

Nové spojení Praha – železniční estakáda přes Masarykovo nádraží – ověření výchozího stavu měřením dynamického chování metodou BRIMOS® v souladu s ČSN 73 6209

Dipl. Ing. Robert Veit-Egerer (PhD candidate), VCE - Vienna Consulting Engineers
Ing. Zdeněk Jeřábek, CSc., INFRAM a.s.

Předmětem příspěvku je informace o způsobu ověření dynamického chování konstrukce novostavby „Železniční estakády přes Masarykovo nádraží v km 3,993 HL“ umožňující v průběhu životnosti kontrolu spolehlivosti konstrukce vč. stavu podélného i příčného předpětí porovnáním změn dynamických charakteristik konstrukce. Pro tento úkol bylo použito nedestruktivní měření dynamického chování metodou BRIMOS®, které odpovídá dynamické zatěžovací zkoušce, protože umožňuje vyhodnocení zjištěných parametrů podle kritérií předepsaných ČSN 73 6209 a poskytuje ještě mnoho dalších informací o nosné konstrukci. Při vyhodnocení dynamického chování se vycházelo z porovnání naměřeného stavu s výsledky dynamického výpočtu a mezními hodnotami dle norem. Obdobné měření dynamického chování bylo v roce 2008 firmami VCE a INFRAM provedeno na železniční estakádě Sluncová. Autoři poukazují na jejich publikaci o podrobném diagnostickém průzkumu [1].

Popis provedených měření

Obecný popis

Měření dynamického chování mostu bylo provedeno po jeho reálném uvedení do provozu ve dnech 5. až 8. května 2009 metodou BRIMOS® (verze 10.06) firmami VCE - Vienna Consulting Engineers a INFRAM a.s. Vyhodnocení a posudek měření se opírají především o nejreprezentativnější a dominantní charakteristické zatížení – a sice železničním provozem.

Bylo provedeno měření:

- globálního chování železničního mostu v rastru po rozhraní jednotlivých obloukových prefabrikátů, tj. 1/14 rozpětí 1. pole, 1/12 rozpětí 2. pole, 1/13 rozpětí 3. až 11. pole a 1/10 rozpětí 12. pole. Senzory byly umísťovány na levé i pravé římse vždy na rozhraní prefabrikátů, na rozhraní mezi monolitem nad uložením a okolními prefabrikáty a na osu monolitického nadpodporového příčniku.
- lokálního chování horní desky (mostovky) v rastru jako u globálního sledování
- lokálního chování dolní desky v nepravidelném rastru podle umístění dolního předpětí.

Zatížení mostu během měření bylo dáno, kromě ambientních vlivů (vítr), železničním provozem na mostě a provozem pod mostem. Běžná rychlost vlaků na mostě je 40 km/h. Kromě vlaků na mostě probíhal posun jednotlivých lokomotiv rychlostí do 40 km/h.

