



Posudek ocelové konstrukce metodami ČSN EN a SBRA

Dříve užívané deterministické metody ověření spolehlivosti stavební konstrukce a tedy i jednoho jejího dílčího kritéria – únosnosti konstrukce – byly již pro praktické využití vesměs opuštěny. Současné metody posudku, oproti deterministickým metodám, v principu respektují náhodnost všech veličin ovlivňujících bezpečnost konstrukce. Z toho důvodu si tyto metody nekladou za cíl návrh „nezničitelné“ konstrukce, ale jsou určeny pouze k návrhu konstrukcí s určitou přijatelnou mírou rizika poruchy.

V zásadě je možné tyto metody rozdělit do dvou základních skupin:

- současných norem, pro potřeby příspěvku označené jako předpisové (například metody norem EN), někdy označované jako kvazi- nebo polopravděpodobnostní,
- čistě pravděpodobnostní (například metoda SBRA[1]).

U čistě pravděpodobnostní metody je podmínka bezpečnosti formulována nerovností

$$P_f < P_{f,lim} \quad (1),$$

kteřá považuje konstrukci za bezpečnou, pokud pravděpodobnost poruchy P_f vypočtená pomocí pravděpodobnostních matematických postupů je menší než její zvolená limitní hodnota $P_{f,lim}$. Do výpočtu pravděpodobnosti přitom vstupují jak náhodné účinky na konstrukci tak její náhodná únosnost.

Širokou inženýrskou veřejností využívané, předpisové metody posudku konstrukce převádějí nerovnost (1) na nerovnici (2)

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

kteřá porovnává návrhovou hodnotu účinků na konstrukci E_d s návrhovou hodnotou její únosnosti R_d .

Příspěvek si klade za cíl porovnat tyto dva možné přístupy na příkladu jednoduchého rovinného ocelového rámu podle kapitoly 24.1 [3], a na základě tohoto porovnání přispět k diskusi ohledně dalšího rozvoje problematiky metod posuzování spolehlivosti v projekční praxi. Z možných předpisových metod byl zvolen přístup podle EN1993 [2] a souvisejících norem.

METODA SBRA (SIMULATION BASED RELIABILITY ASSESSMENT METHOD)

Metoda SBRA počítá pravděpodobnostními postupy přímo pravděpodobnost poruchy konstrukce. Všechny vstupní veličiny ovlivňující bezpečnost uvažuje jako náhodně proměnné vyjádřené ve formě histogramů rozdělení jejich hodnot. Jako matematický aparát využívá SBRA metodu Monte Carlo. Na úvod je vhodné na jednoduchém případě připomenout, jak vlastně metoda Monte Carlo pracuje.

K ilustraci dostatečně dobře poslouží klasický příklad zjištění plochy geometrického obrazce. Mějme tedy studnu s příčným řezem plochy „S“, na jejíž hladině plave žabinec. Naším úkolem pak bude zjištění plochy žabince. Nejjednodušší přístup k řešení tohoto problému spočívá v tom, že budeme do studny náhodně házet kamínky, a budeme počítat jednak celkový počet vhozených kamínků „C“ a jednak počet kamínků, které se trefily do žabince „Ž“. Jeho plochu pak dostaneme použitím trojčlenky a plocha žabince pak bude přibližně rovná $S \times \frac{Z}{C}$. S rostoucím počtem hodů přitom poroste přesnost našeho odhadu.

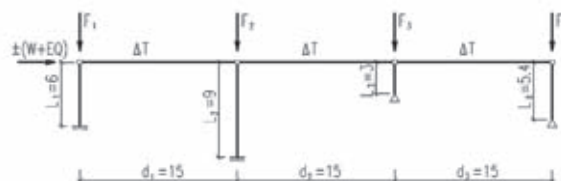
V případě vyšetřování konstrukce budeme místo „plochy žabince“ vyšetřovat pravděpodobnost poruchy konstrukce P_f (například pro mezní stav únosnosti se pak může jednat o vyhodnocení nerovnosti $\sigma_{ekv} < f_s$). Z náhodného dvou-parametrického systému s rovnoměrným rozdělením – poloha místa dopadu kamínku do studny – se stane komplexní systém náhodně proměnných a to jednak co do počtu, tak co do „kvality rozdělení“ jednotlivých náhodně proměnných.

