KONFERENCE OCELOVÉ KONSTRUKCE XXIV.

Pořádáno pod záštitou děkana Strojní fakulty VŠB - TU Ostrava prof. Ing. Roberta Čepa, Ph.D., děkana Stavební fakulty VUT v Brně prof. Ing. Rostislava Drochytky, CSc., MBA, dr. h. c., děkana Stavební fakulty ČVUT v Praze prof. Ing. Jiřího Máci, CSc., FEng. a ve spolupráci s vysokými školami v ČR

ELEKTRONICKÝ SBORNÍK

Hotel Termal Mušov, Pasohlávky, 17. květen 2022

HLAVNÍ PARTNEŘI

ČAOK – Česká asociace ocelových konstrukcí / Czech Constructional Steelwork Association

ČAS – Česká agentura pro standardizaci

EUROVIA VINCI

IDEA StatiCa® – Calculate yesterday's estimates

METROSTAV

VE SPOLUPRÁCI

Fakulta stavební ČVUT v Praze

Vysoké učení technické v Brně – Fakulta stavební

VŠB Technická univerzita Ostrava – Fakulta strojní

POŘADATEL

sekurkon – semináře, kurzy, konference

MEDIÁLNÍ PARTNEŘI

Konstrukce – odborný časopis pro stavebnictví a strojírenství

Silnice železnice

OBSAH ELEKTRONICKÉHO SBORNÍKU

Pozinkovaná ocel a udržitelná výstavba – řešení pro cirkulární ekonomiku 3
Petr Strzyž

Automatizace vyhodnocení dat měřených na konstrukcích 8
Stanislav Vejvoda

Kompozitní mostovky na ocelových lávkách a plošinách 19
Pavel Simon, Ondřej Pešek

Využití BIM modelu ve stavebnictví 28
David Neužil

Zvýšení návrhové únosnosti nosníků díky zahrnutí tuhosti ztužujících panelů 31
Vojtěch Chalupa, Martin Vild, Vít Hurčík, Andreas Müller, Lubomír Šabatka

Rekonštrukcie, modernizácie a budovanie futbalových štadiónov na Slovensku 41
Jaroslav Repa

Zajímavé ocelové konstrukce realizované ve SCIA Engineer 51
Radim Matela

DT Mostárna 2021/2022 55
František Sedláček

Zastřešení atria Envelopa Office Center 63
Petr Bek

Železniční ocelové mosty v době covidové 65
Jan Laifr

Lávka pro pěší v Plzni – Koterově 72
Dalibor Gregor, Michal Dudek

Spřažené mosty na obchvatu Frýdku-Místku I. etapa 79
Jan Nováček, Antonín Pupík, Jan Pozdíšek

Most přes Morávku na dálnici D48 84
Michal Jurík, Tomáš Dvořák, Antonín Pupík, Martin Liška

Inzerce 92

POZINKOVANÁ OCEL A UDRŽITELNÁ VÝSTAVBA – ŘEŠENÍ PRO CIRKULÁRNÍ EKONOMIKU

STRZYŽ Petr
Asociace českých a slovenských zinkoven, z.s.
European General Galvanizers Association (EGGA)
info@acsz.cz

ÚVOD

EGGA (European General Galvanizers Association) je oborová organizace pro odvětví žárového zinkování v Evropě. Sdružuje 14 národních asociací, které v Evropě toto odvětví zastupují.

EGGA staví výhody udržitelnosti oceli s žárovým povlakem zinku do popředí své komunikace a usilovně pracuje na tom, aby doložila tvrzení, že se jedná o nejudržitelnější řešení staveb. Evropská iniciativa pro zinkování v udržitelné výstavbě byla zahájena na počátku druhého tisíciletí komplexní analýzou, která v roce 2008 vyústila ve vydání publikace Zinkování a udržitelná výstavba: Příručka pro uživatele. V dubnu 2021 vydala EGGA novou publikaci Pozinkovaná ocel a udržitelná výstavba: Řešení pro cirkulární ekonomiku. Jedná se o 80stránkovou knihu, kterou vytvořila malá pracovní skupina členů EGGA a která se věnuje rozvoji odvětví zinkování, přičemž pozinkovaná ocel nadále zůstává základem řešení pro boj se změnou klimatu a pro vybudování cirkulární ekonomiky, která se stala připravovaným cílem i již realizovaným východiskem.

Pozinkovaná ocel nabízí celou škálu inovativních řešení, jež optimalizují životnost ocelových konstrukcí a komponent a umožňují jejich využití v rámci cirkulární ekonomiky.