Měření zrychlení na mostovce a dolní desce

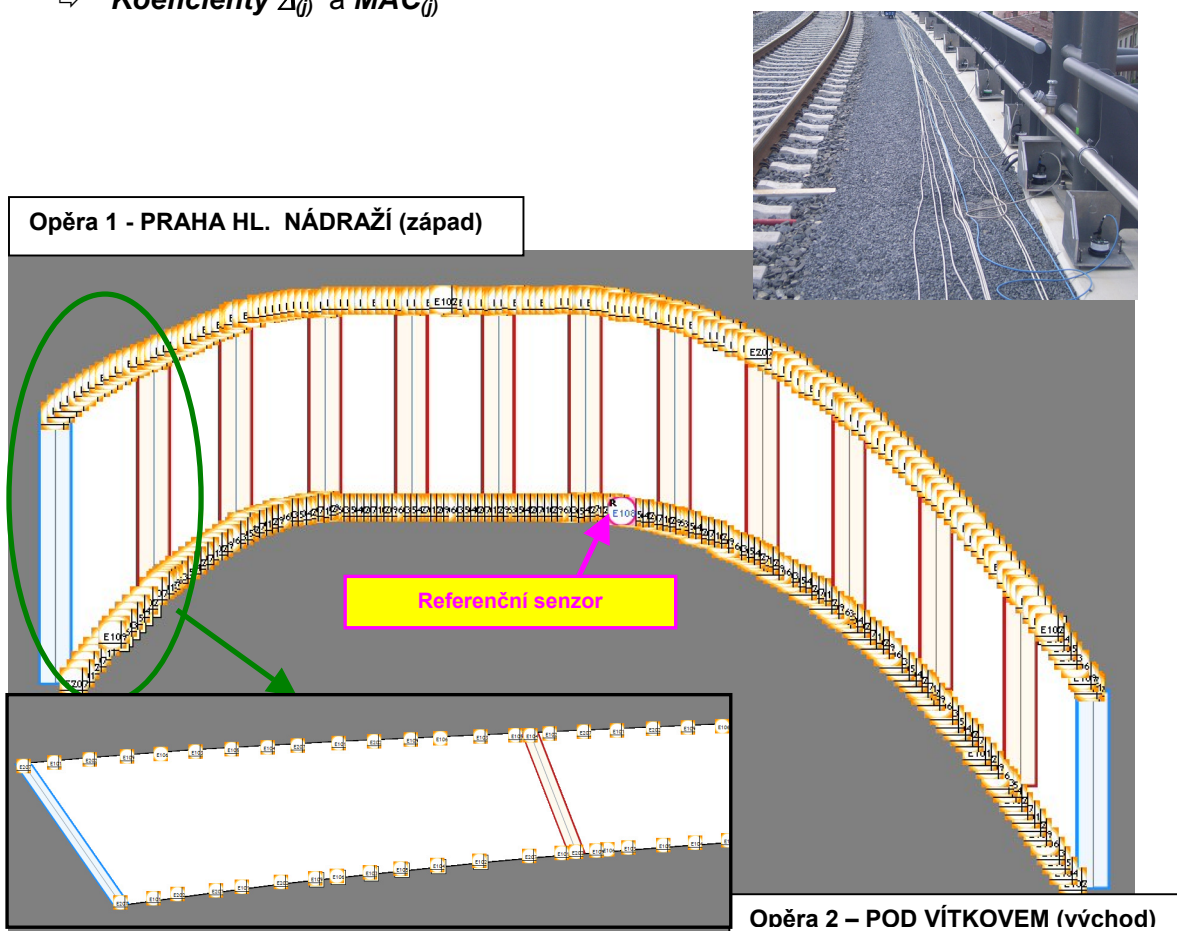
Měřicí rastr 9 trojrozměrně měřících senzorů zrychlení byl postupně posunován po celé délce konstrukce za použití takzvaného referenčního senzoru, který stál během celého měření na stejném místě – a sice na pravé římse mostu ve 40 % rozpětí pole č. 7 (Obr 1). Snímače byly připevněny na aluminiových stojanech. Tato celistvost měřícího rastru umožňuje jednoznačně určit dynamickou charakteristiku nosné konstrukce v podélném, příčném a svislém směru. V každé konfiguraci na mostovce byla dynamická odezva

(zrychlení) snímána po 2 milisekundách (s frekvencí 500 Hz) a pro každou senzorovou konfiguraci byla zapisována do digitálního souboru po dobu 22 minut (1320 sec). Během jednoho 22 minutového souboru obvykle projelo 2 až 5 vlakových souprav.