Za jednotlivé náhodně proměnné pak slouží například mez kluzu materiálu, plocha profilu, velikost a směr větru nebo imperfekcí a mnohé další. Pro jednotlivou simulaci podmínky bezpečnosti se

náhodně vybere jedna konkrétní hodnota každé vstupní veličiny. Po dostatečně velkém množství simulací (v řádech miliónů) je možné stanovit pravděpodobnost poruchy jako podíl počtu vyhodnocených nevyhovujících výběrů k počtu všech provedených výběrů.

PŘEDPISOVÁ METODA NORMY ČSN EN

V předpisových metodách se pravděpodobnostním výpočtem stanovené návrhové hodnoty dle podmínky (2) obvykle přímo neuplatňují, což platí i pro metodu zvolené normy EN. Pravděpodobnostní stanovení se nahrazuje násobením jejich reprezentativních hodnot dílčími součiniteli zatížení γ_F , součiniteli současnosti působení zatížení ψ a součiniteli materiálu γ_M (tzv. metoda dílčích součinitelů). Kalibrace hodnot dílčích součinitelů má dle principů metody vycházet z pravděpodobnostních metod, prakticky se ale většínou kalibruje vzhledem k předchozím předpisům, postupům navrhování a tradicím.



Obr. 1 – Statické schéma modelového příkladu

MODELOVÝ PŘÍKLAD OCELOVÉ KONSTRUKCE

Pro porovnání pravděpodobnostního posudku metodou SBRA s přístupem podle EN byl zvolen jednoduchý příklad publikovaný v [3] kapitola 24.1. Statické schéma konstrukce je patrné z obrázku 1. Velikosti jednotlivých složek sil F1–F4 jsou uvedeny v tabulce 1. Zatížení větrem je dáno charakteristickou hodnotou $W = 26,67$ kN, zatížení zemětřesením jako 2 % resp. 4 % z působícího svislého zatížení. Teplota působící na přičlích byla uvažována hodnotami $\Delta T = -21$ a $+40$ °K.

Průřezové charakteristiky sloupů: $A_1 = 1,31 \times 10^{-2}$ m², $A_2 = 1,71 \times 10^{-2}$ m², průřezový modul $W_1 = 1,38 \times 10^{-3}$ m³, $W_2 = 2,16 \times 10^{-3}$ m³, moment setrvačnosti $I_1 = 1,93 \times 10^{-4}$ m⁴, $I_2 = 3,67 \times 10^{-4}$ m⁴.

Tab. 1 – Hodnoty jednotlivých složek zatížení v charakteristických/návrhových hodnotách

	Stálé G [kN]	Dlouhodobé D [kN]	Krátkodobé K [kN]
F1	148,2/200	33,3/50	33,3/50
F2	296,3/400	100/150	100/150
F3	148,2/200	66,7/100	133,3/200
F4	74,1/100	66,7/100	66,7/100

PŘIJATÁ ZJEDNODUŠENÍ A ODCHYLKY OD PUBLIKOVANÉHO PŘÍKLADU [3]

Modelový příklad podle [3] považuje posuzovaný rám za rovinou úlohu a pro posouzení neuvažuje s možností ztráty stability prvků z roviny ani s možností ztráty stability klopením. Vzhledem k tomu, že se jedná o čistě ilustrační úlohu, je podobné zjednodušení v zájmu porovnatelnosti závěrů posudku přijato i pro posouzení podle EN. Posudek konstrukce byl proveden s využitím geometricky nelineární analýzy imperfektní konstrukce (GNIA).

Rovněž zavedení kvazi-statického zatížení zemětřesením uvedeno v [3] neodpovídá zcela fyzikální podstatě problému v tom smyslu, že jednak hodnota horizontálního zrychlení konstrukce je odvozena od její vlastní frekvence (a je tedy závislá na velikosti hmoty pevně spojené s nosnou konstrukcí) a dále rovněž hodnota vodorovného zatížení vyvolaná seismickými účinky je úměrná velikosti hmoty pevně spojené s konstrukcí (ostatní zatížení, předpokládáme, že krátkodobá složka zatížení reprezentuje lidi nebo sniž, působí při zemětřesení spíše jako tlumič). V zájmu porovnatelnosti výsledků jednotlivých typů posudků bylo přijato zjednodušení uvážené ve [3]. Zatížení zemětřesením tedy bylo uvažováno hodnotou $EQ = \delta \Sigma F_i$ kde $\delta = 0,02$ resp. $0,04$ a ΣF_i je suma všech alespoň dlouhodobých účinků.

Z důvodu zatřídění zatížení bylo předpokládáno, že dlouhodobé zatížení D je dáno skladovaným materiálem a krátkodobé zatížení sněhem. Pro zatížení sněhem bylo předpokládáno, že konstrukce je navržena pro výšky do 1 000 m Bpv.

