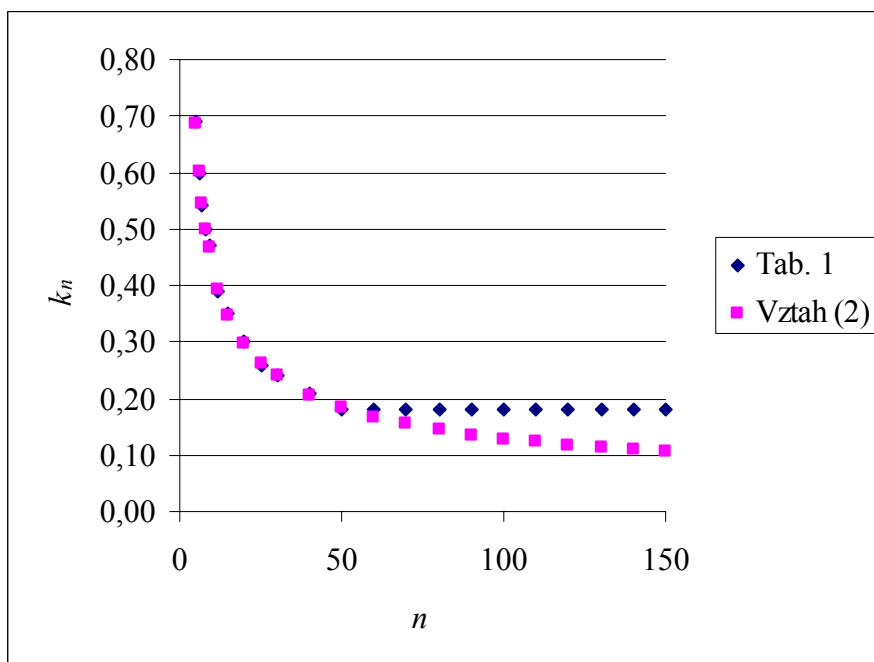
$$P(\mu_G < m_G) = p \quad (3)$$

kde μ_G je průměr základního souboru (skutečný průměr zatížení G odhadovaný z n měření hodnotou m_G). Hodnota p tedy označuje pravděpodobnost, že odhad průměru m_G bude na straně nebezpečné a tedy nižší než skutečný průměr μ_G .

Pokud má zatížení příznivé účinky a v rovnici (1) se uvažuje znaménko „mínus“, pak pro odhad průměru m_G platí

$$P(\mu_G > m_G) = p \quad (4)$$

Poznamenejme, že kvantil t_p lze vyčíslit např. v softwaru MS Excel prostřednictvím funkce TINV($2p$, $n - 1$). Na Obr. 2 jsou naznačeny hodnoty součinitelů k_n podle Tab. 1 a podle vztahu (2) pro $p = 0,1$.



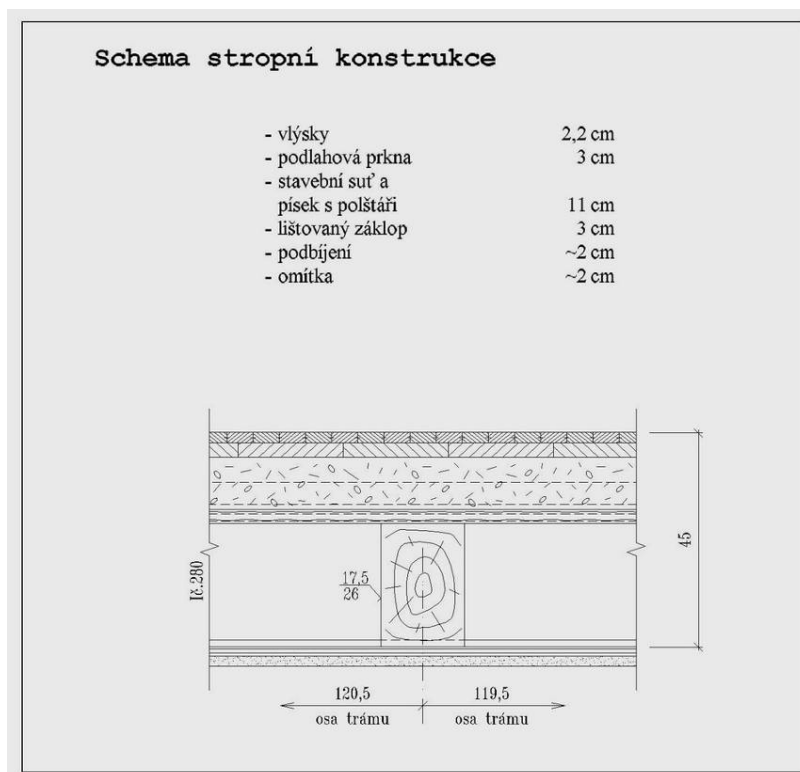
Obr. 2. Hodnoty součinitelů k_n podle Tab. 1 a (2).

Z Obr. 2 je patrné, že hodnoty součinitele k_n z Tab. 1 se od teoretických hodnot (2) neliší pro $n \leq 50$, zatímco pro vyšší počet zkoušek je uvedena v [1] konzervativní hodnota 0,18.

4 STANOVENÍ CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY STÁLÉHO ZATÍŽENÍ

V tomto oddíle se popisuje postup stanovení charakteristické hodnoty stálého zatížení G_k stropních konstrukcí bočních křídel 2. nadzemního podlaží (NP), 3. NP a 4. NP objektu popsaném v oddíle 2. Půdorys 2. NP je na Obr. 1. Z celkového počtu 79 sond do stropních konstrukcí realizovaných v rámci průzkumu popsaném v oddíle 2 se uvažily pouze sondy provedené v těchto křídlech (na Obr. 1 sondy V33 - V38, V45 - V47 a V50).

Na Obr. 3 je fotografie a schéma typické skladby stropní konstrukce (3. NP - sonda V26).



Obr. 3. Typická skladba stropní konstrukce.

Z provedených sond vyplývá, že na variabilitu stálého zatížení G má významný vliv především proměnlivost vrstvy, ve které je stavební suť a písek. Pro tuto vrstvu je proto dále stanovena charakteristická hodnota G_k v souladu s dokumentem [1]. Uvažuje se, že:

- materiál ve vyšetřované vrstvě má konstantní objemovou tíhu γ s průměrem $\mu_g = 16 \text{ kN/m}^3$ a variačním koeficientem $V_g = 0,2$,
- tloušťka vrstvy h i objemová tíha γ mají normální rozdělení [4,5].

Za těchto předpokladů je pro stanovení G_k nutné z naměřených hodnot nejprve odhadnout průměrnou tloušťku m_h vyšetřované vrstvy. V Tab. 2 jsou shrnuty naměřené tloušťky h ze sond provedených ve stropních konstrukcích bočních křídel v 2. NP, 3. NP a 4. NP.

Tab. 2. Naměřené tloušťky vyšetřované vrstvy h .

Podlaží	Sonda	h [cm]	Sonda	h [cm]	Sonda	h [cm]	Sonda	h [cm]
2. NP	V33	13,5	V36	10,5	V45	9	V49	5
	V34	12,5	V37	17,5	V46	12	V50	12
	V35	12	V38	10	V47	12		
3. NP	V15	13	V18	14	V28	14	V31	13
	V16	11,5	V26	11	V29	12,5	V32	14,5
	V17	11,5	V27	13	V30	12		
4. NP	V1	9	V3	13,5	V5	22	V13	10,5
	V2	11,5	V4	14	V12	12,5	V14	12

Z Tab. 2 je patrné, že hodnoty získané sondami V5 a V49 se významně odlišují od ostatních. Jedná se o odlehlá pozorování, která mohou významně ovlivnit odhady statistických charakteristik. Tato pozorování lze identifikovat např. prostřednictvím Grubbsova nebo Dixonova testu odlehlých pozorování [4]. Hodnoty získané sondami V5 a V49 jsou z dalšího vyhodnocení vyloučeny. Poznamenejme, že stálé zatížení v prostorech v okolí těchto sond by mohlo být stanoveno přímo z naměřených hodnot, popř. by mohla být doplněna další měření.

U získaných dat z různých podlaží se dále předpokládá, že jednotlivá stálá zatížení pocházejí ze stejného statistického souboru a lze je proto sloučit do jednoho souboru. Tento předpoklad by měl být ověřen testováním hypotéz [4], jejichž popis je však mimo rámec této kapitoly.

Obr. 4 znázorňuje histogramy tloušťky h pro soubory získané v 2. NP, 3. NP, 4. NP a pro soubor pozorování ze všech uvažovaných podlaží dohromady (označený 2.-4. NP). Je patrné, že histogramy se pro jednotlivá podlaží liší. Naměřená data jsou však vždy přibližně symetrická okolo modu (hodnota s největší četností) a z grafického vyjádření lze proto usuzovat, že normální rozdělení může být vhodným modelem pro vyhodnocovaná data.

Z měření uvedených v Tab. 2 (bez V5 a V49) se dále s využitím vztahu (1) odhadnou statistické charakteristiky – průměr m_h a směrodatná odchylka s_h . Z následujícího vztahu se odhadne variační koeficient v_h

$$v_h = s_h / m_h \quad (5)$$

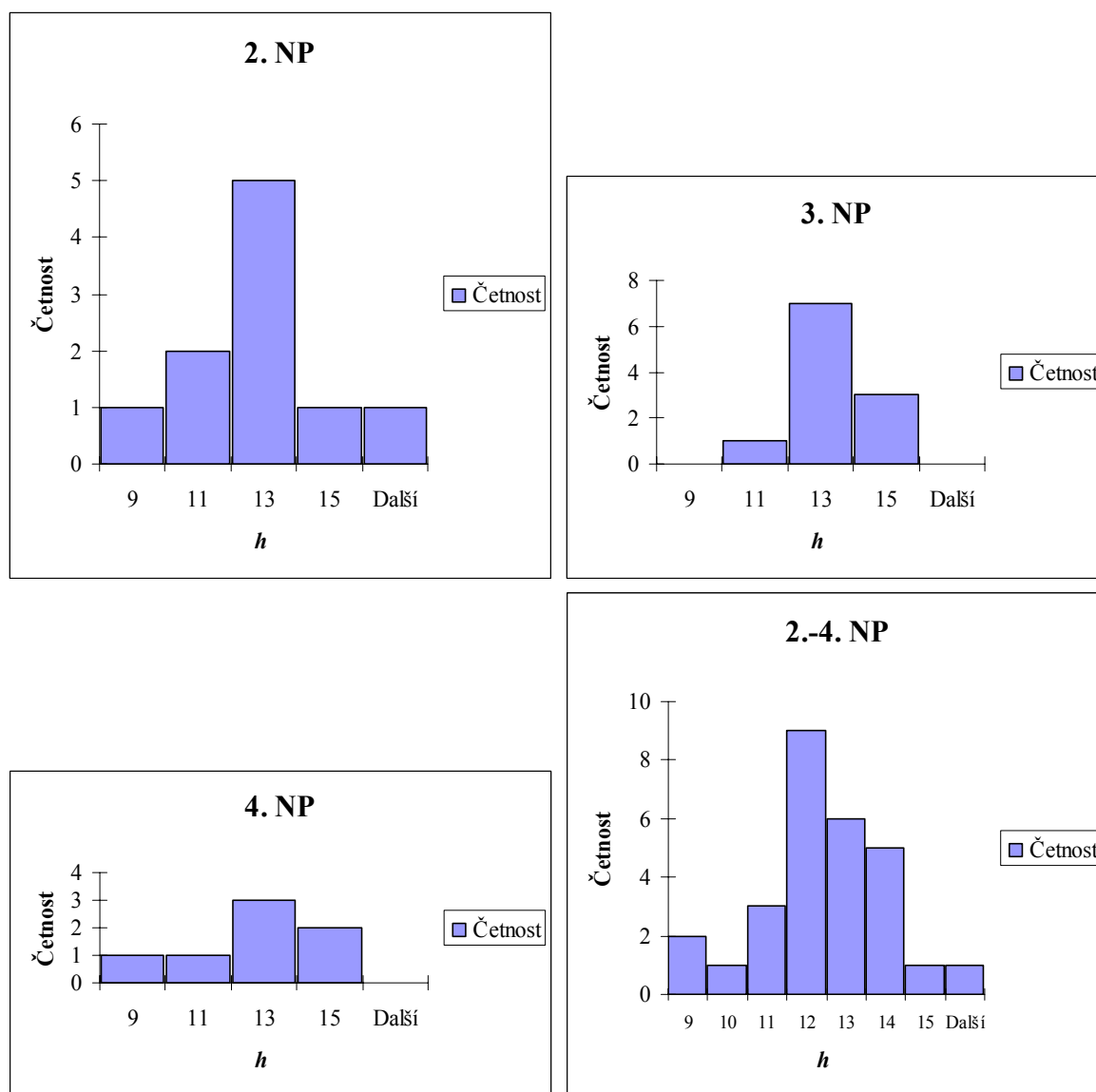
Statistické charakteristiky stálého zatížení g daného součinem

$$g = \gamma h \quad (6)$$

lze stanovit z přibližných vztahů pro součin náhodných veličin [5]

$$m_g \approx \mu_\gamma m_h, \quad v_g \approx \sqrt{V_\gamma^2 + v_h^2 + V_\gamma^2 v_h^2} \quad (7)$$

kde m_g značí odhad průměru a v_g odhad variačního koeficientu zatížení g . Součinitel k_n se určí z Tab. 1 nebo ze vztahu (2) pro příslušný počet měření n .



Obr. 4. Histogramy tloušťky h .

Tab. 3 uvádí výsledky statistického vyhodnocení měření.

Tab. 3. Výsledky statistického vyhodnocení.

NP	Veličina	Symbol	Hodnota	Jedn.	NP	Veličina	Symbol	Hodnota	Jedn.
2. NP	Počet	n	10		3. NP	Počet	n	11	
	Minimum	h_{\min}	9	cm		Minimum	h_{\min}	11	cm
	Maximum	h_{\max}	17,5	cm		Maximum	h_{\max}	14,5	cm
	Průměr	m_h	12,10	cm		Průměr	m_h	12,73	cm
	Sm. odch.	s_h	2,307	cm		Sm. odch.	s_h	1,148	cm
	Var. koef.	v_h	0,19			Var. koef.	v_h	0,09	
	Průměr	μ_g	1,94	kN/m ²		Průměr	μ_g	2,04	kN/m ²
	Var. koef.	V_g	0,28			Var. koef.	V_g	0,22	
	Součinitel	k_n	0,44			Součinitel	k_n	0,41	
	Charakter. hodnota	g_k	2,17	kN/m ²		Charakter. hodnota	g_k	2,22	kN/m ²
	Poměr	g_k/m_g	1,12			Poměr	g_k/m_g	1,09	

4. NP	Počet	n	7		2. A. NP	Počet	n	28	
	Minimum	h_{\min}	9	cm		Minimum	h_{\min}	9	cm
	Maximum	h_{\max}	14	cm		Maximum	h_{\max}	17,5	cm
	Průměr	m_h	11,86	cm		Průměr	m_h	12,29	cm
	Sm. odch.	s_h	1,725	cm		Sm. odch.	s_h	1,750	cm
	Var. koef.	v_h	0,15			Var. koef.	v_h	0,14	
	Průměr	μ_g	1,90	kN/m ²		Průměr	μ_g	1,97	kN/m ²
	Var. koef.	V_g	0,25			Var. koef.	V_g	0,25	
	Součinitel	k_n	0,54			Součinitel	k_n	0,44	
	Charakter. hodnota	g_k	2,15	kN/m ²		Charakter. hodnota	g_k	2,18	kN/m ²
	Poměr	g_k/m_g	1,14			Poměr	g_k/m_g	1,11	

Z Tab. 3 vyplývá, že charakteristická hodnota stálého zatížení g_k stanovená podle [1] je v uvažovaném příkladu větší (zatížení g působí nepříznivě) než odhad průměru m_g přibližně o 10-15 %. Ukazuje se, že sloučení dat z jednotlivých NP (a tím zvýšení rozsahu souboru n) má zanedbatelný vliv na výslednou charakteristickou hodnotu g_k .

5 ZÁVĚRY

Stálá zatížení existujících konstrukcí mohou být stanovena na základě měření s využitím statistických metod. Nově zavedený dokument ČSN ISO 13822 [1] uvádí postupy pro odhad průměru uvažovaného souboru a stanovení charakteristické hodnoty. Ukazuje se, že pro vyšší počet měření ($n > 50$) vede odhad podle dokumentu [1] k mírně konzervativním hodnotám v porovnání s teoretickými hodnotami založenými na Studentově t -rozdělení. V uvažovaném numerickém příkladu vychází charakteristická hodnota stálého zatížení g_k větší přibližně o 10-15 % (zatížení g působí nepříznivě) než odhad průměru m_g .

LITERATURA

- [1] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, ČNI 2005
- [2] HOLICKÝ M. a kol.: Zásady hodnocení existujících konstrukcí: sborník příspěvků semináře, Praha 12. dubna 2006. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2006, 14 p., ISBN 80-01-03464-X, www.konstrukce.cvut.cz.
- [3] ČSN EN 1990 Basis of structural design. European Committee for Standardisation, 04/2002. (norma zavedena 03/2004 v ČR jako ČSN EN 1990 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí).
- [4] Vorlíček M., Holický M., Špačková M., Pravděpodobnost a matematická statistika pro inženýry. ČVUT Praha 1984.
- [5] Holický M. a Marková J.: Základy Teorie spolehlivosti a hodnocení rizik. Skripta ČVUT. Vydavatelství ČVUT, 2005.

ZATÍŽENÍ SNĚHEM

Milan Holický¹ a Jana Marková¹

¹Kloknerův ústav, České vysoké učení technické v Praze

Souhrn

Vzhledem k tomu, že stanovení proměnných zatížení a určení kombinací zatížení se u navrhovaných a existujících konstrukcí v zásadě neliší, odkazuje dokument ČSN ISO 13822 [1] na platné normy, především pak na nově zavedené Eurokódy. Příspěvek popisuje postup stanovení charakteristických a návrhových hodnot zatížení sněhem na nových i existujících konstrukcích pozemních staveb.

1 ÚVOD

Nově zavedený mezinárodní dokument ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí [1] poskytuje obecnou metodiku stanovení zatížení existujících konstrukcí se zřetelem především na stálá zatížení. Vzhledem k tomu, že stanovení proměnných zatížení a určení kombinací zatížení se u navrhovaných a existujících konstrukcí v zásadě neliší, odkazuje dokument [1] na platné normy - je však nezbytné uvážit změny zatížení v důsledku změn způsobu využívání nebo změny existujících konstrukcí.

Zatížení staveb sněhem stejně jako dalšími klimatickými zatíženími (vítr, teplota) lze stanovit podle pokynů ČSN 73 0035 [2] nebo předběžných Eurokódů ČSN P ENV. V současnosti se do systému ČSN zavádějí EN Eurokódy, které by měly od počátku 2008 nahradit předběžné normy ČSN P ENV. Připravují se nebo dokončují překlady a zpracovávají národní přílohy, v nichž budou k dispozici také klimatické mapy platné pro území ČR. Požadavky evropských norem na klimatická zatížení však bývají většinou vyšší, než jsou v původních ČSN, zejména u větru, avšak v některých případech také u zatížení sněhem a teplotou. Problémy tedy mohou nastat při hodnocení spolehlivosti existujících konstrukcí nebo při navrhování jejich obnov (opravy, modernizace), kdy existující konstrukce nemusí splňovat přísnější kritéria evropských norem.

Pokud existující konstrukce zvýšeným požadavkům Eurokódů na klimatická zatížení nevyhoví, je možné provést její zesílení, případně u zatížení sněhem se po dosažení určité hodnoty může sníh ze střechy odstraňovat (jestliže je to technicky proveditelné), nebo se v krajním případě může stavba znepřístupnit.

Protože na existující konstrukce působí stejná klimatická zatížení jako na konstrukce nové, měly by se charakteristické hodnoty klimatických zatížení při ověřování existujících konstrukcí uvažovat stejnými hodnotami, jaké jsou doporučeny pro nové konstrukce.

Nabízí se zde však možnost úpravy hodnot dílčích součinitelů zatížení nebo součinitelů kombinace na základě volby úrovně spolehlivosti konstrukce, předpokladu o typu pravděpodobnostního rozdělení zatížení a příslušných statistických charakteristik. Postup určení zatížení sněhem nových i existujících konstrukcí se popisuje v následujícím textu.

2 NÁVRHOVÉ SITUACE

Zatížení sněhem se podle ČSN EN 1991-1-3 [3] uvažuje v trvalých, dočasných a mimořádných návrhových situacích. Norma rozlišuje normální a výjimečné podmínky. V normálních podmínkách, kdy se nevyskytují výjimečné sněhové přehánky a výjimečné návěje, se uvažují následující dvě trvalé/ dočasné návrhové situace:

- zatížení sněhem na střeše bez návěje,
- zatížení sněhem na střeše s návějí.

Výjimečné podmínky mohou nastat v oblastech, kde lze pozorovat ojedinělé, avšak velmi intenzivní sněhové srážky, které jsou podstatně významnější než běžné srážky. Kdyby se tyto sněhové srážky zahrnuly mezi pravidelná sněžení, mohly by významně narušit statistická hodnocení pravidelnějších sněhových srážek.

Výjimečné podmínky mohou také nastat v oblastech, ve kterých se vyskytují výjimečné sněhové návěje. V některých oblastech se mohou vyskytovat jak výjimečné sněhové srážky, tak i výjimečné návěje.

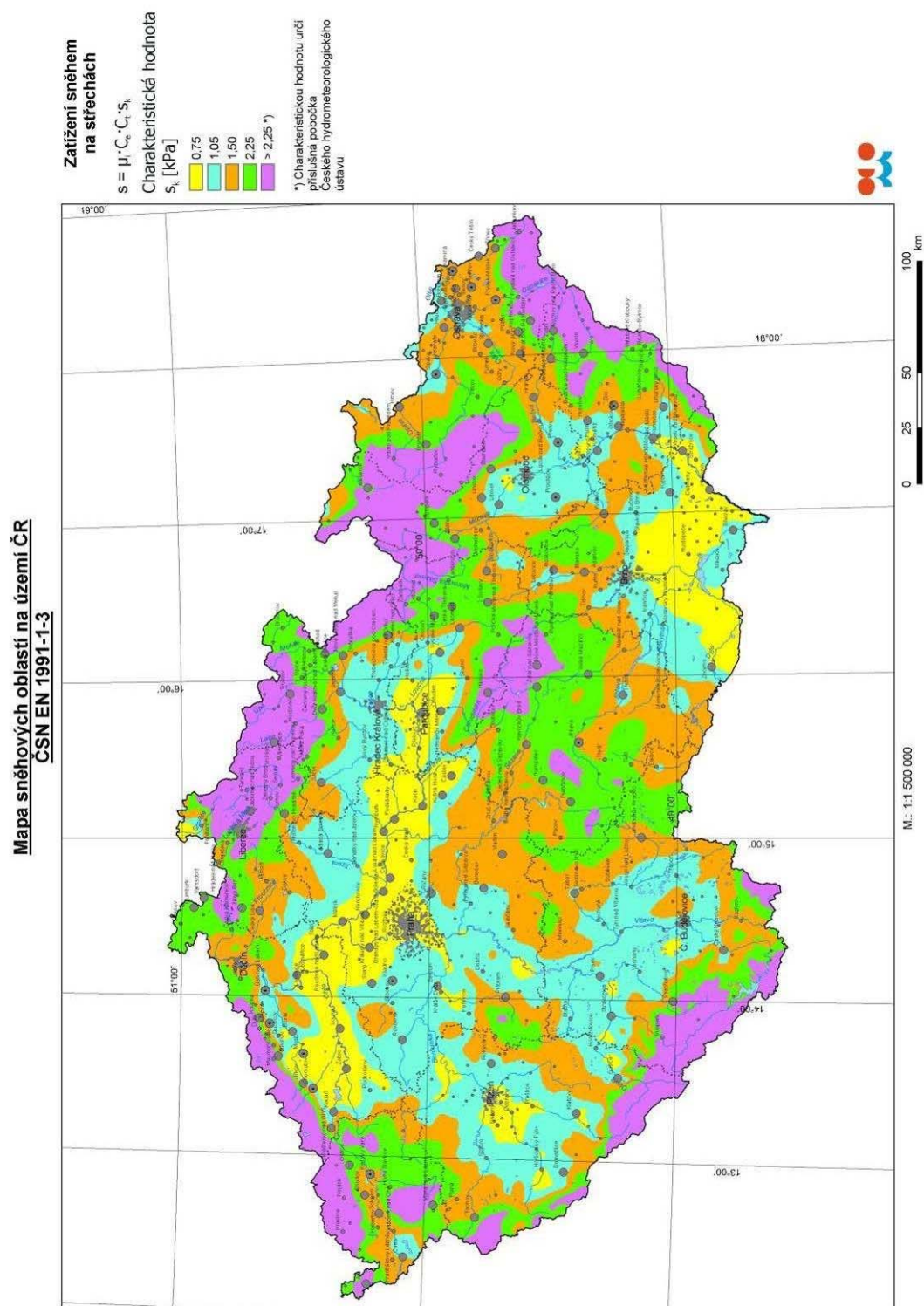
3 ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA ZEMI

Charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi s_k je stanovena jako 2 % kvantil ročních maxim. Tloušťka sněhu zaznamenávaná na meteorologických stanicích se převádí na ekvivalentní vodní údaje pomocí převodního součinitele. Výzkumné práce [4, 5] podporované Evropskou komisí a zpracované osmi evropskými výzkumnými ústavu umožnily sběr a vyhodnocení velkého množství údajů z větší části evropského území. Cílem výzkumu bylo zavedení běžných metod pro vyhodnocení zatížení sněhem v evropských zemích, a dále pak zpracování evropské mapy zatížení sněhem na zemi. ČR se stejně jako další, do EU nově přistupující státy, neměla možnost těchto výzkumů zúčastnit. Mapa sněhových oblastí zpracovaná na základě společného evropského výzkumu se uvádí v [3].

Sněhová mapa ČR, která je uvedena v ČSN P ENV 1991-2-3 [6] i v ČSN EN 1991-1-3 [3] vychází z mapy v ČSN 73 0035 [2]. Charakteristická hodnota zatížení sněhem s_k byla v této mapě stanovena v rozmezí od $0,75 \text{ kNm}^{-2}$ do $2,25 \text{ kNm}^{-2}$, docházelo tím ke zvýšení charakteristických hodnot zatížení sněhem přibližně o 50 %. Návrhové hodnoty zatížení sněhem se zvýšily o méně než 50 %, protože růst zatížení sněhem se z části vyrovnal odlišnou soustavou tvarových součinitelů (např. součinitel pro plochu střechu je podle [3, 6] roven hodnotě 0,8) a neuplatňuje se součinitel stanovený v závislosti na tíze zastřešení zavedený v ČSN 73 0035 [2].

Po extrémní zimě 2005/2006 se však ukázalo, že zatížení sněhem doporučená v ČSN 73 0035 [2] i v národních přílohách k normám [3, 6] jsou v některých oblastech nedostatečná. V normě [2] se stanovila charakteristická hodnota zatížení sněhem se střední dobou návratu 10 let místo s dobou návratu 50 let, jak se požaduje podle ČSN EN 1991-1-3 [3]. Na základě spolupráce Kloknerova ústavu ČVUT s Českým hydrometeorologickým ústavem (ČHMÚ) se vyhodnotily nové údaje o zatížení sněhem z posledních třech desetiletí. Při hodnocení údajů se také přihlíželo k pohraničním oblastem se sousedními státy, tak aby se zachovala vzájemná konzistence.

Z výsledků hodnocení nových dat vyplývá, že se zatížení sněhem v některých oblastech významně zvýšilo. Nová mapa zatížení sněhem je znázorněna na Obr. 1.



Obr. 1. Mapa sněhových oblastí.