Dynamické parametry používané pro analýzu

V rámci podrobného diagnostického průzkumu byly z naměřených hodnot vypočítány a hodnoceny následující parametry:

- Zobrazení a hodnoty spekter vlastních frekvencí
 - ⇒ **dynamicky účinná tuhost a funkčnost nosné konstrukce**
- Trend (vývoj) dynamické tuhosti (odolnosti)
 - ⇒ **Mapování globální a lokální odolnosti v podélném a příčném směru**
 - ⇒ **lokalizace problematických částí NK (nosné konstrukce)**
 - ⇒ **hodnocení stavu příčného & podélného předpětí**
- Zjištění a zobrazení charakteristických tvarů kmitání mostu
 - ⇒ **podmínky uložení (funkčnost)**
- Diagram, obsahující přehled intenzity kmitání po celé NK
 - ⇒ **Lokalizace možné únavy materiálu**
- Přehled tlumení přes celou konstrukci
 - ⇒ **Útlum vnesené energie, lokalizace problematických zón**
 - ⇒ **Logaritmický dekrement útlumu θ**
- Porovnání výsledků z analytického výpočtu s měřením podle ČSN 73 6209
 - ⇒ **Koeficienty Δ_{ij} a MAC_{ij}**



Obr. 1 Dokumentace BRIMOS® měření mostovky (vpravo nahoře) & rozmístění senzorového rastru na římsách – půdorys celku a detail (dole)

Posouzení výsledků

Zrychlení

Maximální hodnoty zrychlení mostovky zjištěné v rámci dynamického měření dosahovaly nejvýše $3,43 \text{ m/s}^2$. **Spĺňují tak přípustné maximální zrychlení**, které je $\gamma_{bt} = 3,5 \text{ m/s}^2$ pro kolej na průběžném šterkovém loži podle EN 1990/A1.

Vlastní frekvence

Výsledky měření ukazují zřetelnou dynamickou odezvu nosné konstrukce. Frekvenční analýza jasně identifikuje vlastní frekvence nosné konstrukce. Mimořádné jevy, které by indikovaly netypické chování mostu, zjištěny nebyly.

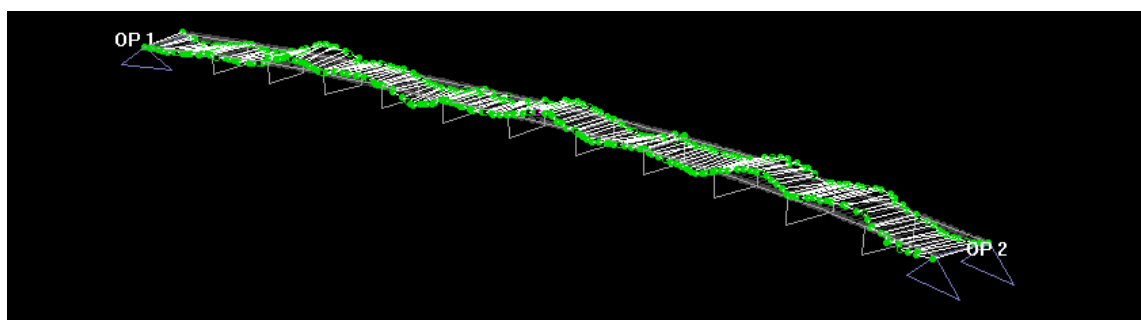
Vlastní frekvence n_0 příslušné ke každému poli (podle různého rozpětí L), které byly určeny vyhodnocením měření, **spĺňují požadavky** evropské normy EN 1991-2 (obr. 6.10 v normě) vzhledem k dolnímu a hornímu limitu pro první vlastní frekvenci od namáhání v ohybu (viz. Tab. 1).

Mezní frekvence dle EN 1991-2:2003(D) prvního kmitu v ohybu				
	Rozpětí [m]	Dolní limit $n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592}$ [Hz]	Měření 2009	Horní limit $n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748}$ [Hz]
Pole 1	39,9	2,66	4,34	6,02
Pole 2	34,9	2,88	6,04	6,65
Pole 3	37,0	2,78	5,15	6,36
Pole 4	37,0	2,78	4,80	6,36
Pole 5	37,0	2,78	4,80	6,36
Pole 6	37,0	2,78	5,15	6,36
Pole 7	37,0	2,78	4,52	6,36
Pole 8	37,0	2,78	4,52	6,36
Pole 9	37,0	2,78	4,52	6,36
Pole 10	37,0	2,78	4,80	6,36
Pole 11	37,0	2,78	5,15	6,36
Pole 12	31,5	3,06	5,90	7,18

Tab. 1 Porovnání měřených prvních vlastních frekvencí v každém poli s EN 1991-2 [5]

Analýza tvarů kmitání

Globální, podélně orientované tvary kmitání **odpovídají** charakteristickým, pro tuto konstrukci **předpokládaným tvarům**. Z mechanického hlediska to indikuje **uspokojivou funkčnost uložení**.