1. POZINKOVANÁ OCEL V CIRKULÁRNÍ EKONOMICE

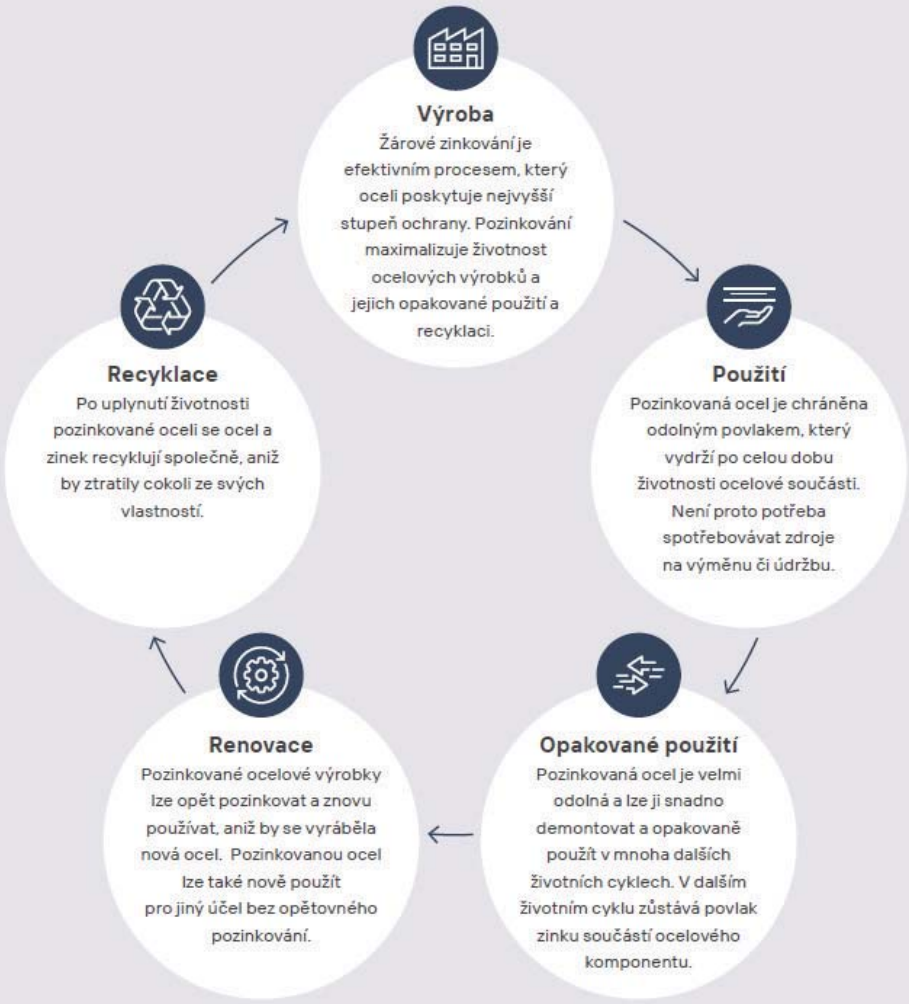
Abychom nemuseli čelit negativním vlivům klimatické změny, doporučil Mezivládní panel o změně klimatu (IPCC) snížit emise skleníkových plynů, z nichž nejzásadnější je CO_2, a dosáhnout do roku 2050 uhlíkové neutrality. Cílem je udržet globální oteplování na maximu 1,5 °C oproti teplotě v předindustriální době.

Obavy z důsledků změny klimatu se stále stupňují. S rostoucí populací ve světě a s následně stoupající spotřebou vyráběného zboží je bezpochyby zapotřebí nového přístupu, který spočívá v maximálním možném zužitkování hodnoty nerostných surovin tím, že budeme budovy, infrastrukturu, zdroje i materiály užívat co nejdéle.

První evropský právní předpis o klimatu, který v roce 2020 předložila Evropská komise, navrhuje jako součást Zelené dohody pro Evropu povinný cíl dosáhnout do roku 2050 nulových emisí skleníkových plynů. Nedílnou součástí těchto ambiciózních záměrů je transformace průmyslu směrem k udržitelnému modelu, založenému na principech cirkulární ekonomiky.

Odvětví zinkování vítá sílící snahy o vybudování cirkulární ekonomiky, neboť je nositelem konstrukčních řešení nabízejících dlouhou životnost i flexibilitu a možnost demontáže, opětovného užívání či renovace a recyklace materiálů. Pozinkované ocelové konstrukce a jejich součásti jsou ideálním oběhovým materiálem pro nízkouhlíkové budovy.

Ocel je a nadále zůstane zásadním materiálem pro technologie a řešení, jež plní každodenní potřeby společnosti. Je obecně považována za stálou součást cirkulární ekonomiky, ať se jedná o dopravní systémy, infrastrukturu, bydlení, výrobu, zemědělství nebo energetiku.



8 POZINKOVANÁ OCEL A UDRŽITELNÁ VÝSTAVBA

Poznání, že koncept cirkulární ekonomiky je pro dosažení optimální udržitelnosti materiálů zásadní, opět staví do popředí udržitelných konstrukčních řešení jednoduchost, odolnost, dlouhou životnost a také přirozenou recyklovatelnost kovových konstrukcí a jejich součástí. Dokonalým příkladem je zde ocel s žárovým povlakem zinku:

- žárové zinkování poskytuje finálním ocelovým výrobkům nejvyšší možnou protikorozní ochranu – ocelové konstrukce či součásti se tak často stanou na celou dobu jejich životnosti bezúdržbovými;
- povlak zinku zůstává součástí ocelové konstrukce po dobu mnoha cyklů opakovaného použití;
- povlak zinku je přirozeně odolný proti povětrnostním podmínkám, protože jeho ochranné schopnosti jsou vůči změnám teploty i jiným povětrnostním vlivům z velké části imunní;
- povlak zinku má dokonalou přilnavost k oceli, díky čemuž lze ocelový výrobek opakovaně používat s původním povlakem, aniž by bylo potřeba povlak znovu nanášet (jako příklad poslouží třeba lešeňové trubky, které se u našich budov neustále montují a zase rozmontovávají);
- pozinkované ocelové součásti tvořící konstrukci, která již dosloužila, nebo které se demontují z jiného důvodu, lze opět pozinkovat a navrátit jejich původnímu účelu;
- jakmile jsou cykly opakovaného použití u konce, ocel i zinek se recyklují společně již zavedeným procesem recyklace oceli – zinek se poté vrací do zinkových hutí a nakonec zpět do procesu zinkování, aniž by ztratil cokoli ze svých kvalit.

Pokud by se využití materiálu v projektech navrhovalo v souladu s principy cirkulární ekonomiky, žárové zinkování by bylo dokonalým řešením. Žárové zinkování však slouží už dnes a tyto principy naplňuje v praxi po mnoho desetiletí.

2. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ PRO OPĚTOVNÉ POUŽITÍ POZINKOVANÉ OCELI

Budovy a konstrukce oceli s žárovým povlakem zinku lze projektovat s maximální flexibilitou a s ohledem na to, aby konstrukční materiály bylo možno využít v několika životních cyklech. Budoucí řešení pro ocelové konstrukce se stanou více modulární. Budou využívat šroubových spojů, čímž se usnadní demontáž, a jejich součásti budou vhodnější pro široké opakované použití. Zinkování zvyšuje hodnotu těchto znovu používaných součástí, protože díky němu nevyžadují další povrchovou úpravu a v době dalšího použití budou v dobrém stavu.

Jednopatrové průmyslové a víceúčelové budovy využívají výhod pozinkované oceli již dlouhodobě. Budoucí optimalizace spojů a dalších součástí konstrukčních řešení ještě

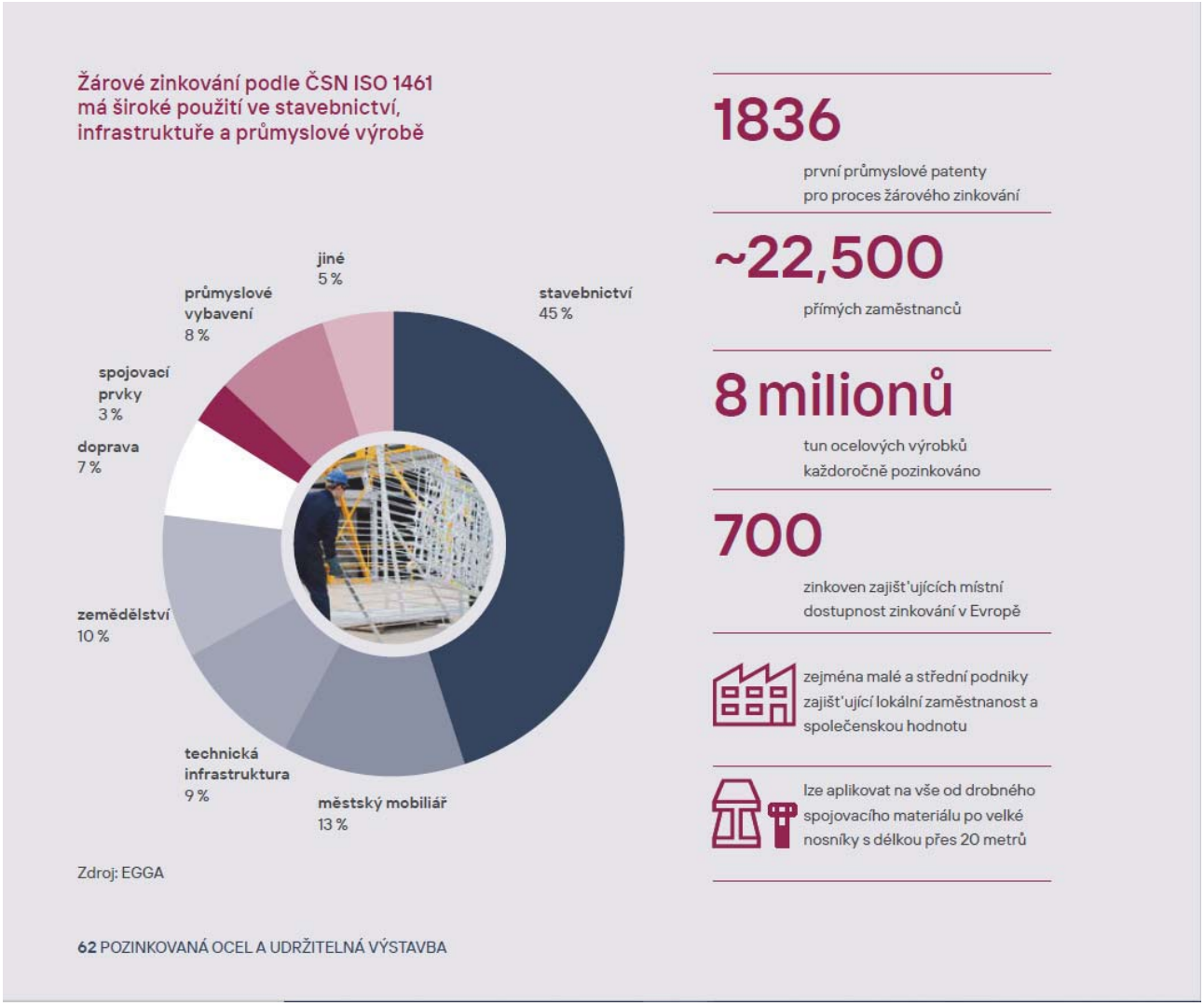
více posílí propojení zinkování a oceli ve stavebnictví. Například využití nosníků se šroubovými spoji místo svařovaných poskytuje dvojnásobnou výhodu v podobě zvýšení šancí na opakované použití a také možnosti zvětšení rozměrů konstrukcí, které lze ponořit do lázně žárového zinku.

Schopnost pozinkované oceli vydržet několik životních cyklů opětovně používané konstrukce dokládá rostoucí obliba provizorních parkovacích systémů. Ty nabízejí flexibilní řešení, která lze promptně měnit, je-li zapotřebí zvýšit kapacitu parkování.

Provizorní parkovací systémy je možno rozmontovat a okamžitě znovu použít, nebo uschovat pro použití v budoucnu. Stejný přístup se dá aplikovat i na další ocelové konstrukce, pokud jsou také projektovány pro opětovné použití a mají výhodu zinkového povlaku, který je pevný, odolný vůči otěru a má dlouhou životnost a který doprovází ocelové součásti po celou dobu jejich mnoha životních cyklů.