Pro zatížení sněhem na zemi jsou kromě charakteristické hodnoty v souladu s ČSN EN 1990 [7] stanoveny další reprezentativní hodnoty zatížení:

– kombinační hodnota	$\psi_0 s_k$
– častá hodnota	$\psi_1 s_k$
– kvazistálá hodnota	$\psi_2 s_k$

kdy v ČR se pro sních používají hodnoty podle EN 1990 [7] ($\psi_0 = 0,5$, $\psi_1 = 0,2$, $\psi_2 = 0$).

4 ZATÍŽENÍ SNĚHEM NA STŘEŠE

Sních může být na konstrukci uspořádán podle tvaru střechy, jejích tepelných vlastností, drsnosti povrchu, množství tepla pronikajícího střechou zespodu, vzdálenosti od dalších konstrukcí, v závislosti na okolním terénu a místním klimatu, tj. zejména na větrnosti, kolísání teplot, typu srážek (sních nebo déšť) apod. Dále může být zatížení sněhem způsobeno hromaděním sněhu z různých směrů a postupnou kumulací sněhu z jednotlivých přeháněk. Při návrhu konstrukce se obvykle zanedbává většina vyjmenovaných jevů a příčin a bere se v úvahu zejména tvar plochy vystavené sněhu a konfigurace sněhové pokrývky při bezvětrí.

Pro posouzení konstrukce v normálních podmínkách se zpravidla uvažují dva zatěžovací stavy:

- rovnoměrné zatížení způsobené napadnutím sněhu za bezvětrí,
- nerovnoměrné zatížení střechy způsobené návějí.

Zatížení sněhem s na střechě se v trvalé a dočasné návrhové situaci určí ze vztahu

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (1)$$

kde

- μ_i je tvarový součinitel zatížením sněhem,
- s_k - charakteristická hodnota zatížení sněhem na zemi [kNm^{-2}],
- C_e - součinitel expozice,
- C_t - součinitel teploty.

Zatížení sněhem s a s_k se považuje za svisle působící rovnoměrné zatížení, které je vztaženo k půdorysné ploše střechy. Tvarové součinitele μ_i závisí na tvaru střechy a jsou v normách [3, 6] uvedeny pro celou řadu běžných tvarů.

Součinitel expozice C_e bere v úvahu možné sfoukávání sněhu ze střechy a součinitel tepla C_t vyjadřuje odtávání sněhu ze střechy vlivem tepla prostupujícího střešním pláštěm. Oba součinitele C_e a C_t se zpravidla uvažují rovny jedné, v závislosti na lokálních podmínkách se však mohou uvažovat odlišnými hodnotami.

Norma ČSN EN 1991-1-3, příloha B [3] uvádí postup výpočtu zatížení sněhem s na střechě v mimořádné návrhové situaci v podmínkách výjimečného sněžení. Informativní přílohu B [3] není třeba podle české národní přílohy u nás používat. Pokud je však známo, že by v některých (např. horských) oblastech mohlo docházet k výjimečnému spadu sněhu, je třeba podle místa stavby získat doplňující informace od ČHMÚ.

5 TVAROVÉ SOUČINITELE

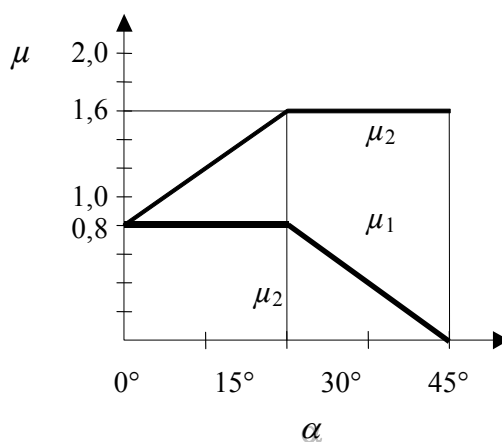
Sních může být na konstrukci uspořádán podle tvaru střechy, jejích tepelných vlastností, drsnosti povrchu, množství tepla pronikajícího střechou zespodu a vzdálenosti od dalších staveb.

Součinitele μ_i jsou v ČSN EN 1991-1-3 [3], kapitole 5 definovány pro normální podmínky zejména pro sedlové, pultové, válcové a kombinované střechy, dále pro střechy různých úrovní se zvýšenou možností návějí, v příloze B pak pro střechy ve zvláštních klimatických oblastech.

Pro pultové a sedlové střechy se uvažují dva součinitele μ_1 a μ_2 v závislosti na sklonu střechy α podle Tab. 2 a Obr. 2.

Tab. 1. Tvarové součinitele μ_1 a μ_2 pro pultové a sedlové střechy.

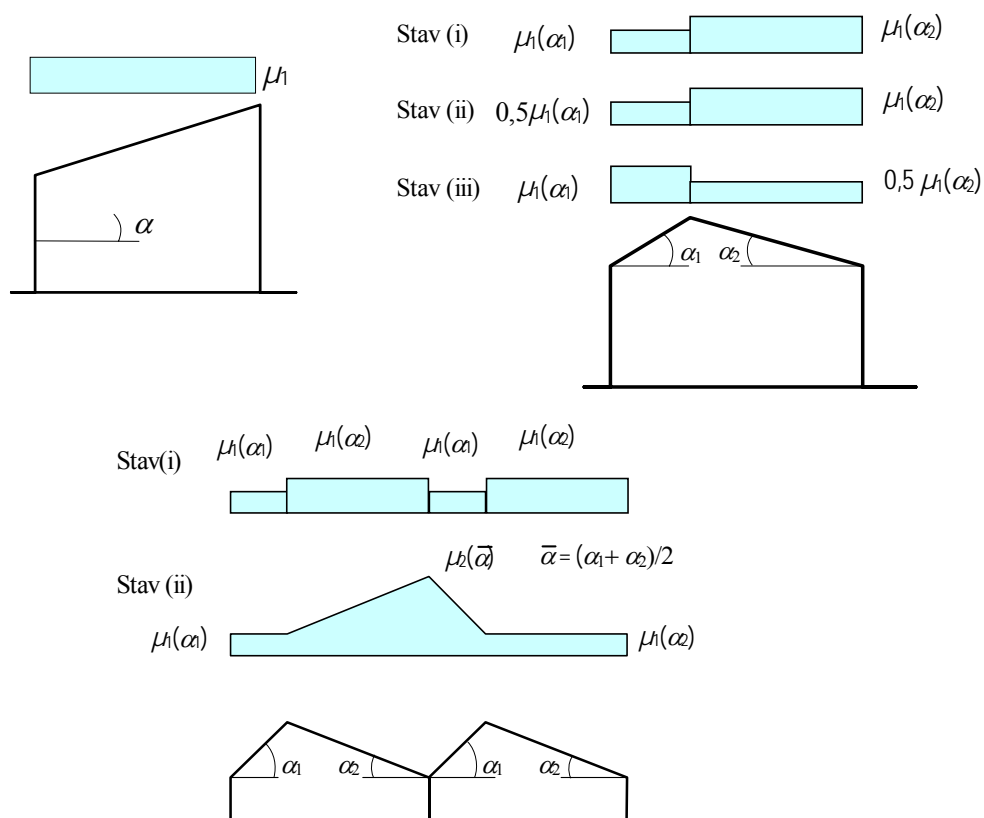
Tvarové součinitele	Úhel α sklonu střechy podle Obr. 3		
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 (60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–



Obr. 2. Tvarové součinitele zatížení sněhem.

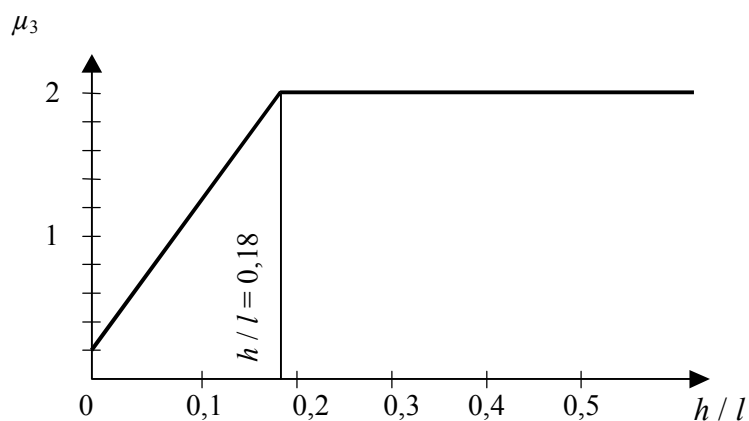
Způsob uplatnění tvarových součinitelů μ_1 a μ_2 pro pultové a sedlové střechy je patrný z Obr. 3, který rovněž ukazuje zatěžovací stavy doporučené v dokumentu [2]. Poznamenáme, že základní součinitel tvaru μ_1 je pro ploché střechy (úhel α je roven nule) roven hodnotě 0,8 (ne 1,0, jak uvádí ČSN 73 0035 [2]).

Zatížení sněhem



Obr. 3. Zatížení pultové a sedlové střechy.

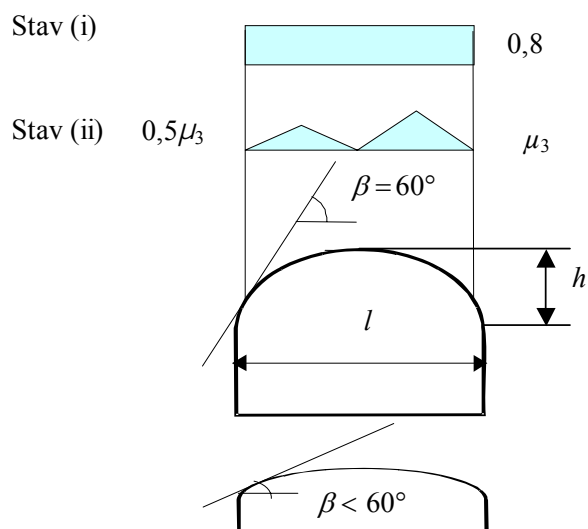
Pro válcové střechy se uvažuje součinitel μ_3 v závislosti na poměru převýšení h ku rozpětí l podle Obr. 4, který platí pro tečný úhel (definovaný na Obr. 5) $\beta \leq 60^\circ$ (pro $\beta > 60^\circ$ je $\mu_3 = 0$).



Obr. 4. Tvarový součinitel μ_3 pro válcové střechy, pro $\beta \leq 60^\circ$.

Příklad zatížení (dva zatěžovací stavy) válcové střechy podle normy [2] zachycuje Obr. 5.

Zatížení sněhem

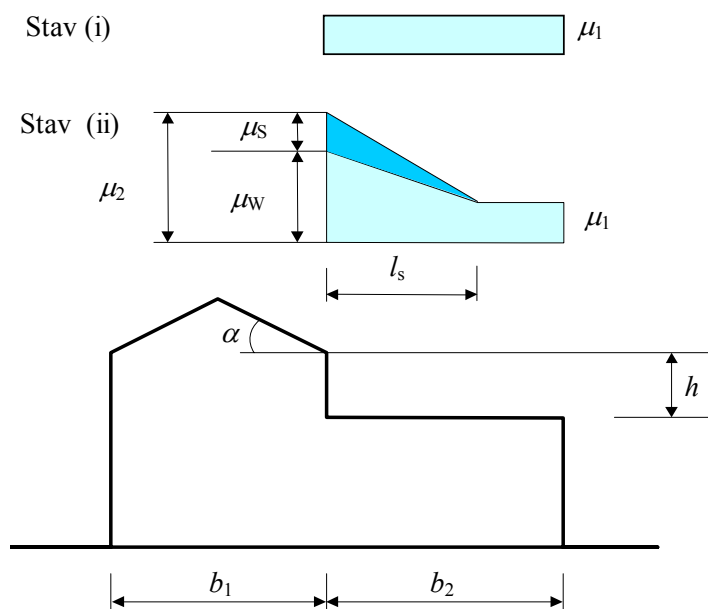


Obr. 5. Zatížení válcové střechy.

Zvláštním případem je střecha připojená k vyšší konstrukci. Obr. 6 ukazuje jednoduché uspořádání různých výšek dvou sousedních střech. Pokud je nižší střecha plochá, uvažuje se

$$\mu_1 = 0,8 \text{ a } \mu_2 = \mu_s + \mu_w \quad (2)$$

kde μ_s je tvarový součinitel zatížení v důsledku sesuvu sněhu, μ_w tvarový součinitel v důsledku navátí sněhu závislý na délce návěje l_s vyznačené schematicky na Obr. 6. Podrobný návod stanovení součinitelů μ_s a μ_w je uveden v [2].



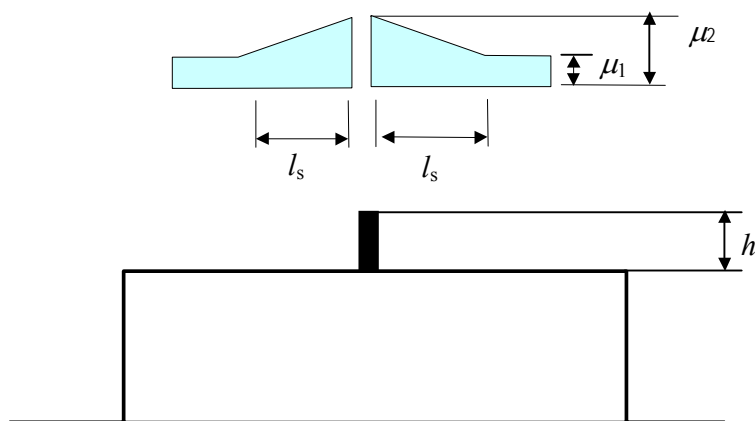
Obr. 6. Zatížení střechy připojené k vyšší konstrukci.

6 LOKÁLNÍ ÚČINKY

Lokální účinky zatížení sněhem zahrnují účinky, které vznikají zejména navátím sněhu u překážek a sněhovými převisy u okrajů střech. Obr. 7 ukazuje tvar zatížení sněhem u překážky na ploché střeše. Uvažuje se

$$\mu_1 = 0,8 \text{ (jako u ploché střechy)}, \mu_2 = \gamma h / s_k \text{ s omezením } 0,8 \leq \mu_2 \leq 2,0 \quad (3)$$

kde $\gamma \approx 2 \text{ kN/m}^3$ je měrná tíha ulehleho sněhu. V Obr. 7 je délka návěje l_s dána vztahem $l_s = 2h$ s omezením $5 \leq l_s \leq 15 \text{ m}$.



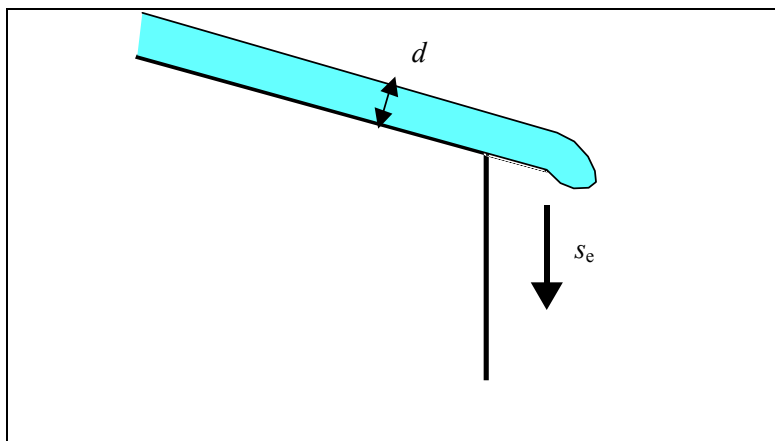
Obr. 7. Zatížení sněhem u překážky.

Přídavné zatížení sněhovými převisy u okrajů střech se vypočte ze vzorce

$$s_e = k \mu_i^2 s_k^2 / \gamma \quad (4)$$

a jeho účinek se sečte se zatížením stanoveným podle vztahu (1). Ve vztahu (4) značí:

- s_e zatížení sněhem na délkový metr okraje střechy podle obr. 8 [kNm^{-1}],
- μ_i tvarový součinitel,
- s_k charakteristická hodnota zatížení sněhem,
- k součinitel stanovený s ohledem na nerovnoměrné rozdělení sněhu na okraji střechy, který bude stanoven v národní příloze a pro který se v normě [3] doporučuje omezení $d \gamma$, kde d je tloušťka sněhové vrstvy (viz Obr. 8),
- γ objemová tíha dlouhodobě ulehleho sněhu uvažovaná v tomto případě hodnotou 3 kNm^{-3} .

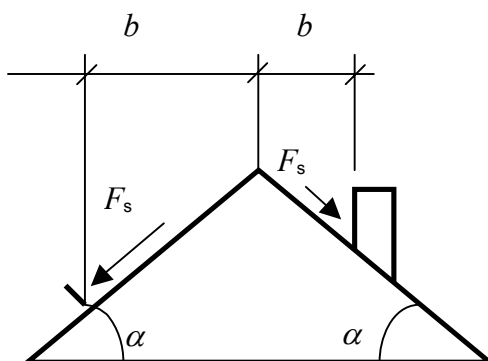


Obr. 8. Sníh přecházející přes okraj střechy.

Síla F_s způsobená hmotou sněhu sklouzávajícího po střeše má rovnoběžný směr se sklonem střechy vzorce (Obr. 9) a na délkový metr střechy se vypočte ze vzorce

$$F_s = s b \sin \alpha \quad (5)$$

kde $s = \mu_i s_k$ je zatížení střechy sněhem [kNm^{-2}], b vodorovná vzdálenost překážky od hřebene střechy, α – sklon střechy od vodorovné roviny a μ_i – je tvarový součinitel střechy platný pro oblast, ve které může dojít ke sklouzávání sněhu.



Obr. 9. Zatížení překážek na střeše.

7 PŘÍKLAD VÝPOČTU ZATÍŽENÍ SNĚHEM

Střecha obytné budovy v Praze má tvar podle Obr. 10, který je konkrétním případem střechy z Obr. 3 (sklony střechy α se uvažují hodnotami 30° a 45°). Podle mapy sněhových oblastí na Obr. 1 je charakteristické zatížení sněhem v Praze $s_k = 0,75 \text{ kNm}^{-2}$. Součinitele C_e a C_t se v příkladu uvažují jednotkovými hodnotami. Tvarové součinitele stanovené v souladu s Tab. 2 jsou

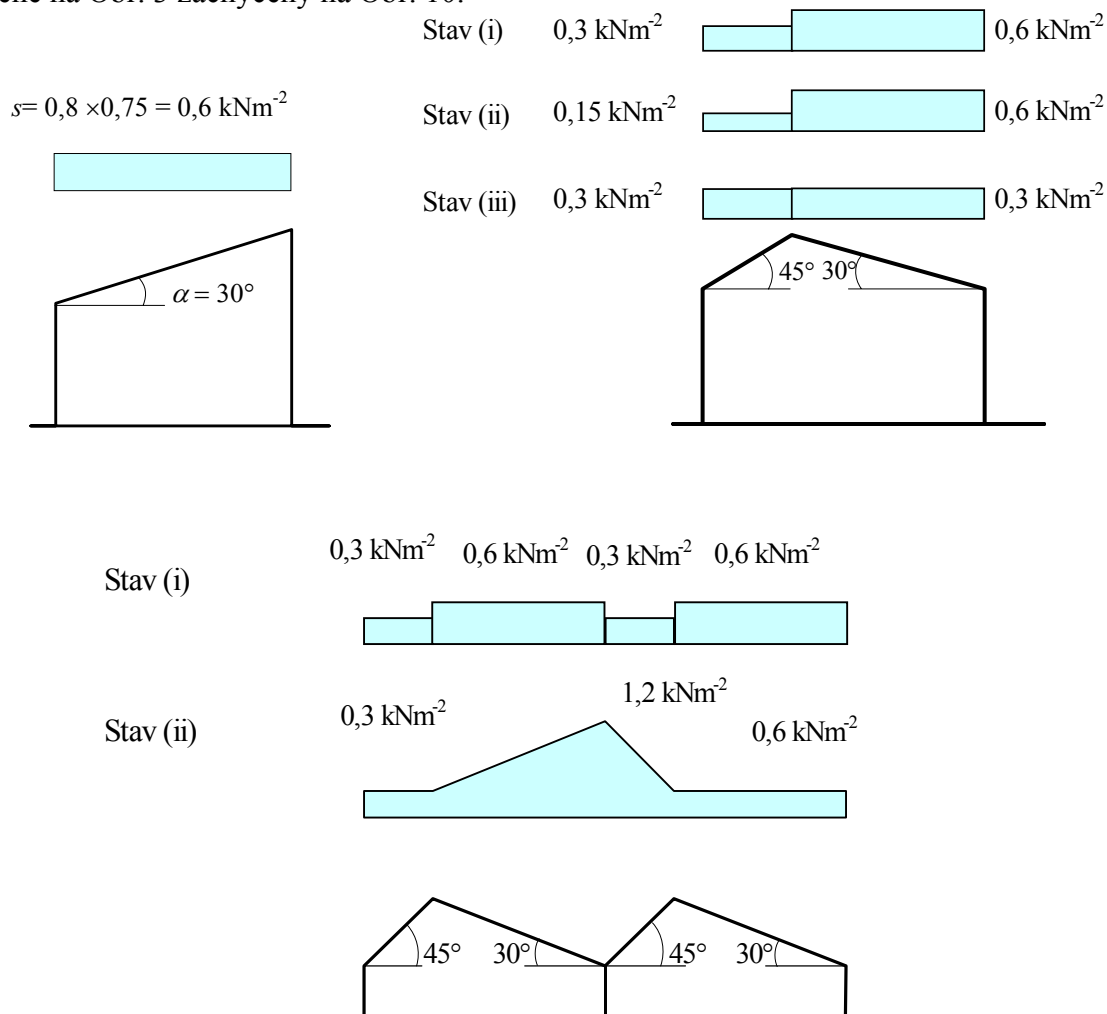
$$\mu_1(30^\circ) = 0,8; \mu_1(45^\circ) = 0,8 \times (60 - 45)/30 = 0,4; \mu_2((30+45)/2) = 1,6 \quad (6)$$

Odpovídající hodnoty zatížení s stanovené podle vztahu (1) jsou

$$\begin{aligned} s &= \mu_1(30^\circ) \times s_k = 0,8 \times 0,75 = 0,6 \text{ kNm}^{-2} \\ s &= \mu_1(45^\circ) \times s_k = 0,8 \times (60 - 45)/30 \times 0,75 = 0,3 \text{ kNm}^{-2} \\ s &= \mu_2((30^\circ+45^\circ)/2) = 1,6 \times 0,75 = 1,2 \text{ kNm}^{-2} \end{aligned} \quad (7)$$

Zatížení sněhem

Vypočtené charakteristické hodnoty zatížení sněhem s jsou pro zatěžovací stavy uvedené na Obr. 3 zachyceny na Obr. 10.



Obr. 10. Příklad zatížení střechy obytné budovy.

Pro konstrukci se také vypočítají návrhové hodnoty zatížení sněhem. Podle ČSN EN 1990 [7] se pro stanovení návrhových hodnot zatížení vychází z reprezentativních hodnot zatížení a dílčího součinitele zatížení γ_Q , jehož velikost závisí na ověřovaném mezním stavu. V případě, že se u konstrukce bude ověřovat mezní stav únosnosti typu STR (rozhoduje pevnost), pak má dílčí součinitel zatížení sněhem γ_Q hodnotu 1,5, která je stejná i pro další proměnná zatížení Q u pozemních staveb. Poznamenejme, že podle ČSN 73 0035 [2] byl dílčí součinitel zatížení sněhem doporučen hodnotou 1,4.

Dílčí součinitel zatížení lze v některých případech snížit, a to v souladu s ČSN EN 1990, příloha B [7]. Pokud budeme uvažovat, že existující konstrukce spadá do kategorie spolehlivosti RCI, předpokládá se, že stavba byla kvalitně vybudována (nenastala degradace materiálů), pak je možné uplatnit nižší hodnotu součinitele $K_{FI} = 0,9$:

$$\gamma_F = 1,5 \times 0,9 = 1,35 \quad (8)$$

Jestliže však konstrukce patří do vyšší kategorie spolehlivosti RCIII, pak je potřebné dílčí součinitel γ_F upravit součinitelem $K_{FI} = 1,1$:

$$\gamma_F = 1,5 \times 1,1 = 1,65 \quad (9)$$

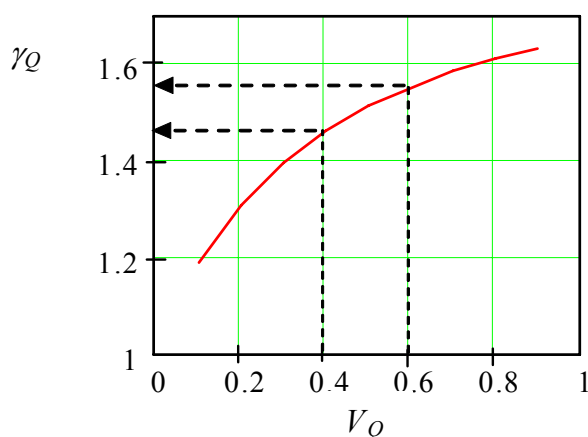
Pro stanovení dílčího součinitele proměnného zatížení by bylo možno také využít znalosti o typu pravděpodobnostního rozdělení daného zatížení. Za předpokladu, že se pro

klimatické zatížení použije Gumbelovo rozdělení podle doporučení EN 1991-1-3, příloha D, lze vypočítat dílčí součinitel zatížení γ_Q jako podíl návrhové hodnoty zatížení sněhem (předpokládá se 0,001 kvantil z pravděpodobnostního rozdělení) a charakteristické hodnoty zatížení sněhem (0,02 kvantil) [8]

$$\begin{aligned} Q_k &= \mu_Q \{1 - V_Q [0,45 + 0,78 \ln(-\ln 0,98)]\} = 2,04 \mu_Q \\ Q_d &= \mu_Q \{1 - V_Q [0,45 + 0,78 \ln(-\ln 0,999)]\} = 2,98 \mu_Q \\ \gamma_Q &= Q_d / Q_k = 1,46 \end{aligned} \quad (10)$$

kde za předpokladu variačního koeficientu $V_Q = 0,4$ se vypočítá $\gamma_Q = 1,46$. Dílčí součinitel proměnného zatížení se zde téměř neliší od hodnoty doporučené pro proměnná zatížení v Eurokódech.

Vliv variačního koeficientu V_Q proměnného zatížení na výslednou hodnotu dílčího součinitele γ_Q je znázorněn na Obr. 11. Protože zatížení sněhem mívá větší variační koeficient, z grafu vyplývá, že by se v obvyklých případech měl dílčí součinitel zatížení sněhem pohybovat v rozmezí od 1,5 do 1,6.



Obr. 11. Vliv variačního koeficientu V_Q proměnného zatížení Q na výslednou hodnotu dílčího součinitele γ_Q (pro Gumbelovo rozdělení).

8 ZÁVĚREČNÁ POZNÁMKA

Stejný postup stanovení zatížení sněhem podle normy EN 1991-1-3 lze použít pro nové i existující konstrukce. Nová mapa sněhových oblastí, která se vydala jako součást Změny ČSN 73 0035 pro zatížení sněhem, zahrnuje také data z několika posledních desetiletí a aktualizuje tak hladinu zatížení sněhem na zemi v ČR. Na praktickém příkladu je ukázáno, jak postupovat při stanovení charakteristických i návrhových hodnot zatížení sněhem. V obvyklých případech se pro určení návrhové hodnoty zatížení sněhem používá hodnota dílčího součinitele zatížení podle doporučení Eurokódů.

LITERATURA

- [1] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, ČNI 2005
- [2] ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí, ČNI, 1985.
- [3] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem, ČNI, 2005.
- [4] Commission of EC DGIII-D3: Scientific support activity in the field of structural stability of civil engineering works. Snow loads – Contract n° 500269 Final report, 1998
- [5] Commission of EC DGIII-D3: Scientific support activity in the field of structural stability of civil engineering works. Snow loads – Contract n° 500990 Final report, 1999
- [6] ČSN P ENV 1991-2-3 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí. Část 2-3: Zatížení konstrukcí - Zatížení sněhem, ČNI, 1997.
- [7] ČSN EN 1990 Zásady navrhování, ČNI, 2004.
- [8] Holický M. a Marková J.: Základy Teorie spolehlivosti a hodnocení rizik. Skripta ČVUT. Vydavatelství ČVUT, 2005.