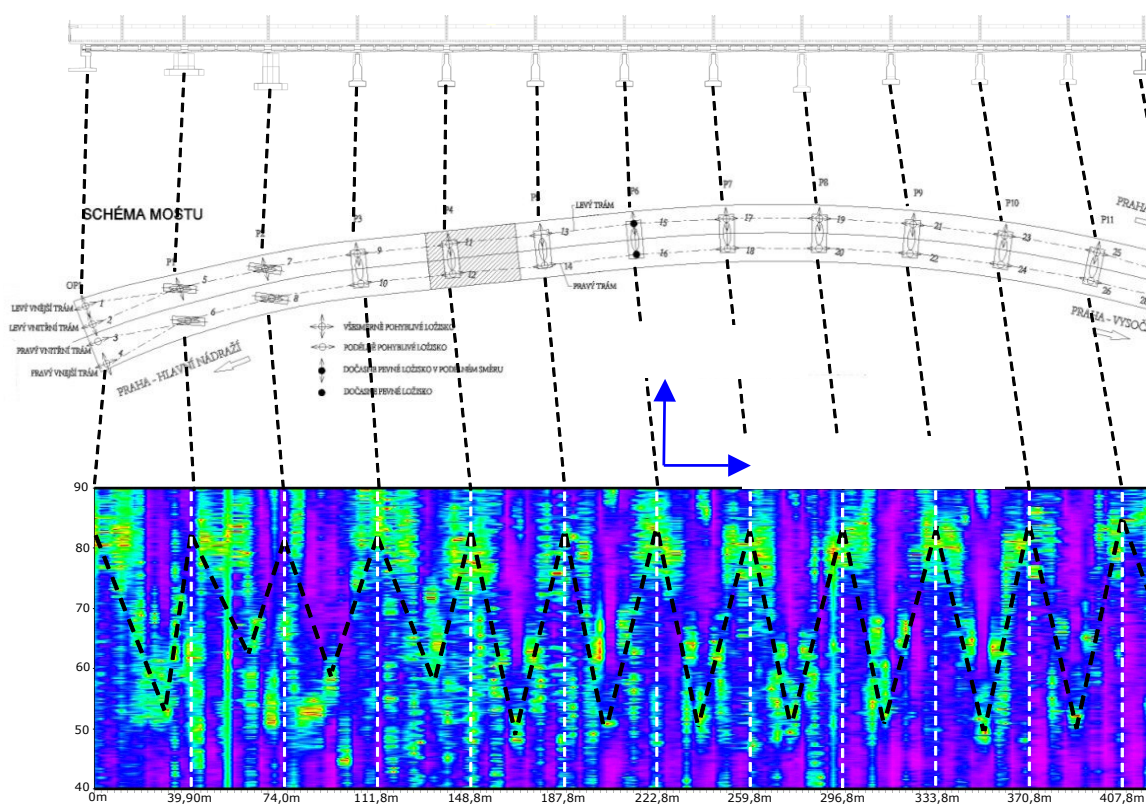
Obr. 2 5. měřený tvar kmitání 5,51 Hz (1BT vyvolaný namáháním v polích 3 & 7 a 5 & 9 synchron.)

Analýza intenzity kmitání (podle BRIMOS®)

Intenzita kmitání se vyskytovala během měření za daných podmínek zatěžování výhradně **v kategorii I**, tzn. že **je malá pravděpodobnost poškození** dynamickým namáháním z hlediska únavy.

