

ZHODNOCENÍ STAVU ŽELEZOBETONOVÉHO OBLOUKOVÉHO MOSTU PŘES LITAVU V OBCI MĚNÍN

Dominik Lisztwan, Petr Nápravník, Petr Žítt, Jaromír Láník, Petr Daněk

V článku je přiblížen proces komplexního zhodnocení aktuální kondice přibližně sto let starého obloukového železobetonového mostu v obci Měnin. Hodnocení bylo provedeno především na základě statických zatěžovacích zkoušek, získané výsledky byly doplněny o numerický výpočtový model konstrukce, který měl za úkol simulovat provedené zkoušky.

ASSESSMENT OF THE CONDITION OF A CONCRETE ARCH BRIDGE OVER LITAVA STREAM IN MĚNÍN

The article deals with a complex procedure of the evaluation of the structural condition of a nearly 100-years-old reinforced concrete arch bridge in Měnin near Brno. The assessment was carried out using results of full-scale load tests. In addition, experimental data were complemented by a numerical analysis.

Mosty obecně patří ke konstrukcím, které dokážou upoutat pozornost člověka. Celou éru mostního stavitelství se autoři těchto konstrukcí snaží nejen překlenout překážku v podobě vodního toku, hlubokého údolí či jiné komunikace, ale také skloubit elegantní vzhled s důvtipným a technicky promyšleným řešením. Pokud odhlédneme od moderních letmo betonovaných, visutých nebo zavěšených mostů, tak jedním z těchto elegantních konstrukčních řešení jsou bezpochyby mosty obloukové. Když se zaměříme na konstrukce, u kterých je převládajícím materiálem beton, máme na území České republiky několik známých obloukových mostů, např. most Míru v Dolních Loučkách, Podolský most přes Vltavu, most podle návrhu Stanislava Bechyně v Hořepníku a mnoho dalších. Ne všechny obloukové mosty jsou veřejnosti známé a často užívané. Jedním z takových případů je obloukový železobetonový most přes řeku Litavu v obci Měnin, jež se nachází cca 20 km na jih od Brna.

Popis konstrukce a vizuální prohlídka

Most z roku 1929 [1] se nachází na účelové komunikaci spojující zemědělské plochy se silnicí druhé třídy II/416 v katastrálním území obce Měnin. Jedná se o jednopolevý železobetonový obloukový most se spodní mostovkou. Délka pole je 22 m, celková délka mostu je 23,37 m a světlá šířka mezi oblouky je 3,45 m. Obě opěry mostu jsou masivní betonové šířky 4,46 m, opěra OP1 je blíže silnici II/416



1 Pohled na most při zatěžovacím stavu LC2 **2** Vybraná místa poruch konstrukce: a) podélník s dobetonovanou částí, b) spodní líc nosné konstrukce s dobetonovanými prvky a původní příčník s obnaženou výztuží **1** View of the bridge – load case LC2 **2** Examples of the deterioration of structural members: a) part of the recasted longitudinal girder, b) damaged and then repaired structural members of the bridge (view of the underside)

a opěra OP2 se nachází u cyklostezky podél vodního toku, most je na vodoteč kolmý. (obr. 1)

Nosnou konstrukci tvoří dvojice svislých parabolických oblouků se vzepětím 4,05 m, oblouky mají konstantní šířku 500 mm a proměnlivou výšku – v patě oblouku 1 250 mm, ve vrcholu pak 835 mm. V úrovni mostovky je dvojice vodorovných podélných trámů průřezu 500 × 800 mm tvořících táhla, která spojují paty oblouku a zajišťují přenos vodorovné složky reakce. Do podélníků jsou vetknuty příčníky mostovky s rozměry 245 × 340 mm, které následně vynášejí mostovkovou desku o tloušťce 150 mm. Celá konstrukce mostovky je na každé straně mostu zavěšena pomocí 13 táhel průřezu 150 × 280 mm. Nosná konstrukce je prostě uložená na opěry prostřed-

nictvím koncových příčníků. V případě posuvné podpory na straně opěry OP2 je uložení řešeno pomocí železobetonového bloku, který je vložen mezi nosnou konstrukci a opěru a odvalováním zabezpečuje volný vodorovný posun nosné konstrukce.

Aktuálně je most v provozu a slouží především pro potřeby přejezdu zemědělské techniky na přilehlé zemědělské plochy a cyklistům z nedaleké cyklostezky.