Příklad publikovaný ve [3] velmi konzervativně počítá s nekonečnou plochou ohříváných příčlích a dále zanedbává posudek dvojitě kyvných stojek a příčle mezi konzolami na případnou ztrátu stability rovinným vzpěrem. Pro potřeby modelového příkladu byly předpokládány charakteristiky příčlích a kyvných stojek totožné s charakteristikami sloupu 1.

ZATÍŽENÍ
Normy EN

Normy EN při posudku konstrukce na kolaps (mezní stav únosnosti) rozlišují podle pravděpodobnosti výskytu na konstrukci (zanedbáme-li dynamické zatěžovací stavy) několik základních typů návrhových situací – kombinací zatížení. Jedná se o (a) základní návrhovou situaci – „běžný“ stav během života konstrukce (3), (b) mimořádné návrhové situace v souvislosti s požárem, výbuchem a dalšími (4) a (c) seismické návrhové situace (5). V závislosti na pravděpodobnosti překročení reprezentativních (charakteristických) hodnot zavádí EN součinitele zatížení γ . Pro zohlednění pravděpodobnosti současného výskytu různých typů zatížení jsou pak normou zavedeny součinitele ψ .

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} \oplus \gamma_P P \oplus \gamma_{Q,i} Q_{k,i} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus (\psi_{1,1} \vee \psi_{2,1}) Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus A_{Ed} \oplus \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5)$$

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P \oplus Q_{k,i} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6)$$

Obdobná kombinací pravidla poskytuje EN i pro častější návrhové stavy konstrukce, přičemž hovoří o mezním stavu použitelnosti pro konstrukce v běžných návrhových situacích (6) a dále o mezním stavu přípustného poškození pro mimořádné a seismické návrhové situace.

Posudky dalších mezních stavů jako posouzení konstrukcí na únavu, posouzení nádrží na těsnost a jiné mají vlastní specifická pravidla, která nejsou předmětem tohoto příspěvku.

Pro posouzení konstrukce byly v souladu s EN uvažovány následující návrhové situace a z nich vycházející kombinace zatěžovacích stavů:

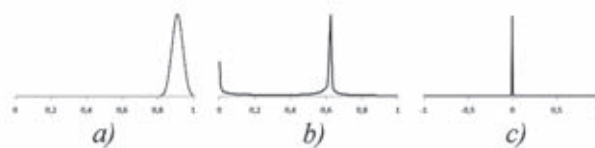
- (a) Běžné návrhové situace
 - 1) $1,35G + 1,5D + 1,5K + 0,6 \cdot 1,5W + 0,6 \cdot 1,5(\Delta T_1$ nebo $\Delta T_2)$
 - 2) $1,35G + 1,5D + 0,5 \cdot 1,5K + 1,5W + 0,6 \cdot 1,5(\Delta T_1$ nebo $\Delta T_2)$
 - 3) $1,35G + 1,5D + 0,5 \cdot 1,5K + 0,6 \cdot 1,5W + 1,5(\Delta T_1$ nebo $\Delta T_2)$
- (b) Seismické návrhové situace
 - 1) $G + 0,8D + EQ(G + 0,8D)$
- (c) Použitelnost – běžné návrhové situace
 - 1) $G + D + K + 0,6W + 0,6(\Delta T_1$ nebo $\Delta T_2)$
 - 2) $G + D + 0,5K + W + 0,6(\Delta T_1$ nebo $\Delta T_2)$
 - 3) $G + D + 0,5K + 0,6W + (\Delta T_1$ nebo $\Delta T_2)$

Mezní stav omezeného poškození pro seismické návrhové situace nebyl z důvodu neznanosti podmínek konstrukce vyhodnocován.

Poznámka: Na tomto místě je nutno zdůraznit, že i přes poměrně striktní definici návrhových situací (vztahy (3)–(6)), je ve velkém množství úloh běžně řešených ve statické praxi zapotřebí, vzhledem k obrovskému počtu možných situací, jejich počet zredukovat (jedná se například o bezpečné odhady současného působení jeřábů ve více-úhelných halách). V takovém případě je jediným vodítkem inženýrská zkušenost a profesní odhad, v případě použití metody SBRA tento problém zcela odpadá.