Houževnatost a odolnost pozinkované oceli proti otěru se prokázala v široké škále aplikací, od lešení, používaného znovu a znovu, až po provizorně-permanentní mosty, projektované pro rychlou instalaci v místech přírodních katastrof, které se ale často stávají nezbytnou součástí místní infrastruktury a mohou sloužit i řadu desetiletí, než se přesunou na jiné místo.

Principy a zkušenosti s provizorními konstrukcemi a opětovně použitelnými součástmi se nyní využívají k projektování složitějších konstrukcí, které vyžadují flexibilní řešení pro cirkulární ekonomiku.



Důležitou novou studií pro EGGA je PROGRESS (PROvisions for GREater reuse of Steel Structures), tedy opatření pro širší opětovné využití ocelových konstrukcí, která byla financována z výzkumného fondu EU pro uhlí a ocel a soustředila se na opětovné využití jednopatrových budov. Studie a její doporučení se stala dalším impulzem k budoucímu používání pozinkované oceli s cílem maximalizovat příležitosti k opětovnému využití (www.steelconstruct.com/eu-projects/progress).

Studie dává doporučení a podrobné praktické informace k výrobě jednopatrových budov z již použité oceli a navrhuje konstrukční řešení budov, které lze v budoucnu rozmontovat a materiál znovu využít.

Součástí závěrů studie je toto zásadní výrok:

„Pozinkovaná ocel je preferovaným řešením pro konstrukce s potenciálem množství cyklů smontování a rozmontování“

Budoucí optimalizace spojů a dalších součástí konstrukčních řešení ještě více posílí propojení zinkování a oceli ve výstavbě. Například využití šroubových spojů poskytuje dvojnásobnou výhodu v podobě zvýšení šancí na opětovné použití a také možnosti zvětšení rozměrů konstrukcí, které lze ponořit do lázně žárového zinku.

3. OPĚTOVNÉ ZINKOVÁNÍ U INFRASTRUKTURY Z POZINKOVANÉ OCELI

Ocel s žárovým povlakem zinku se hojně využívá v infrastruktuře, kde slouží řadu desetiletí bez nutnosti údržby. Při hledání vhodných řešení pro cirkulární ekonomiku byly zjištěny zajímavé možnosti renovace a opětovného použití těchto všudypřítomných ocelových součástí s povlakem zinku.

4. ZÁVĚR

V tomto materiálu je uvedena pouze část rozsáhlých závěrů týkajících se důležitosti oceli s žárovým povlakem zinku v budování cirkulární ekonomiky, kde zásadním způsobem omezuje plýtvání zdroji a eliminuje nutnost vynakládat vysoké poplatky za emise.

Více informací najdete na www.galvanizingeurope.org.

Ing. Petr Strzyž

AUTOMATIZACE VYHODNOCENÍ DAT MĚŘENÝCH NA KONSTRUKCÍCH

VEJVODA Stanislav
VÍTKOVICE ÚAM a.s.
stanislav.vejvoda@seznam.cz

Anotace

Dlouhodobá měření na provozovaných konstrukcích umožňují získat jejich odezvu na provozní zatížení. Automatizace přenosu a vyhodnocení měřených dat na provozovaných konstrukcích sníží časovou náročnost na jejich vyhodnocení, zavčas oznámí nestandardní odezvu konstrukce na zatížení, nebo poškození čidla. Je účelná zejména při současném měření na několika provozovaných konstrukcích. Posouzení na prostou pevnost a únavu, Výsledky hodnocení lze znázornit na grafech. Článek pojednává o možnostech SW ALERT a SW POKOF a je námětem pro vytváření obdobných systémů automatického zpracování měřených dat.

1. Požadavky na měřicí systémy

Doložení výroku o spolehlivosti a bezpečnosti provozované konstrukce vyžaduje změření její odezvy na provozní zatížení a na vliv prostředí během provozu. Pokud expertní společnost provádí takových měření více, je účelné, aby si přenos měřených dat a jejich vyhodnocení zautomatizovala. V našem případě je použít SW ALERT a SW POKOF.

Pro zjištění odezvy konstrukce na provozní zatížení a vliv prostředí jsou použita čidla, mezi která zejména patří tenzometry, akcelerometry, siloměry, posunoměry, čidla pro měření teploty, výšek, otáček a čidla pro pořizování fotografií v zadaných časových intervalech.

Frekvence měření a ukládání měřených dat (vzorkování) do paměti měřících ústředen má odpovídat alespoň třínásobku frekvencí změn zatížení. Dle zkušeností je účelné pro měření na ocelových konstrukcích použít vzorkování frekvencí do 12 Hz. Krátkodobá měření např. pomocí akcelerometrů, kdy nejsou dodatečně vypuštěna žádná změřená data před jejich uložením do paměti, je vhodné vzorkovat frekvencí 400 Hz, nebo 800 Hz. Kvůli velkému počtu změřených dat měření omezit na 15 až 20 minut. Při měření vibrací dynamicky namáhaných konstrukcí má být frekvence měření odvozena od prvních tří významných frekvencí, a frekvence vzorkování má být cca 3 až 5 krát větší.

Měřicí systém musí umožnit: souběžné měření všech čidel s požadovaným vzorkováním; jeho ovládání na dálku s možnosti přepínání vzorkování; vzájemné propojení několika měřicích ústředen do jedné časové osy; dávkový přenos měřených dat na značně vzdálený server; vytváření denních souborů změřených dat na každé měřicí ústředně jejich uzavřením o půlnoci; možnost automatického spuštění transportu změřených dat po odstranění poruchy přenosu s tím, že během několika mála dnů, v závislosti na délce přerušení přenosu dat, se přenos dat vrátí v co nejkratší době k normálu.