Při prvotní vizuální prohlídce konstrukce byly zjištěny poruchy především v podobě odpadnutých krycích vrstev a s tím související koroze betonářské výztuže. Nejvíce poškozenými prvky byla svislá táhla a příčníky, avšak betonářská výztuž byla ve většině případů pouze s povrchovou korozi bez zřetelných úbytků prů-

zové plochy. Omezený rozsah koroze výztuže je dán především skutečností, že se na mostě ani v jeho okolí v zimních měsících neprovádí údržba s použitím chemických rozmrazovacích látek. Další poruchu způsobuje absence jakékoliv izolace na mostě, jež má za následek rozsáhlé zatékání do konstrukce. Vedle těchto poruch bylo zjištěno, že uprostřed rozpětí byla v minulosti konstrukce mostu přes celou svou šířku zásadně poškozena, konkrétně se jednalo o příčník ve středu rozpětí, část desky mostovky, přilehlý úsek obou podélníků a navazující táhla. Rozsah poškození byl odhadnut na základě vizuálně odlišné struktury betonu, než jakou měl beton původní konstrukce, a viditelných spár mezi betony (obr. 2). Podle kroniky obce a [1] byl most 24. dubna 1945 časně ráno poškozen vojáky německé armády, avšak jako jediný ze čtyř mostů v okolí nebyl zničen úplně. Poškození však bylo takového rozsahu, že zcela vyřadilo konstrukci z užívání, a to i pro pěší. Na základě zjištění vyplývajících z rozhovorů s místními obyvateli byl most v tomto stavu až do 70. let minulého století, kdy byl v rámci stavby nedaleké dálnice D2 lokálně sanován. Během sanace byly dobetonovány poškozené části prvků nosné konstrukce. Při detailní prohlídce sanovaných míst a okolních prvků nebyly zjištěny žádné další zásahy v rámci sanace – např. doplnění nové výztuže do konstrukce nebo zásah do nepoškozených prvků.

Statická zatěžovací zkouška

Pro potřeby zjištění stavu a kondice konstrukce bylo přistoupeno k pro-

vedení statické zatěžovací zkoušky, která při správném provedení a vyhodnocení získaných dat dokáže věrně popsat aktuální odezvu konstrukce na působící zatížení. Při návrhu programu zatěžovací zkoušky a jednotlivých zatěžovacích stavů se vycházelo z požadavků uvedených v normě ČSN 72 2023 [2], resp. ČSN 72 6209 [3] a ACI 437.2M-13 [4], a zároveň byl využit předběžný výpočetní model konstrukce sestavený v softwaru Scia Engineer, na základě kterého byl zvolen vhodný způsob zatěžování, intenzita zatížení a poloha měřicích bodů na konstrukci. Pro experiment bylo zvoleno zkušební zatížení v podobě dvojice třínápravových nákladních automobilů o celkové hmotnosti jednoho automobilu přibližně 24 t. Zatěžovací postup byl rozdělen do dvou hlavních zatěžovacích stavů: LC1 – jedno vozidlo a LC2 – dvě vozidla současně. Umístění zatížení bylo vždy zvoleno tak, aby vyvolalo největší možné deformace. Z důvodu eliminace negativních vlivů v podobě svislého posunu v uložení nosné konstrukce na opěry, poklesu opěr nebo změny tuhosti konstrukce při zatěžování byl každý zatěžovací stav dvakrát opakován a výsledky jednotlivých zatěžovacích stavů byly vzájemně porovnány.

Během zkoušky byla odezva konstrukce na zatížení zaznamenávána prostřednictvím měření průhybu konstrukce, posunu nosné konstrukce vůči opěrám a měření poměrných deformací na předem vytipovaných místech. Konkrétně se jednalo o sledování průhybu každého podélníku v šestnácti rozpětí a průhybu středního příčníku v půdorysném středu

du mostu. Sledování posunu nosné konstrukce v místě uložení bylo realizováno pomocí šesti měřicích míst – dvě místa pro měření svislého posunu mezi nosnou konstrukcí a opěrou u každé opěry a dvě místa pro měření vodorovného posunu nosné konstrukce v místě posuvného uložení na opěru OP2. Pro stanovení poměrného přetvoření během zatěžování bylo použito 12 odporových fóliových tenzometrů osazených v místech předpokládaných tlakových namáhání na beton konstrukce (tři místa na obloucích) a v místech předpokládaného tahového namáhání (mimo horní výztuž ve vrcholu oblouku) na odhalenou betonářskou výztuž (devět míst na táhlech, příčnicích, levém podélníku a výztuži pravého oblouku). Mimo měření deformační odezvy konstrukce byla po celou dobu zkoušky kontinuálně zaznamenávána i teplota okolního vzduchu a povrchová teplota konstrukce na třech místech (osluňené straně, neosluňené straně a dolním líci nosné konstrukce).