SBRA

Vzhledem ke skutečnosti, že se jedná o metodu založenou na simulaci v podstatě všech možných situací, které mohou nastat v průběhu životnosti konstrukce, není nutné ani žádoucí vytvářet jakákoliv pravidla pro sestavování kombinací jednotlivých účinků. V každém kroku simulace je tedy k vyhodnocení náhodným výběrem vytvořen nový soubor zatížení. Intenzita případně i směr, frekvence a další charakteristiky zatížení jsou náhodně vybírány na základě jedno nebo více-parametrických histogramů jeho výskytu. Příklady jedno-parametrických histogramů zatížení jsou na obrázku 2, podrobnější informace je možno nalézt v [1].

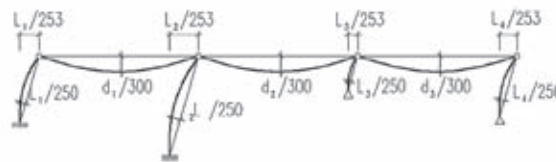


Obr. 2 – Příklady jedno-parametrického rozdělení intenzity: a) stálého zatížení; b) dlouhodobého zatížení; c) intenzity zemětřesení

IMPERFEKCE
Normy EN

Normy EN nabízejí pro zohlednění imperfekcí širokou škálu možností, od použití geometricky a materiálově nelineární analýzy imperfektní konstrukce (GMNIA), která zavádí imperfekce přímo do modelu změnou geometrie nebo ve formě náhradního příčného zatížení, až po použití lineárně elastické analýzy (LA) při dodatečném zohlednění vlivu imperfekcí a účinků druhého řádu na straně únosnosti konstrukce. V zásadě tedy nejsou v předpisové metodě imperfekce zařazeny jednoznačně ani na stranu účinků ani na stranu únosnosti.

I při využití vyspělejších metod návrhu, norma EN zavádí veškeré typy imperfekcí zjednodušeně jako jedinou geometrickou imperfekci. Její velikost je normou dána na základě statistického rozboru i podle kalibrace vzhledem k tradičním postupům a to v závislosti na typu a namáhání prutu a/nebo konstrukce.



Obr. 3 – Uvážené imperfekce konstrukce

Pro posudek konstrukce modelového příkladu byly předpokládány imperfekce tak, jak jsou naznačené na obrázku 3. Základní imperfekce soustavy byly stanoveny podle vztahů (7) kde m je počet sloupů nesoucích alespoň 50 % průměrného zatížení ostatních sloupů (v tomto případě tedy $m = 4$). Prutové imperfekce byly stanoveny pro sloupy typu HEB, imperfekce příčlích pro profil typu IPE

$$\varphi = \varphi_0 \alpha_m; \varphi_0 = \frac{1}{200} \cdot \alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (7)$$



SBRA

Rovněž pro imperfekce je v každém kroku simulace náhodným výběrem vytvořen nový soubor „amplitud a směrů imperfekcí“. Metoda svým charakterem umožňuje jednoduše zavádět odděleně jednotlivé typy imperfekcí odvoditelných od výrobních a montážních nepřesností a od materiálových popřípadě i konstrukčních nedokonalostí. Z potřeby zjednodušit počáteční soustavu náhodně proměnných však i metoda SBRA zatím vesměs přejímá zjednodušenou představu ekvivalentních geometrických imperfekcí uváděnou v normách (kalibrována pro RC2).

POSOUZENÍ KONSTRUKCE

Normy EN

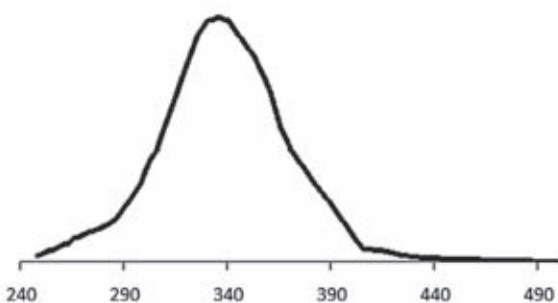
Posudek konstrukce se provádí vyhodnocením nerovnosti (2). Pro stanovení účinků na konstrukci předpisy umožňují použití geometricky nebo materiálově lineární nebo nelineární analýzy imperfektní nebo perfektní konstrukce. Pro modelový příklad byla použita geometricky nelineární analýza imperfektní soustavy (GNIA). Hodnota únosnosti prutu je normou stanovena na základě zatížení profilu (podle jeho deformační kapacity resp. ohrožení lokální ztrátou stability) jeho plastickou nebo elastickou únosností profilu, popřípadě únosností efektivního profilu.