Měřicí ústředny musí umět přenášená data tak zakódovat, aby jejich přenos byl bezpečný, spolehlivý a časově nenáročný. Dodaný software na straně serveru, nebo k němu připojeného PC, musí umět přenesená data rozkódovat a z denních souborů, změřených několika měřicími ústřednami, umět libovolným výběrem a pořadím čidel vytvářet nové textové soubory pro další zpracování. S tímto cílem je například pro měřicí ústředny EMS DV 803 trvale rozvíjen SW MONITOR.

Měřicí ústředny musí být přes oddělovače v jedné časové ose propojitelné se systémem měřicím na konstrukci provozní data. Vybraná provozní data musí měřicí ústředna uložit do své paměti stejně jako data změřená výše vyjmenovanými čidly, nezapojenými do systému měření

provozních dat konstrukce. Znalost provozních dat umožní nalézt souvislost měřených dat s provozním zatížením.

Měřicí ústřednou jsou vytvářené denní soubory měřených dat po dávkách odeslány na vzdálený server, aniž je měření přerušeno. Je-li přenos pro závadu na přenosovém systému, nebo serveru přerušen, zůstanou denní soubory uloženy ve vnitřní paměti měřicí ústředny a jsou postupně po odstranění závady přeneseny na server a na něm vyhodnoceny v pořadí měření. Kapacitu vnitřní paměti měřicí ústředny je vhodné zvolit tak, aby bez přepsání umožnila uložit data po dobu jednoho měsíce. Pokud by nebylo závadu možno odstranit po celou tuto dobu, bylo by třeba vnitřní paměť v měřící ústředně včas manuálně vyměnit.

2. Vyhodnocení změřených dat na serveru

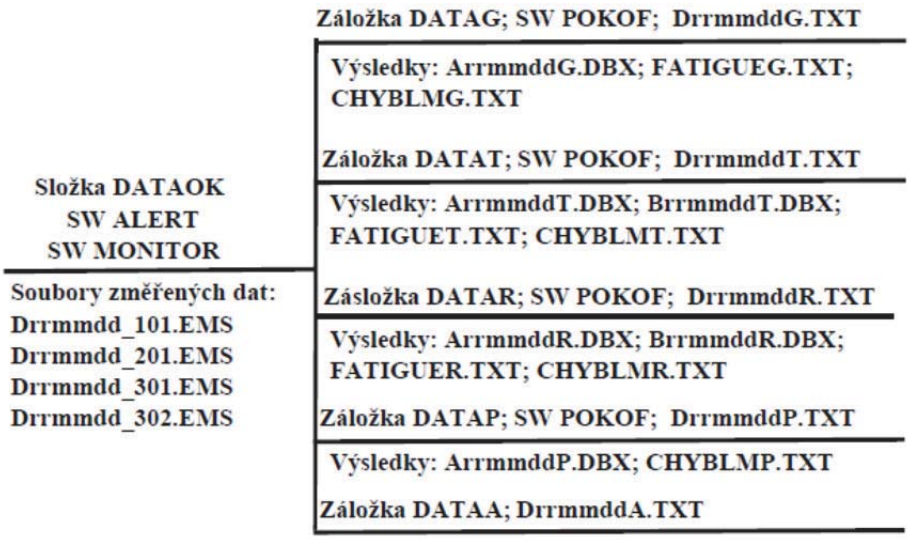
Vyhodnocení dat na serveru je řízeno SW ALERT a vykonáno SW POKOF, Obr. 1. SW ALERT musí být pro každé měření modifikován, pokud je rozsah měření jiný a to včetně použitých čidel. Jeho činnost ukážeme na příkladu při použití tří plně obsazených měřicích ústředen EMS DV 803, které jsou časově propojeny. Z tohoto příkladu je také zřejmý důvod jeho aktualizace. Každá z měřicích ústředen může souběžně měřit data na 32 kanálech. Nechť jsou měřicí ústředny uloženy ve třech oblastech na konstrukci a data z nich jsou na server přenášena dávkově v nastaveném objemu. Správnost přenosu dat na server je kontrolována, a v případě chyby je dávka dat přenesena znovu. Data ze všech propojených měřicích ústředen EMS DV 803 jsou na serveru ukládána do samostatných denních souborů s koncovkou EMS.

Do každé z měřicích ústředen může být zapojen rozdílný počet stejných čidel, nebo odlišná čidla. Předpokládejme, že do dvou měřicích ústředen jsou zapojeny samostatné tenzometry G, růžice tenzometrů R a tenzometry zapojené do tvaru T. Ve třetí měřicí ústředně jsou zapojeny posunoměry LP a akcelerometry A. Každou měřicí ústřednou je měřena teplota TP a kompenzační tenzometr K.

Musí být vzato v úvahu, že přenos dat z měřicích ústředen na server může být přerušen i na několik dnů, ale zpracování a vyhodnocování změřených dat má být aktuální. SW ALERT musí v případě přerušení přenosu dat, nebo při přerušení zpracování přenesených dat, podat zprávu pověřenému pracovníkovi expertní organizace, nebo v našem případě také výrobci měřicích ústředen. Ten zjistí závadu, a pokud je to možné, odstraní ji na dálku a spustí jak pokračování přenosu dat, tak také jejich přípravu k vyhodnocení a vlastní vyhodnocení od počátku znovu přenášených denních souborů, jejichž přenos byl před tím pro závadu ukončen.

Již při plánování měření musí být vzata v úvahu možnost poruchy, a proto je třeba zajistit, aby na serveru proběhlo vyhodnocení dat v co nejkratším čase. Po zkušenostech bylo proto přistoupeno k tomu, aby změřená data byla současně vyhodnocována na několika paralelních záložkách, jak je ukázáno u příkladu na Obr. 1. Tím vznikne dostatečná časová rezerva pro dohnání vyhodnocení dodatečně zaslaných denních souborů dat po odstranění poruchy.