Numerická analýza

Vedle předběžného modelu konstrukce, který sloužil primárně pro účely návrhu experimentální zatěžovací zkoušky, byl v prostředí GiD vytvořen také numerický model celé konstrukce pro nelineární analýzu pomocí softwaru Atena Science. Jako vstupní parametry do modelu byly použity reálné rozměry konstrukce a materiálové charakteristiky betonu stanovené na tělesech ze vzorků odebraných z konstrukce pomocí jádrového vrtání. Celkem bylo odebráno sedm jádrových vývrtů průměru





3



4

100 mm, ze kterých bylo vyrobeno 20 zkušebních těles (obr. 3) pro stanovení pevnosti v tlaku, pevnosti v prostém tahu, statického modulu pružnosti a deformačního diagramu betonu. Pro přesné popsání materiálového modelu betonu je dobré znát i hodnotu lomové energie betonu. Tato hodnota byla z důvodu omezeného množství zkušebních těles odhadnuta na základě výsledků zkoušek obdobných typů betonů provedených v minulosti. Výsledky fyzikálně-mechanických parametrů betonu konstrukce jsou shrnuty v tab. 1. Dále bylo co možná nejpřesněji zjištěno vyztužení celé nosné konstrukce. Průběhy a počty výztužných vložek v jednotlivých prvcích byly stanovovány především nedestruktivně s využitím georadaru (obr. 4) a elektromagnetického

indikátoru výztuže. Polohy, průměry a druhy vybraných prutů výztuže byly zjišťovány v místě odpadnutých krycích vrstev. Mechanické parametry výztuže nebylo možno zjistit experimentálně, ale ze zkušeností s železobetonovými konstrukcemi postavenými během 20. a 30. let minulého století [5] byla mez kluzu hladké kruhové betonářské výztuže uvažována hodnotou 290 N/mm² a modul pružnosti hodnotou 200 GPa. Ze zjištěných informací byl vytvořen trojrozměrný model konstrukce včetně jejího vyztužení (obr. 5a), který byl následně pomocí preprocesoru GiD převeden do výpočetního prostředí Atena Science (obr. 5b). Výpočet byl rozdělen do čtyř výpočetních intervalů. V prvním

intervalu byla spočtena odezva konstrukce způsobená její vlastní tíhou, tento krok byl do analýzy vložen z důvodu zahrnutí vlivu změny tuhosti konstrukce při tomto zatížení. Druhý výpočetní interval simuloval experimentální zatěžovací stav LC1, po tomto intervalu byla konstrukce o zatížení LC1 odlehčena a v posledním intervalu se model konstrukce zatěžoval způsobem, který odpovídal druhému zatěžovacímu stavu LC2.

Průběh zatěžovací zkoušky

Každý zatěžovací stav měl shodný průběh – nejprve byla konstrukce zatížena nájezdem zkušebního zatížení (zatížení trvalo přibližně 20 min) a po odlehčení konstrukce byly po dobu přibližně 10 min zaznamenávány trvalé deformace odtižené konstrukce. Celková reálná intenzita zkušebního zatížení byla pro zatěžovací stav LC1 24,9 t a pro LC2 49 t.