K zohlednění rozptylu materiálových a průřezových charakteristik, které se přímo promítají do únosnosti konstrukce, zavádí soustava norem EN součinitele γ_M . V současné platné normové úpravě pro ocelové konstrukce je pro základní materiál stanoven součinitel γ_{M0} roven 1,0. V závislosti na charakteru prvku a jeho namáhání jsou stanoveny další hodnoty γ_M například pro únosnost oslabeného prvku nebo pro posouzení únavy.

Pro potřeby výpočtu bylo předpokládáno, že konstrukce je z oceli A36 s mezí kluzu 248 MPa při součiniteli $\gamma_{M0} = 1,0$.

SBRA

Metoda vyhodnocuje únosnost na základě histogramů meze kluzu (obr. 4) a histogramů vztahujících se k průřezovým charakteristikám. Vzhledem k logice určení charakteristické meze kluzu materiálu v předpisových metodách vede použití materiálového histogramu pro mnoho simulačních kroků v metodě SBRA k dosažení vyšší elastické únosnosti než je plastická únosnost podle EN.



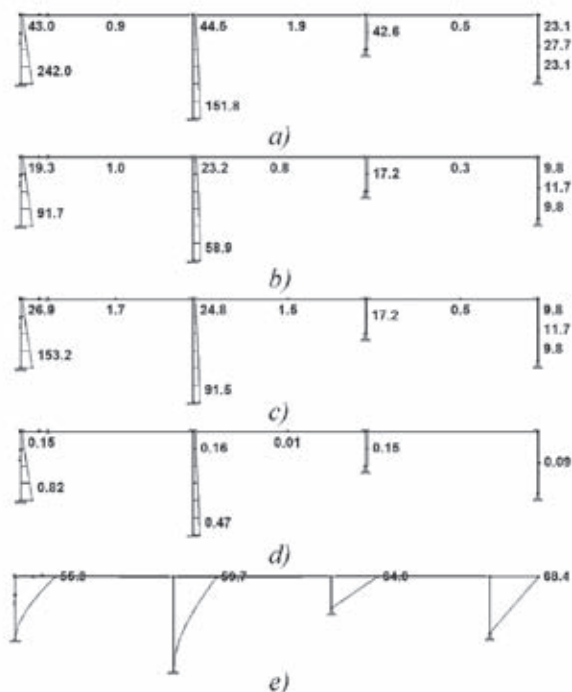
Obr. 4 – Histogram meze kluzu oceli A36, $f_y = 248$ MPa

VYHODNOCENÍ POSUDKU MODELOVÉHO PŘÍKLADU

Normy EN

Na obr. 5 je vyneseno maximální srovnávací napětí na profilu vyšetřené pro všechny uvážené kombinace zatěžovacích stavů. Vzhledem ke skutečnosti, že předpokládaná návrhová mez kluzu byla 248 MPa a konstrukce byla posuzována elasticky, je možno konstatovat, že konstrukce vyhovuje jako celek s maximálním využitím asi 97 %. Poměrně zajímavým zjištěním je skutečnost, že za přijatých předpokladů není pro konstrukci rozhodující seismická situace ale běžné návrhové situace podle vztahu (3).

Pro případ plastického posudku (viz obr. 5d) konstrukce vyhovuje při využití 82 %. Tento výsledek je uveden pouze pro ilustraci, neboť jej není zcela účelné porovnávat s výsledky řešení příkladu



Obr. 5 – Pružné napětí na konstrukci v MPa pro:

a) běžné návrhové situace; b) seismickou situací $\delta = 0,02$; c) seismickou situací $\delta = 0,04$; d) plastický posudek; e) pružné deformace na konstrukci

metodou SBRA, u které bylo za kritérium vzniku poruchy považováno dosažení meze kluzu v krajních vláknech profilu.

Na obr. 5e je vynesena obalová křivka deformací pro vyhodnocení mezního stavu použitelnosti. Hodnoty deformací vrcholů sloupů (55–68 mm) jsou zřetelně větší než požadovaný limit 40 mm a je tedy pro mezní stav použitelnosti nutné konstatovat, že konstrukce nevyhovuje.

Porovnání s výsledky modelového příkladu podle 24.1 [3]

Z výsledků řešení příkladu metodou SBRA je na obrázku 6 a 7 uvedeno vyhodnocení v patě prvního sloupu. Výsledky získané posudkem podle EN a posudkem podle metody SBRA jsou přehledně srovnány v tabulce 2.

K vyhodnocení posudku podle EN je třeba poznamenat, že vzhledem ke skutečnosti že celá normová soustava je kalibrována na třídu spolehlivosti RC2, není možné jednoduše vyhodnotit splnění požadavků jiné třídy spolehlivosti než právě RC2.