Přestože SW POKOF dokáže při jednom spuštění postupně vyhodnotit data změřená rozdílnými čidly, stejně tak rozdílně zapojenými tenzometry, je vhodnější na každé ze záložek vyhodnocovat data změřená čidlem jednoho typu, nebo rozdílně zapojenými tenzometry. Právě úkolem SW ALERT je připravit textové soubory změřených dat s koncovkou TXT pro hodnocení SW POKOF, Obr. 1.



Obr. 1 Schéma uspořádání hodnocení denních souborů dat s koncovkou TXT na paralelních záložkách na serveru. V trojmístném čísle označuje první číslice měřící ústřednu a poslední číslice běžné společné vzorkování, např. 6,25 Hz. V souboru Drrmmdd_302.EMS jsou uložena data změřená krátkodobě akcelerometry v ústředně č. 3 při vzorkování např. 800 Hz.

U našeho příkladu budou po půlnoci na hlavní složce DATAOK uzavřeny tři následující denní soubory současně změřených dat předchozího dne třemi měřicími ústřednami EMS DV 803, každá s 32 činnými kanály: Drrmmdd_101.EMS, Drrmmdd_201.EMS a Drrmmdd_301.EMS. Automaticky se spustí SW ALERT a vytvoří z nich textové soubory s koncovkou .TXT. Zašle je na jednotlivé záložky k vyhodnocení SW POKOF. U našeho příkladu:

a) Textový soubor **DrrmmddG.TXT** zaslaný na záložku DATAG obsahuje data změřená samostatnými tenzometry G, kompenzačními tenzometry K a teploty TP.
b) Textový soubor **DrrmmddT.TXT** zaslaný na záložku DATAT obsahuje data změřená tenzometry uspořádanými to téčka T, kompenzačními tenzometry K a teploty TP.
c) Textový soubor **DrrmmddR.TXT** zaslaný na záložku DATAR obsahuje data změřená tenzometry uspořádanými do růžic R, kompenzačními tenzometry K a teploty TP.
d) Textový soubor **DrrmmddP.TXT** zaslaný na záložku DATAPT obsahuje data změřená posunoměry P a teploty TP.
e) V případě, že SW ALERT zjistí existenci krátkodobě změřeného souboru Drrmmdd_302.EMS, transportuje data změřená akcelerometry A a teplotními čidly TP do textového souboru **DrrmmddA.TXT**, který zašle na záložku DATAA**.** Bude-li během jednoho dne více těchto souborů, měřicí systém vždy zvýší poslední číslici o hodnotu rovnou 1, např. v souboru Drrmmdd_303.EMS.

Na první řádek výše uvedených textových souboru s koncovkou TXT uloží SW ALERT názvy čidel a na další řádky nejprve časový údaj ve tvaru rrrr.mm.dd hh:mm:ss.xxx (což je rok.měsíc.den mezera hodina:minuta:sekunda.tisíciny sekundy). Za ním jsou s mezerami uložena data změřená všemi uvedenými čidly v uvedeném čase. Pokud by se v měřících ústřednách časy neshodovaly, provede se přepočet dat do jednoho času. Je třeba SW ATERT zadat, které max. dvě hodnoty K a dvě TP z více měřicích ústředen vzít.

Na záložkách DATAG, DATAT, DATAR, DATAP jsou kromě SW POKOF ještě uloženy soubor GAGE se základními vstupními daty, textové soubory TEXTA.TXT a TEXTB.TXT s názvy veličin vypočtených SW POKOF, textové soubory pro ukládání průběžných výsledků, v našem případě z hodnocení na únavu FATIGUEG.TXT, FATIGUET.TXT a FATIGUER.TXT a pomocné soubory pro registraci chybových hlášení.

3. Funkce SW POKOF

SW ALERT (Obr. 1) spustí na záložkách DATAG, DATAT, DATAR a DATAP nainstalovaný SW POKOF. V současné době existuje SW POKOF verze 11. Na záložkách DATAG, DATAT a DATAR jsou u našeho příkladu SW POKOF vypočtena napětí v místech samostatných tenzometrů G a v místech téček T a v místech růžic tenzometrů R a vykonána posouzena na únavu. Na záložce DATAP jsou vyhodnoceny posuny konců mostu LP oproti krajním opěrám mostu. Obsah textových souborů vstupních dat GAGE.TXT a pomocných souborů, vložených předem na záložky (Obr. 1) je popsán v manuálu [1].

3.1. Metody posouzení

SW POKOF je řízen ve shodě se zadáním základních vstupních dat do souboru GAGE.TXT, jejich obsah a rozsah je dán typem čidel, uspořádáním tenzometrů, počtem kompenzačních tenzometrů, počtem teplotních čidel a zaměřením způsobu a rozsahu jejich posouzení.

Současná verze SW POKOF_11 např. umožňuje: posouzení na únavu v místech tenzometrů a svarů; výpočet napětí; výpočet vnitřních sil; výpočet průměrného napětí a ohybového napětí po tloušťce stěny; výpočet posunů; posouzení kotevních šroubů; zadat způsob teplotní kompenzace tenzometrů. Do dalších verzí SW POKOF lze vložit další připravené výpočetní postupy, jako je výpočet sil ve šroubech a protažení šroubů přírub apod. Pro výpočet napětí v potrubí, zakopaném ve svahu, který se následně sesune, byla upravena verze SW POKOF_7. Přitom pro zjištění napětí od následného provozního zatížení potrubí mohou být použity dodatečně nainstalované tenzometry. Je uvažováno stísnění deformací zasypaného potrubí.