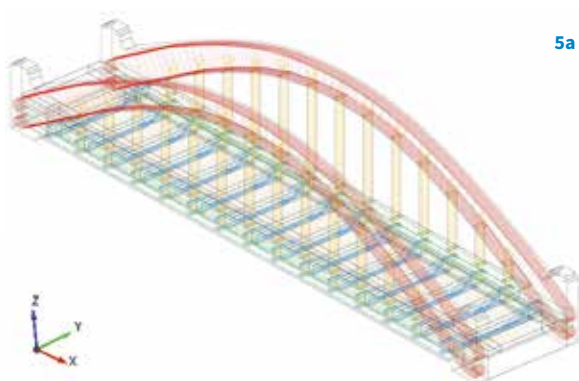
Globální maximální průhyby u všech zatěžovacích stavů byly zaznamenány v polovině délky příčnicku uprostřed rozpětí nosné konstrukce. Tento maximální průhyb byl pak dále použit pro vyhodnocení zatěžovací zkoušky. I přes relativně ustálenou teplotu konstrukce i okolního vzduchu během celého experimentu, jež je znázorněna v grafu na obr. 6, některé hodnoty poměrných přetvoření u obou opakování

Tab. 1 Fyzikálně-mechanické parametry betonu

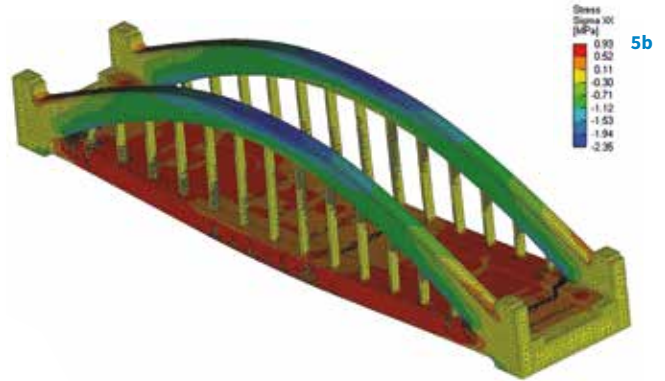
Tab. 1 Mechanical and physical properties of the concrete

Parametr	Jednotka	Hodnota
krychelná pevnost v tlaku ($f_{c,cube}$)	[N/mm ²]	16,1
pevnost v prostém tahu (f_t)	[N/mm ²]	0,95
statický modul pružnosti (E_c)	[N/mm ²]	13 000
objemová hmotnost (D)	[kg/m ³]	2 190

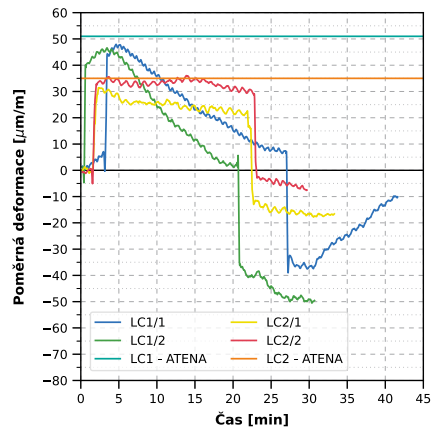
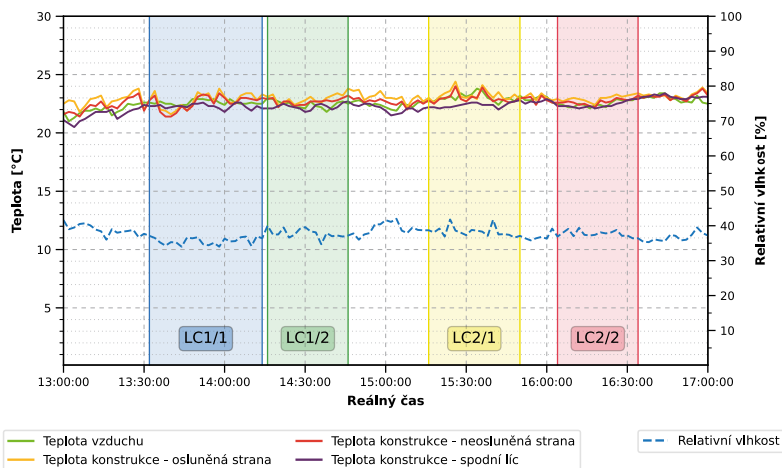
3 Zkušební tělesa vyrobená z odebraných jádrových vývrtů 4 Nedestruktivní lokalizace výztuže pomocí georadaru 5 Řešený model konstrukce: a) trojrozměrný model nosné konstrukce včetně vyztužení, b) normálové napětí σ_{xx} během analýzy 3 Test specimens made from the cores taken from the structure 4 A nondestructive identification of positions of reinforcement bars using ground penetrating radar 5 Digital model of the structure: a) 3D model including reinforcement bars, b) normal stresses σ_{xx} obtained from the analysis