Hodnocení dynamické tuhosti – odolnosti předepnuté konstrukce (podle BRIMOS®)

Analýza vývoje frekvenčních spekter (srovnatelné s dynamickou odolností) během celého měření a podle délky nosné konstrukce ukazuje lineární, stabilní průběh relevantních vlastních frekvencí. Tento **jev indikuje normální** charakteristické **chování mostu** a potvrzuje pozitivní hodnocení z hlediska zatížitelnosti a funkčnosti. Posudek platí jak pro globální provozní stav (dynamické chování hlavních částí nosné konstrukce – předepnuté v podélném směru), tak i pro lokální provozní stav (dynamické chování horní a spodní desky – oboje předepnuté v příčném směru).



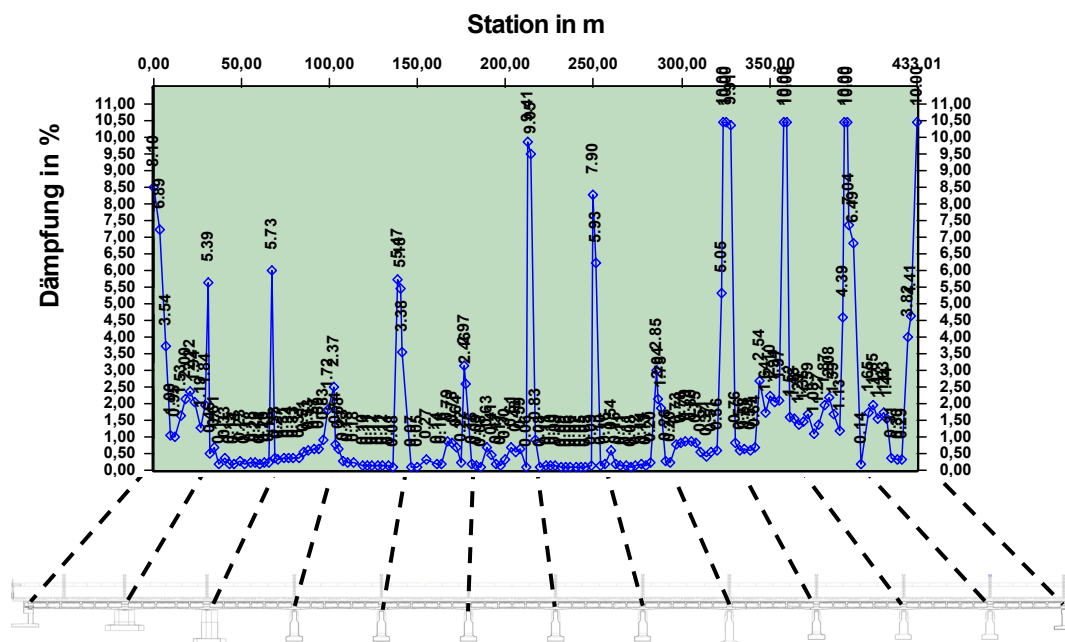
Obr. 3 Trend dynamické tuhosti spodní desky ve vertikálním směru (lokální odezva v pozorovaném, relevantním frekvenčním pásmu 40 - 95 Hz) podle staničení všech senzorů zrychlení v prostřední komoře nosné konstrukce => Zřetelná křivka => ve tvaru V - naměřených vlastních frekvencí => je znát silný vliv geometrických podmínek (po délce proměnlivá ohybová tuhost desky, rozpětí uvnitř komor, způsob vytvoření pevného uložení atd.)

Analýza disipace (= ztráty) vnesené energie (podle BRIMOS®)

Vyhodnocené podélné globální hodnoty disipace energie kmitání (nevratné přeměny vnesené mechanické energie v jiné druhy energie na základě tlumení) odpovídají předpokládaným křivkám. Vyhodnocené **křivky disipace vnesené energie** z mechanického hlediska **indikují uspokojivou funkčnost uložení**. Nízké hodnoty uvnitř mostních polí potvrzují vysokou soudržnost a funkčnost interního předpětí.