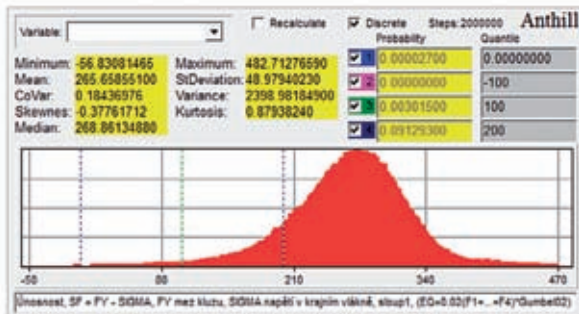
Pro posudek podle metody SBRA musí být vypočtené hodnoty pravděpodobnosti poruchy porovnány s limitními hodnotami $P_{f,lim}$. Pro účel porovnání posudků podle EN a SBRA byly vzaty v úvahu doporučené hodnoty uvedené pro třídu RC2 v příloze C normy EN 1990 [4]. Pro jiné třídy spolehlivosti, ale pouze pro mezní stavy únosnosti, lze limitní hodnoty stanovit z údajů v příloze B této normy. Pro mezní stavy použitelnosti v jiných třídách než RC2 norma [4] žádné údaje neposkytuje. Pro náš příklad byly proto využity limitní hodnoty návrhové pravděpodobnosti uvedené v ČSN 73 1401 [5], které jsou ve srovnatelných případech velmi podobné výše uvedeným.

ZÁVĚRY A DOPORUČENÍ

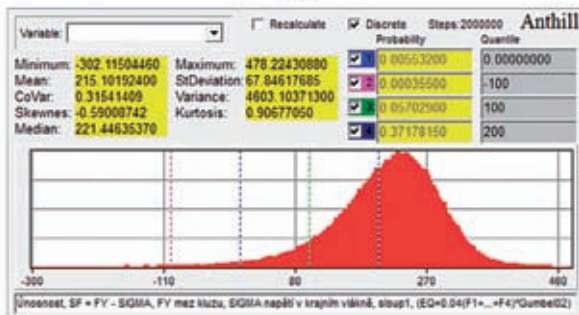
Základní rozdíl mezi plně pravděpodobnostním posudkem a posudkem podle stávajících norem (EN a další) spočívá v míře a v „okamžiku“ zavedení nejistot týkajících se zatížení, geometrie, materiálových charakteristik a dalších do posudku. Zatímco pravděpodobnostní metody posudku uvažují v každém kroku posud-

Tab. 2 – Porovnání výsledků posudku podle EN a posudku metodou SBRA vyhodnoceného vzhledem k EN

	EN		SBRA	
	Elastické využití	Posudek	P_f	Třída spolehlivosti EN
MSÚ $\delta = 0,02$	242 MPa < 248 MPa	Vyhovuje RC2	$2,7 \times 10^{-5} < 7,2 \times 10^{-5}$	Vyhovuje RC2
MSÚ $\delta = 0,04$	242 MPa < 248 MPa	Vyhovuje RC2	$55,3 \times 10^{-4} > 7,2 \times 10^{-5}$	Nevyhovuje RC2
			$55,3 \times 10^{-4} > 4,8 \times 10^{-4}$	Nevyhovuje RC1
MSP $\delta = 0,02$	55 mm > 40 mm	Nevyhovuje RC2	$13,1 \times 10^{-2} > 7 \times 10^{-2}$	Nevyhovuje RC2
			$13,1 \times 10^{-2} < 16 \times 10^{-2}$	Vyhovuje RC1
MSP $\delta = 0,04$	55 mm > 40 mm	Nevyhovuje RC2	$82,8 \times 10^{-2} > 7 \times 10^{-2}$	Nevyhovuje RC2
			$82,8 \times 10^{-2} > 16 \times 10^{-2}$	Nevyhovuje RC1

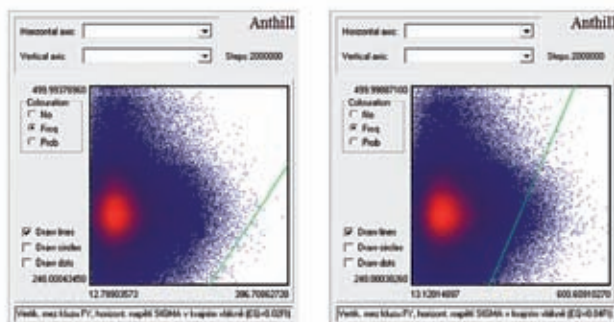


a)



b)