5a



5b



6 Záznam teplot a relativní vlhkosti **7** Poměrné přetvoření výztuže sedmého pravého táhla během experimentu **6** Temperature and relative humidity readings during the experiment **7** Readings of strains in reinforcement of the seventh hanger on the right-hand side during the experiment

zatěžovacího stavu LC1 vykazovaly během fáze zatížení konstrukce rostoucí, nebo naopak klesající trend. U obou opakování zatěžovacího stavu LC2 se konstrukce chovala standardně a čtení poměrných přetvoření bylo během zatěžovací fáze prakticky konstantní (obr. 7). Vzhledem k téměř okamžité odezvě mostu na zkušební zatížení byly hodnoty poměrných přetvoření při zatěžovacím stavu LC1 použité pro následné vyhodnocení odečteny krátce po zatížení konstrukce (v případě LC2 nebyly během zatížení konstrukce pozorovány zásadní nárůsty průhybů ani poměrných přetvoření). Poměrná přetvoření získaná během zatěžovacího stavu LC2 byla stanovena jako průměrná hodnota poměrného přetvoření během zatěžovací fáze. Měřicí místa jsou uvedena v tab. 2.

Výsledky experimentu a numerické analýzy

Maximální hodnoty průhybů získané během experimentu i z numerické analýzy jsou shrnuty v tab. 3. V případě dat z reálné zatěžovací zkoušky jsou maximální průhyby naměřené během zatížení doplněny o pružné a trvalé hodnoty průhybů. V tabulce jsou dále uvedeny i průměrné svislé posuny v podporách během zatěžovací fáze zkoušky i po následném odtižení konstrukce. Vzhledem ke skutečnosti, že svislé posuny v podporách byly při obou opakováních prvního zatěžovacího stavu minimální, resp. na hranici citlivosti použitých typů snímačů a efektu trvalého zatlačení v uložení nosné konstrukce během všech zatěžování (měřený posun v podporách během zatěžování i po odtižení byl téměř shodný), nebyly dále hodnoty

měřených průhybů konstrukce opravovány o svislý posun v podporách. V grafu na obr. 8 jsou pak znázorněny výsledky naměřených průhybů v jednotlivých měřicích místech v podélném směru nosné konstrukce. Jedná se vždy o průměrnou hodnotu průhybů měřených na levé a pravé straně nosné konstrukce v daném řezu. Svislé deformace v příčném směru uprostřed rozpětí jsou zobrazeny v grafu na obr. 9. Oba grafy jsou doplněny o výsledky získané z numerické analýzy modelu konstrukce.

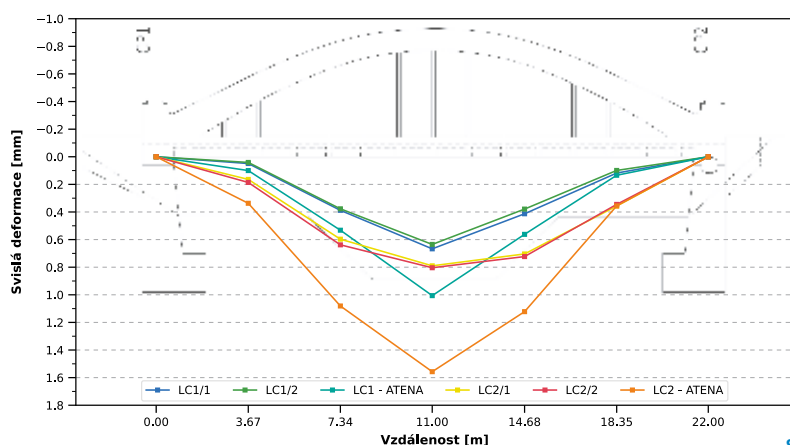
Hodnoty poměrných přetvoření ve vybraných místech konstrukce získané jak během experimentu, tak z numerické analýzy jsou shrnuty v tab. 4. Z výsledků měřených poměrných deformací v předpokládaných místech tlakového namáhání betonu je zřejmé, že změny poměrných deformací,

Tab. 2 Legenda měřicích míst poměrného přetvoření **Tab. 2** Legend of the strain gauges location