Analýza tlumení – logaritmický dekrement útlumu

Hodnoty koeficientu tlumení ζ - zjištěné v rámci dynamického měření - se pohybují v oblasti **předepsané minimální hodnotou $\zeta_{\min} = 1,0$** či již nad ní a **splňují tak kritérium** podle EN 1991-2. Dolní hranice kritického útlumu pro účely návrhu je zde takto předepsána pro mosty z předpjatého betonu s rozpětím ≥ 20 m (viz tab. 6.6. v EN 1991-2).



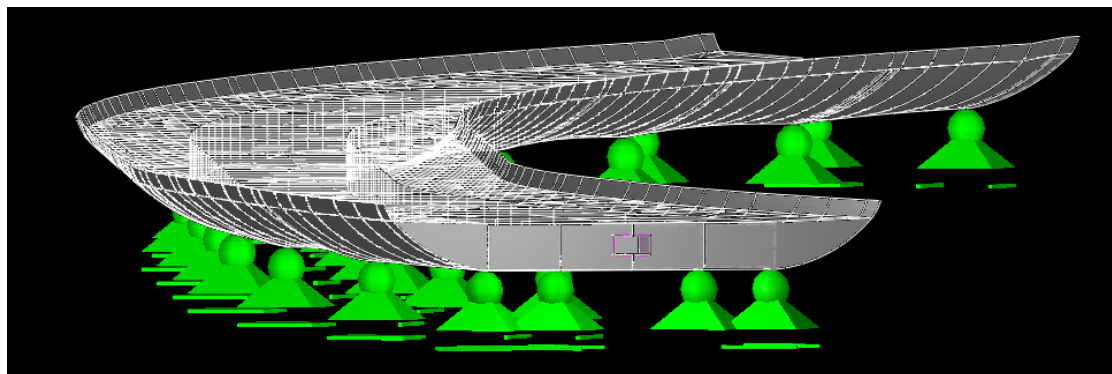
Obr. 4 Přehled tlumení na mostní konstrukci **dle měření podél pravé římsy** vyvolaného namáháním v ohybu základní vlastní frekvence ($= 4,34 \text{ Hz}$)

Výpočtový model a porovnání s měřením

Porovnání měření a výpočtu ukazují dobrou shodu v dynamické charakteristice a potvrzují pozitivní posudek o provozním stavu.

Odchyly vlastních frekvencí $f_{(j)\text{obs}}$ zjištěných měřením se pohybují proti teoretickým hodnotám $f_{(j)\text{teor}}$ převážně pod mezními hranicemi podle **ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů**. Pouze vypočtená první vlastní frekvence každého z prostředních (nejdelších), vzájemně ovlivňujících se polí se liší od naměřené frekvence více, než je uvedeno normou **ČSN 73 6209**.

Je vidět běžný jev, že teoreticky stanovené veličiny vždy zůstávají pod hodnotami zjištěnými měřením. Důvodem je fakt, že podélné a příčné předpětí, železniční kolej, příslušné kolejové lože a pražce i chodník jsou reprezentovány jejich hmotnostmi, ale bez započtení jejich tuhostí, čímž není brán ohled na reálné spolupůsobení vzhledem k tuhosti příčného řezu. Protože jsou ale měřením zjištěné dynamické tuhosti v rámci tohoto diagnostického průzkumu vždy vyšší než analytické, je tento druh odchylky nakonec nezávadný.