3.2. Průřezy, pevné body upevněných čidel, materiál, tenzometry, únava

V současné verzi SW POKOF_11 lze zvolit:

a) obecný průřez, je-li zadán pouze výpočet napětí v místech tenzometrů, která lze také použít pro posouzení na únavu.
b) průřezy prutů typu: hřídele, stěny, tvaru I, tvaru U, uzavřeného čtvercového, nebo obdélníkového průřezu, umožňují kromě výpočtu napětí v místech tenzometrů a ve svarech a posouzení na únavu, také zadat výpočet vnitřních sil v průřezu osazeném tenzometry. Předepsaná poloha a počet tenzometrů ve směru osy prutů je popsána v manuálu [1].
c) polohu pevných bodů upevněných posunoměrů a výškoměrů je třeba změřit a zadat do souboru GAGE.TXT ve shodě s manuálem [1].
d) materiál je zadán mechanickými a fyzikálními vlastnostmi pro max. pět úrovní teplot ve shodě s manuálem [1].
e) je možné použít běžné odporové drátkové tenzometry, nebo tenzometry do betonu KM-100BT od Japonské firmy Tokyo Sokki Kenkyujo Co., Ltd.
f) posouzení na únavu je možné provést ve shodě s normami: NTD A.S.I. Sekce III pro JE; křivky únavové pevnosti typu Langer, Manson-Coffin, Wöhler; ČSN EN 1993-1-9; ČSN EN 12952-3, Příloha B; ČSN 27 7008. Lze zvolit úroveň součinitele spolehlivosti p_{fs} a velikosti součinitelů bezpečnosti vůči napětí a vůči počtu cyklů. Kumulace poškození únavou typu Palmgren-Miner.

3.3. Výsledky hodnocení

Výsledky hodnocení SW POKOF jsou ukládány do denních textových souborů s koncovkou DBX.

a) U samostatných tenzometrů *G* se jedná o denní soubor **ArrmmddG.DBX** obsahující napětí v místě a ve směru osy tenzometru.
b) U tenzometrů *Ta, Tb* uspořádaných do téček *T* se jedná o denní soubor **ArrmmddT.DBX,** obsahující redukovaná napětí, vypočtená dle hypotézy pevnosti HMH (Huber-Mieses-Hencky) a o denní soubor **BrrmmddT.DBX,** obsahující hlavní napětí ve směrech totožných

s osami tenzometrů *Ta* a *Tb*. Osy tenzometrů Ta a Tb by měly být shodné s předpokládanými směry hlavních napětí.

c) U tenzometrů *Ra, Rb, Rc* uspořádaných do růžic *R* se jedná o denní soubor **ArrmmddR.DBX,** obsahující redukovaná napětí, vypočtená dle hypotézy pevnosti HMH (Huber-Mieses-Hencky) a o denní soubor **BrrmmddR.DBX,** obsahující hlavní napětí a úhel mezi prvním hlavním napětím a směrem tenzometru *Ra* v místě tenzometrů.
d) U posunoměrů *LP* se jedná o denní soubor **ArrmmddP.DBX** obsahující posuny konstrukce vůči pevným bodům, např. v místech krajních uzávěrů mostu se jedná o podélné a boční posuny konců mostu oproti pevným opěrám.
e) Změřené vnitřní síly: osová síla N_x , ohybové momenty M_x a M_y a bimomenty B jsou uloženy do denního souboru **BrrmmddG.DBX** v průřezu osazeném tenzometry G.
f) Frekvence a tvary kmitání se vypočtou speciálními programy, nebo pomocí funkcí Excelu za použití dat uložených v denním souboru **ArrmmddA.DBX.**

3.4. Kontrola chybných, nebo neočekávaných výsledků měření.

V průběhu dlouhodobých měření mohou být zjištěny dočasné, nebo neočekávané postupně rostoucí hodnoty měřených veličin, nebo může dojít k poškození čidel, případně celých měřicích řetězců. Je třeba, aby takovéto případy bylo možno zjišťovat průběžně na dálku, aniž by bylo třeba neustálého sledování časových průběhů měřených hodnot.

Na základě měření po dobu cca 3 měsíců a následného zpřesnění po ročním měření, lze nalézt krajní (horní a dolní) hranice pole, ve kterém se nachází běžně se vyskytující hodnota změřená jedním z čidel, např. v závislosti na teplotě $x=T$, měnící se během roku. Hranice tohoto pole lze vyjádřit na libovolné, nejčastěji na měřené hodnotě. Obě hranice lze vyjádřit přímkou ve tvaru $y= a.x+b$. Hodnoty a a b se pro obě hranice zadají do souboru GAGE.TXT dle manuálu [1].