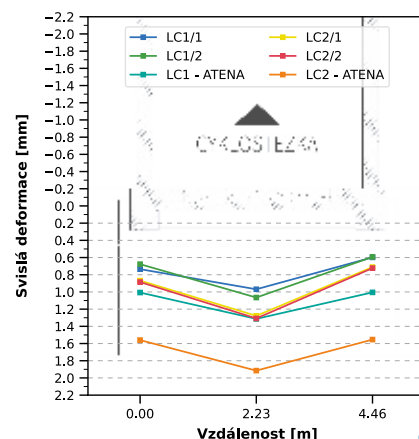
Označení	Popis měřicího místa
1	vrchol pravého oblouku (horní výztuž)
2	vrchol pravého oblouku (dolní výztuž)
3	vrchol pravého oblouku (beton na horním líci)
4	2/3 rozpětí, pravý oblouk (beton na horním líci)
5	5/6 rozpětí, pravý oblouk (beton na horním líci)
6	střed rozpětí, levé podélné táhlo (výztuž ve středu výšky)
7	šesté levé táhlo (výztuž)
8	sedmé (střední) levé táhlo (výztuž)
9	sedmé (střední) pravé táhlo (výztuž)
10	osmé pravé táhlo (výztuž)
11	osmý (střední) příčník (výztuž uprostřed délky příčníku)
12	desátý příčník (výztuž uprostřed délky příčníku)

Tab. 3 Výsledky statické zatěžovací zkoušky a numerické analýzy – maximální deformace a posuny **Tab. 3** Load test and numerical analysis results – maximum deflection and displacements at the supports

Zatěžovací stav	Opakování	Experiment					Atena průhyb [mm]
		celkový průhyb [mm]	pružný průhyb [mm]	trvalý průhyb [mm]	svislý posun v uložení		
					zatížený stav [mm]	odtižený stav [mm]	
LC1	I.	1,06	1,01	0,05	0,004	0,004	1,31
	II.	1,08	1,02	0,06	0,005	0,005	
LC2	I.	1,35	1,24	0,11	0,032	0,031	1,92
	II.	1,38	1,22	0,16	0,035	0,034	



8



9

8 Průhyb v podélném směru 9 Průhyb v příčném směru

8 Deflection along the longitudinal axis of the bridge 9 Deflection of the bridge in the transverse direction

resp. napětí, jsou minimální, přičemž vždy byly naměřeny záporné hodnoty – tudíž jde o tlakové namáhání. Co se poměrného přetvoření betonářské výztuže týče, tak v tomto případě jsou změny taktéž minimální. Většina měřených míst na betonářské výztuži byla namáhána tahem. Pouze v případě měřicího místa č. 1 (na horní vrstvě výztuže ve vrcholu oblouku) se dle předpokladů jednalo o tlačенou výztuž. Nestandardně se chovalo právě osmé táhlo (měřicí místo č. 10), kdy v případě obou opakování druhého zatěžova-

cího stavu bylo toto táhlo, resp. měřený prut výztuže, namáháno v tlaku.

Vyhodnocení výsledků a posouzení konstrukce

Norma [3] přistupuje k hodnocení stávajících mostních konstrukcí na základě výsledků statické zatěžovací zkoušky dvěma způsoby – mostní konstrukce vyhovuje, pokud je poměr mezi trvalou deformací po odtížení S_p a maximální zaznamenanou deformací během zatížení S_{tot} menší nebo roven dané limitní hodnotě α_x .

Pro železobetonové konstrukce je tato základní limitní hodnota při prvním zatěžování $\alpha_1 = 0,25$, v případě opakování stejného zatěžovacího stavu (pokud jsou splněny podmínky pro opakování) je limitní poměr deformací $\alpha_3 = 0,125$. Konstrukce může být také posouzena z hlediska porovnání teoretických výsledků, získaných např. statickým výpočtem nebo numerickou analýzou konstrukce, a výsledků reálné odezvy hodnocené konstrukce. V tomto případě se porovnává poměr mezi experimentálně stano-

Tab. 4 Výsledky statické zatěžovací zkoušky a numerické analýzy – poměrné přetvoření

Tab. 4 Load test and numerical analysis results – measured strain

Zatěžovací stav / opakování	Poměrné přetvoření v místě [$\mu\text{m}/\text{m}$] EXPERIMENT											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
LC1/I.	-31	43	-35	-8	-15	59	37	48	44	17	101	43
LC1/II.	-37	39	-39	-11	-9	58	29	40	41	13	94	37
LC2/I.	-41	51	-42	-32	-58	33	36	40	25	-17	80	73
LC2/II.	-32	58	-28	-21	-47	23	25	29	33	-13	88	79