HODNĚ SNĚHU – HODNĚ STAVEBNÍCH HAVÁRIÍ

Ing. Václav Kučera, CSc.¹

¹ Technický a zkušební ústav stavební Praha, s. p.

Souhrn

V této kapitole se popisuje historický vývoj stanovení zatížení sněhem na existujících stavebních konstrukcích podle normových předpisů. Následně se pozornost věnuje rozboru ročních maxim s přihlédnutím k hodnotám naměřeným v zimě 2005/2006. Ukazuje se, že ověřování existujících konstrukcí při možném zvýšení zatížení sněhem bude obtížné.

1 HISTORIE A SOUČASNOST

Letošní zima přinesla v některých oblastech hodně sněhu a hodně sněhu znamená skoro vždy hodně havárií střech. Letošní zima nebyla výjimkou. Proč tato přímá úměra a proč se konečně stavaři nenaučí navrhovat střechy tak, aby nepadaly?

Pokud by padání střech měl vysvětlit biolog, asi by uvedl, že se jedná o přirozený výběr druhu a že vše, co je slabé, v přírodě nepřežije a je odstraněno. Ekonom vyčíslí škodu a určí, o kolik musí vše zdražit, aby ztrátu nahradil. Architekt vidí v duchu střechu novou s ještě větším rozpětím, a proto krásnější. Stavební podnik, který stavbu postavil, ví, že chyba byla v projektu. Statik vysvětlí, že tíha sněhu na střeše byla větší, než je uvedeno v normě pro zatížení sněhem, takže se nelze divit. Statistikovi (upozorňují, že se jedná o jinou profesi, než je profese statika) se vybaví pro běžného občana nepochopitelná křivka rozdělení maximálních hodnot a řekne si – ta statistika zase měla pravdu, je to krásná věda. Pouze sníh si nic nemyslí a nevysvětluje a zase někdy napadne ve velkém množství. Velké množství sněhu všechny překvapí, některé střechy spadnou a bude se opět hledat důvod, proč padají střechy, když napadne sníh. Při tom střechy spadlé pod tíhou sněhu nejsou žádná novinka, jak ukazuje zpráva napsaná před více než osmdesáti lety, tj. v době, kdy patrně žádný účastník tohoto semináře ještě nežil.

Dne 28. ledna 1922 zuřila nad Washingtonem vichřice. V pozdních odpoledních hodinách sněžení zesílilo a ulice se rychle vyprázdnily. Večer obrovské závěje pokryly střechy, parky, ulice a náměstí. Promítání ve velkém kině Nicarbocker začalo se zpožděním, ale sál byl zcela zaplněn. Z přítomných nikdo netušil, co se děje na střeše, přestože právě tehdy složité a neviditelné procesy ve střešní konstrukci nad kinem tiše splétaly síť událostí, které se měly stát ještě před polovinou představení.

Nikdo netušil, že neviditelný konflikt mezi gravitačními silami a slabou, zle vyprojektovanou konstrukcí se rychle rozvíjí nebezpečným, ničivým směrem a že zanedlouho získají převahu slepé síly gravitace. Mezitím sněhová pokrývka překročila půl metru a její tíha převýšila o 15% výpočtovou hodnotu.

O dvacátéprvní hodině a deseti minutách se střecha kina náhle zřítila. 91 lidí bylo na místě mrtvých a téměř 200 lidí těžce raněných. Část z nich zemřela na následky zranění v nemocnici.

L. Oksanovič: Neviditelný konflikt, ALFA Bratislava 1987

Pro srovnání je na Obr. 1 uveden článek z letošního roku.

PRÁVO ◇ PÁTEK 24. ÚNORA 2006

Šéfové katovické haly prý věděli o rizikovém přetížení

VARŠAVA (ČTK, rm) – Šéfové zřícené katovické haly prý věděli o hrozícím nebezpečí. Upozornil na něj technický ředitel firmy Mezinárodní katovické veletrhy (MTK), napsal včera deník Rzeczpospolita. Dva novozélandské členy představenstva MTK i polského technického ředitele už v souvislosti s neštěstím, které si vyžádalo 65 lidských životů, prokuratura obvinila a hrozí jim až osm let vězení.

Policie krátce po lednovém pádu

střechy zabavila v sídle firmy MTK všechny počítače. Nalezla v nich mimo jiné e-maily, kterými technický šéf společnosti varoval představenstvo, že kvůli sněhu ležícímu na střeše se může pavilón zřítit. Psal i o tom, že už dříve se ocelová konstrukce prohnula o více než 20 centimetrů. Jeden z nadřízených odpověděl, že firma nemá peníze na odklizení sněhu a pavilón není možné uzavřít, protože musí vydělávat.

Obr. 1. Článek o zřícení haly v Katovicích (Polsko).

Porovnáme-li oba články zjistíme, že důvody obou havárií střech jsou podobné. Stavba kina musela být úsporná, aby náklady byly nízké a zisk vlastníka kina byl vysoký. Stejně tak hala v Katovicích musela vydělávat. Výše zisku vlastníka stavebního objektu je do značné míry podmíněna nízkou cenou stavby. V případě havárie stavby jsou ovšem vzniklé náklady z velké části přesunuty na celou společnost. Odškodnění obětí se přes pojišťovny přesune na ostatní pojištěnce, stejně tak náklady na zdravotní péči. Náklady na soudy, policii apod. jsou jednoznačně přesunuty na všechny daňové poplatníky. Společnost se zatím nedokáže tomuto jevu účinně bránit, protože důslednou kontrolu projektu, kontrolu provedení stavby ani průběžnou kontrolu stavu stavby se zatím nikde nepodařilo prosadit.

Proč se stále opakují havárie staveb v důsledku zatížení sněhem? Jsou nebo byly špatné předpisy? Staví se špatně a nekvalitně nebo se mění klimatické podmínky a sněhu padá více? Na tyto otázky nedokáží jednoznačně odpovědět, ale pokusím se alespoň o dílčí vysvětlení dané problematiky.

2 ZATÍŽENÍ SNĚHEM A PŘEDPISY MINULÝCH LET

V naší oblasti vzniká maximální tíha sněhu v důsledku jedné nebo několika intenzivních sněhových srážek v poměrně krátkém období. Je to analogie k dešťovým srážkám, které se také mohou výrazně lišit délkou a intenzitou. V období mezi sněhovými srážkami sníh může, ale také nemusí částečně odtát, sněhová vrstva se při vyšších teplotách slehne a zvětší objemovou hmotnost a při dalších sněhových vrstvách se postupně zvyšuje zatížení na konstrukci. Pokud se částečně oteplí a srážky se změni na dešťové, sněhová vrstva zadrží vodu a výrazně se zvýší objemová tíha sněhu. Nelze proto z výšky sněhové vrstvy na střeše jednoznačně usuzovat na zatížení střechy. Objemová tíha čerstvého prachového sněhu je asi $0,8 \text{ kN/m}^3$ (80 kg na jeden kubický metr) a může se při ulehlem a vodou nasáklém sněhu zvýšit až na $4,0$ až $6,0 \text{ kN/m}^3$. Pro účely stanovení zatížení na stavební konstrukce se využívá tzv. „vodní hodnoty sněhové vrstvy“. To je tíha vody vzniklá táním vrstvy sněhu z určité plochy. Hydro-meteorologické stanice sledují již asi 130 let výšku sněhové vrstvy a posledních 60 let také

vodní hodnotu sněhové vrstvy. Měření se provádí na terénu, a to v místech, kde výška sněhové vrstvy není ovlivněna větrem, který může sníh částečně odváť, nebo naopak vytvořit závěje. Na střechách jsou ovšem podmínky odlišné, sníh může být odván větrem, nebo vytvořit v úžlabích závěje.

V posledních sto letech zatížení sněhem bylo řešeno stavebními předpisy, které udávaly, na jaké zatížení sněhem má být stavba navržena. Předpisy pochopitelně vycházely z těch údajů, které byly při tvorbě předpisu k dispozici a předpisy nemohou předvídat budoucnost. Změny klimatu způsobené civilizačními procesy mohou v budoucnosti výrazně změnit množství dešťových sněhových srážek v jednotlivých regionech, takže všechny údaje z minulosti mohou mít velice omezenou platnost.

Jaké tedy byly stavební předpisy a normy na našem území o zatížení sněhem na stavební konstrukce v minulosti?

- **1896**
Technický průvodce pro inženýra a stavitele autorů F.Červeného a V. Řehořovského z roku 1896 nedává žádné údaje o zatížení sněhem. Uvádí pouze empirické vzorce pro dimenzování krovů.
- **1901**
Technický průvodce pro inženýra a stavitele autorů F.Červeného a V. Řehořovského z roku 1901 již uvádí:
Váha sněhu při tloušťce vrstvy 0,6 m jest 75 kg na 1 m² plochy půdorysné. Je-li sklon plochy větší než 35°, počíná se sníh svážeti. Z důvodu toho doporučuje se voliti zatížení sněhem u konstrukcí střešových takto:
a) až do sklonu střechy $\alpha = 40^\circ$ $s = 75 \text{ kg/m}^2$ půdorysu
b) při sklonu $\alpha = 40^\circ$ až 50° $s = 38 \text{ kg/m}^2$ půdorysu
c) při větším sklonu než 50° nedbá se zatížení sněhem vůbec.
- **1929**
Prvá norma udávající zatížení sněhem byla Českomoravská norma ČSN 1050-1929 Zatížení konstrukcí a namáhání stavebních látek z roku 1929. Zatížení sněhem uvádí takto:
Pro zatížení sněhem předpokládá se hodnota 75 kg/m² půdorysné plochy.
U střech se sklonem od 40° do 60° je třeba zatížení to uvažovati hodnotou 40 kg/m². Při sklonu větším není třeba zatížení sněhem dbáti vůbec.
V horských krajinách, kde bývá větší množství sněhu, určí se zatížení sněhem tak, že se váha 75 kg/m² znásobí největší výškou napadaného sněhu vyjádřenou v metrech.
- **1951**
ČSN 1050-1950 Zatížení stavebních konstrukcí z roku 1951 udává zatížení sněhem hodnotou 75 kg/m² půdorysné plochy střechy do nadmořské výšky 600 m n. m. Pro větší nadmořské výšky udává vzorec:

$$Q = 75 + 0,15(H-600) \quad (1)$$

kde H značí nadmořskou výšku v m.

- **1958**
ČSN 73 1310 Zatížení stavebních konstrukcí z roku 1958 ponechává stejná ustanovení jako norma z roku 1950.
- **1968**
ČSN 73 0035 Zatížení konstrukcí pozemních staveb zavádí mapu se sedmi sněhovými oblastmi. Zároveň se v navrhování přešlo na způsob navrhování podle mezních stavů, takže tíhy sněhu v jednotlivých oblastech jsou udány jako hodnoty normové (podle současné terminologie hodnoty charakteristické). Součinitel zatížení sněhem se stanovil hodnotou 1,4. Hodnoty jsou uvedeny v Tab. 1.

Tab. 1. Tíha sněhu podle ČSN 73 0035 Zatížení konstrukcí pozemních staveb (1968).

Sněhová oblast ¹⁾	Tíha sněhu p_s ²⁾ v kp/m^2	Sněhová oblast ¹⁾	Tíha sněhu p_s ²⁾ v kp/m^2
I	50	IV	150
II	70	V	200
III	100	VI	250

¹⁾ Sněhové oblasti jsou vyznačeny v mapě sněhových oblastí na území ČSSR, viz příl. II.

²⁾ Hodnoty p_s jsou stanoveny podle dlouhodobých meteorologických pozorování o vodní hodnotě sněhové pokrývky (tíhy vody ve sněhové pokrývce) napadané na místa chráněná proti účinku větru, a to jako tíha sněhu, která je dosažena nebo překročena jednou za 10 let.

V komentáři k této normě píše autor Ing. Arnošt Boháč:

„Úplné vyloučení případů přetížení konstrukce sněhem nelze očekávat, neboť tíha sněhu je v normě určena jako tíha, která může být překročena jedenkrát za 10 let.“

Autor normy si byl vědom, že k haváriím střech v důsledku zatížení sněhem může docházet.

V té době se také mění způsoby navrhování konstrukcí a z metody navrhování podle dovolených namáhání se přechází na navrhování podle mezních stavů. Zatížení stavebních konstrukcí a navrhování stavebních konstrukcí spolu úzce souvisí, a nelze proto porovnávat jen intenzitu zatížení odděleně od způsobu navrhování.

• 1976

ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí

V části zatížení sněhem byla norma přepracována. Počet sněhových oblastí byl snížen na pět a patřičně upravena sněhová mapa. Úpravu doznaly i součinitele tvaru střechy. Sněhové oblasti byly členěny podle Tab. 2.

Tab. 2. Tíha sněhu podle ČSN 73 0035 Zatížení konstrukcí pozemních staveb (1976).

Tab. 11. ZÁKLADNÍ TÍHA SNĚHU s_0

Sněhová oblast ¹⁾	I	II	III	IV	V
Základní tíha sněhu s_0 kN/m^2	0,5	0,7	1,0	1,5	> 1,5 (podle údajů Hydro- meteorologického ústavu)

¹⁾ Sněhové oblasti jsou vyznačeny na mapě sněhových oblastí na území ČSSR — viz Příloha IV.

V komentáři k této normě z roku 1978 autorů A. Boháče, M. Piknera a M. Tichého se uvádí:

V meteorologických stanicích byly pořizeny výpisy nejvyšší hodnoty tíhy sněhu každého roku a ty byly statisticky zpracovány. Ve většině stanic byly k dispozici záznamy vodní hodnoty sněhové pokrývky za období 26 let. Jako statistický model bylo používáno extrémální rozdělení EI (známé také jako Gumbelovo nebo Johnsonovo), a to při empirické šikmosti souboru do 1,2 rozdělení EI s šikmostí $a = 1,14$. Při empirické šikmosti souboru větší než 1,2

rozdělení E III s šikmostí odpovídající šikmosti empirické. Výpočtové hodnoty zatížení sněhem odpovídají hodnotě dosahované jednou za 100 let (tj. kvantil 0,99). Normové hodnoty jsou odvozeny z výpočtových hodnot vydělených číslem 1,7. Podle normových hodnot jsou stanice zařazovány do sněhových oblastí a podle nich vykreslili pracovníci Hydrometeorologického ústavu v Praze a Bratislavě mapu sněhových oblastí.

V této normě byla zvolena jiná metodika výpočtu zatížení sněhem a vycházelo se z výpočtových hodnot zatížení, podle současného názvosloví z „návrhových hodnot zatížení“, které byly stanoveny pro opakování jednou za sto let. Normové hodnoty zatížení, nyní „charakteristické hodnoty zatížení“, byly získány podělením součinitelem 1,7, který vznikl jako násobek součinitele zatížení 1,4 a součinitele vlivu lehké střešní konstrukce 1,2. Normové hodnoty zase přibližně odpovídaly době návratu 10 let, tj. stejně jako v minulé normě. Hraniče sněhových oblastí se změnily, ale nikoli výrazně.

- **1986**

- ČSN 73 0035 Zatížení stavebních konstrukcí**

Počet sněhových oblastí a základní tíha sněhu zůstaly stejné, jako v normě z roku 1976. Drobnější změny byly provedeny ve sněhové mapě. V této podobě zůstalo zatížení sněhem do současnosti.

Ing. Arnošt Boháč – autor normy pro zatížení stavebních konstrukcí – si byl již v roce 1967 dobře vědom toho, že zatížení sněhem je stanoveno tak, že teoreticky jednou za 10 let může být překročeno a stavby mohou být ohroženy. Jeden z důvodů, proč se na toto řešení přistoupilo, je pravděpodobně ten, že takto určené zatížení přibližně odpovídalo zatížení v předchozích normách a při platnosti těchto norem nedocházelo v širším měřítku k haváriím. Při tvorbě nové normy byla vždy snaha, aby nová norma se příliš od staré normy nelišila, pokud se stará norma v praxi osvědčila. Zatížení sněhem se v posledních letech příliš nemění, jak ukazují záznamy ČHMÚ, ale došlo ke směně staveb. Stále častěji se staví halové stavby na velká rozpětí s velmi lehkým, dobře izolovaným střešním pláštěm. Tyto konstrukce jsou na zatížení sněhem mnohem citlivější než dříve používané šikmé, těžké střechy na relativně malé rozpětí.

3 ZIMNÍ OBDOBÍ 2005-2006

Havárie střešních konstrukcí

Stavební havárie jsou vděčná téma pro media. Jsou vhodnou výplní mezi jednotlivými reklamními bloky, připoutají pozornost diváka v době, kdy reklama na jeden prací prostředek nahrazuje reklamu na jiný prací prostředek. Takže z medií jsme se dozvěděli o havárii střechy zimního stadionu v Bavorsku, později v Polsku a Rusku. Pak začaly padat střechy v naší republice. Havárie staveb patří do kompetence Hasičského záchranného sboru ČR (HZS), který spadá pod Ministerstvo vnitra ČR (MV). Na základě jednání na MV byl Technický a zkušební ústav stavební Praha pověřen Ministerstvem průmyslu a obchodu ČR vypracováním zprávy, která by obsahovala analýzu příčin havárií střešních konstrukcí v zimním období 2005-2006 a opatření umožňující předcházení poruchám střešních konstrukcí způsobených zatížením sněhem. V zadání úkolu byla naštěstí formulace, že zpráva bude zpracována na základě dostupných údajů. Tyto údaje měly být získány od HZS, pojišťoven, znalců a policie. Dostupných údajů však bylo málo. HZS zaslalo seznam staveb, u kterých zasahovalo, pojišťovny však s odvoláním na zákon o pojišťovnách, který umožňuje vydávat informace pouze subjektům uvedeným v zákoně, žádné údaje o havarovaných stavbách nevydaly, rovněž tak žádné údaje nemohli dát znalci a policie. Podle údajů HZS se zřítilo v důsledku zatížení sněhem 258 střeš-

ních konstrukcí s tím, že údaj nemusí být úplný, protože v některých případech HZS nezasahovalo. Počet nahlášených havarovaných střešních konstrukcí podle krajů je v Tab. 3.

Tab. 3. Havárie střešních konstrukcí podle krajů.

HZS kraje	Počet
Hl. m. Prahy	0
Středočeského	0
Jihočeského	15
Plzeňského	1
Karlovarského	9
Ústeckého	3
Libereckého	12
Královéhradeckého	6
Pardubického	30
Vysočina	74
Jihomoravského	0
Olomouckého	24
Moravskoslezského	23
Zlínského	61
Celkem	258

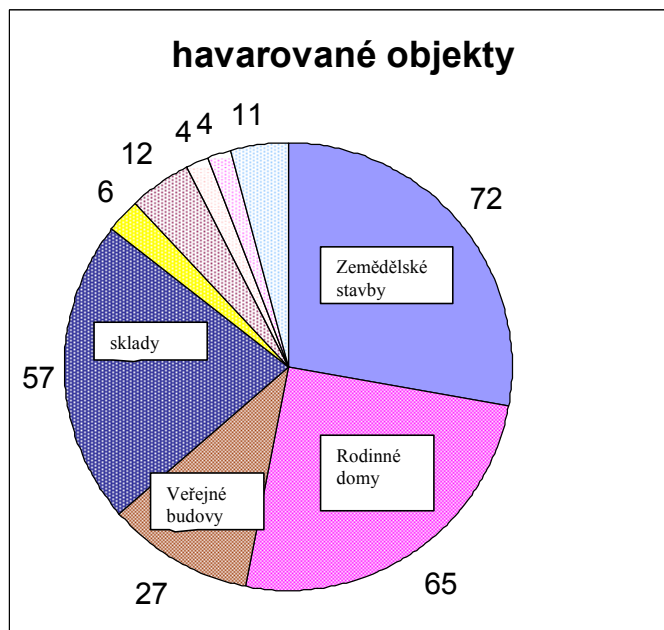
Z Tab. 3 je vidět, že havárie střech nastaly převážně v krajích Vysočina a Zlín, dále pak v Moravskoslezském, Pardubickém a Olomouckém kraji. V údajích HZS nebyly uvedeny vlastníci objektů, ale pouze místo a velice stručná charakteristika stavby. Vlastníky objektů se ani při značném úsilí nepodařilo zjistit, protože HZS tyto údaje neevidovalo a nemělo k dispozici. Pokud se nám podařilo sehnat adresy některých vlastníků objektů a zaslali jim krátký dotazník s žádostí o udání druhu a charakteru stavby, většinou neodpověděli. Nebylo proto možno získat podrobnější informace o druhu a stáří havarovaných konstrukcí tak, aby bylo možno jejich další členění např. podle stáří, materiálu apod.

Podle dostupných údajů, tj. podle podkladů, které byly ve zprávě HZS, jsme rozřídili stavby do skupin tak, aby bylo alespoň přibližně vidět, které stavby byly porušeny nejčastěji. Tyto údaje jsou v Tab. 4.

Tab. 4. Havárie střešních konstrukcí podle druhu stavby.

Druh stavby	Počet havarovaných objektů
Zemědělské stavby	72
Rodinné domy	64
Sklady, haly	57
Veřejné budovy	27
Demolice, rekonstrukce	12
Výrobní objekty	6
Dopravní stavby	4
Garáže	4
Jiné	11

Data z Tab. 4 jsou graficky znázorněna na Obr. 2.



Obr. 2. Havárie střešních konstrukcí podle druhu stavby.

Vlastní příčiny kolapsu konstrukce, pokud se vůbec daly zjistit, bylo možno zjišťovat pouze v čase bezprostředně po havárii v době, kdy trosky nebyly odstraněny. U některých staveb se tak určitě provádělo nebo provádí na žádost orgánů činných v trestním řízení nebo vlastníků staveb. Příčin havárie je však obvykle více a výsledek expertiz nebývá jednoznačný. Ale ani tyto posudky nejsou zatím dostupné.

Kolik sněhu napadlo

Ve zprávě jsme se rovněž zabývali počtem havárií a množstvím sněhu v jednotlivých oblastech. V oblastech s největším počtem havárií jsme si vyžádali od Českého hydrometeorologického ústavu údaje o množství sněhových srážek v několika vybraných stanicích a metodikou, která je doporučena v Eurokódu 1991-1-3 jsme odvodili teoretická zatížení, na které by střešní konstrukce v dané oblasti měly být navrženy. V místě hydrometeorologické stanice se měří v zimním období tzv. „vodní tíha sněhové vrstvy“. Je to tíha vody obsažená ve sněhu. Takto zjištěné hodnoty mají v každém roce jednu z hodnot jako největší, tj. roční maximum. Řada těchto maxim tvoří soubor hodnot, z kterého se vychází při určení zatížení sněhem v dané oblasti.

Pro rozdělení maximální vodní hodnoty tíhy sněhu je v Eurokódu [1] doporučeno používat Gumbelovo rozdělení maximálních hodnot s hustotou pravděpodobnosti

$$f_X(x) = ce^{-c(x-x_{\text{mod}})}e^{-e^{-c(x-x_{\text{mod}})}} \quad (2)$$

a distribuční funkcí

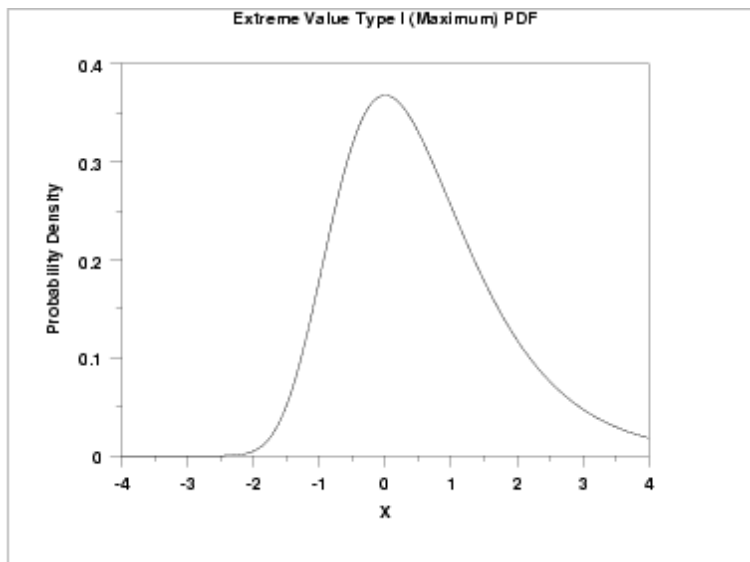
$$F_X(x) = e^{-e^{-c(x-x_{\text{mod}})}} \quad (3)$$

Jde o rozdělení definované na neomezeném intervalu, které závisí na dvou parametrech: na modu x_{mod} a parametru $c > 0$. Pokud je znám průměr μ a směrodatná odchylka σ , lze oba parametry stanovit z následujících vztahů

$$x_{\text{mod}} = \mu - 0,577\sqrt{6}\sigma/\pi \quad (4a)$$

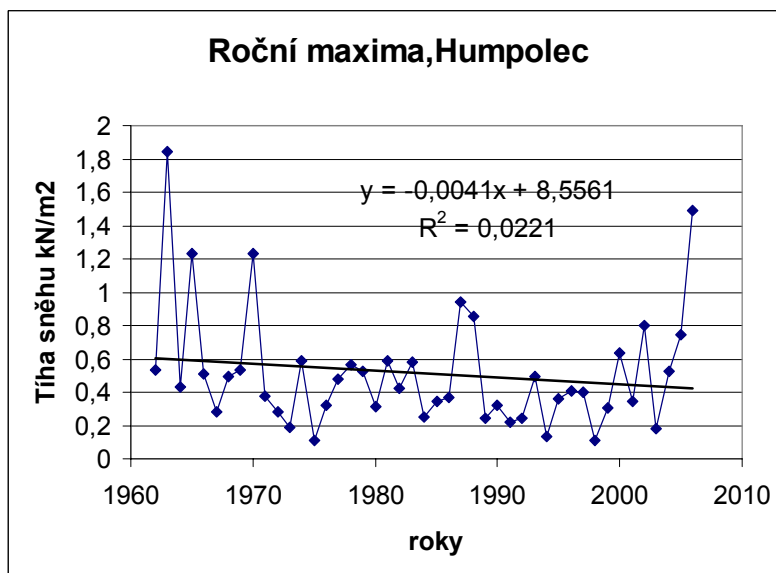
$$c = \pi/(\sqrt{6}\sigma) \quad (4b)$$

Šikmost rozdělení je konstantní $\omega = 1,14$. Pokud průměr μ a směrodatná odchylka σ nejsou známy, stanoví se parametry c a x_{mod} jako odhady z výběrových hodnot. Průběh Gumbelova rozdělení pravděpodobností je na Obr. 3. Podrobnější údaje o tomto typu rozdělení je možno získat např. ve skriptech [2] nebo na www.itl.nist.gov/div898/handbook/eda/section3/eda366g.htm



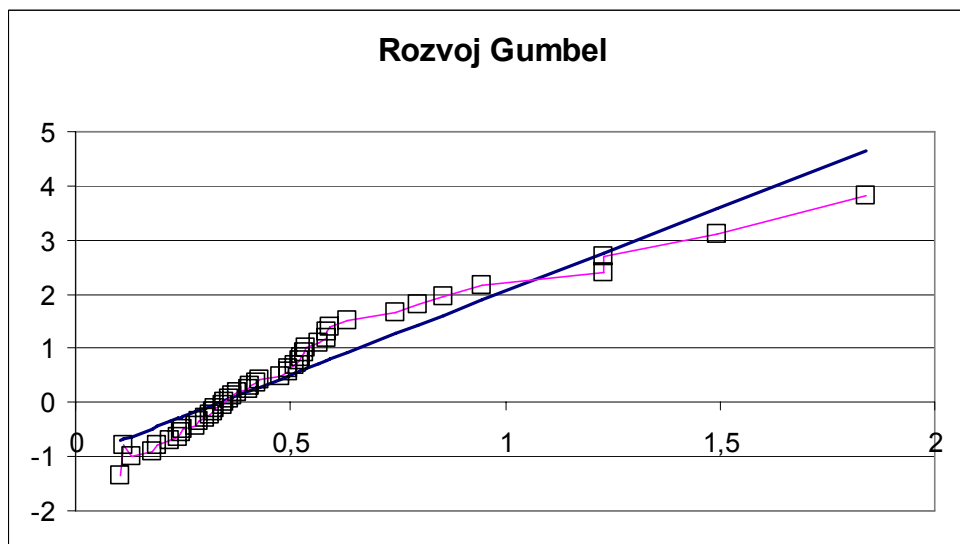
Obr. 3. Hustota pravděpodobností Gumbelova rozdělení.