Obr. 6 – Vyhodnocení pravděpodobnosti poruchy v patě prvního sloupu a) pro $\delta = 0,02 - P_f = 2,7 \times 10^{-5}$; b) pro $\delta = 0,04 - P_f = 55,3 \times 10^{-4}$



a)

b)

Obr. 7 – Porovnání meze kluzu (vertikální osa) a napětí v krajních vláknách profilu v patě prvního sloupu (horizontální osa) pro: a) $\delta = 0,02$; b) $\delta = 0,04$

ku s jedinečným balíkem hodnot nezávisle proměnných, uvažují normové postupy pouze několik vybraných významných kombinací náhodně proměnných veličin.

Z pohledu statika je použití čistě pravděpodobnostních návrhových postupů jistě značným přínosem a posunem k návrhu efektivnějších konstrukcí. Na druhé straně je zde však rovněž celá řada ne-

jistot, které masivnějšímu zavedení těchto metod do běžné praxe bohužel dosud brání a jsou významnou výzvou pro další výzkum problematiky.

Prvním problémem je značná časová náročnost jednotlivých kroků výpočtu velmi komplexních modelů navrhované konstrukce. Tento problém současný bouřlivý rozvoj výpočetní techniky jistě v dohledné době vyřeší. Na tomto místě je třeba upozornit na fakt, že má-li být model použit ke komplexnímu návrhu byť i prostého ohýbaného nosníku otevřeného průřezu, je pro zohlednění stability za ohybu zapotřebí tento nosník modelovat minimálně na úrovni desko-stěnové konstrukce. Rozšíření tohoto problému na spojité nosníky při snaze o efektivní návrh, vede k potřebě provedení plastického výpočtu. Navíc, rozšířením modelu z čistě prutového na desko-stěnový, se zásadním způsobem zvyšuje počet náhodně proměnných.

Rovněž případný požadavek na menší limitní pravděpodobnost poruchy, a dále výskyt, pro simulační metody málo „vhodných“, rozdělení náhodných proměnných s dlouhými málo četnými konci (například intenzita zemětřesení), vede k zásadnímu zvýšení potřebného počtu simulačních kroků, a tím i ke zvětšení časové náročnosti posudku nutného pro zaručení pravděpodobnosti poruchy. Tento fenomén je možno pozorovat na uvedených výsledcích příkladu 24.1 [3] a na hodnotách pravděpodobnosti poruchy, kterou lze vyčíst z obrázků 8 a 9.

Dalším problémem, se kterým se bude nutně při dalším rozvoji pravděpodobnostních metod vypořádat, je otázka vyhodnocení nezávislosti proměnných. Příkladem proměnných, které mohou být zdánlivě nezávislé, avšak z logiky jsou do jisté míry závislé, jsou imperfekce rámu z příkladu 24.1 [3]. S ohledem na výrobní tolerance prvku přičle lze totiž jen těžko předpokládat, že konzoly 1 a 2 budou mít v reálu opačné znaménko patrového posunu. Dalším případem částečně závislých proměnných je únosnost ocelo-betonového stropního nosníku a hodnota stálého zatížení betonovou deskou, moment setrvačnosti, průřezový modul a plocha ocelového profilu nebo příčné zakřivení, natočení profilu a lokální imperfekce zaváděné do desko-stěnového modelu ohýbaného prutu.

Rovněž pravidla pro výsledné vyhodnocení únosnosti konstrukce při použití čistě pravděpodobnostního návrhu nejsou zcela jednoznačně stanovena. Porovnání elastických napětí s mezí kluzu totiž například pro profily obdélníkového průřezu vede k velmi konzervativnímu posudku. Na druhou stranu porovnání poměrných deformací v jednotlivých bodech konstrukce s mezním přetvořením materiálu (posudek, který je možno provést při použití EN a aplikaci GMNIA) by při použití pravděpodobnostních metod a při střídaní směru zatížení mohl vést k častému výskytu poruch nízkocyklovou únavou materiálu. V případě aplikace EN je totiž konstrukce posuzována pro mezní – kolapsové účinky, oproti tomu při použití pravděpodobnostních metod se jedná o pro konstrukci běžné – pravděpodobné stavy.