Zatěžovací stav	Poměrné přetvoření v místě [$\mu\text{m}/\text{m}$] ATENA											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
LC1	-41	13	-42	-12	-22	212	61	51	51	36	73	41
LC2	-46	4	-47	-6	-49	190	49	34	35	64	80	94

Tab. 5 Vyhodnocení statické zatěžovací zkoušky na základě průhybů

Tab. 5 Evaluation of the static load test based on the displacement

Zatěžovací stav	Opakování	S_p/S_{tot}	Kritérium	Vyhodnocení
LC1	I.	0,05	$\alpha_1 = 0,25$	VYHOVUJE
	II.	0,06	$\alpha_3 = 0,125$	VYHOVUJE
LC2	I.	0,08	$\alpha_1 = 0,25$	VYHOVUJE
	II.	0,12	$\alpha_3 = 0,125$	VYHOVUJE

Tab. 6 Vyhodnocení na základě srovnání průhybu během experimentu a modelu

Tab. 6 Evaluation based on the comparison between displacement from the load test and the numerical analysis

Zatěžovací stav	Opakování	S_e/S_{cat}	Kritérium β_1	Kritérium α_1	Vyhodnocení
LC1	I.	0,77	0,60	1,10	VYHOVUJE
	II.	0,77			VYHOVUJE
LC2	I.	0,64	0,60	1,10	VYHOVUJE
	II.	0,63			VYHOVUJE

Literatura:

- [1] KALÁBOVÁ, H. *Měnin v minulosti a dnes*. Měnin: Retyp, 2000. 226 s. ISBN 80-238-5711-8.
- [2] ČSN 73 2030. *Statické zatěžovací zkoušky stavebních konstrukcí*. Praha: ÚNMZ, 2019.
- [3] ČSN 73 6209. *Zatěžovací zkoušky mostních objektů*. Praha: ÚNMZ, 2019.
- [4] ACI 437.2M-13. *Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures*. American Concrete Institute – Committee 437, 2014. 25 s.
- [5] ŽÍTT, P. *Vybrané aspekty diagnostiky železobetonové stropní konstrukce meziválečného období 20. století*. Brno, 2021. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav stavebního zkušebnictví.

venou pružnou složkou deformace S_e a teoreticky stanovenými účinky S_{cal} . V případě porovnávání reálného a teoretického chování konstrukce by se tento poměr pro vyhovující železobetonovou konstrukci měl nacházet v intervalu 0,6 až 1,1. Oba tyto přístupy byly použity pro zhodnocení aktuálního chování a stavu zkoušené konstrukce. První z výše uvedených možností vyhodnocení byla použita pouze v kontextu naměřených průhybů konstrukce. Porovnání experimentálně získaného chování konstrukce při zatěžování a chování výpočetního modelu konstrukce bylo provedeno jak na základě průhybu, tak i získaného poměrného přetvoření měřeného ve vybraných místech konstrukce.

Vyhodnocení zkoušky pouze z výsledků experimentu, resp. z naměřených maximálních a trvalých deformací je uvedeno v tab. 5. Obě první opakování LC1 i LC2 vyhověla s dostatečnou rezervou limitní hodnotě poměru trvalých a maximálních deformací $\alpha_1 = 0,25$. Ačkoliv v tomto případě nebylo nutno opakovat stejný zatěžovací stav, protože podle normy [3] konstrukce vyhověla, byly i přesto zatěžovací stavy opakovány a následně naměřené poměry průhybů posouzeny přísnějším kritériem $\alpha_3 = 0,125$. I v tomto případě konstrukce při zatěžování oběma zatěžovacími stavy vyhověla.

Při porovnání experimentu a hodnot získaných nelineární numerickou analýzou konstrukce je zřejmé, že model oproti hodnotám stanoveným in situ ukazoval ve všech případech průhyby větší. Porovnání a vyhodnocení poměru těchto hodnot je uvedeno v tab. 6 – i při tomto možném přístupu k hodnocení konstrukce na základě statické zatěžovací zkoušky a výpočtu konstrukce požadovaná kritéria splnila.