Tak např. v hydrometeorologické stanici Humpolec byly jako roční maxima zjištěny hodnoty zatížení vodní tíhou sněhu [kN/m^2], které jsou graficky vyneseny v Obr. 4. Humpolec byl zvolen proto, že tam spadla v letošním roce střecha stadionu, která byla často uváděna v médiích, a také proto, že se tam, jak známo, přestěhoval Hliník. Podrobnější informace jsou na www.infohumpolec.cz.



Obr. 4. Roční maxima vodní hodnoty tíhy sněhu v Humpolci.

Konstanty v distribuční funkci Gumbelova rozdělení se získají z naměřených maxim vodní tíhy sněhu v jednotlivých letech.

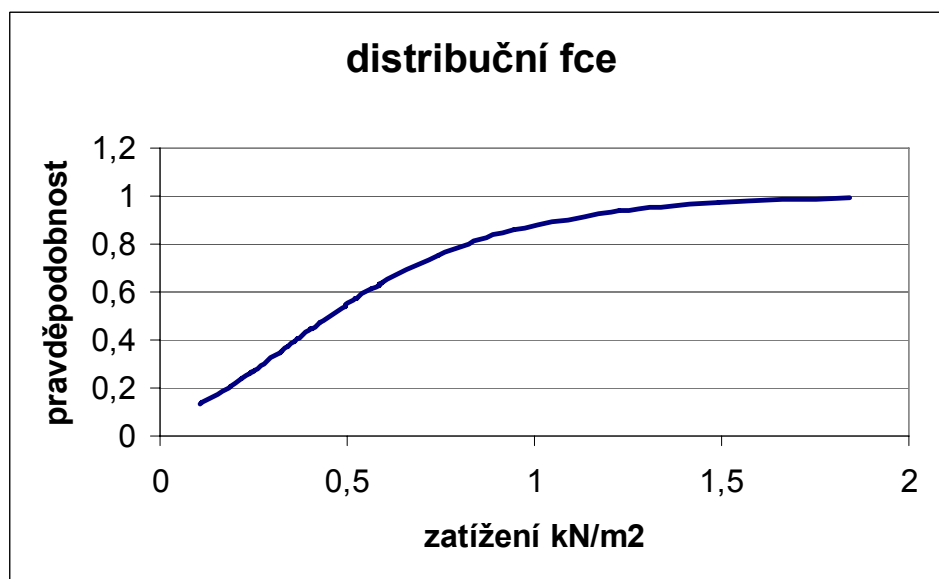


Obr. 5. Rozvoj v Gumbelovo rozdělení.

Provedeme-li to pro výše uvedené hodnoty dostaneme hledanou distribuční funkci pro stanici v Humpolci ve tvaru:

$$F_X(x) = e^{-e^{-(3,092x-1,035)}} \quad (5)$$

znázorněna na Obr. 6.



Obr. 6. Distribuční funkce.

Z uvedené rovnice nebo přibližně z grafu je vidět, že roční maximum zatížení sněhem bude menší než $1,0 \text{ kN/m}^2$ s pravděpodobností asi 0,88, tj. průměrně ve dvanácti letech ze sta let napadne více sněhu než $1,0 \text{ kN/m}^2$. Obdobně pro další hodnoty.

Uurčíme-li inverzní distribuční funkci, můžeme stanovit maximální zatížení, která odpovídají určitým časovým periodám. Inverzní distribuční funkce má tvar:

$$F_X^{-1}(p) = (-\ln(-\ln(p)) + 1,035) / 3,09 \quad (6)$$

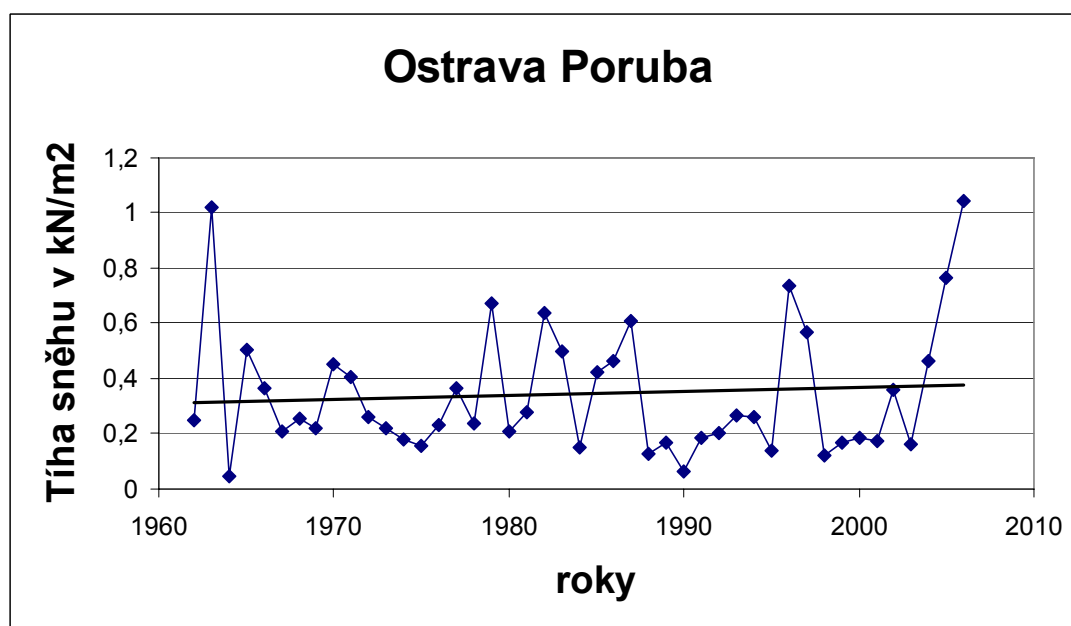
Zatížení, která odpovídají periodám 2, 10, 50 a 100 let jsou v Tab. 5.

Tab. 5: Teoretická hodnota zatížení sněhem v závislosti na délce periody- Humpolec.

Pravděpodobnost	Perioda	Zatížení v kN/m^2
0,5	2 roky	0,45
0,9	10 let	1,06
0,98	50 let	1,59
0,99	100 let	1,82

Tab. 5 ukazuje, že každé dva roky můžeme v Humpolci očekávat zatížení sněhem $0,45 \text{ kN/m}^2$, za každých 10 let zatížení $1,06 \text{ kN/m}^2$, za každých 50 let asi $1,6 \text{ kN/m}^2$. Z Obr. 6, na kterém jsou záznamy ČHMÚ je vidět, že v roce 1962 bylo roční maximum asi $1,8 \text{ kN/m}^2$, v roce 2006, tj. po 42 letech, asi $1,5 \text{ kN/m}^2$. Shoda teorie a skutečnosti je přijatelná.

V Ostravě se zřítila střecha prodejny LIDL. Záznamy maximálních ročních hodnot vodní tíhy sněhu jsou na Obr. 7. Zatížení, která odpovídají periodám 2, 10, 50 a 100 let jsou v Tab. 6.



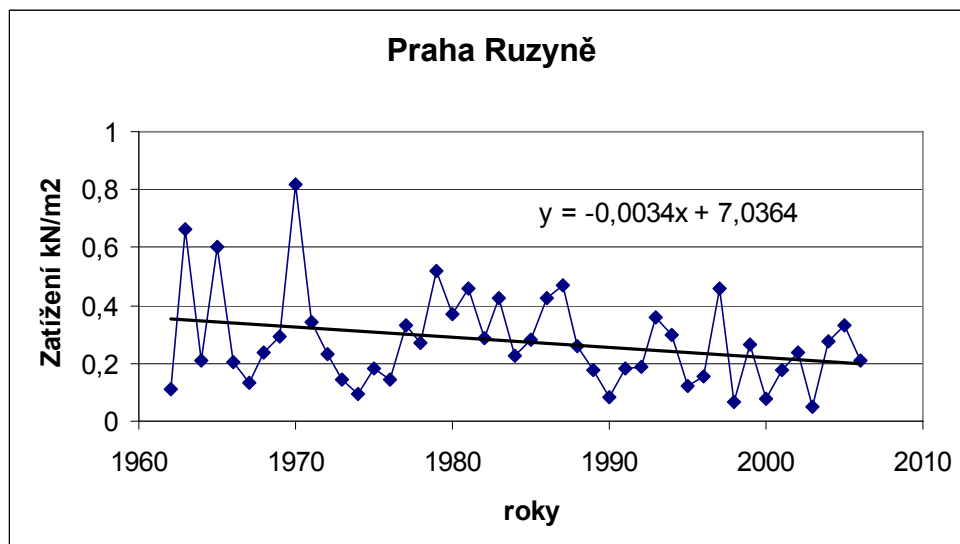
Obr. 7. Roční maxima vodní hodnoty tíhy sněhu v Ostravě.

Tab. 6: Teoretická hodnota zatížení sněhem v závislosti na délce periody- Ostrava.

Pravděpodobnost „p“	Perioda	Zatížení v kN/m^2
0,5	2 roky	0,31
0,9	10 let	0,69
0,98	50 let	1,03
0,99	100 let	1,17

Z Obr. 7 je vidět, že větší množství sněhu o tíze přibližně $1,0 \text{ kN/m}^2$ napadlo v roce 1962 a v roce 2006, tj. za 42 let. ČSN 73 0035 z roku 1986 udávala pro tuto oblast základní tíhu sněhu $0,5 \text{ kN/m}^2$.

Pro zajímavost je ještě uveden záznam ročních maxim vodní tíhy sněhu za stanice ČHMÚ v Praze Ruzyni. Ve Středočeském kraji k žádným haváriím v důsledku zatížením sněhem nedošlo.



Obr. 8. Roční maxima vodní hodnoty tíhy sněhu v Ruzyni.

Tab. 7: Teoretická hodnota zatížení sněhem v závislosti na délce periody- Ruzyně.

Pravděpodobnost „p“	Perioda	Zatížení v kN/m ²
0,5	2 roky	0,25
0,9	10 let	0,52
0,98	50 let	0,75
0,99	100 let	0,85

Ze záznamů je vidět, že poslední nejvyšší zatížení sněhem v Praze bylo v roce 1970. V tomto roce skutečně došlo k několika haváriím i ve Středočeském kraji.

Z provedeného rozboru vyplývá, že zatížení sněhem není žádná pevná hodnota, ale je věcí dohody, jakou hodnotu budeme uvažovat, resp. jak dlouhou periodu budeme při odhadu hodnoty základní tíhy sněhu brát do úvahy. Současné evropské předpisy stanovují dobu návratu na 50 let. Existující stavby u nás jsou navrženy na tíhu sněhu odpovídající periodě 10 let. Často je slyšet názor, že pokud stavba byla dobře navržena a dobře postavena, tak ani při vyšším zatížení sněhem nespadne. Je to možné, ale nepokládám tento názor za správný. Stavby se nenavrhují na to, zda spadnou nebo nespadne. Stavby se navrhují na to, aby sloužily svému účelu, tj. byly spolehlivé. K tomu se používají dohodnuté návrhové postupy, tj. v současné době převážně metoda dílčích součinitelů spolehlivosti. Výpočty se při této metodě provádějí v oblastech namáhání materiálu, které se výrazně liší od oblastí, ve kterých se pohybuje namáhání materiálu před kolapsem konstrukce, a únosnost se zjišťuje v jednotlivých průřezích, nikoli jako únosnost konstrukce. Výpočetní modely, i ty velmi složité, mají vždy množství předpokladů, které ne vždy odpovídají skutečnosti. Současně používané výpočetní modely jsou deterministické, realita je ovšem nahodilá. Každý materiál má proměnné vlastnosti, žádný rozměr není nominální a intenzita zatížení je vždy náhodná veličina. Kromě parametrů, které lze hodnotit statisticky, je řada parametrů, které nelze statisticky popsat. Patří k nim lidské chyby a omyly, které nelze v žádném případě vyloučit ani při návrhu, ani při provádění. Kolaps konstrukce je vždy záležitost velkého množství náhodných vlivů, které nelze vždy zcela vystihnout výpočtem.

Z podkladů o porušených střešních konstrukcích v zimním období 2005 – 2006 lze vyvodit, že z velké většiny se jednalo o podružné konstrukce různých přístavků, zemědělských staveb, rodinných domů apod. Pokud šlo o novou výstavbu, jako např. některé zimní stadiony, prodejny, čerpací stanice apod., tak na tyto objekty se zpracovaly nebo zpracovávají znalecké

posudky a podrobnosti se pochopitelně tají, protože za posudkem je nutno vidět spory vlastníka, zhotovitele, projektanta a vždy nezanedbatelné peníze. Ze zkušeností je známo, že většina těchto posudků vůbec není a ani nemůže být jednoznačná a že zcela protichůdné posudky nejsou tak úplná výjimka.

4 ZATÍŽENÍ SNĚHEM A EXISTUJÍCÍ KONSTRUKCE

Změna zatížení staveb sněhem přináší téměř neřešitelné potíže při posuzování existujících konstrukcí. Není to problém nový. Již změna zatěžovací normy v roce 1976 přinesla v podhorských oblastech výrazné zvýšení zatížení sněhem. Pokud nedošlo k havárii, existující stavby se preventivně na nové zatížení sněhem neposuzovaly. Pokud se vyšší zatížení sněhem vyskytlo a stavby se porušily nebo spadly, řešil se případ od případu. Posoudit existující stavbu se zdá snadné, pokud pracujete v teoretické rovině. Stojíte-li před konkrétní budovou, najednou zjistíte, že o budově nic nevíte, dokumentace není dostupná téměř nikdy, uživatelé budovy nejsou vůbec vstřícní, možnost provedení sond vždy omezena, možné náklady na průzkum omezené a termín pro zpracování nereálně krátký. Většinu informací o konstrukci musíte získat z vlastních zkušeností, pokud máte to štěstí, že jste podobné budovy navrhoval a víte, jak se podobné stavby navrhovaly (u starších budov se vychází z dobové literatury).

Pokud v zadání úkolu bylo vypracovat návrh opatření k předcházení poruchám střešních konstrukcí způsobených zatížením sněhem, nebylo vyhnutí a bylo třeba vypracovat návrh, jak existující konstrukce posoudit. Navržen byl následující postup.

Byly stanoveny tři kategorie staveb, při čemž do kategorie I byly zařazeny veřejné budovy a budovy, kde se shromažďuje větší množství lidí. Další kategorie byly budovy, kde ohrožení lidí bylo menší. Vlastník objektu by na vyzvání příslušného Stavebního úřadu měl povinnost zajistit posudek, který by zhodnotil skutečný stav objektu a stanovil spolehlivost konstrukce vzhledem ke Změně 3 ČSN 73 0035. V případě, že konstrukce nebude dostatečně spolehlivá, což bude asi obvyklý případ, je potřeba navrhnout opatření, která by zabránila zranění nebo usmrcení osob nebo velkým hmotným škodám. Možností, jak toto zajistit, není mnoho a všechny jsou nákladné. Zesílení konstrukce bude možno pouze ve výjimečných případech. Zbývá proto monitorování zatížení sněhem, odklizení sněhu ze střechy v případě potřeby a vyklizení budovy v případě ohrožení. Podle kategorie, do kterých byla budova zařazena, je pak odstupňován požadavek na termín zajištění posudku a následných opatření.

Jedná se zcela určitě o velmi špatný návrh, který bude oprávněně kritizován technikou a hlavně manažerskou veřejností. Vlastníci objektů budou tvrdit, že tuto situaci nezavinili a že mají nárok na příspěví nebo celou úhradu nákladů od státu, tj. od celé společnosti. Společnost se ovšem nepodílí na zisku ze stavby a neměla by proto být těmito náklady zatěžována.

Na zatížení sněhem je problematické hlavně to, že se neví „dne ani hodiny“. Maximální hodnota zatížení je stanovena pro periodu 50 let, ale nelze vyloučit, že maxima mohou být i větší, a že se vyskytnou v mnohem kratším období, třeba dva roky bezprostředně po sobě. Maximální hodnoty se mohou vyskytnout pouze v některých regionech a navíc sníh může mít přívalový charakter a může napadnout ve velmi krátkém období. Takže havárie střešních konstrukcí v důsledku zatížení sněhem nelze ani v budoucnosti vyloučit, ale měli bychom se snažit, aby jich bylo co nejméně a hlavně aby při těchto haváriích nebyli usmrceni lidé.

5 SHRUTÍ A ZÁVĚR

Zvýšený počet havárií střech v důsledku zatížení sněhem byl v některých regionech v zimním období 2005-2006 způsoben vyšším než obvyklým zatížením sněhem. Zatížení sně-

hem mělo hodnotu, která se vyskytne přibližně jednou za 50 let. Podle dostupných údajů se zřítily převážně stavby podružné sloužící jako vedlejší stavby u rodinných domů, nebo málo používané stavby sloužící zemědělským účelům. Pokud došlo ke zřícení nových staveb, zpracovávají se, nebo byly zpracovány znalecké posudky, které z důvodů zřejmě komerčních a právních nebyly zatím zveřejněny. V důsledku klimatických změn nelze vyloučit ani v blízké budoucnosti další sněhové kalamity. Velmi urgentní záležitost je proto prověřit co nejdříve stavby exponované z hlediska ohrožení lidských životů a velkých materiálních škod. Stavby je nutno prověřit jednak z hlediska jejich skutečné spolehlivosti, tj. prověřit jejich návrh a provedení, jednak je nutno tyto stavby posoudit na možné zvýšení zatížení sněhem. Byl vypracován návrh, dosud neoponovaný, jak toto prověření z hlediska technického zajistit. Organizační zajištění a úhrada následných nákladů již není záležitost technická, ale právní a ekonomická. V žádném případě nebude snadné najít přijatelné řešení této problematiky.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 1991-1-3 Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem, ČNI, 2005.
- [2] Holický M. a Marková J.: Základy Teorie spolehlivosti a hodnocení rizik. Skriptu ČVUT. Vydavatelství ČVUT, 2005.

ZATÍŽENÍ TEPLOU

Milan Holický¹ a Jana Marková¹

¹Kloknerův ústav, České vysoké učení technické v Praze

Souhrn

Zatížení teplotou je nepřímý typ zatížení, který v některých případech může významně ovlivnit návrh nosné konstrukce nebo její obnovy.

1 ÚVOD

Norma ČSN EN 1991-1-5 [1] Zatížení teplotou poskytuje zásady a aplikační pravidla pro zatížení budov, mostů a dalších konstrukcí teplotou od klimatických změn. Pro některé průmyslové konstrukce, jako jsou komíny, chladicí věže, nádrže a skladovací prostory, jsou uvedeny zásady, jak uvažovat v kombinaci technologické a klimatické teploty. Tato kapitola se omezuje pouze na konstrukce pozemních staveb.

Pro přípravu normy ČSN EN 1991-1-5 [1] byly použity jako podkladové materiály také české normy ČSN 73 1211 [2], ČSN 73 0035 [3], ČSN 73 0063 [4] a ISO 9492 [5], které umožnily doplnění obecných pokynů pro pozemní stavby uvedených v předběžné normě pro zatížení teplotou ČSN P ENV 1991-2-5 [6].

Norma ČSN EN 1991-1-5 [1] je založena na nových evropských definicích zatížení teplotou, které vycházejí z maximální a minimální teploty vzduchu ve stínu. Zatímco pro tři základní skupiny mostů (betonové, spřažené ocelobetonové a ocelové) doporučuje norma ČSN EN 1991-1-5 [1] grafickou závislost mezi extrémními a účinnými teplotami, obdobný vztah pro pozemní stavby není uveden.

2 SLOŽKY TEPLoty

Zatížení teplotou se klasifikují jako proměnná, nepřímá zatížení. Teplota vzduchu ve stínu, sluneční záření, rychlost větru a další klimatické podmínky mají vliv na průběh teplot v konstrukci. V ČSN EN 1991-1-5 [1] se rozlišují čtyři základní složky zatížení teplotou:

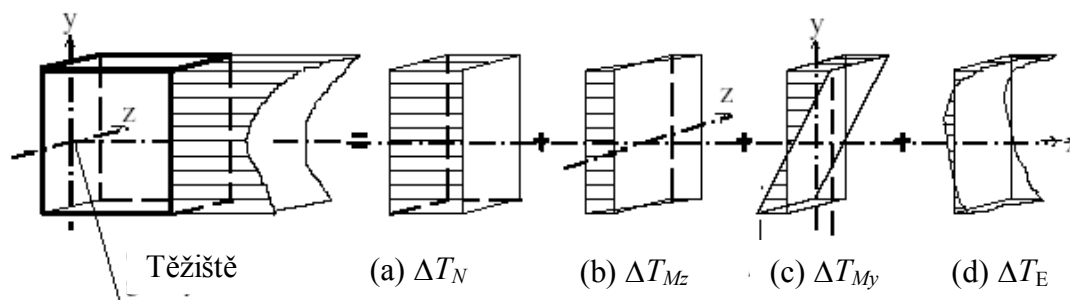
1. Rovnoměrná složka teploty, ΔT_N ;
2. Lineárně proměnná rozdílová složka teploty ve směru osy y, ΔT_{My} ;
3. Lineárně proměnná rozdílová složka teploty ve směru osy z, ΔT_{Mz} ;
4. Nelineární složka teploty, ΔT_E .

Velikost účinků teplot, mezi něž patří délkové změny, přetvoření nebo vznik napětí, závisí na geometrii a okrajových podmínkách uvažovaného stavebního prvku a na fyzikálních vlastnostech použitých materiálů.

Rovnoměrná složka teploty ΔT_N (složka (a) na Obr. 1) se používá pro stanovení velikosti délkových změn vlivem roztahování a smršťování konstrukce.

Teplotní rozdíly ΔT_M (vodorovná (b) a svislá (c) složka na Obr. 1) způsobují deformace a v případě omezení konstrukce také ohybové momenty.

Složka ΔT_E způsobuje nelineární rozdělení teplot po průřezu (složka (d) na Obr. 1), o které se předpokládá, že se vzájemně po průřezu vyrovnává.



Obr. 1. Schematické znázornění složek teploty.

3 TEPLITNÍ ZMĚNY V BUDOVÁCH

Pokud se očekává, že jsou účinky zatížení teplotou podstatné a mezní stavy únosnosti nebo použitelnosti mohou být překročeny, pak se s nimi musí při navrhování budovy nebo hodnocení spolehlivosti existující konstrukce uvažovat. Musí se přitom brát v úvahu rozdílné materiály, tvary konstrukce a poloha staveniště (teplotní změny a míra přenosu teploty).

Stanovení teplot

Pro budovy se zatížení teplotou stanoví podle zásad EN 1991-1-5 [1] a s přihlédnutím k národním klimatickým údajům. Zpravidla se uvažují následující základní veličiny:

- Rovnoměrná složka teploty ΔT_N , která se stanoví jako rozdíl mezi průměrnou teplotou nosného prvku T a počáteční teplotou T_0 ,
- Rozdíl teplot ΔT_M po průřezu prvku, uvažovaný mezi vnějším a vnitřním povrchem průřezu, nebo povrchu jednotlivých vrstev,
- Rozdíl teplot ΔT_p jednotlivých částí konstrukce, který je dán průměrným rozdílem teplot těchto částí.

Kromě těchto složek se mají příslušně uvažovat místní účinky zatížení teplotou jako umístění stavby nebo konstrukční uspořádání.

Rovnoměrná složka teploty ΔT_N se stanoví ze vztahu

$$\Delta T_N = T - T_0 \quad (1)$$

kde T je průměrná teplota nosného prvku od klimatických teplot v zimním a letním období a T_0 je počáteční teplota, při které se nosný prvek omezí.

Stanovení zatížení teplotou

Teplota T uvedená v rovnici (1) se stanoví jako průměrná teplota nosného prvku v letním nebo zimním období a určí se příslušný průběh teploty po průřezu. Pokud je prvek složen z několika vrstev materiálu, pak se uvažuje teplota T jako průměrná teplota příslušné vrstvy, kdy se vychází z teorie přenosu tepla v souladu s EN 1991-1-5 [1], příloha E. Pokud má prvek jen jednu vrstvu a podmínky prostředí jsou na jeho vnější i vnitřní straně obdobné, pak se T může přibližně určit jako průměr vnější teploty T_{out} a vnitřní teploty T_{in} . Teplota vnitřního prostředí T_{in} se stanoví podle Tab. 1, teplota vnějšího prostředí T_{out} závisí na pohltivosti a orientaci konstrukce a určí se

- pro nadzemní části konstrukce podle Tab. 2.

Zatížení teplotou

b) pro podzemní části konstrukce podle Tab. 3.

Maxima se obvykle dosahuje u povrchů orientovaných na západ, jihozápad nebo pro vodorovné povrchy, minima u povrchů orientovaných na sever.

Tab. 1. Informativní teploty vnitřního prostředí T_{in} .

Období	Teplota T_{in}
Léto	T_1
Zima	T_2

Podle české národní přílohy k [1] jsou doporučené hodnoty $T_1 = 25\text{ °C}$ a $T_2 = 20\text{ °C}$.

Tab. 2. Informativní teploty T_{out} pro nadzemní konstrukce.

Období	Součinitel významu		Teplota T_{out} v $^{\circ}\text{C}$
Léto	Relativní pohltivost podle barvy povrchu	0,5 povrch jasně světlý	$T_{max} + T_3$
		0,7 povrch světle zbarvený	$T_{max} + T_4$
		0,9 povrch tmavý	$T_{max} + T_5$
Zima			T_{min}

Podle české národní přílohy jsou doporučené hodnoty T_3 od 0 to 18 $^{\circ}\text{C}$, T_4 od 2 do 30 $^{\circ}\text{C}$, a T_5 od 4 do 42 $^{\circ}\text{C}$, je zapotřebí uvážit orientaci konstrukce ke slunečnímu záření.

Tab. 3. Informativní teploty T_{out} pro podzemní konstrukce.

Období	Podzemní hloubka	Teplota T_{out} v $^{\circ}\text{C}$
Léto	Méně než 1 m	T_6
	Více než 1 m	T_7
Zima	Méně než 1 m	T_8
	Více než 1 m	T_9

Podle české národní přílohy jsou doporučeny $T_6 = 10\text{ °C}$, $T_7 = 5\text{ °C}$, $T_8 = -6\text{ °C}$, $T_9 = -3\text{ °C}$.

Ve spolupráci Kloknerova ústavu s Českým hydrometeorologickým ústavem (ČHMÚ) byly zpracovány teplotní mapy ČR podle nových evropských definic, které jsou uvedeny v národní příloze ČSN EN 1991-1-5 [1]. Základem pro tyto mapy byla vyhodnocená měření z 37 meteorologických stanic, jejichž údaje se za období let 1961 až 2000 digitalizovaly a dobře pokrývají území ČR. Časové rozmezí 40 let bylo tedy podstatně větší, než byl minimální požadavek ČSN P ENV 1991-2-5 [6] na 25 let měření.

Hodnoty maximální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními maximy s pravděpodobností 0,02, se podle lokality stavby pohybují od 32 $^{\circ}\text{C}$ do 40 $^{\circ}\text{C}$ (průměr 37,4 $^{\circ}\text{C}$), hodnoty minimální teploty vzduchu ve stínu, která je překročena ročními minimy s

pravděpodobností 0,02, se podle lokality stavby pohybují od $-28\text{ }^{\circ}\text{C}$ do $-36\text{ }^{\circ}\text{C}$ (s průměrnou teplotou $-31,3\text{ }^{\circ}\text{C}$).