Také problematika stanovení limitních hodnot pravděpodobnosti poruchy není současnou normou EN 1990 [4] plně rozvedena. Metodika posudku podle EN (a obdobných normových soustav) nedává vyjma zavedení tříd spolehlivosti – definice managementu spolehlivosti staveb – příliš dalších vodítek pro efektivní návrh v jiných třídách spolehlivosti než RC2. Rovněž rozdělení konstrukcí do pouhých tří tříd (které navíc ne zcela odpovídají zařazení



konstrukcí pro návrh na účinky seismicity) nedává příliš prostoru pro ekonomicky efektivní návrh konstrukcí s předpokládanou kratší dobou životnosti.

V dalším případném využití pravděpodobnostních metod je možné předpokládat individuálně stanovené hodnoty $P_{f,lim}$ pro každou navrhovanou konstrukci, a to na základě požadavků investora, úvěrové banky, popřípadě některých státních autorit (například Státního úřadu pro jadernou bezpečnost) a dalších. Vedle toho ale nutně musí existovat limitní hodnoty pravděpodobnosti poruchy uvedené v normách, které budou sloužit jako nepřekročitelná horní závazná hranice představující celospolečenskou garanci bezpečného navrhování konstrukcí.

Prostor využití vysoce sofistikovaných čistě pravděpodobnostních metod se dnes pravděpodobně nachází především v oblasti simulačního ověření korektnosti návrhu společensky a ekonomicky významných konstrukcí (třídy spolehlivosti RC3 a vyšší podle [4]) jako jsou například elektrárny, sportovní haly nebo raketová síla. Aplikaci metod čistě pravděpodobnostního přístupu při návrhu běžné konstrukce prováděného širokou statickou veřejností tak v současnosti a nejbližší budoucnosti nelze předpokládat a to jednak z důvodu nedostatečného softwarového a hardwarového vybavení běžných statických kanceláří, ale především z důvodu ne-

dostatečné dostupnosti ověřených statistických dat. Ve střednědobém horizontu rozvoje metod návrhů stavebních konstrukcí, se na základě především ekonomických tlaků nechá očekávat rozvoj a rozšíření plně pravděpodobnostních metod posudku konstrukce, a to hlavně z důvodu jejich větší efektivity a možnosti přímého zohlednění ekonomických a společenských rizik vázaných na kolaps navrhované konstrukce.

Příspěvek byl realizován v rámci grantového projektu GAČR 103/07/0557.

Poděkování doc. Leo Václavkovi za poskytnutí obrázků ilustrujících vyhodnocení metodou SBRA.

Ing. Vítězslav Hapl,
hapl@konstat.cz,
Ing. Jan Seifert,
seifert@konstat.cz,
doc. Ing. Ladislav Votlučka, CSc.,
votlučka@konstat.cz,
Konstat s. r. o., Praha

Assessment of steel structure using the methods of ČSN EN and SBRA

Presently there are many ways to design a steel structure. Majority of these design methods are based on probability of structure failure appearance. There are some strictly probabilistic methods (SBRA [1]) and some quasi-probabilistic methods (such as EC1993 [2]). Example of simple planar frame (according to chapter 24.1 [3]) was used for pointing out main differences between SBRA and EC approach to steel structure design.

LITERATURA:

- [1] MAREK, P., GUŠTAR M., ANAGNOS, T. (1995): *Simulation-Based Reliability Assessment for Structural Engineers*, CRC Press, Florida, USA
- [2] CEN (2006): ČSN EN 1993-1-1, Český normalizační institut, Praha
- [3] MAREK P., BROZETTI J., GUŠTAR M., TIKALSKY P. (2003): *Probabilistic Assessment of Structures*, ÚTAM AV ČR, Praha, ISBN 8086246191
- [4] CEN (2004): ČSN EN 1990, Český normalizační institut, Praha
- [5] ČNI (1998): ČSN 73 1401, Český normalizační institut, Praha
- [6] VÁCLAVEK, L., CHEN, I-H., MAREK, P. (2009): *Safety Assessment of a Steel Frame Using LRFD and SBRA Methods*, ASCE Practice Periodical on Structural Design and Construction, USA
- [7] MAREK P., KRÍVÝ, V., I-HONG CHEN.: *Safety assessment of a steel frame using the LRFD and SBRA methods*, 49th AIAA/ASME/ASCE Structures Conference 2008, Schaumburg, IL., USA



Průmyslové barvy na kovy a dřevo



www.finesabarvy.cz



ALPHA Union, spol. s r. o.
Třinec

Žárové zinkování
16,5 x 2,0 x 3,2 m
12,5 x 3,0 x 3,4 m
ČSN EN ISO 1461

Sherardování
termodifuzní
zinkování
ČSN EN 13811:2003

Novinka

www.alphaunion.cz