Výsledky naměřených poměrných deformací a výsledky stanovené na modelu konstrukce jsou oproti průhybům značně různorodější. V tomto případě se získaná data experimentálně porovnávala a vyhodnocovala pouze vůči výsledkům numerické analýzy. V tab. 7 jsou uvedeny hodnoty poměru poměrných přetvoření. Výsledky, které v daných místech

Tab. 7 Vyhodnocení na základě srovnání poměrných přetvoření experimentu a modelu

Tab. 7 Evaluation based on the comparison between the strain measured from the load test and the numerical analysis

Zatěžovací stav / opakování	S_e/S_{cal}											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
LC1/I.	0,76	3,31	0,83	0,67	0,68	0,28	0,61	0,94	0,86	0,47	1,38	1,05
LC1/II.	0,90	3,00	0,93	0,92	0,41	0,27	0,18	0,78	0,80	0,36	1,29	0,90
LC2/I.	0,89	12,75	0,89	5,33	1,18	0,17	0,73	1,18	0,71	-0,27	1,00	0,78
LC2/II.	0,70	14,50	0,60	3,50	0,96	0,12	0,51	0,85	0,94	-0,20	1,10	0,84

nesplnily přípustný interval poměru těchto veličin, jsou zvýrazněny červeně. I přestože většina výsledků kritériím vyhovuje, tak některá měřicí místa ukazují značný rozdíl mezi experimentem a modelem. Příkladem může být měření poměrných deformací spodní výztuže ve vrcholu oblouku, kdy byly během experimentu naměřeny hodnoty násobně vyšší. Tento stav může být např. indikací vzniku kloubu ve vrcholu oblouku, kdy většinu tahových namáhání v tomto místě přenáší výztuž ve spodní vrstvě. Opačným případem jsou výsledky poměrných deformací betonářské výztuže vodorovného táhla uprostřed rozpětí. V tomto případě jsou výsledky experimentu vůči modelu nižší. Toto místo může ilustrovat obecnou problematiku sledování odezvy stávajících konstrukcí, konkrétně měření poměrných přetvoření betonářské výztuže. Hlavní předpoklad při tomto měření je, že betonářská výztuž má dobrou soudržnost s betonem, je řádně zakotvena, není přerušena a aktivně se podílí na přenosu sil v průřezu. V případě naměření menších poměrných deformací, než je předpokládáno, se může jednat o výztuž, která nesplňuje některý z předpokladů – jinak řečeno, výztuž není aktivní nebo se na přenosu vnitřních sil nepodílí všechny výztužné vložky rovnoměrně.

Závěr

Z výsledků provedené statické zatěžovací zkoušky je zřejmé, že i téměř sto let stará konstrukce, která byla v minulosti značně poškozena, poté lokálně a v neznámé kvalitě sanována a navíc pravděpodobně celou svou životnost ponechána bez zásadní údržby či rekonstrukce, může bezpečně

plnit svůj účel, i když je na první pohled značně degradovaná.

Popsaný případ ilustroval vhodnost použití experimentálního ověření chování stávající konstrukce, neboť právě vhodně navržená a správně vyhodnocená reálná zatěžovací zkouška dokáže odhalit aktuální stav konstrukce a její odezvu na působící zatížení. Doplnění zkoušky o numerický model konstrukce při správném definování vstupních parametrů může na druhou stranu odhalit případné změny v konstrukci, které mohly proběhnout v průběhu životnosti konstrukce, nebo její odlišné působení, než jaké bylo předpokládáno. Kvalitní model může mimo jiné sloužit i pro verifikaci naměřených veličin během experimentu.

Článek vznikl za podpory projektu juniorského specifického vysokoškolského výzkumu na VUT s názvem FAST-J-22-7995 – Hodnocení aktuálního stavu vybrané mostní konstrukce s využitím zatěžovacích zkoušek.



Ing. Dominik Lisztwan
dominik.lisztwan@vutbr.cz



Ing. Petr Nápravník
petr.naprvnik1@vutbr.cz



Ing. Petr Žitň, Ph.D.
zitn.p@fce.vutbr.cz



Ing. Jaromír Láník, Ph.D.
lanik.j@fce.vutbr.cz



doc. Ing. Petr Daněk, Ph.D.
daneck.p@fce.vutbr.cz

všichni:
Fakulta stavební VUT v Brně
Ústav stavebního zkušebnictví