Na základě analýz se ve spolupráci Kloknerova ústavu a ČHMÚ určilo, že pokud nejsou k dispozici podrobnější informace, pak lze při odvození rovnoměrné složky teploty $T_{\max,p}$ (nebo $T_{\min,p}$) vycházet z Gumbelova rozdělení podle vztahů

$$\text{– pro maximum: } T_{\max,p} = T_{\max} \{k_1 - k_2 \ln [-\ln (1 - p)]\} \quad (2)$$

$$\text{– pro minimum: } T_{\min,p} = T_{\min} \{k_3 + k_4 \ln [-\ln (1 - p)]\} \quad (3)$$

kde p je roční pravděpodobnost překročení a kde pro území ČR platí součinitele: $k_1 = 0,83$, $k_2 = 0,04$, $k_3 = 0,54$, $k_4 = -0,12$.

Stanovení teplot v dočasných návrhových situacích

Podle normy ČSN EN 1991-1-6 [7] pro zatížení během provádění se pro klimatická zatížení, jejichž charakteristické hodnoty jsou pro trvalé návrhové situace definované na základě dob návratu, mohou hodnoty zatížení během jednotlivých etap provádění zvolit menší, než jsou hodnoty zatížení pro trvalé návrhové situace, pokud se splní alespoň jedna z následujících podmínek:

- nominální doba trvání dočasné situace se rovná nebo je menší než jeden rok a může být kontrolována,
- přijmou se ochranná opatření pro zabezpečení konstrukce v případech nepředvídatelných událostí.

Doporučené doby návratu R pro stanovení charakteristických hodnot Q_k proměnných zatížení jsou podle nominální doby trvání uvedeny v Tab. 4.

Tab. 4. Doba návratu R pro stanovení charakteristických hodnot Q_k proměnných zatížení podle nominální doby t trvání etapy výstavby.

Nominální doba trvání etapy výstavby t	$t \leq 3$ dny	Doba návratu R	2 roky	$p = 0,5$
	$3 \text{ dny} < t \leq 3$ měsíce		5 let	$p = 0,2$
	$3 \text{ měsíce} < t \leq 1$ rok		10 let	$p = 0,1$
	$t > 1$ rok		50 let	$p = 0,02$

Podle doporučení EN 1991-1-6 [7] se charakteristická hodnota proměnného zatížení $Q_{k,R}$ pro dobu návratu R let může určit na základě charakteristické hodnoty proměnného zatížení $Q_{k,50}$ pro padesátiletou dobu návratu. Pro proměnné zatížení lze zapsat obecný vztah

$$Q_{k,R} = k Q_{k,50} \quad (4)$$

kde k je redukční součinitel, který naznačuje míru redukce charakteristické hodnoty zatížení $Q_{k,R}$ pro rozdílné doby návratu R . Součinitele k jsou vypočteny v Tab. 5.

Tab. 5. Redukční součinitel k zatížení $Q_{k,R}$ pro různé doby návratu R .

Doba návratu R	p	Redukční součinitel k			
		pro $T_{\max,R}$	pro $T_{\min,R}$	pro $s_{n,R}$	pro $v_{b,R}$
2 roky	0,5	0,8	0,45	0,64	0,77
5 let	0,2	0,86	0,63	0,75	0,85
10 let	0,1	0,91	0,74	0,83	0,90
50 let	0,02	1	1	1	1

Zatížení teplotou

Příklady snížení charakteristické hodnoty pro zatížení teplotou T , sněhem s_n a pro rychlost v_b větru podle uvažované doby návratu uvádí Tab. 6 (minimální rychlost větru by neměla klesnout pod 20 m/s).

Tab. 6. Vypočtené charakteristické hodnoty zatížení $Q_{k,R}$ pro jiné doby návratu R .

Doba návratu R	Charakteristické hodnoty zatížení $Q_{k,R}$				
	p	pro $T_{\max,R}$	pro $T_{\min,R}$	pro $s_{n,R}$	pro $v_{b,R}$
2 roky	0,5	25,6 °C	-13,5 °C	0,96 kN/m ²	20,2 m/s
5 let	0,2	27,7 °C	-18,8 °C	1,13 kN/m ²	22,2 m/s
10 let	0,1	29 °C	-22,3 °C	1,25 kN/m ²	23,5 m/s
50 let	0,02	32 °C	-30 °C	1,50 kN/m ²	26 m/s

Pro velmi krátké doby výstavby nemusí být tyto modely zatížení vhodné, a pak je třeba vyjít z informací ČHMÚ.

Některé další modely proměnných zatížení, které je třeba uvažovat v různých etapách výstavby nebo obnovy, se mohou určit na základě Tab. 4 a 5, vyhodnocených statistických dat a zvoleného typu pravděpodobnostního rozdělení (např. pro zatížení námrazou, zatížení vodou).

Návrhové hodnoty zatížení teplotou

Návrhové hodnoty Q_d zatížení teplotou se určí na základě charakteristických a dalších reprezentativních hodnot zatížení teplotou a dílčího součinitele zatížení γ_Q .

Pokud je potřebné ověřit u konstrukce mezní stav únosnosti, např. typu STR, kdy je rozhodující pevnost, pak pro nepříznivě působící proměnná zatížení má dílčí součinitel γ_Q doporučenou hodnotu $\gamma_Q = 1,5$ podle ČSN EN 1990 [8], zatímco v původních ČSN byla tato hodnota pouze $\gamma_Q = 1,3$. Zvýšení návrhových hodnot proti původním českým normám může způsobovat problémy při navrhování obnov existujících konstrukcí, zejména mostů, a to tam, kde je konstrukci v pohybu bráněno.

4 ZÁVĚREČNÉ POZNÁMKY

ČSN EN 1991-1-5 popisuje zásady a aplikační pravidla pro zatížení pozemních staveb, mostů a dalších staveb teplotou, které lze uplatnit pro navrhování nových staveb i pro jejich obnovy.

Základní informace o charakteristických hodnotách jednotlivých složek zatížení teplotou, o výběru z alternativních postupů a dvě národní mapy minimálních a maximálních teplot vzduchu ve stínu jsou uvedeny v národní příloze. V některých případech je potřebné mít k dispozici doplňující informace o teplotách v místě stavby.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 1991-1-5 Zatížení konstrukcí - Část 1 - 5: Zatížení teplotou, ČNI, 2005.
- [2] ČSN 73 1211 Navrhování betonových konstrukcí panelových budov, ČNI, 1987.
- [3] ČSN 73 0035 Zatížení konstrukcí, ČNI, 1986.
- [4] ČSN 73 0063 Zatížení mostů, ČNI, 1986.
- [5] ISO 9492 Technical Report, Bases for Design of Structures – Temperature Climatic Actions, ISO, 1987.
- [6] ČSN P ENV 1991-2-5 Zatížení teplotou, ČNI, 1999.
- [7] ČSN EN 1991-1-6 Zatížení během provádění, ČNI, 2006.
- [8] ČSN EN 1990 Zásady navrhování konstrukcí, ČNI, 2004.

PRAVDĚPODOBNOSTNÍ HODNOCENÍ TRVANLIVOSTI A ČASOVĚ ZÁVISLÉ SPOLEHLIVOSTI EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Milan Holický a Miroslav Sýkora¹

¹Kloknerův ústav, České vysoké učení technické v Praze

Souhrn

Obecné zásady pravděpodobnostních postupů hodnocení trvanlivosti a časově závislé spolehlivosti stavebních konstrukcí jsou předmětem nově připravovaného mezinárodního dokumentu ISO 13823, který by měl být v příštích letech zaveden také v České republice. Doplňující informace k ověřování existujících stavebních konstrukcí jsou dále zpřístupněny v ČSN ISO 13822. Operativní uplatnění postupů uvedených v dokumentech ISO však bude vyžadovat další výzkum zaměřený na pravděpodobnostní kritéria trvanlivosti a spolehlivosti, výstižné fyzikální modely degradace materiálů a věrohodné teoretické modely základních veličin. Ukazuje se, že metody pravděpodobnostní optimalizace mohou v některých případech usnadnit stanovení vhodných kritérií.

1 ÚVOD

Mezinárodní organizace pro standardizaci ISO již několik let připravuje nový dokument o zásadách navrhování konstrukcí na trvanlivost [1], který má pracovní název „General Principles on the Design of Structures for Durability“ (Obecné zásady navrhování konstrukcí na trvanlivost). Tvorba tohoto dokumentu vychází ze základních požadavků zakotvených v nedávných mezinárodních předpisech ISO [3, 4] i CEN [5]. Čerpá se však i z dokumentů mezinárodních organizací CEB [6], RILEM [7,8] a celé řady odborných studií (např. [9, 10, 11, 12, 13]). Další odkazy na materiály ISO/IEC a na odborné studie uvádí připravovaný dokument [1].

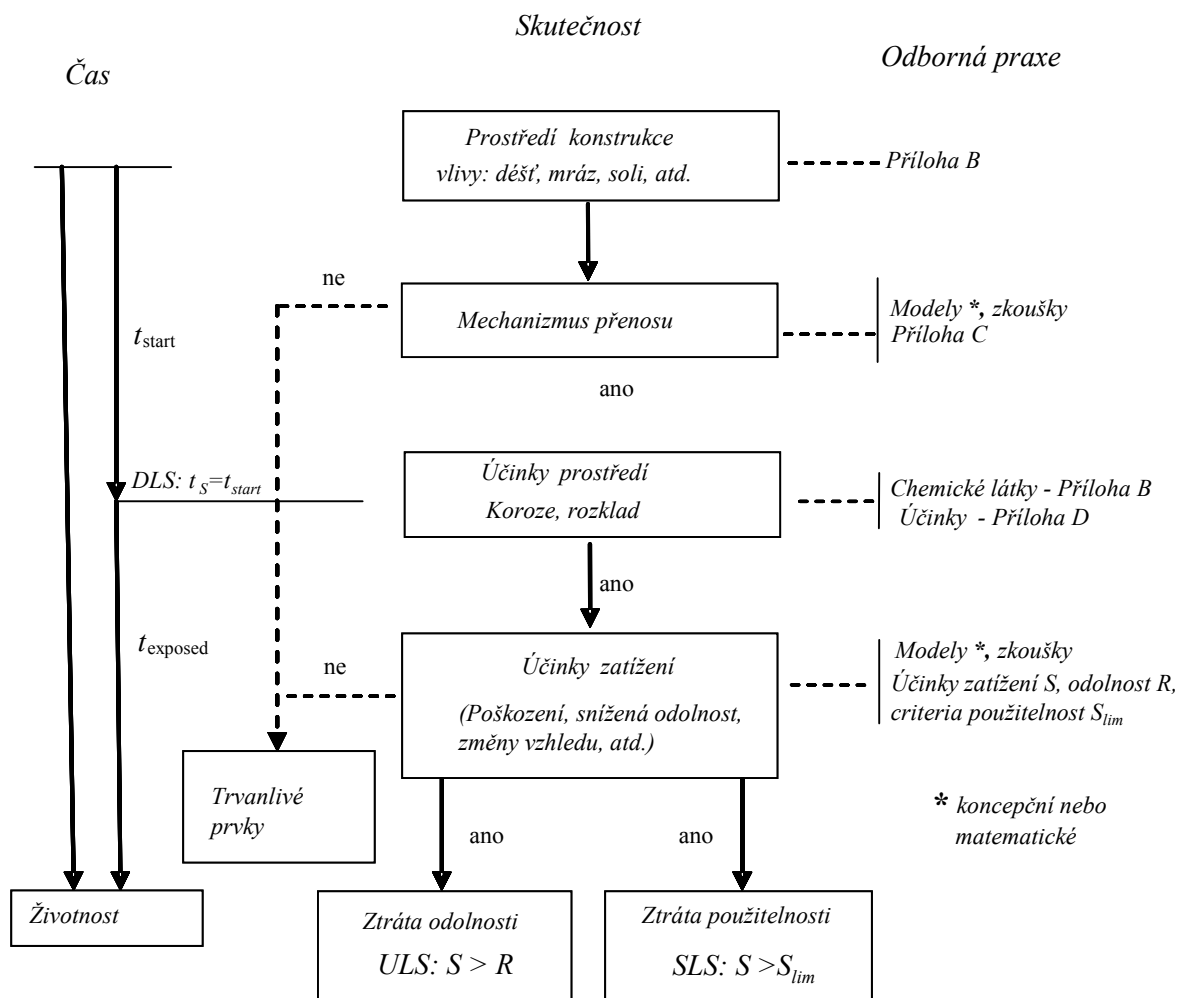
Ačkoliv se mezinárodní jednání o metodických postupech i použité terminologii střetávají s četnými nesnázemi, je připravovaný dokument v pokročilém stadiu zpracování a očekává se, že bude v období 2006 až 2007 předán jeho návrh sekretariátu ISO. Po schválení a vydání bude nový dokument ISO 13823 patrně zaveden do soustavy českých norem.

Hodnocení trvanlivosti a časově závislé spolehlivosti existujících konstrukcí využívá kromě postupů ISO 13823 [1] také metodiku uvedenou v nově zavedené ČSN ISO 13822 [2] Hodnocení existujících konstrukcí. Poznamenejme, že ČSN ISO 13822 [2] nahrazuje zrušenou normu ČSN 73 0038 [15], jejíž obsah je zapracován do národní přílohy ČSN ISO 13822 [2]. Informativní příloha E Hodnocení časově závislé spolehlivosti uvádí postupy pravděpodobnostního ověřování spolehlivosti existujících konstrukcí za předpokladu, že vlastnosti materiálu i zatížení jsou proměnné v čase.

Tato kapitola sborníku obsahuje stručnou charakteristiku ISO 13823 [1] a vysvětlení základních pojmů a postupů přílohy E k ČSN ISO 13822 [2]. Obecný text obsahuje upozornění na některé nesnáze spojené s využitím dokumentů [1,2] a je doplněn jednoduchými praktickými příklady.

2 KONCEPCE MEZNÍCH STAVŮ

Kapitola 6 dokumentu ISO 13823 [1] s názvem Koncepce užitných vlastností pro trvanlivost (Performance concepts for durability) popisuje obecné zásady metody mezních stavů, které se uplatňují při ověřování trvanlivosti. Klíčové body procesu působení vnějších vlivů a použití metody mezních stavů zachycuje Obr. 1.



Obr. 1. Metoda mezních stavů při ověřování trvanlivosti.

Obr. 1 může být během tvorby dokumentu [1] změněn. Jde o velmi obecné schéma, které může být v konkrétních případech ověřování trvanlivosti modifikováno v závislosti na skutečných podmínkách.

Vlevo na Obr. 1 je vyznačena časová osa, která je rozdělena na dvě části bodem označeným symbolem DLS (Durability Limit State - mezní stav použitelnosti). Termín „mezní stav použitelnosti“ je převzat z dokumentu [4]. Odpovídá časovému okamžiku, ve kterém může nastat zlom v rozvoji nepříznivých účinků prostředí (počátek koroze výztuže nebo rozkladu materiálu). V případě karbonatce jde o okamžik, kdy neutralizovaná vrstva betonu dosáhne povrchu výztuže a může začít její koroze (příklady jsou uvedeny v oddílech 10 a 11). Nejde tedy ještě o mezní stav odolnosti ani použitelnosti.

Ve střední části Obr. 1 se rozlišuje „prostředí konstrukce“ s okolními vlivy (déšť, soli a další chemické látky) a „mechanismus přenosu“ vlivů prostředí na „účinky prostředí“ (koroze výztuže, rozklad materiálu). Pravá část Obr. 1 upozorňuje na to, že mechanismus tohoto přenosu se stanoví na základě modelů nebo zkoušek. Modely mohou být jak koncepční (heu-

ristické) stanovené na základě úvah a předchozí zkušenosti, nebo matematické (analytické) stanovené na základě teoretických předpokladů, například pro difusní jevy.

Účinky prostředí se obecně mohou kombinovat s účinky zatížení (střední část Obr. 1). Výsledné účinky pak mohou vést ke ztrátě odolnosti (únosnosti) konstrukcí nebo ke ztrátě použitelnosti (nadměrnému rozevření trhlin nebo nepříjemnému přetvoření). Tyto mezní stavy jsou schematicky vyznačeny v dolní části Obr. 1 (numerické příklady jsou v oddílech 10 a 11). Důležitou otázku kombinace různých proměnných zatížení popsanou v Kapitole 1 sborníku však dokument [1] neřeší.

3 OVĚŘOVÁNÍ ŽIVOTNOSTI

Základním kritériem trvanlivosti konstrukcí je jednoduchý požadavek, aby odhadnutá životnost (predicted service life) t_{SP} byla s dostatečnou spolehlivostí větší než návrhová (požadovaná) životnost (design service life) t_D . Nesnáze vznikají s termínem „dostatečná spolehlivost“. Je dobře známo, že životnost (service life) konstrukce t_S je závislá na řadě náhodných veličin a je tedy sama náhodnou veličinou se značnou variabilitou. Proto dokument [1] uvádí pravděpodobnostní formulaci základního kritéria ve tvaru

$$P\{t_S < t_D\} < P_{\text{target}} \quad (1)$$

V rovnici (1) P_{target} označuje směrnou (target) hodnotu pravděpodobnosti jevu, že životnost t_S bude menší než návrhová životnost t_D . Poznamenáme, že návrhová životnost t_D je zpravidla předem stanovena a považuje se za nenáhodnou (deterministickou) veličinu.

4 OVĚŘOVÁNÍ MEZNÍCH STAVŮ

Pravděpodobnostní formulace základní podmínky mezních stavů odolnosti je obdobná jako u životnosti. Pro libovolný časový okamžik $t \leq t_D$ má platit vztah

$$P_f(t) = P\{R(t) - S(t) < 0\} < P_{\text{target}} \quad (2)$$

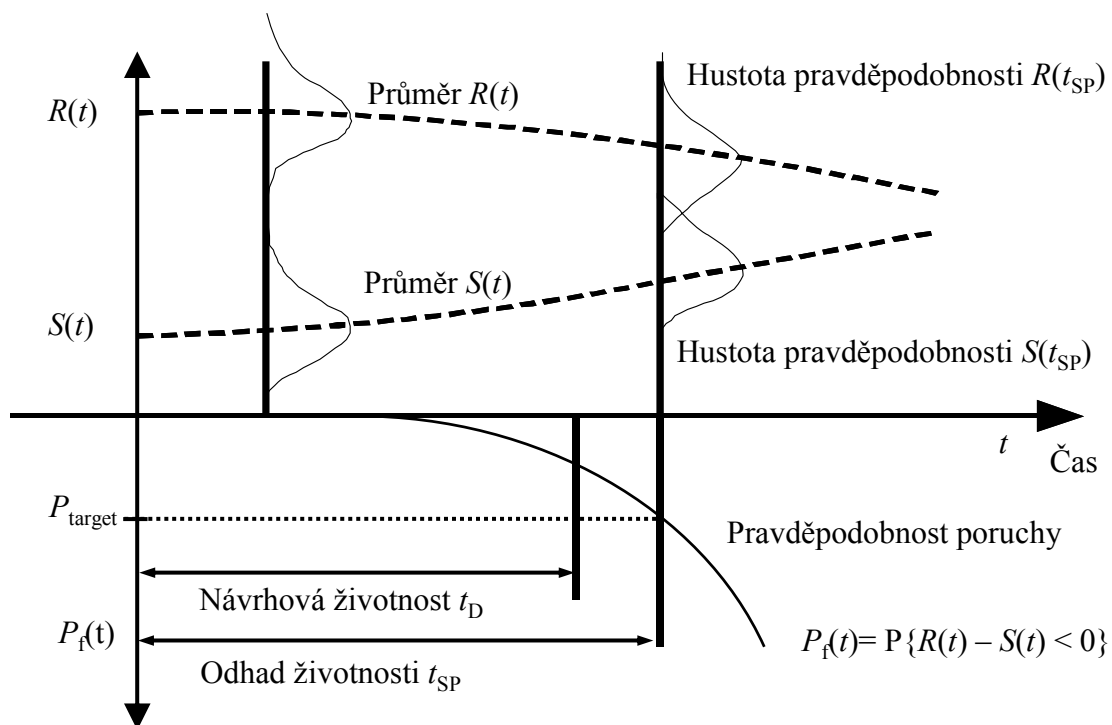
ve kterém $R(t)$ značí odolnost a $S(t)$ účinek zatížení.

Analogicky lze základní podmínku pro mezní stavy použitelnosti zapsat ve tvaru

$$P_f(t) = P\{S_{\text{lim}} - S(t) < 0\} < P_{\text{target}} \quad (3)$$

V rovnici (3) S_{lim} označuje limitní hodnotu sledovaného ukazatele použitelnosti (např. šířky trhlin nebo průhybu). Mezní stavy trvanlivosti se ověřují podle rovnice (2) nebo (3) v závislosti na charakteru mezního stavu a konkrétních podmínkách.

Pravděpodobnostní odhad životnosti t_{SP} je schematicky zachycen na Obr. 2. Je třeba zdůraznit, že Obr. 2 popisuje pouze případ monotónně vzrůstajícího účinku zatížení $S(t)$ a monotónně klesající odolnosti $R(t)$. Na vodorovné ose je vyznačen čas a na svislé ose jsou v horní části grafu vyznačeny náhodné veličiny $R(t)$ a $S(t)$. Pravděpodobnostní modely obou veličin zachycují na Obr. 2 křivky hustot pravděpodobností. Zobecnění uvedeného případu na kombinaci se stacionárním zatížením popsaným Poissonovým procesem podle [2] je uvedeno v oddíle 8.



Obr. 2. Pravděpodobnostní odhad životnosti

Je zřejmé, že pravděpodobnost poruchy $P_f(t) = P\{R(t) - S(t) < 0\}$ je rostoucí funkcí času t . Odhad životnosti t_{SP} plyne ze vztahu

$$P_f(t_{SP}) = P\{R(t_{SP}) - S(t_{SP}) < 0\} = P_{target} \quad (4)$$

Klíčovou otázkou však zůstává hodnota směrné pravděpodobnosti P_{target} , která se však v dokumentu [1] neuvádí.

5 SMĚRNÁ ÚROVEŇ SPOLEHLIVOSTI

Základními ukazateli úrovně spolehlivosti jsou pravděpodobnost poruchy P_f a index spolehlivosti β , který lze stanovit z P_f ze vztahu

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (5)$$

kde $\Phi^{-1}(\cdot)$ značí hodnotu inverzní distribuční funkce normovaného normálního rozdělení [14].

Směrná úroveň spolehlivosti daná pravděpodobností poruchy P_{target} nebo indexem spolehlivosti β_{target} závisí obecně na definici životnosti, tj. zda rozhoduje mezní stav odolnosti, mezní stav použitelnosti či mezní stav trvanlivosti a jaké jsou následky jejich překročení. V závislosti na konkrétních podmínkách konstrukce dojde nepochybně při ověřování trvanlivosti k výrazné diferenciaci, jak naznačuje Tab. 1.

Tab. 1. Informativní hodnoty směrné pravděpodobnosti P_{target} a indexu spolehlivosti β_{target} .

Mezní stav	P_{target}	β_{target}
Odolnosti	$\sim 10^{-4}$	$\sim 3,7$
Použitelnosti	0,01 až 0,10	1,3 až 2,3
Trvanlivosti	0,05 až 0,20	0,8 až 1,6

Směrné pravděpodobnosti P_{target} a indexy spolehlivosti β_{target} uvedené v Tab. 1 představují pouze orientační hodnoty, které jsou odvozeny z obecných údajů v mezinárodních dokumentech [3] a [5]. Poznamenáme, že EN 1990 [5] navíc uvádí závislosti směrných hodnot na nákladech potřebných ke zvýšení spolehlivosti. K této závislosti je vhodné při specifikaci směrné úrovně spolehlivosti při ověřování trvanlivosti také přihlídnout. Stanovení vhodné úrovně spolehlivosti proto zůstává klíčovým problémem uplatnění obecných zásad uvedených v dokumentu [1].

6 PŘÍKLAD MEZNÍHO STAVU TRVANLIVOSTI

Mezní stav trvanlivosti výstižně ilustruje příklad karbonatace betonu. Mezní stav je definován jednoduchou podmínkou, že časově závislá hloubka karbonatace (hloubka neutralizované vrstvy) $D(t)$ (\sim účinek zatížení $S(t)$ na Obr. 2) je menší než časově nezávislá tloušťka krycí vrstvy C (\sim odolnost $R = R(t)$). Pravděpodobnost poruchy lze pak v souladu s rovnicí (2) stanovit ze vztahu

$$P_f(t) = P\{D(t) > C\} = \int_{-\infty}^{\infty} f_D(x, t) F_C(x) dx \quad (6)$$

kde $f_D(x, t)$ označuje časově závislou hustotu pravděpodobnosti neutralizované vrstvy $D(t)$ a $F_C(x)$ časově nezávislou distribuční funkci krycí vrstvy C [14].

Rozsáhlé soubory měření hloubky karbonatace $D(t)$ chladicích věží [12, 13, 14] (nechráněný vnější beton) poskytly následující vztahy pro průměr $\mu_D(t)$ a variační koeficient $V_D(t)$ hloubky karbonatace $D(t)$

$$\mu_D(t) = 5t^{0,2} \text{ mm}, V_D(t) = 0,1t^{0,5}, \omega_D(t) = 0,2t^{0,2} \quad (7)$$

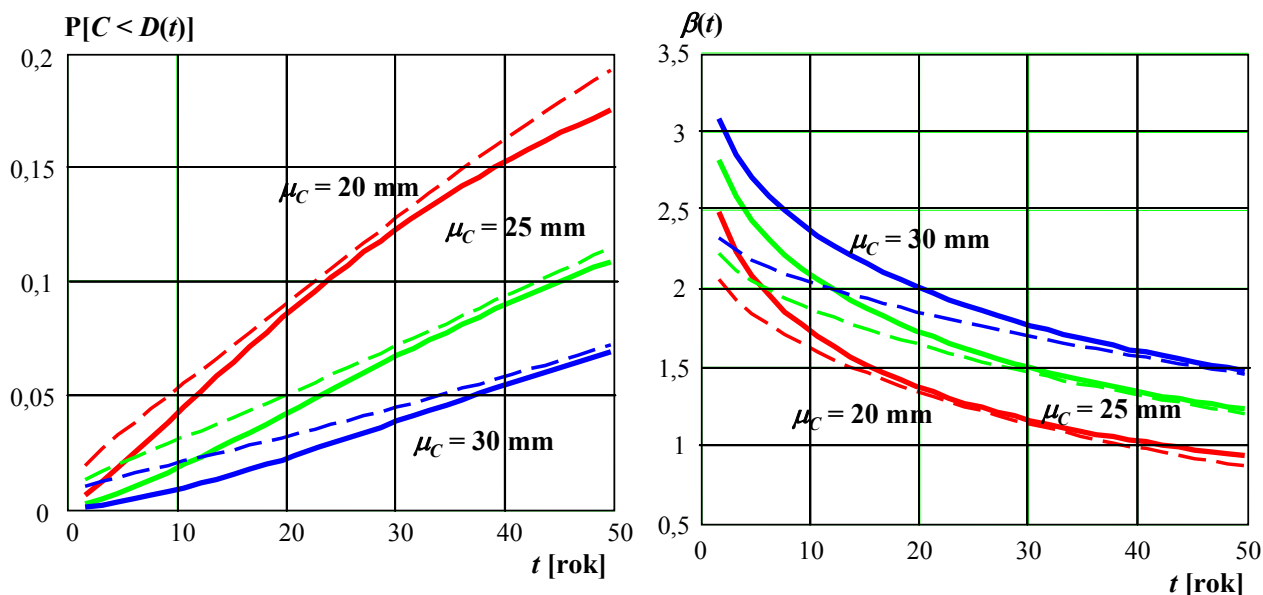
kde t je čas udaný v letech. Vhodným teoretickým modelem je Gamma rozdělení [14].

Pro časově nezávislou tloušťku krycí vrstvy C byly stanoveny tyto parametry

$$\mu_C = 20, 25 \text{ a } 30 \text{ mm}, V_C = 0,35, \omega_C = 0,35 \quad (8)$$

Vhodným teoretickým modelem se zdá tříparametrické lognormální rozdělení [14].