Obr. 5 Železniční most, modelován metodou konečných prvků

vlastní frekvence [Hz]	MASARYK_090505A_DECK			mezní odchylka [%] s ohledem na ČSN 736209
	výpočet RFEM	měření 2009	odchylka [%] $\Delta_{(j)} = (f_{(j)cal} - f_{(j)obs}) / f_{(j)cal} * 100$	
1. vertikální průhyb	3,21	4,34	-35,2	+ 10 až - 15
2. vertikální průhyb	3,44	4,52	-31,4	± 25
3. vertikální průhyb	3,60	4,80	-33,3	± 25
4. vertikální průhyb	4,17	5,15	-23,5	± 25
5. vertikální průhyb	4,51	5,51	-22,2	± 25
6. vertikální průhyb	4,84	5,90	-21,9	± 25
7. vertikální průhyb	5,14	6,04	-17,5	± 25
1. torzní křivka	5,83	6,86	-17,7	± 25

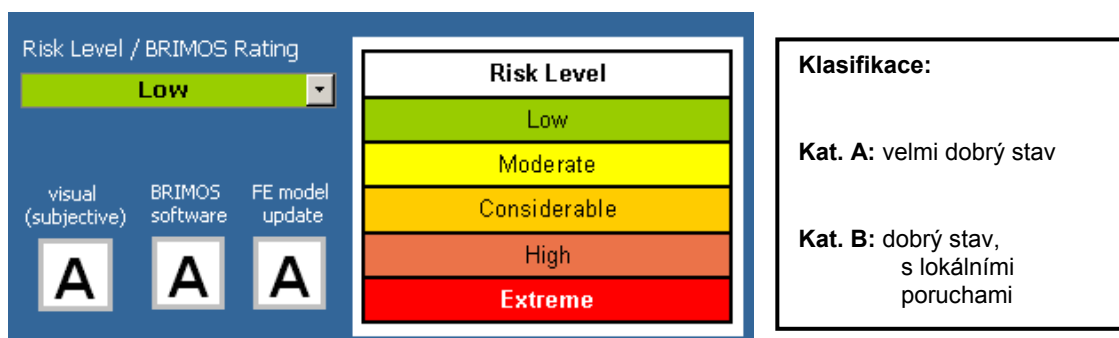
Tab. 2 Porovnání a hodnocení rozhodujících vlastních frekvencí

Vyhodnocením a porovnáním tvarů kmitání byla dosažena kvalitativně a hlavně i numericky (koeficient korelace modální analýzy **MAC_(j)**) vysoká shoda mezi měřením a teoretickým výpočtem. Většina vypočtených koeficientů MAC se blíží ideální hodnotě 1.

Hodnocení a klasifikace

Celkový a lokální provozní stav určený dynamickým měřením je dobrý. Z výsledků průzkumu vyplývá, že zatížitelnost a funkčnost nosné konstrukce jsou zajištěny v plném rozsahu.

Zařazení mostu SO 860 Železniční estakáda přes Masarykovo n. (na Novém spojení Praha hl. n. – Praha Libeň, Vysočany, Holešovice) do **klasifikace podle BRIMOS®u je do kategorie A – tj. velmi dobrý stav** na základě měření při podmínkách daných zatížením běžným provozem na mostě.



Obr. 6 Klasifikace – Železniční estakáda Masarykovo n. – Most SO 860

V rámci podrobného diagnostického průzkumu výchozího stavu nosné konstrukce železniční estakády přes Masarykovo n. **jsou splněny** jak požadavky české normy **ČSN 73 6209 Zatěžovací zkoušky mostů**, tak i relevantní požadavky evropských norem **EN 1990/A1** a **EN 1991-2**).

Ve smyslu ČSN 73 6209 se u mostů, u kterých se předpokládá v průběhu životnosti kontrola spolehlivosti konstrukce porovnáním změn dynamických charakteristik, mají provádět diagnostické dynamické průzkumy. S tímto požadavkem by zadavatel i projektant měl počítat již v přípravné dokumentaci. V praxi se nejvíce požaduje ověření stavu podélného i příčného předpětí či skutečného namáhání lan závěsů a táhel.

Literatura:

- [1] Veit - Egerer, R.; Jeřábek, Zd.: Nové spojení Praha – Železniční estakáda Sluncová – Ověření výchozího stavu průzkumným měřením dynamického chování metodou BRIMOS s ohledem na ČSN 736209®, Sborník 14. mezinárodního sympozia MOSTY, ISBN 978-80-86604-43-5, Sekurkon, 2009