Pro uvedené teoretické modely a jejich parametry jsou pravděpodobnosti $P_f(t)$ stanovené ze vztahu (6) a odpovídající indexy spolehlivosti $\beta(t)$ (5) zachyceny na Obr. 3 plnou čarou. Poznamenáme, že v příloze A dokumentu [1] se pro obě veličiny $D(t)$ a C předpokládá normální rozdělení, které však poskytuje pouze první aproximaci. Výsledky pro normální rozdělení jsou uvedeny v Obr. 3 přerušovanou čarou.



Obr. 3. Pravděpodobnost $P_f(t)$ a index spolehlivosti $\beta(t)$ pro parametry uvedené v (7) a (8).

Obr. 3 umožňuje odhadnout životnost konstrukce t_{SP} definovanou rovnicí (4) na požadovanou (směrnou) pravděpodobnost P_{target} a průměr krycí vrstvy μ_C . Jestliže se například uvažuje pravděpodobnost $P_{target} = 0,1$, pak pro krycí vrstvu C s průměrem $\mu_C = 20$ mm lze životnost odhadnout jako $t_{SP} \sim 24$ let, zatímco pro průměr $\mu_C = 25$ mm vychází $t_{SP} \sim 45$ let. Z výsledků na Obr. 3 vyplývá, že zjednodušené modely založené na normálních rozděleních vedou v uvažovaném případě ke konzervativním odhadům pravděpodobnosti P_f . Zobecnění tohoto závěru by však mělo být založeno na větším počtu numerických studií.

Obr. 3 dále potvrzuje výsledky předchozích studií [12, 13], které ukazují, že odhad životnosti je významně závislý na modelech veličin C a $D(t)$ a na stanovené směrné hodnotě P_{target} . Klíčová otázka specifikace směrné úrovně spolehlivosti zůstává sice otevřená, ukazuje se však, že její řešení mohou v konkrétních případech usnadnit metody pravděpodobnostní optimalizace [12, 13, 14].

7 PRAVDĚPODOBNOSTNÍ OPTIMALIZACE

Celkové náklady na výstavbu a opravu konstrukce při vzniku poruchy (překročení mezního stavu) lze vyjádřit v závislosti na optimalizovaném průměru μ_C vztahem

$$C_{tot}(\mu_C, t, p) = C_0 + C_1 \mu_C + P_f(\mu_C, t) C_f / (1 + p^t) \quad (9)$$

kde C_0 označuje počáteční náklady nezávislé na μ_C , C_1 náklady na jednotku průměru μ_C , C_f náklady vyvolané poruchou trvanlivosti a p diskontní sazbu. Normalizované celkové náklady se uvažují podle vztahu

$$\kappa_{tot}(\mu_C, t, p) = [C_{tot}(\mu_C, t, p) - C_0] / C_1 = \mu_C + P_f(\mu_C, t) C_f / [(1 + p^t) C_1] \quad (10)$$

Optimální hodnotu průměru lze stanovit ze vztahu

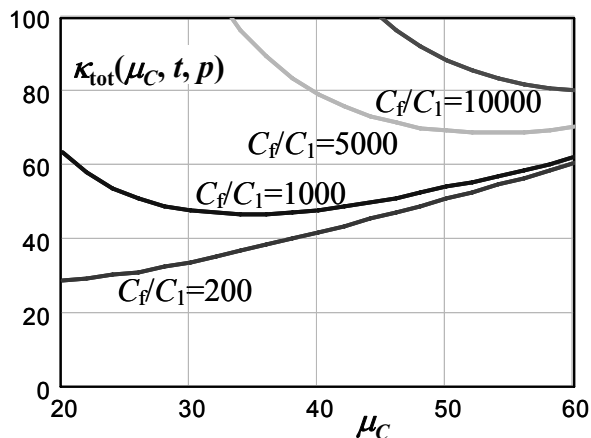
$$\frac{\partial \kappa_{tot}(\mu_R, t, p)}{\partial \mu_R} = 0, \quad (11)$$

který vzhledem k rovnici (10) vede ke vztahu

$$\frac{\partial P_f(\mu_R, t)}{\partial \mu_R} = - \frac{(1 + p^t) C_1}{C_f} \quad (12)$$

V praktickém oboru průměru μ_C od 20 do 60 mm nemusí však mít rovnice (12) řešení a minimum celkových nákladů nemusí vůbec nastat.

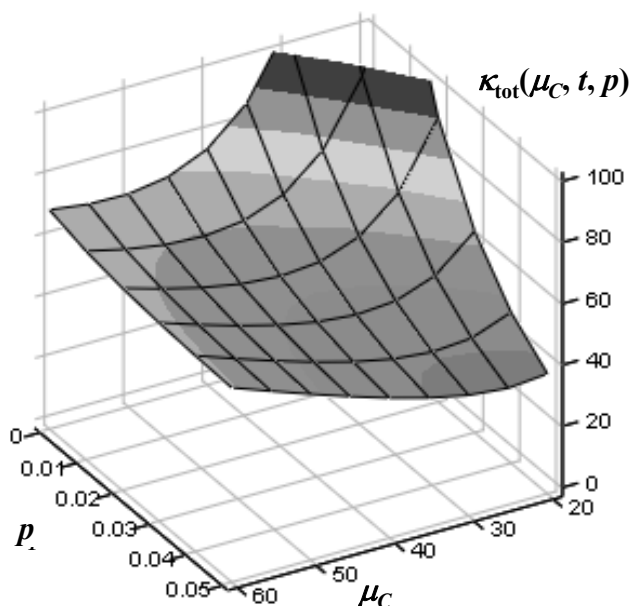
V případě mezního stavu trvanlivosti popsaném v předchozím oddílu jsou normalizované celkové náklady (10) zachyceny na Obr. 4 pro návrhovou životnost $t = 50$ let a diskontní sazbu $p = 0,03$.



Obr. 4. Celkové normalizované náklady $\kappa_{tot}(\mu_C, t, p)$ pro $t = 50$ let a $p = 0,03$.

Je zřejmé, že se vzrůstajícím poměrem nákladů C_f/C_1 optimální hodnota průměru μ_C vzrůstá. Pro $C_f/C_1 = 200$ je optimum μ_C asi 18 mm (teoretické minimum je tedy menší než 20 mm), pro $C_f/C_1 = 1000$ vychází optimální hodnota $\mu_C \sim 34$ mm.

Interaktivní závislost celkových nákladů na μ_C a p je zachycena na Obr. 5 pro cenový poměr $C_f/C_1 = 1000$, $t = 50$ let.



Obr. 5. Celkové normalizované náklady $\kappa_{tot}(\mu_C, t, p)$ pro poměr $C_f/C_1 = 1000$, $t = 50$ let.

Obr. 5 ukazuje, že diskontní sazba p může výrazně ovlivnit celkové náklady i optimální hodnotu průměru μ_C . Obecně platí, že s rostoucí diskontní sazbou p celkové náklady a optimální průměr μ_C klesají.

8 ČASOVĚ ZÁVISLÁ SPOLEHLIVOST EXISTUJÍCÍCH KONSTRUKCÍ

Předchozí oddíly naznačují postup hodnocení trvanlivosti existujících stavebních konstrukcí v souladu s principy mezinárodního dokumentu ISO 13823 [1]. Překročení mezního stavu trvanlivosti např. u karbonatace betonu však nemusí znamenat změnu nosné způsobilosti konstrukce. Snižování odolnosti konstrukce nebo prvku $R(t)$ může nastat až působením koroze výztuže. Zásady hodnocení spolehlivosti nebo zbytkové životnosti existujících konstrukcí v případě časové proměnnosti odolnosti $R(t)$ a kombinovaného účinku zatížení $S(t)$ uvádí příloha E Hodnocení časově závislé spolehlivosti dokumentu ČSN ISO 13822 [2].

Pokud je odolnost konstantní $R(t) = R_0$ (R_0 označuje počáteční odolnost) a časově závislé je pouze zatížení $S(t)$, lze při hodnocení spolehlivosti použít metodu popsanou v ISO 2394 [3] nebo v dokumentu [16]. V případě, že se odolnost $R(t)$ v čase snižuje a zatížení je časově nezávislé $S(t) = S$, mohou se při hodnocení spolehlivosti uvážit charakteristiky odolnosti odpovídající konci životnosti konstrukce, $R(t_D)$. Pokud jsou jak odolnost $R(t)$, tak zatížení $S(t)$ proměnné v čase, vyžaduje hodnocení spolehlivosti postup naznačený v příloze E ČSN ISO 13822 [2], který je dále podrobně popsán.

Uvažujme, že v souladu s článkem E.3.5 [2] lze časově závislou odolnost popsat vztahem $R(t) = R_0 g(t)$, kde $g(t)$ je funkce degradace definovaná jako zlomek odolnosti v čase t a počáteční odolnosti. V případě karbonatace a následné koroze betonového nosníku lze v některých případech zjednodušeně uvažovat, že během karbonatace, $t \in (0, t_{\text{start}})$, zůstává odolnost R konstantní $R(t) = R_0$.

Pokud hloubka karbonatace $D(t)$ překročí tloušťku krycí vrstvy C , začne s pravděpodobností p koroze výztuže. Odolnost betonového nosníku následně vlivem koroze klesá. Pokud v čase t_{start} začne působit koroze, pak pro funkci degradace platí

$$g(t) = \begin{cases} 1 & \dots t \in (0, t_{\text{start}}) \\ \gamma(\tau) = \gamma(t - t_{\text{start}}) & \dots \tau \in (0, t_D - t_{\text{start}}), t \in (t_{\text{start}}, t_D) \end{cases} \quad (13)$$

kde $\gamma(\tau)$ je funkce degradace s uvážením vlivu koroze a τ je doba od počátku koroze. Pokud koroze v čase τ působit nezačne, pak je odolnost $R(t)$ časově nezávislá

$$g(t) = 1 \quad \dots t \in (0, t_D) \quad (14)$$

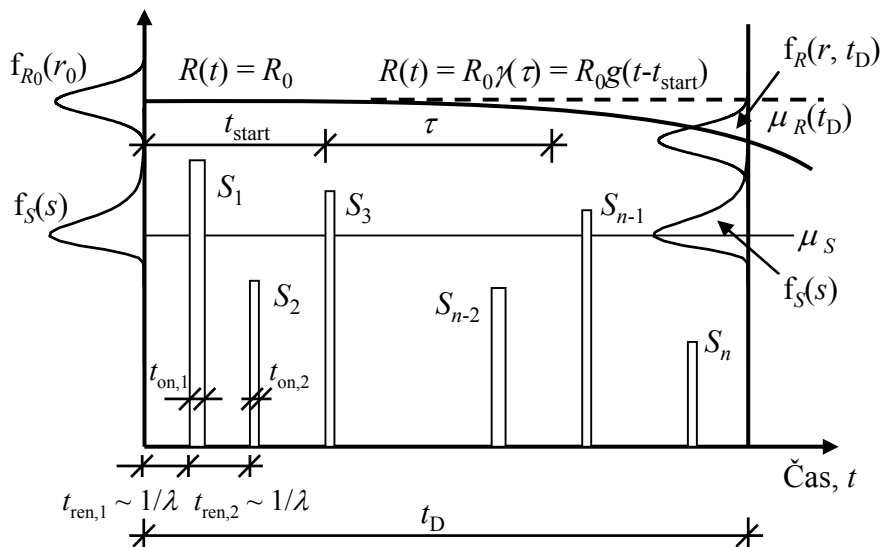
Pro modelování degradace vlivem koroze je v literatuře dostupné velké množství modelů, viz např. [17] a [18]. Obvykle se rozlišuje obecná (rovnoměrná) koroze a lokální koroze.

Dále uvažujme, že v souladu s odstavcem E.3.5 [2] lze průběh intenzity zatížení konstrukce nebo prvku popsat stacionárním a ergodickým stupňovitým procesem s následujícími vlastnostmi [21]:

- interval mezi opakovanými výskyty zatížení (počátky zatěžovacích pulzů) T_{ren} je popsán exponenciálním rozdělením s parametrem λ se známou hustotou pravděpodobnosti $f_{T_{\text{ren}}}(t) = \lambda e^{-\lambda t}$, distribuční funkcí $F_{T_{\text{ren}}}(t) = 1 - e^{-\lambda t}$ a s očekávanou (průměrnou) hodnotou $E[T_{\text{ren}}] = 1/\lambda$,
- pulz zatížení začíná vždy na začátku intervalu T_{ren} a jeho trvání je popsáno náhodnou veličinou $T_{\text{on}} \leq T_{\text{ren}}$. V dalším textu se předpokládá, že zatěžovací pulzy jsou relativně krátké v porovnání s intervaly T_{ren} , $E[T_{\text{on}}] \ll E[T_{\text{ren}}]$,
- intenzity zatížení S v jednotlivých intervalech T_{ren} jsou vzájemně nezávislé náhodné veličiny s hustotou pravděpodobnosti $f_S(s)$ a distribuční funkcí $F_S(s)$,
- intenzita zatížení zůstává během pulzu konstantní.

Řada počátků zatěžovacích pulzů tvoří tzv. Poissonův proces [21] s intenzitou λ . Poznamenejme, že v literatuře se často pro intenzitu používá symbol κ , v dalším textu je však v souladu s ČSN ISO 13822 [2] používán symbol λ . V článku E.3.5 [2] je parametr λ označen jako průměrná četnost výskytu. Parametr λ tedy udává průměrný (nebo očekávaný) počet výskytů zatížení vztažených k jednotce času, např. 10 výskytů za rok.

Na Obr. 6, který je částečně převzatý z ČSN ISO 13822 [2], jsou v souladu s uvedenými předpoklady schematicky znázorněny odolnost konstrukce a průběh zatížení v závislosti na čase.



Obr. 6. Odolnost a zatížení konstrukce v závislosti na čase.

Pro tento případ uvádí ČSN ISO 13822 [2] následující výraz pro pravděpodobnost poruchy $P_f(0, t_D)$ vztažené k návrhové životnosti t_D

$$P_f(0, t_D) = 1 - E_R \left[\exp \left\langle -\lambda t_D \left\{ 1 - \frac{1}{t_D} \int_0^{t_D} F_S[r \cdot g(t)] dt \right\} \right\rangle \right] \quad (15)$$

kde $E_R(\cdot)$ označuje průměr veličiny $\int_R (\cdot) f_R(r) dr$. Pravděpodobnost poruchy $P_f(0, t_D)$ označuje

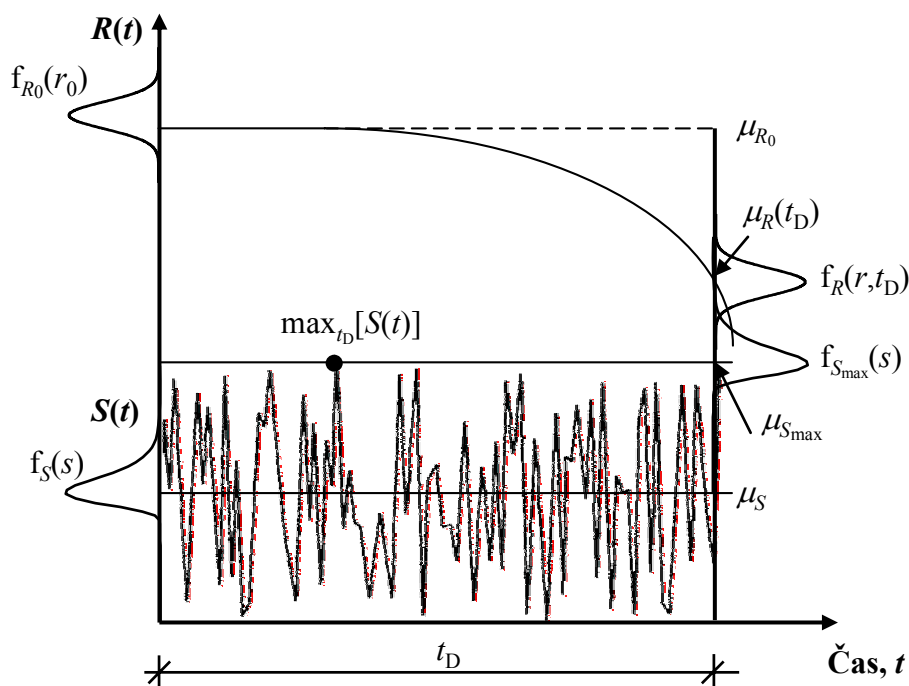
pravděpodobnost, že pro alespoň jedno $t^* \in (0, t_D)$ platí $R(t^*) < S(t^*)$. V analogii s (2) se pravděpodobnost $P_f(0, t_D)$ porovná se směrnou hodnotou pravděpodobnosti P_{target} stanovenou s ohledem na navrhovanou životnost t_D .

Vztah (15) platí za následujících předpokladů:

- odolnost se mění v čase „pomalu“,
- pravděpodobnost, že $R(t)$ je menší než 0, je zanedbatelná, $P[R(t) < 0] \sim 0$.

Poznamenejme, že uvažovaný model zatížení s krátkými pulzy má popisovat celkový účinek zatížení zahrnující vlivy stálých i proměnných zatížení. Pokud mají stálá zatížení významný vliv na spolehlivost konstrukce, vede vztah (15) ke konzervativnímu odhadu pravděpodobnosti $P_f(0, t_D)$. V tomto případě lze přesnější odhad $P_f(0, t_D)$ získat úpravou vztahu (15) s využitím popsaného modelu pro účinek proměnných zatížení. Stálá zatížení by pak byla modelována časově nezávislou náhodnou veličinou, případně veličinami.

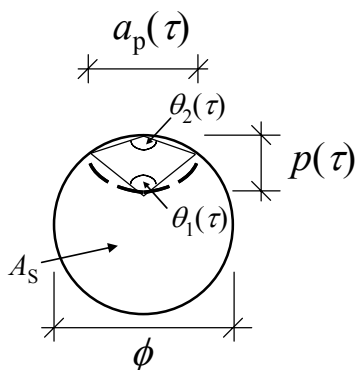
Pokud se odolnost snižuje rychle, může být dostatečně přesně nahradit časově závislý problém problémem časově nezávislým, ve kterém je během referenčního období $(0, t_D)$ intenzita zatížení reprezentovaná svou maximální hodnotou $\max_{t_D}[S(t)]$ a odolnost svou minimální hodnotou $R(t_D)$. Situaci naznačuje Obr. 7.



Obr. 7 [2]. Rychle se měnící odolnost.

9 MODEL PRO KOROZI VÝZTUŽE

V následující ukázce použití vztahu (15) se uvažuje při stanovení funkce degradace $g(t)$ jednoduchý model pro lokální korozi převzatý z [19] a [20]. Obr. 8 [20] schematicky naznačuje řez profilem výztuže a veličiny popisující průběh lokální koroze v čase.



Obr. 8 [20]. Řez profilem výztuže vystaveného lokální korozi.

V Obr. 8 $p(\tau)$ označuje hloubku a $a_p(\tau)$ šířku zkorodované vrstvy, ϕ profil výztuže, $\theta_1(\tau)$ a $\theta_2(\tau)$ příslušné úhly a A_S je celková plocha profilu vystaveného účinkům koroze.

Podle [22] lze hloubku zkorodované vrstvy určit ze vztahu

$$p(\tau) [\text{mm}] = 0.0116 i_{\text{corr}} R_{\text{corr}} \tau \quad (16)$$

kde $i_{\text{corr}} [\mu\text{A}/\text{cm}^2]$ je velikost elektrického proudu při korozi (corrosion current), $R_{\text{corr}} [-]$ koeficient koroze a τ doba od počátku koroze zadaná v letech. U lokální koroze se obvykle uvádí hodnoty $i_{\text{corr}} = 3 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ [20] a R_{corr} až do 8 [18], [20]. Předpokládejme dále lineární závislost

mezi plochou nosné výztuže a odolností průřezu, prvku nebo konstrukce. Pro tento model platí [20]

$$\gamma(\tau) = \begin{cases} 1 - \frac{A_1(\tau) + A_2(\tau)}{A_s} \dots p(\tau) \leq \frac{\phi}{\sqrt{2}} \\ \frac{A_1(\tau) - A_2(\tau)}{A_s} \dots \frac{\phi}{\sqrt{2}} < p(\tau) \leq \phi \\ 0 \dots p(\tau) > \phi \end{cases} \quad (17)$$

Pomocné plochy $A_1(\tau)$ a $A_2(\tau)$ v (17) lze určit jako

$$\begin{aligned} A_1(\tau) &= \frac{1}{2} \left[\theta_1(\tau) \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 - a_p(\tau) \left(\frac{\phi}{2} - \frac{p(\tau)^2}{\phi} \right) \right] \\ A_2(\tau) &= \frac{1}{2} \left[\theta_2(\tau) p(\tau) - a_p(\tau) \frac{p(\tau)^2}{\phi} \right] \end{aligned} \quad (18)$$

Pro šířku zkorodované vrstvy $a_p(\tau)$ a úhly $\theta_1(\tau)$ a $\theta_2(\tau)$ platí

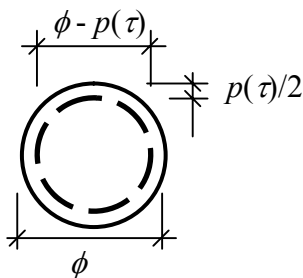
$$\begin{aligned} a_p(\tau) &= 2p(\tau) \sqrt{1 - \left[\frac{p(\tau)}{\phi} \right]^2} \\ \theta_1(\tau) &= 2 \arcsin \left[\frac{a_p(\tau)}{\phi} \right] \\ \theta_2(\tau) &= 2 \arcsin \left[\frac{a_p(\tau)}{2p(\tau)} \right] \end{aligned} \quad (19)$$

Jak je uvedeno v předchozím textu, v literatuře lze nalézt velké množství modelů popisujících korozi výztuže. Pro naznačení vlivu volby jednotlivých modelů uvažujme následující alternativy:

Alt. 1: model lokální koroze podle [20] s parametry $i_{\text{corr}} = 3 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ a $R_{\text{corr}} = 5$,

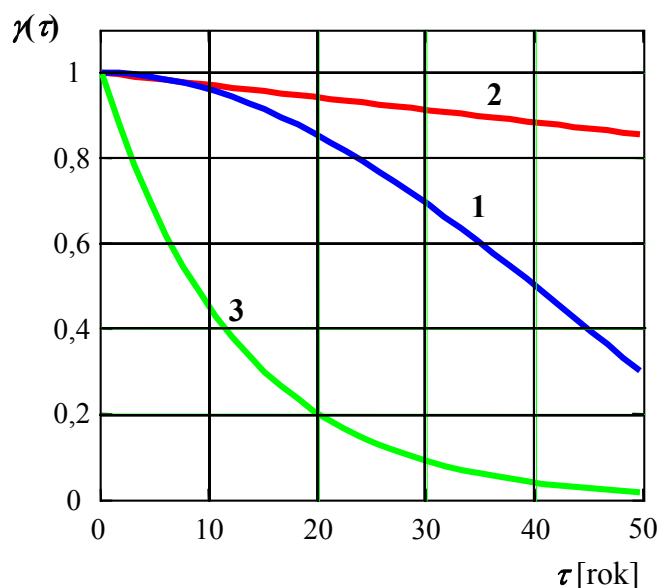
Alt. 2: model obecné (rovnoměrné) koroze podle [20] s parametry $i_{\text{corr}} = 1,5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ a $R_{\text{corr}} = 2$,

Alt. 3: zjednodušená degradační funkce $\gamma(\tau) = e^{-k_T \tau}$ použitá v [23] s uvážením hodnoty součinitele $k_T = 0,08$.



Obr. 9. Řez profilem výztuže vystaveného obecné korozi.

Hloubka zkorodované vrstvy $p(\tau)$ při obecné korozi se určí ze vztahu (16). Obr. 10 naznačuje funkci degradace v závislosti na době od počátku koroze τ pro modely 1 až 3.



Obr. 10. Funkce degradace pro modely 1 až 3.

Z Obr. 10 vyplývá, že funkce degradace významně závisí na zvoleném modelu. U modelu 1 klesá odolnost konstrukce přibližně rovnoměrně a po 50 letech uvažuje dosahuje 0,3-násobku počáteční odolnosti R_0 . Model 2 vede k významně nižší redukci, po 50 letech přibližně platí $R(50) \sim 0,85R_0$. U modelu 3 založeném na exponenciální funkci klesá odolnost již během prvních 10 let o více než 50 %.

Průběh funkce degradace $\gamma(\tau)$ je značně ovlivněn také vstupními parametry jednotlivých modelů. Proto je nutné všechny numerické výsledky v této kapitole brát jako indikativní. Zobecnění naznačených závěrů by mělo být založeno na dalších parametrických studiích s využitím zpřesněných modelů jednotlivých veličin. Poznamenejme zároveň, že jednotlivé vstupní parametry mohou být modelovány jako náhodné veličiny, jak naznačuje např. [20]. V následujících numerických příkladech se uvažuje pouze model 1 (lokální koroze).

10 NUMERICKÝ PŘÍKLAD: VLIV LOKÁLNÍ KOROZE NA SPOLEHLIVOST KONSTRUKČNÍHO PRVKU

V tomto oddíle se předpokládá, že koroze působí od počátku sledovaného období s pravděpodobností $p = 1$. Odolnost konstrukčního prvku $R(\tau)$ je popsána součinem počáteční náhodné odolnosti R_0 a funkce degradace pro lokální korozi $\gamma(t)$ podle předchozího oddílu ($i_{\text{corr}} = 3 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, $R_{\text{corr}} = 5$, $\phi = 12 \text{ mm}$). Odolnost může představovat např. moment únosnosti v kritickém průřezu. Celkový účinek zatížení $S(t)$ zahrnuje kombinovaný účinek od stálých a proměnných zatížení. Pravděpodobnostní modely odolnosti konstrukce $R(\tau)$ a kombinovaného účinku zatížení $S(t)$ jsou uvedeny v Tab. 2.

Tab. 2. Pravděpodobnostní modely počáteční odolnosti R_0 a účinku zatížení $S(t)$.

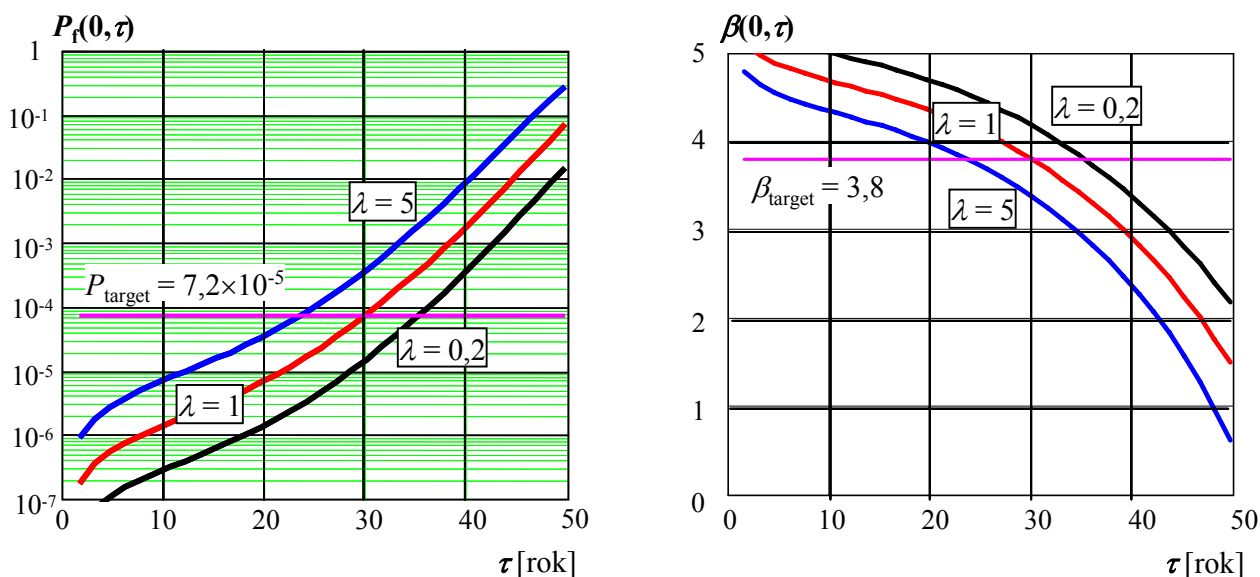
Veličina	Symbol X	Rozdělení pravděpodobností	Průměr μ_X	Variační koeficient V_X	Počet výskytů zatížení λ [1/rok]
Počáteční odolnost	R_0	lognormální s počátkem v „0“	1	0,125	-
Účinek zatížení	$S(t)$	Gumbelovo (max. hodnoty)	0,15	0,4	1 (0,2; 5)

Pro zjednodušení se předpokládá, že pravděpodobnostní modely R_0 a $S(t)$ v Tab. 2 již zahrnují vliv modelových nejistot [24]. Podrobnosti ke zvoleným rozdělením pravděpodobností lze nalézt např. ve skriptech [14].

V uvažovaném případě lze vztah (15) pro pravděpodobnost poruchy $P_f(0, t_D)$ přepsat jako

$$P_f(0, t_D) = 1 - E_R \left[\exp \left\langle -\lambda t_D \left\{ 1 - \frac{1}{t_D} \int_0^{t_D} F_S[r \cdot \gamma(\tau)] d\tau \right\} \right\rangle \right] \quad (20)$$

Stanovení pravděpodobnosti poruchy ze vztahu (20) je provedeno v softwarovém produktu Mathcad [25] s využitím numerické integrace založené na Simpsonově pravidle, [26, 27]. Obr. 11 naznačuje závislost pravděpodobnosti poruchy $P_f(0, t_D)$ (20) a indexu spolehlivosti $\beta(0, t_D)$ (5) na době od počátku koroze τ .

Obr. 11. Pravděpodobnost poruchy $P_f(0, t_D)$ a index spolehlivosti $\beta(0, t_D)$.

Obr. 11 naznačuje, že koroze má významný vliv na spolehlivost vyšetřovaného prvku a je nezbytné ji uvažovat při rozboru spolehlivosti. U prvku s vysokou počáteční spolehlivostí ($\beta(0;0) > 5$) klesne významně po 50 letech index spolehlivosti ($\beta(0;50) < 2$). Obr. 11 ukazuje, že s rostoucí hodnotou parametru λ stoupá pravděpodobnost poruchy a klesá index spolehlivosti. Poznamenejme, že $\lambda = 1$ se často používá pro klimatická zatížení a krátkodobou složku užitého zatížení (výskyt extrémních hodnot ročně), zatímco $\lambda = 0,2$ platí obvykle pro dlouhodobou složku užitého zatížení (změny intenzity zatížení přibližně v intervalu 5 let).

11 NUMERICKÝ PŘÍKLAD: ROZBOR SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKČNÍHO PRVKU S UVÁŽENÍM VLIVU KARBONATACE A KOROZE

Příklad v předchozím oddíle je zaměřen na rozbor spolehlivosti prvku za předpokladu, že koroze začne působit v čase $t = 0$. V tomto oddíle se předpokládá, že konstrukční prvek je nejprve vystaven nepříznivým vlivům způsobujícím karbonataci a následně může s pravděpodobností p začít koroze. Pravděpodobnostní modely použité v numerickém příkladu jsou shrnuty v Tab. 3.

Tab. 3. Pravděpodobnostní modely základních veličin.

Veličina	Symbol X	Rozdělení pravděpodobností	Průměr μ_X	Variační koeficient V_X	Šikmost ω_X
Krycí vrstva	C	Beta	20 mm	0,35	0,35
Hloubka karbonatace	$D(t)$	Gamma	$5t^{0,2}$ [mm] ¹	$0,1t^{0,5}$	$2V_D(t)$
Průměr výztuže	ϕ	deterministické	12 [mm]	-	-
Proud při korozi	i_{corr}	deterministické	3 [μA/cm ²]	-	-
Koeficient koroze	R_{corr}	deterministické	5	-	-
Pravděpodobnost vzniku koroze při $C < D(t)$	p	deterministické	0,5	-	-
Počáteční odolnost	R_0	lognormální s počátkem v „0“	1	0,125	$3V_R + V_R^3$
Účinek zatížení	$S(t)$	Gumbelovo (max. hodnoty)	0,15	0,4	1,14

Pro zjednodušení se předpokládá, že pravděpodobnostní modely C , $D(t)$, R_0 a $S(t)$ v Tab. 3 zahrnují vliv modelových nejistot. Během karbonatace se odolnost nemění $R(t) = R_0$.

Čas t_{start} (viz Obr. 6), kdy hloubka karbonatace $D(t)$ překročí tloušťku krycí vrstvy C , je náhodná veličina. Pokud je $D(t)$ funkce rostoucí v čase (7), pak pro distribuční funkci počátku koroze $F_{t_{\text{start}}}(t)$ platí

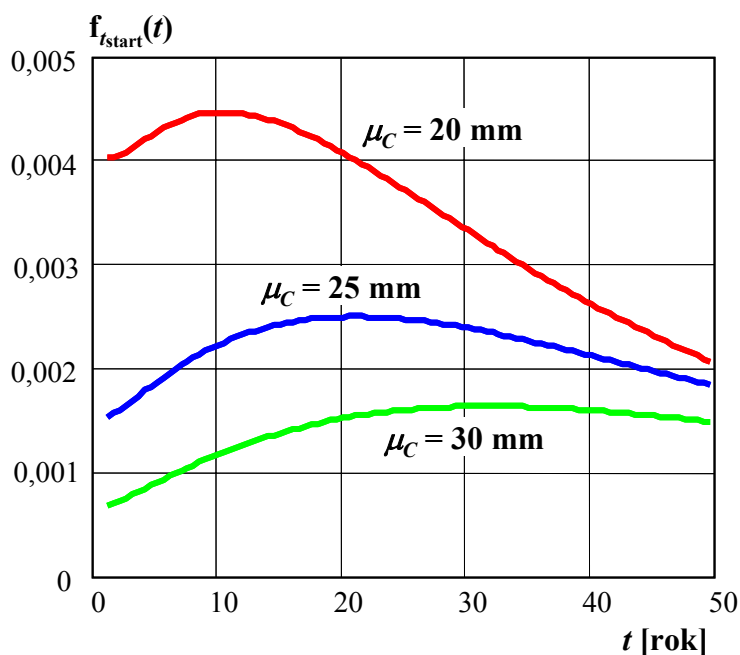
$$F_{t_{\text{start}}}(t) = P[t_{\text{start}} < t] = P[C < D(t)] \dots t \in \langle 0, t_D \rangle \quad (21)$$

Distribuční funkce $F_{t_{\text{start}}}(t)$ se proto v tomto případě stanoví přímo ze vztahu (6). Její průběh je znázorněn v levé části Obr. 3. Hustotu pravděpodobnosti možného počátku koroze $f_{t_{\text{start}}}(t)$ lze získat derivací distribuční funkce (21)

$$f_{t_{\text{start}}}(t) = P[t < t_{\text{start}} < t + dt] = d/dt\{P[C < D(t)]\} \dots t \in (0, t_D) \quad (22)$$

V uvažovaném případě platí, že $F_{t_{\text{start}}}(0) = 0$ a zároveň $f_{t_{\text{start}}}(0) = 0$. Obr. 12 naznačuje hustotu pravděpodobnosti $f_{t_{\text{start}}}(t)$ stanovenou numericky z (22) s využitím softwaru Mathcad [25].

¹ Čas se dosazuje v letech.



Obr. 12. Hustota pravděpodobnosti počátku koroze $f_{t_{\text{start}}}(t)$.

Obr. 12 naznačuje, že s klesajícím průměrem krycí vrstvy μ_C vzrůstá pravděpodobnost, že dojde k depasivaci výztuže dříve. Zdá se však, že přibližně po 50 letech je již vliv μ_C na přírůstek pravděpodobnosti poruchy poměrně malý.

Při výpočtu pravděpodobnosti poruchy $P_f(0, t_D)$ ze vztahu (15) se uvažují následující jevy:

1 - Doba možného počátku koroze t_{start} je větší nebo rovna návrhové době životnosti t_D . Pravděpodobnost tohoto jevu je $P(t_{\text{start}} \geq t_D) = 1 - F_{t_{\text{start}}}(t_D)$. V tomto případě koroze ve sledovaném období $(0, t_D)$ nezačne, pro funkci degradace platí $g(t) = 1$ a pravděpodobnost poruchy se získá úpravou vztahu (15)

$$P_f(0, t_D | k = 0) = 1 - E_{R_0} \langle \exp \{ -\lambda t_D [1 - F_S(r_0)] \} \rangle \quad (23)$$

kde k je pomocná veličina. Stav bez vlivu koroze je označen $k = 0$ a stav s probíhající korozi $k = 1$.

2 - Doba možného počátku koroze t_{start} je menší než návrhová doba životnosti t_D s pravděpodobností $P(t_{\text{start}} < t_D) = F_{t_{\text{start}}}(t_D)$. V tomto případě koroze ve sledovaném období $(0, t_D)$ nezačne s pravděpodobností $(1 - p)$, viz oddíl 8. Pravděpodobnost poruchy se opět stanoví ze vztahu (23).

3 - Doba možného počátku koroze t_{start} je menší než návrhová doba životnosti t_D a s pravděpodobností p začne koroze. Pravděpodobnost poruchy $P_f(0, t_D | k = 1, t_{\text{start}})$ pro určitou hodnotu t_{start} ($0 < t_{\text{start}} < t_D$) následně vyplývá ze vztahů (20) a (23)

$$P_f(0, t_D | k = 1, t_{\text{start}}) = 1 - E_{R_0} \left[\exp \left(-\lambda t_D \left\langle 1 - \frac{1}{t_D} \int_0^{t_D} F_S[r_0 \cdot g(t)] dt \right\rangle \right) \right] =$$

$$1 - E_{R_0} \left[\exp \left(-\lambda t_D \left\langle 1 - \frac{1}{t_D} \left\{ t_{\text{start}} F_S(r_0) + \int_0^{t_D - t_{\text{start}}} F_S[r_0 \cdot \gamma(\tau)] d\tau \right\} \right\rangle \right) \right] \quad (24)$$

kde $\gamma(\tau)$ se stanoví v souladu s (17). Pravděpodobnost poruchy pro libovolné t_{start} ($0 < t_{\text{start}} < t_D$) se vypočte integrací

$$P_f(0, t_D | k = 1) = \int_0^{t_D} P_f(0, t_D | k = 1, t_{\text{start}}) f_{t_{\text{start}}}(t) dt \quad (25)$$

Pravděpodobnost poruchy $P_f(0, t_D)$ se získá součtem pravděpodobností přes vzájemně se vylučující jevy 1 až 3

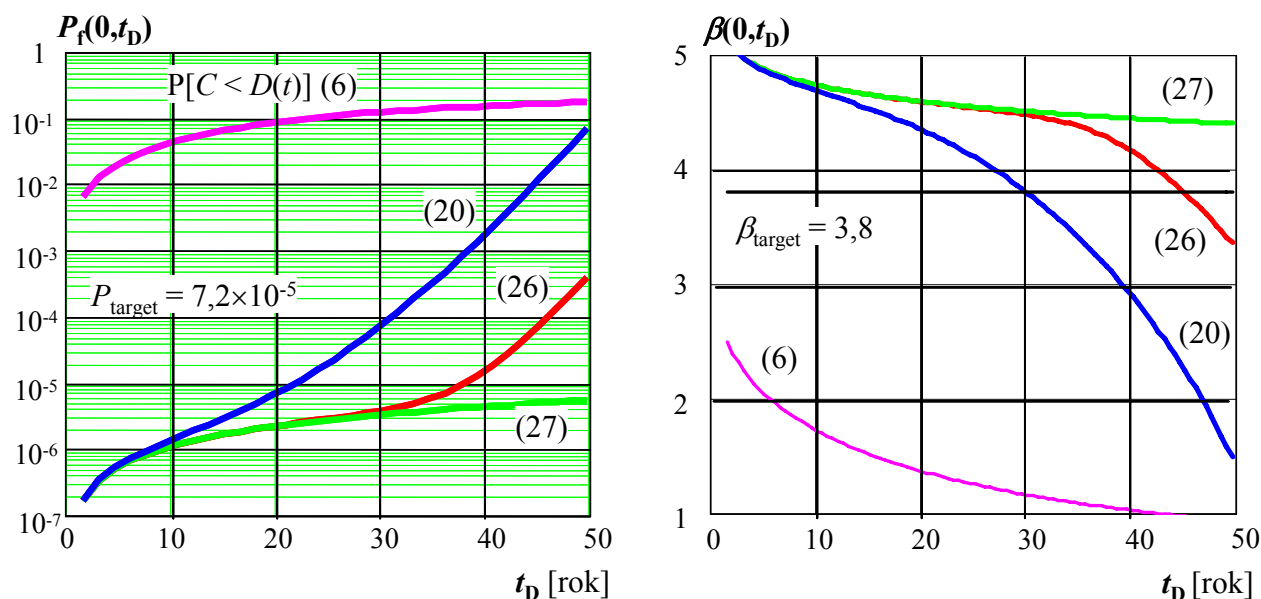
$$P_f(0, t_D) = [1 - p F_{t_{\text{start}}}(t_d)] [1 - E_{R_0} \langle \exp \{ -\lambda t_D [1 - F_S(r_0)] \} \rangle] + \\ p \int_0^{t_D} \left\{ 1 - E_{R_0} \left[\exp \left(-\lambda t_D \left\langle 1 - \frac{1}{t_D} \left\{ t_{\text{start}} F_S(r_0) + \int_0^{t_D - t_{\text{start}}} F_S[r_0 \cdot \gamma(\tau)] d\tau \right\} \right\rangle \right) \right] \right\} f_{t_{\text{start}}}(t) dt \quad (26)$$

V analogii se vztahem (23) lze jednoduchou dolní mez pro pravděpodobnost (26) získat za předpokladu, že vliv koroze je zcela zanedbán

$$P_f(0, t_D) \leq 1 - E_{R_0} \langle \exp \{ -\lambda t_D [1 - F_S(r)] \} \rangle \quad (27)$$

Horní mez pravděpodobnosti (26) je možné stanovit na základě vztahu (20), tj. pro případ, kdy koroze začne v čase $t = 0$ s pravděpodobností $p = 1$. Poznamenejme, že vztahy (20) a (27) nemusí v případech s „vysokou“ pravděpodobností poruchy ($P_f(0, t_D) > 0,1$) poskytovat horní a dolní meze pravděpodobnosti poruchy (26). V praktických aplikacích rozboru časově závislé spolehlivosti je však vyšetřovaná pravděpodobnost $P_f(0, t_D)$ obvykle nižší.

Obr. 13 naznačuje pravděpodobnost poruchy $P_f(0, t_D)$ a index spolehlivosti $\beta(0, t_D)$ podle (20), (26) a (27) v závislosti na délce sledovaného období. Vodorovné čáry naznačují směrné hodnoty pravděpodobnosti poruchy a indexu spolehlivosti pro mezní stav únosnosti a návrhovou životnost $t_D = 50$ let. Pro porovnání jsou v Obr. 13 naznačeny pravděpodobnost depasivace výztuže $P[C < D(t)]$ a odpovídající index spolehlivosti podle vztahů (5) a (6).

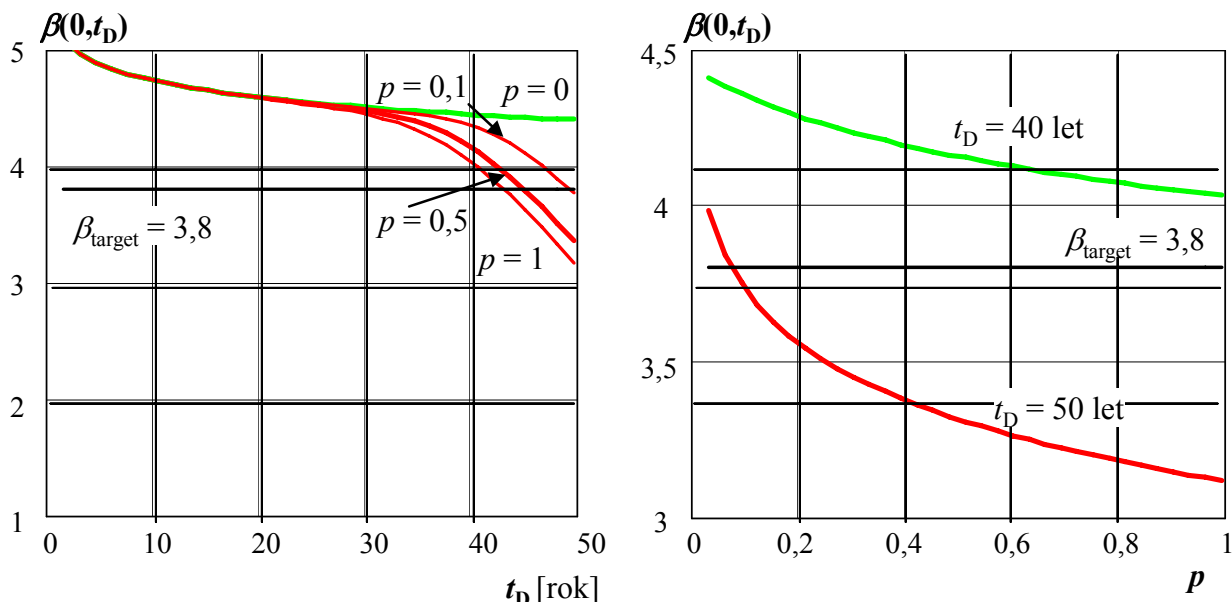


Obr. 13. Pravděpodobnost poruchy $P_f(0, t_D)$ a index spolehlivosti $\beta(0, t_D)$.

Obr. 13 naznačuje, že v uvažovaném příkladě se projeví vliv koroze na spolehlivost přibližně až po 30 letech ($\beta_{(26)}(0, t_D) \sim \beta_{(27)}(0, t_D) \sim 4,5$ až 5 pro $t_D \leq 30$ let). Pro životnosti nad 30 let se rozdíl mezi úrovní spolehlivosti podle (26) a (27) významně zvyšuje a pro $t_D = 50$ let je rozdíl v indexu spolehlivosti již větší než 1. Pro pravděpodobnostní modely z Tab. 3 se ukazuje, že při uvážení vlivu koroze vyšetřovaný prvek nesplňuje podmínku spolehlivosti $\beta_{(26)}(0; 50) = 3,3 < \beta_{\text{target}} = 3,8$, zatímco pokud je vliv koroze zanedbán, tak je podmínka spolehlivosti splněna $\beta_{(27)}(0; 50) = 4,4 > \beta_{\text{target}} = 3,8$.

Vztah (20) vede pro $t_D > 20$ let k příliš konzervativním odhadům, např. pro $t_D = 50$ let klesá index spolehlivosti pod 2, $\beta_{(20)}(0;50) = 1,4$. Úroveň spolehlivosti pro mezní stav trvanlivosti podle vztahu (6) je významně nižší než pro mezní stav únosnosti (26).

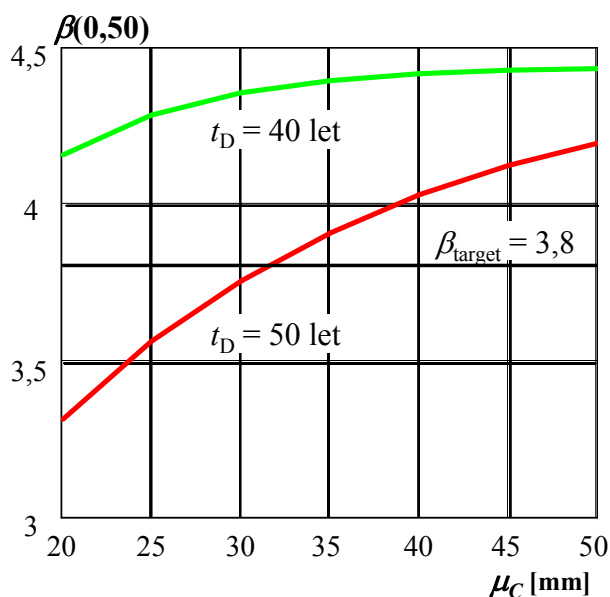
Spolehlivost prvku s uvažováním vlivu koroze může být významně ovlivněna modely základních veličin uvedených v Tab. 3. Obr. 14 naznačuje vliv pravděpodobnosti p , že koroze začne v čase t_{start} ($C < D(t_{\text{start}})$), na index spolehlivosti podle (26). Levá část znázorňuje změnu indexu spolehlivosti v závislosti na čase pro $p = 0; 0,1; 0,5$ a 1. Pravá část obrázku naznačuje změny index spolehlivosti s měnící se pravděpodobností p pro $t_D = 40$ let a $t_D = 50$ let.



Obr. 14. Vliv pravděpodobnosti p na index spolehlivosti $\beta(0, t_D)$.

Obr. 14 ukazuje, že pravděpodobnost p ovlivňuje spolehlivost prvku až pro dobu životnosti delší než 40 let. Pro $t_D = 50$ let se index spolehlivosti (26) mění významně s $p \in (0;0,2)$, zatímco pro $p \in (0,2;1)$ index spolehlivosti klesá téměř lineárně od 3,5 do 3,1. Pro $t_D = 40$ let index spolehlivosti (26) mírně klesá od 4,4 do 4,0 pro $p \in (0;1)$.

Z předchozího rozboru je zřejmé, že časově závislá spolehlivost je ovlivněna dobou možného počátku koroze t_{start} závislé na krycí tloušťce betonu C a průběhu karbonatace. Při návrhu nových konstrukcí nebo při návrhu opravy existujících konstrukcí je často možné volit tloušťku krycí vrstvy μ_C . Obr. 15 ukazuje vliv průměru krycí vrstvy μ_C na index spolehlivosti podle (26) pro $t_D = 40$ let a $t_D = 50$ let.



Obr. 15. Vliv průměru krycí vrstvy μ_C na index spolehlivosti $\beta(0, t_D)$.

Z Obr. 15 je patrné, že pro $\mu_C \in (20 \text{ mm}; 50 \text{ mm})$ a $t_D = 50 \text{ let}$ index spolehlivosti roste od 3,3 do 4,2. Z hlediska spolehlivosti je optimální hodnota $\mu_C \sim 32 \text{ mm}$, pro kterou přibližně platí $\beta(0, t_D) \sim \beta_{\text{target}} = 3,8$. Pro $t_D = 40 \text{ let}$ již nemá μ_C významný vliv na index spolehlivosti, který pro $\mu_C \in (20 \text{ mm}; 50 \text{ mm})$ roste od 4,2 do 4,4.

Poznamenejme, že závěry získané z parametrických studií jsou pouze indikativní, protože úroveň spolehlivosti je významně závislá na:

- pravděpodobnostních modelech pro trvanlivost ($C, D(t)$),
- modelu koroze (obecná, lokální, popř. další druhy) a příslušných vstupních parametrech ($i_{\text{corr}}, R_{\text{corr}}$),
- pravděpodobnostních modelech počáteční odolnosti R_0 a účinku zatížení ($S(t), \lambda$).

12 ZÁVĚRY

Obecné zásady pravděpodobnostního ověřování trvanlivosti konstrukcí budou zanedlouho zakotveny v mezinárodním dokumentu ISO 13823, který se zavede do soustavy českých norem. Při rozbořech časově závislé spolehlivosti s uvažováním jevů nepříznivě ovlivňujících odolnost konstrukce, které mohou navazovat na ověřování trvanlivosti, lze uplatnit zásady ČSN ISO 13822 a především přílohy E Hodnocení existujících stavebních konstrukcí.

Ukazuje se, že při hodnocení časově závislé spolehlivosti existujících konstrukcí je nezbytné provést četná zjednodušení. Pro hodnocení obvyklých konstrukcí a jejich prvků vystavených běžným typům zatížení uvádí příloha E ISO 13822 vztah (15), který může být použit, pokud jsou splněny následující podmínky:

- odolnost se mění v čase „pomalu“,
- celkový účinek zatížení $S(t)$ lze popsat stupňovitým procesem s krátkými zatěžovacími pulzy.

Pokud mají stálá zatížení významný vliv na spolehlivost konstrukce, vede zjednodušení založené na procesu s krátkými zatěžovacími pulzy ke konzervativnímu odhadu pravděpodobnosti poruchy. Příloha E neřeší problém kombinace zatížení. Při větším počtu časově proměnných zatížení s významným vlivem na spolehlivost je nutné vztah (15) upravit.

Spolehlivost konstrukce je významně závislá na předpokládaném druhu koroze. Numerický příklad naznačuje, že při lokální korozi klesá odolnost rychleji než při obecné (rovnoměrné) korozi. Ukazuje se, že jednoduchou dolní mez pro pravděpodobnost poruchy lze získat za předpokladu, že vliv koroze je zcela zanedbán. Horní mez pravděpodobnosti poruchy lze stanovit za předpokladu, že koroze působí od počátku sledovaného období. Ukazuje se však, že tato mez vede k příliš konzervativním výsledkům.

Parametrické studie naznačují, že vliv koroze na spolehlivost se začíná v uvažovaném případě projevovat přibližně až po 30 letech. Pravděpodobnost p , že koroze začne v čase t_{start} ($C < D(t_{\text{start}})$), ovlivňuje spolehlivost až pro dobu životnosti delší než 40 let. Parametrickou studií lze stanovit např. optimální hodnotu průměru tloušťky krycí vrstvy.

Úroveň spolehlivosti je významně závislá na pravděpodobnostních modelech pro trvanlivost, na modelu koroze a na pravděpodobnostních modelech popisujících odolnost a účinek zatížení. Proto je nutné všechny numerické výsledky prezentované v této kapitole brát pouze jako indikativní. Zobecnění naznačených závěrů by mělo být založeno na dalších parametrických studiích s využitím zpřesněných modelů jednotlivých veličin.

Operativní uplatnění nových postupů v praxi je podmíněno dalším výzkumem zaměřeným zvláště na:

- výstižné fyzikální modely chování materiálů,
- věrohodné teoretické modely základních veličin.

Směrné hodnoty pravděpodobnosti poruchy u mezních stavů trvanlivosti je navíc nutné diferencovat podle druhu mezního stavu, následků poruchy a nákladů potřebných ke zvýšení spolehlivosti. Racionální podklady pro stanovení směrné úrovně trvanlivosti mohou poskytnout metody pravděpodobnostní optimalizace.

LITERATURA

- [1] ISO 13823 General Principles on the Design of Structures for Durability. ISO TC98/SC2, Draft 10. 2006.
- [2] ČSN ISO 13822 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, ČNI 2005
- [3] ISO 2394 General principles on reliability for structures. ISO 1998.
- [4] ISO 19338 Performance and assessment requirements for design on structural concrete. 2003.
- [5] EN 1990 Eurocode – Basis of structural design. CEN 2002.
- [6] CEB Bulletin d' Information No. 238 New Approach to Durability Design. An example for carbonation induced corrosion. (1997).
- [7] RILEM REPORT 14 Durability Design of Concrete Structures, Edited by Sarja A. and Vesikari E., E & FN SPON, London (1997).
- [8] Fib TG 5.6: Model Code for Service Life Design (SLD), working materials, 2004.
- [9] Sarja, E. Vesikari, eds.: Durability design of concrete structures. *RILEM Report Series 14, E&FN Spon*, vol.VI, 1997, ss. 165
- [10] T. Norami: Service life design. *Construction and Building Materials*, vol.10, no 5, 1996, 403-406
- [11] Kasami, H., Izumi, I., Tomosawa, F. and Fukushi, I.: Carbonation of concrete and corrosion of reinforcement in reinforced concrete, Proc. of First Australia-Japan Coordinated Workshop on Durability of Reinforced Concrete, Building Research Institute, Japan, C4, pp.1-13, October 1986.
- [12] Holický M. and Mihashi H.: Stochastic Optimisation of Concrete Cover Exposed to Carbonation. In: R.E. Melchers & Mark G. Steward (ed.), *Application of Statistics and Probability*. A. A. Balkema Rotterdam (2000), pp. 279-284.

- [13] Holický M. and Holická N.: Probabilistic optimisation of concrete cover exposed to carbonation. Proc. of the International RILEM-JCI Seminár. pp. 384-393. RILEM 2006.
- [14] Holický M. a Marková J.: Základy Teorie spolehlivosti a hodnocení rizik. Skripta ČVUT. Vydavatelství ČVUT, 2005.
- [15] ČSN 73 0038 Navrhování a posuzování stavebních konstrukcí při přestavbách, ČSN, 1986
- [16] Joint Committee on Structural safety, Background Documentation, Eurocode 1 (ENV 1991) – Part 1: Basis of design (Sdružená komise pro bezpečnost konstrukcí, Podkladní materiály, Eurokód 1 (ENV 1991) – Část 1: Zásady navrhování), 1996.
- [17] Vokroj, P. a spol.: Corrosion and Life-Time Prediction of a Steel Storage Tank. International Conference on Carrying Capacity of Steel Shell Structures, October 1-3, 1997, Brno.
- [18] Teplý, B. a spol.: Deterioration of Reinforced Concrete: Probabilistic and Sensitivity Analyses, Acta Polytechnica, 1999, Vol. 39, 2, pp. 7-23, CTU Publishing House, Prague, ISSN 1210-2709.
- [19] Sun, J.: Probabilistic Analysis Of Reinforced Concrete Bridge Girders Under Corrosion, Master thesis, 1999, pp. 164, University of Western Ontario, London (Ontario), ISBN: 0-612-42210-0.
- [20] Lawanwisut, W.: Reliability Analysis of Reinforced Concrete Beams: Deterioration and Spatial Variability Aspects, PhD thesis, 2001, pp. 110, Brno University of Technology, Brno.
- [21] Melchers, R. E.: Structural Reliability Analysis and Prediction (2nd ed.), 2001, p. 437, John Wiley & Sons Ltd., Chichester, England, ISBN: 0 471 98324 1.
- [22] Rodriguez, J. a spol.: Corrosion of reinforcement and service life of concrete structures, Proc of the Int Conf on Durability of Building Materials and Components, 1996, Vol. 1, p. 117-126, Stockholm.
- [23] Mitteau, J. C.: Can We Link Time Variant and Time Invariant Structural Reliability?, Eds. Melchers, R. E. & Stewart, M. G.: Proc ICASP8, Sydney, Vol. 1, p. 137-143, A.A. Balkema, Rotterdam, 2000, ISBN: 90 5809 086 8.
- [24] Joint Committee on Structural Safety: JCSS Probabilistic Model Code, 2005, <http://www.jcss.ethz.ch/>
- [25] Mathsoft Engineering & Education, Inc.: Mathcad Help (version 11), 2002, USA.
- [26] Weisstein, Eric: MathWorld, 2006, <http://mathworld.wolfram.com/>, Wolfram Research, Inc.
- [27] Bubeník, F. a spol.: Matematické vzorce a metody, p. 313, Nakladatelství ČVUT, Praha, 2001, ISBN: 80-01-01643-9

STATISTICKÉ VYHODNOCENÍ DAT Z PRŮZKUMU STANICE METRA

Milan Holický, Karel Jung, Jiří Kolísko, Milan Hrabánek¹

¹České vysoké učení technické v Praze, Kloknerův ústav

Souhrn

Cílem kapitoly je poskytnout základní informace o statickém hodnocení základních veličin, především o odolnostech použitých materiálů. Při stanovení pevností materiálů lze použít různé statistické postupy. Obvykle je třeba stanovit charakteristickou nebo návrhovou hodnotu (x_k nebo x_d) základní veličiny X z naměřených dat, stanovit p -procentní kvantil x_p na základě omezeného souboru měření a stanovit základní typ rozdělení základního souboru. Předmětem této kapitoly je ukázat výhody statistického hodnocení konstrukcí. Rozbor je založen na výsledcích diagnostických prací prováděných na konstrukcích stanice metra. Kapitola přebírá výsledky diagnostických prací prováděných v rámci protipovodňových opatření. Zkušební práce prováděli pracovníci Kloknerova ústavu ČVUT.

1 POPIS KONSTRUKCE

Konstrukci stanice tvoří hloubený podzemní objekt zajištěný podzemními (milánskými) stěnami. Stanice byla stavěna shora dolů. Po vybudování milánských stěn byly před výkopovými pracemi provedeny na terénu stropní konstrukce, které jsou tvořeny betonovými předpjatými mostními nosníky tvaru I a betonovou předpjatou monolitickou deskou s dutinami. Milánské stěny jsou rozpírány ocelovými I profily. Tyto nosníky tvoří mezistrop, který je zároveň stropní konstrukcí mezi vestibulem a nástupištěm.

Po dosažení základové spáry cca 12 m pod terénem byla provedena železobetonová deska, která rovněž rozpírá milánské stěny. Základová deska tvoří jeden dilatační celek délky 221 m. Dále byly provedeny hydroizolace a vnitřní vestavěné železobetonové stěny přiléhající na hydroizolaci na milánských stěnách. Část stanice je dispozičně řešena jako dvojloďná konstrukce (cca v délce poloviny nástupiště směrem ke stanici Vltavská), zbývající část stanice je konstrukcí jednolodní.

2 DIAGNOSTICKÉ PRÁCE

Předmětem diagnostiky byly tyto stavební konstrukce stanice metra a jejich součásti:

- základová deska,
- vnitřní vestavěné železobetonové stěny a stěny v kolejišti,
- deska nástupiště a stěny podporující desku nástupiště,
- stropní konstrukce nad vestibulem a závěrné zídky,
- ocelový mezistrop,
- izolační souvrství,
- odlehčovací roury v kolejišti.

Největším souborem měření jsou výsledky měření pevnosti betonu základové desky, která rozpírá milánské stěny, a není spojena s milánskými stěnami žádným konstrukčním prvkem. Tloušťka základové desky stanice je proměnná od 600 až do 1400 mm. Beton desky je hutný, homogenní bez významné makropórovitosti a lze předpokládat vysokou vodotěsnost. Pevnost betonu v tlaku byla zjištěna destruktivními zkouškami na zkušebním stroji WPM 500 kN.

3 ROZBOR VÝBĚRU SOUBORU MĚŘENÍ PEVNOSTI BETONU

První kroky rozboru výběru jsou jeho grafické znázornění pomocí histogramu (viz numerický příklad „Stanovení charakteristické pevnosti“ ve sborníku [3]), popř. jiných grafů, prověření extrémních hodnot (odlehklých pozorování) a opravení (vyloučení) chybných hodnot. Je to velmi důležitý, často náročný a pracný krok, který by měl však předcházet dalšímu numerickému zpracování výběru pro odhad vlastností základního souboru.

Celkem bylo odebráno a destruktivně vyzkoušeno 156 jádrových vývrtů. 20 zkušebních vzorků bylo z hodnocení vyloučeno pro nevhodný způsob porušení. Celkový počet vzorků zahrnutý do hodnocení je tedy 136. Protože počet vzorků $n > 30$, jedná se o velký soubor. Tab. 1 ukazuje přehled 136 získaných krychelných pevností betonu v tlaku f_{ci} .

Tab. 1. Pevnosti betonu v tlaku f_{ci} [MPa].

Číslo vzorku i	Pevnost f_{ci}							
1-8	45,05	37,32	42,22	43,80	59,95	54,61	54,65	60,49
9-16	58,51	68,51	37,68	37,24	49,72	39,21	45,10	47,05
17-24	53,05	44,96	44,67	34,25	38,73	34,09	55,52	38,83
25-32	42,81	38,18	64,55	49,51	63,34	47,82	65,92	33,61
33-40	48,67	59,73	66,08	61,74	62,65	55,28	37,39	44,05
41-48	41,90	43,68	44,27	40,01	55,03	35,94	29,14	30,90
49-56	35,23	59,48	41,90	46,27	50,74	47,78	47,19	37,23
57-64	36,45	41,62	48,79	48,08	46,88	52,01	43,79	61,92
65-72	33,95	55,25	40,01	60,06	53,93	35,14	54,42	39,49
73-80	41,59	31,89	50,44	39,41	51,87	39,45	38,79	41,84
81-88	52,91	37,75	50,21	49,48	51,39	56,97	53,06	60,05
89-96	59,20	67,71	43,85	42,99	47,00	59,45	43,59	67,30
97-104	67,67	62,58	66,37	52,22	40,39	53,20	62,20	60,53
105-112	47,43	45,49	50,13	57,37	56,58	49,60	55,12	66,84
113-120	55,95	45,37	53,12	56,45	63,03	49,93	39,82	53,75
121-128	59,88	48,79	33,71	55,13	38,23	43,89	38,93	55,07
129-136	44,93	43,69	47,44	59,63	27,49	28,64	31,86	66,40

Důležitá problematika odhadu parametrů základního souboru na základě informací získaných z výběru je velmi obsáhlá oblast matematické statistiky, která je v této kapitole zahrnuta jen částečně. Uvedeny budou charakteristiky výběru, které jsou tzv. nestrannými bodovými odhady („nejlepšími“ bodovými odhady) příslušných parametrů základního souboru. Přesnější význam pojmu "nestranný odhad" a ostatní statistické postupy (např. intervalové odhady pro zadanou konfidenci) jsou podrobně popsány ve skriptech [4] nebo v mezinárodním dokumentu ISO [6].

Základní charakteristikou výběru, popisující jeho polohu, je průměr, který je dán obecným momentem prvního řádu

$$m_X = \frac{1}{n} \sum_i x_i \quad (1)$$

Výběrový průměr m_X je také nestranným bodovým odhadem průměru μ_X příslušného základního souboru.

Základní charakteristikou popisující míru rozptýlení je výběrový rozptyl s_X^2 , který je definován na základě centrálního momentu druhého řádu

$$s_X^2 = \frac{1}{n-1} \sum_i (x_i - m_X)^2 \quad (2)$$

Takto definovaný výběrový rozptyl s_X^2 je nestranným bodovým odhadem rozptylu základního souboru σ_X^2 . Druhá odmocnina rozptylu označuje výběrovou směrodatnou odchylku, která se v praktických aplikacích používá častěji než výběrový rozptyl

$$s_X = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_i (x_i - m_X)^2} \quad (3)$$

Ve stavebnictví se velmi často používá bezrozměrná charakteristika souboru, která je podílem výběrové směrodatné odchylky s_X a výběrového průměru m_X a která se nazývá výběrový variační koeficient

$$v_X = \frac{s_X}{m_X} \quad (4)$$

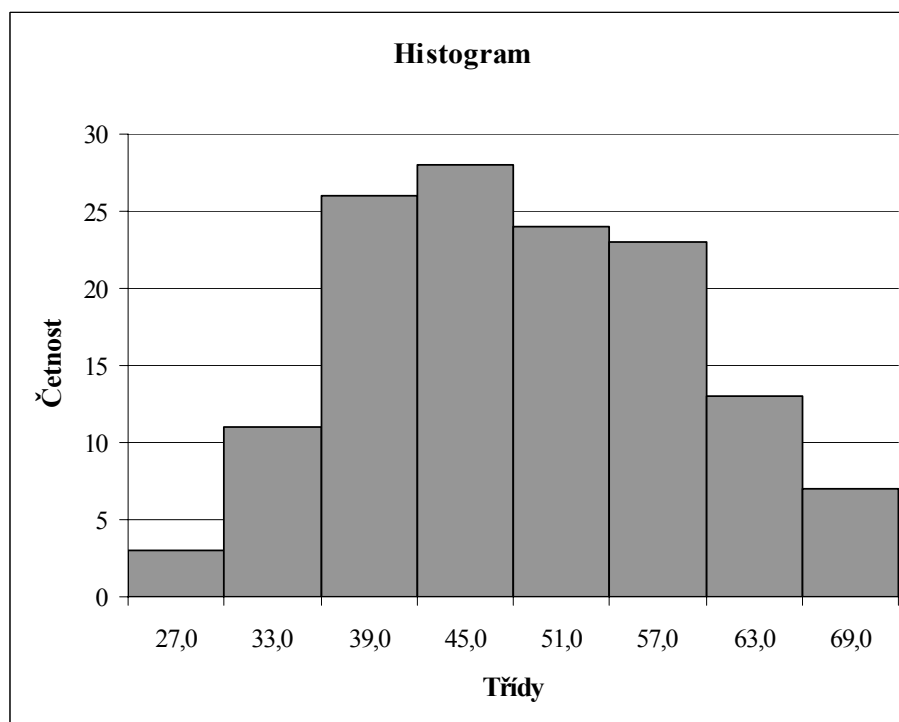
Výběrová šikmost w_X (též koeficient šikmosti) je bezrozměrná veličina charakterizující nesymetrii souboru. Je to nestranný bodový odhad šikmosti ω_X základního souboru stanovený na základě třetího centrálního momentu

$$w_X = \frac{n}{(n-1)(n-2)s_X^3} \sum_i (x_i - m_X)^3 \quad (5)$$

Šikmost je citlivá na extrémní výběrové hodnoty (na extrémní odchylky $x_i - m_X$) a může být snadno zatížena významnou (nenáhodnou) chybou. K výpočtu šikmosti je vždy třeba použít pokud možno velké soubory ($n > 30$). Jestliže však vychází podezřelá hodnota (např. velká záporná hodnota nebo $|w_X| > 1$), je nutné ověřit odlehlá pozorování a odstranit případné chybné extrémní hodnoty. Výsledné charakteristiky pro data z Tab. 1 jsou:

Průměr:	$m_{fc} = 48,66 \text{ MPa}$
Výběrová směrodatná odchylka	$s_{fc} = 10,026 \text{ MPa}$
Variační součinitel	$v_{fc} = 0,206$
Výběrová šikmost	$w_{fc} = 0,09$

Je patrné, že se jedná o soubor dat s malou šikmostí, ale s velmi velkou variabilitou 20,6%. Výpočet charakteristik a histogram je proveden v programu Excel a je k dispozici ke stažení na webových stránkách projektu www.konstrukce.cvut.cz. Způsob sestavení je popsán ve sborníku [3]. S využitím vypočtených statistických charakteristik lze získaná data popsat rozdělením pravděpodobností – teoretickým modelem. Vhodnost se ověřuje testy dobré shody.



Obr. 1. Histogram výběru pevností základové desky

4 TESTY DOBRÉ SCHODY

Informaci o souladu empirických hodnot a teoretických křivek lze získat z histogramu, jak naznačuje Obr. 2. Přesnější porovnání lze získat prostřednictvím testů dobré shody. Porovnají se zjištěné četnosti n_i s teoretickými hodnotami $n\Phi_i$. n značí počet prvků vyšetřovaného souboru a Φ_i je výsek z plochy omezené teoretickou křivkou v příslušném intervalu.

Nejčastěji se používá tzv. kritérium χ^2 [chí kvadrát]. Určíme hodnotu

$$\chi_0^2 = \sum_{i=0}^k \frac{(n_i - n\Phi_i)^2}{n\Phi_i} \quad (6)$$

Tato hodnota se porovná s hodnotou χ_p^2 uvedenou v Tab. 2.

Tab. 2. Hodnoty χ_p^2 pro pravděpodobnost p výskytu $\chi^2 > \chi_p^2$.

Počet stupňů volnosti ν	Pravděpodobnost p									
	0,99	0,98	0,95	0,90	0,50	0,10	0,05	0,02	0,01	0,001
1	0,00	0,00	0,00	0,02	0,45	2,71	3,84	5,41	6,63	10,83
2	0,02	0,04	0,10	0,21	1,39	4,61	5,99	7,82	9,21	13,82
3	0,11	0,18	0,35	0,58	2,37	6,25	7,81	9,84	11,34	16,27
4	0,30	0,43	0,71	1,06	3,36	7,78	9,49	11,67	13,28	18,47
5	0,55	0,75	1,15	1,61	4,35	9,24	11,07	13,39	15,09	20,52
6	0,87	1,13	1,64	2,20	5,35	10,64	12,59	15,03	16,81	22,46
7	1,24	1,56	2,17	2,83	6,35	12,02	14,07	16,62	18,48	24,32
8	1,65	2,03	2,73	3,49	7,34	13,36	15,51	18,17	20,09	26,12
9	2,09	2,53	3,33	4,17	8,34	14,68	16,92	19,68	21,67	27,88
10	2,56	3,06	3,94	4,87	9,34	15,99	18,31	21,16	23,21	29,59
11	3,05	3,61	4,57	5,58	10,34	17,28	19,68	22,62	24,72	31,26

Statistické vyhodnocení dat z průzkumu stanice metra

Počet stupňů volnosti ν	Pravděpodobnost p									
	0,99	0,98	0,95	0,90	0,50	0,10	0,05	0,02	0,01	0,001
12	3,57	4,18	5,23	6,30	11,34	18,55	21,03	24,05	26,22	32,91
13	4,11	4,77	5,89	7,04	12,34	19,81	22,36	25,47	27,69	34,53
14	4,66	5,37	6,57	7,79	13,34	21,06	23,68	26,87	29,14	36,12
15	5,23	5,98	7,26	8,55	14,34	22,31	25,00	28,26	30,58	37,70
16	5,81	6,61	7,96	9,31	15,34	23,54	26,30	29,63	32,00	39,25
17	6,41	7,26	8,67	10,09	16,34	24,77	27,59	31,00	33,41	40,79
18	7,01	7,91	9,39	10,86	17,34	25,99	28,87	32,35	34,81	42,31
19	7,63	8,57	10,12	11,65	18,34	27,20	30,14	33,69	36,19	43,82
20	8,26	9,24	10,85	12,44	19,34	28,41	31,41	35,02	37,57	45,31
21	8,90	9,91	11,59	13,24	20,34	29,62	32,67	36,34	38,93	46,80
22	9,54	10,60	12,34	14,04	21,34	30,81	33,92	37,66	40,29	48,27
23	10,20	11,29	13,09	14,85	22,34	32,01	35,17	38,97	41,64	49,73
24	10,86	11,99	13,85	15,66	23,34	33,20	36,42	40,27	42,98	51,18
25	11,52	12,70	14,61	16,47	24,34	34,38	37,65	41,57	44,31	52,62
26	12,20	13,41	15,38	17,29	25,34	35,56	38,89	42,86	45,64	54,05
27	12,88	14,13	16,15	18,11	26,34	36,74	40,11	44,14	46,96	55,48
28	13,56	14,85	16,93	18,94	27,34	37,92	41,34	45,42	48,28	56,89
29	14,26	15,57	17,71	19,77	28,34	39,09	42,56	46,69	49,59	58,30
30	14,95	16,31	18,49	20,60	29,34	40,26	43,77	47,96	50,89	59,70

Pro výpočet dalších hodnot lze v programu Excel využít funkci $\text{CHIINV}(Prst, Volnost)$, kde $Prst$ je pravděpodobnost p výskytu $\chi^2 > \chi_p^2$, $Volnost$ je počet stupňů volnosti ν . Počet stupňů volnosti ν je určen vztahem

$$\nu = k - c - 1, \quad (7)$$

kde k je počet tříd skupinového rozdělení a c je počet charakteristik použitých pro proložení křivky $f(x)$ empirickými hodnotami. Při platnosti $\chi_0^2 < \chi_p^2$, pokládá se shoda empirických dat s teoretickým modelem za dostatečnou. K použití kritéria χ^2 je třeba splnit tyto podmínky:

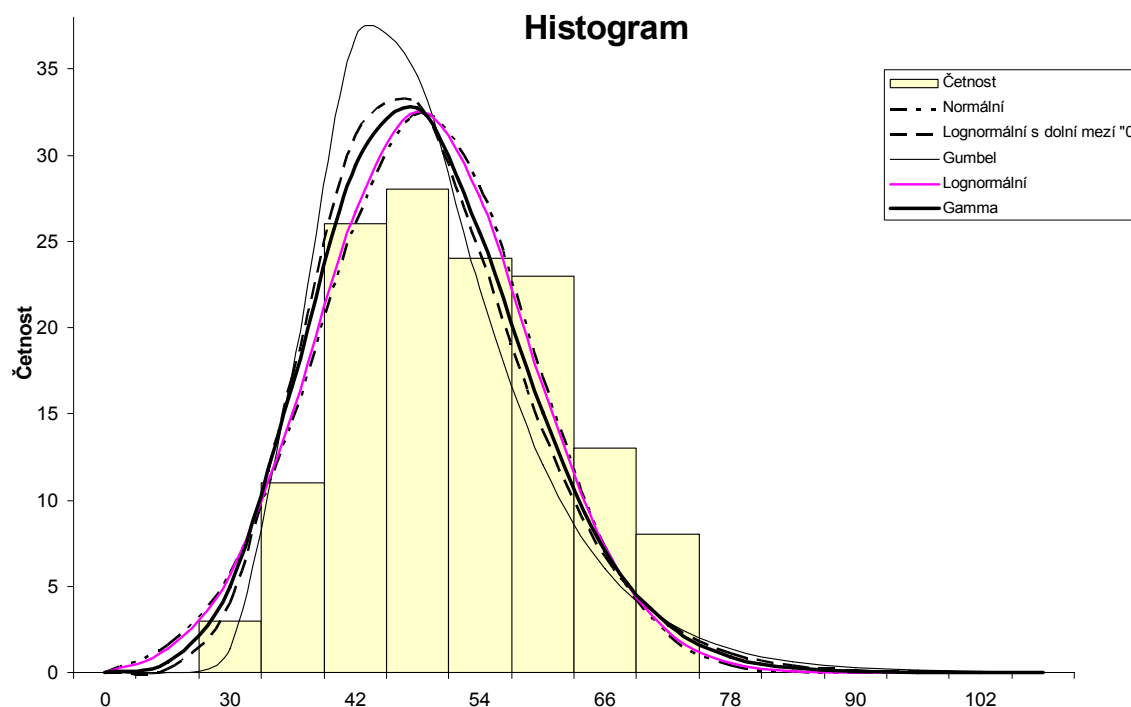
- n je dostatečně velké,
- $n\Phi_i \geq 1$ pro všechna i ,
- $n\Phi_i \geq 5$ alespoň pro 4/5 hodnot $n\Phi_i$.

Vypočítané údaje lze s výhodou sestavit do tabulky. Tab. 3 ukazuje hodnoty pro výpočet normálního rozdělení. Pro hodnocení bylo použito celkem 5 rozdělení - normální, lognormální rozdělení, lognormální rozdělení s dolní mezí „0“, Gamma rozdělení a Gumbelovo rozdělení. Podrobný popis jednotlivých rozdělení je ve skriptech [2].

Tab. 3. Výpočet χ^2 .

Třída	n_i	$n\Phi(x_i)$	$n\Delta\Phi(x_i)$	$[n_i - n\Delta\Phi(x_i)]^2 / n\Delta\Phi(x_i)$
30	3	4,3	4,3	0,4
36	11	14,0	9,8	0,2
42	26	34,4	20,4	1,5
48	28	64,4	30,0	0,1
54	24	95,6	31,2	1,6
60	23	118,4	22,9	0,0
66	13	130,3	11,9	0,1
72	8	134,6	4,3	3,1
Σ	136		134,6	7,05

Tabulky pro test χ^2 pro další rozdělení jsou k dispozici na webových stránkách k projektu. Ke splnění podmínek b) a c) je možné sloučit dvě třídy (nebo i více tříd), obvykle na některém z okrajů rozdělení (pak se však zmenší celkový počet tříd k)



Obr. 2. Histogram s proloženými teoretickými křivkami.

Někdy se používá tzv. Bernšteinovo kritérium (8), které je jednodušší než kritérium χ^2 . Souhlas mezi empirickými a teoretickými hodnotami se pokládá za dostatečný, jestliže platí

$$\frac{1}{k-1} \sum_{i=0}^k \frac{(n_i - n\Phi_i)^2}{n\Phi_i} < 1 \quad (8)$$

Tab. 4. Výsledky χ^2 výpočtu pro jednotlivé teoretické modely.

Teoretické rozdělení	χ^2	χ_p^2	ν neznámé stupně volnosti	c počet charakteristik	Bernšteinovo kritérium
Normální rozdělení	7,05	11,07	5	2	1,006
Lognormální rozdělení s dolní mezí v nule	7,52	11,07	5	2	1,073
Lognormální rozdělení	6,29	9,49	4	3	0,898
Gamma rozdělení	5,49	11,07	5	2	0,784
Gumbelovo rozdělení	36,61	11,07	5	2	5,228

5 STANOVENÍ CHARAKTERISTICKÉ HODNOTY

Pro ověření spolehlivosti existující stavební konstrukce je nutné stanovit charakteristickou hodnotu pevnosti betonu v tlaku f_{ck} na základě výsledků měření.

Charakteristická hodnota pevnosti je definována jako 5% dolní kvantil, $f_{ck} = f_{c0,05}$. Poznamenejme, že Eurokód 1990 [1] doporučuje stanovit kvantil předpovědní metodou [2]. Odhad kvantilu předpovědní metodou [2] je dále uveden ve zjednodušené formě. Předpokládejme, že směrodatná odchylka základního souboru σ_{fc} není známa z předchozí zkušenosti. V dalším výpočtu se proto uvažuje odhadnutá odchylka $s_{fc} = 10,0$ MPa. Odhad kvantilu předpovědní metodou se stanoví ze vztahu:

$$x_{p,pred} = m_X - t_p(w_X, p, \nu)(1+1/n)^{1/2} s_X \quad (8)$$

Podrobný popis určení charakteristické hodnoty je popsán v kapitole Základy statistických metod ve sborníku [3]. Pro daný výběr je charakteristická hodnota f_{ck} odhadnutá z náhodného výběru předpovědní metodou je 32,0 MPa. Charakteristická hodnota odhadnutá pokryvnou hodnotou je 31,5 MPa. V porovnání s odhadem, který byl stanoven jako kvantil normálního rozdělení $f_{ck}=32,2$ MPa, se jedná o hodnotu nižší. Tento rozdíl je způsoben skutečností, že pokryvná metoda uvažuje rozsah náhodného výběru n .

6 ZÁVĚR

Pevnost betonu základní desky má vysoký průměr ($m_{fc} = 48,66$ MPa), je však velmi variabilní ($v = 20,6$ %). Doporučená třída betonu základové desky pro statické posouzení je B30 (podle ČSN 73 1201:1986) nebo C25/30 podle EN 206-1.

Z uvedených testů dobré schody vyplývá, že nejvhodnějším rozdělením pro popis pevnosti betonu testovaného souboru je gamma rozdělení, pro které je $\chi^2 = 5,49$. Obecně se pro pevnosti materiálů doporučuje rozdělení tříparametrické lognormální, pro které je $\chi^2 = 6,29$, toto rozdělení splňuje kritérium $\chi^2 < \chi_p^2 = 9,49$, dále lze s ohledem na malou šikmost doporučit normální rozdělení. Lognormální rozdělení s počátkem v nule má vždy kladnou šikmost. Neuvážené aplikace tohoto rozdělení mohou vést k nereálným teoretickým modelům (zpravidla podceňujícím výskyt záporných a zveličujícím výskyt kladných odchylek od průměru zvláště při vyšších hodnotách variačního koeficientu. Gumbelovo rozdělení se značnou šikmostí ($\omega = 1,14$) se ukazuje jako nevhodné.

LITERATURA

- [1] ČSN EN 1990, Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, ČNI 2004.
- [2] Holický M., Marková J., Základy teorie spolehlivosti a hodnocení rizik, ČVUT v Praze, 2005.
- [3] HOLICKÝ M. a kol.: Zásady hodnocení existujících konstrukcí: sborník příspěvků semináře, Praha 12. dubna 2006. Praha: Nakladatelství ČVUT, 2006, 14 p., ISBN 80-01-03464-X, www.konstrukce.cvut.cz.
- [4] Vorlíček M., Holický M., Špačková M., Pravděpodobnost a matematická statistika pro inženýry. ČVUT Praha 1984.
- [5] Vorlíček M., Holický M., Špačková M., Matematická statistika v technice. ČVUT Praha 1974.
- [6] ISO 12491 Statistical methods for quality control of building materials and components. 1997.
- [7] ISO 2394, General principles on reliability for structures. 1998. Zavedená v ČR jako ČSN ISO 2394 Obecné zásady spolehlivosti konstrukcí, ČSN, 2003.
- [8] ČSN ISO 138200 Zásady navrhování konstrukcí – Hodnocení existujících konstrukcí, ČNI 2005