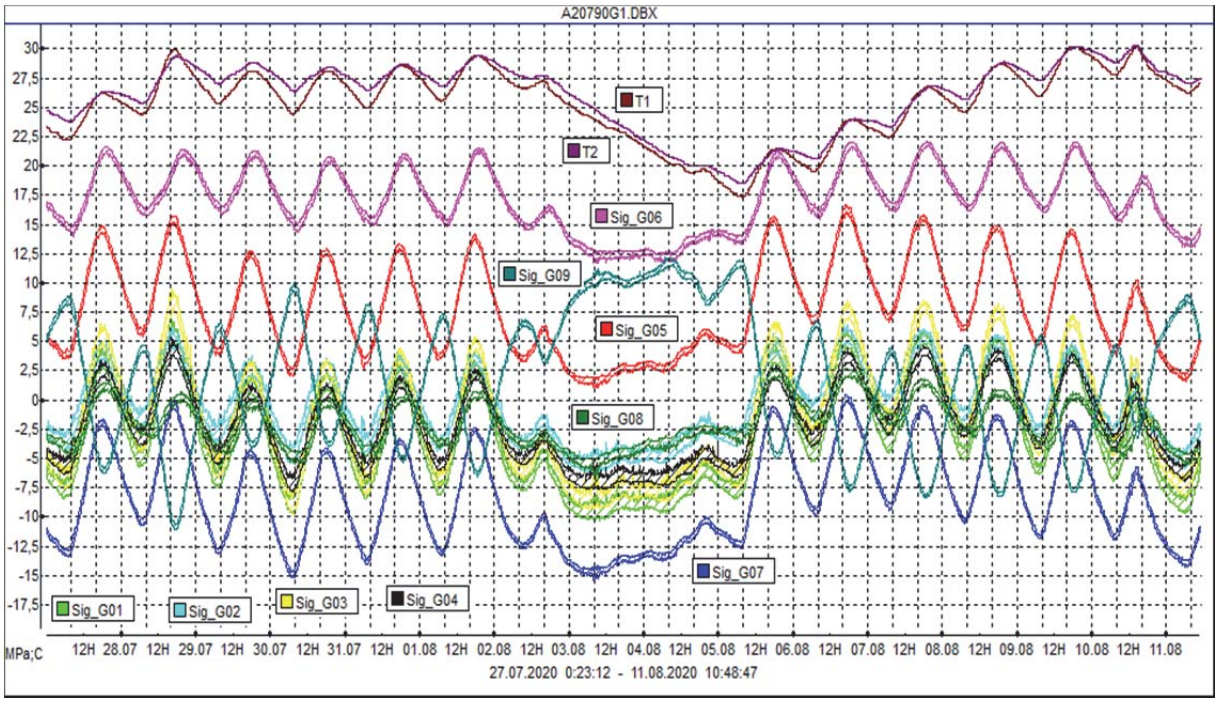
Pokud dojde během jednoho dne alespoň třikrát ke změření sledované veličiny mimo přípustné pole, lze o tom zaslat sdělení na mobil pověřeného pracovníka. Denní informace o překročení hranic pole jsou ukládány do souborů CHYBMLOG.TXT, CHYBMLOT.TXT, CHYBMLOR.TXT, CHYBMLOG.TXT, které jsou po skončení dne zaslány do trvalých souborů CHYBMLG.TXT, CHYBMLT.TXT, CHYBMLR.TXT, CHYBMLG.TXT a poté smazány. Počty chyb jsou dány do trvalých souborů POCECHYB.TXT. Vícenásobně opakující se chyba je ukládána pouze třikrát.

4. Grafické znázornění výsledků hodnocení

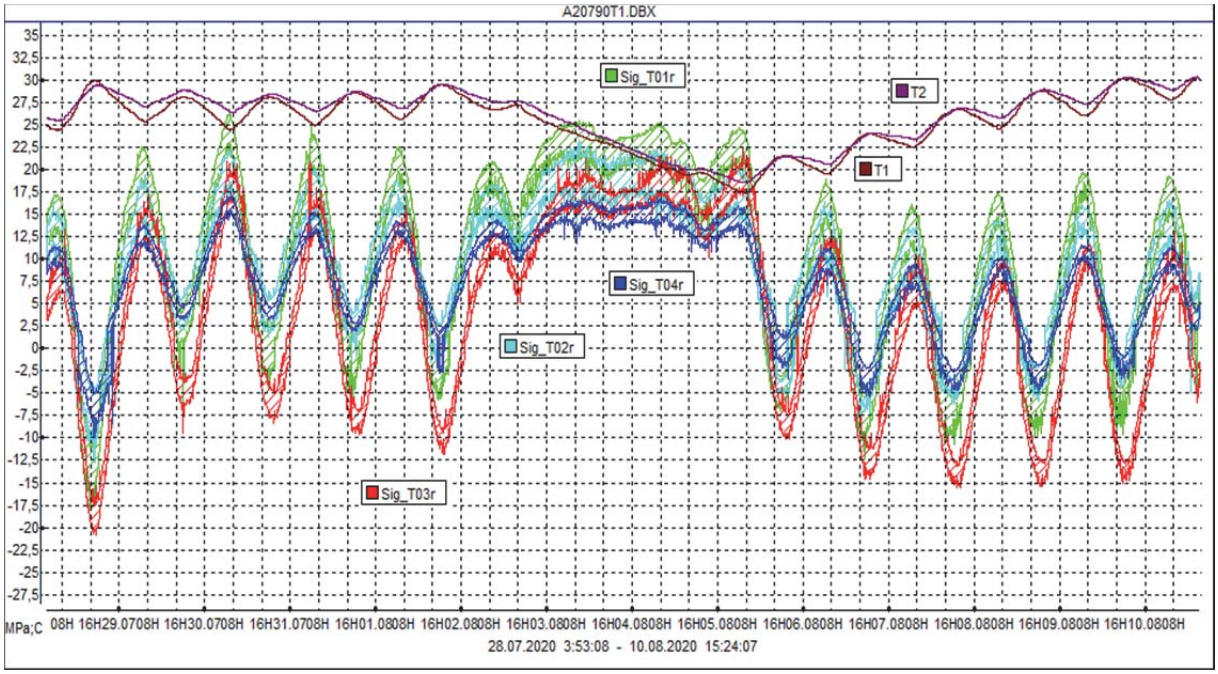
Denní soubory s koncovkou DBX lze ze serveru zkopírovat do paměti PC pomocí speciální verze SW MONITOR, majícího pouze omezené funkce, neumožňující narušení činnosti vyhodnocování měření na serveru.

Pomocí plně funkčního SW MONITOR, dodávaného k měřicí ústředně EMS DV 803, lze vykreslit libovolný počet veličin z denních souborů s koncovkou DBX a jejich časových detailů. Lze také do jednoho grafu vykreslit označený počet za sebou jdoucích denních souborů DBX. Pokud některý denní soubor DBX není dostupný, je na grafu mezera. Návod na použití SW MONITOR lze vyvolat z jeho paměti.

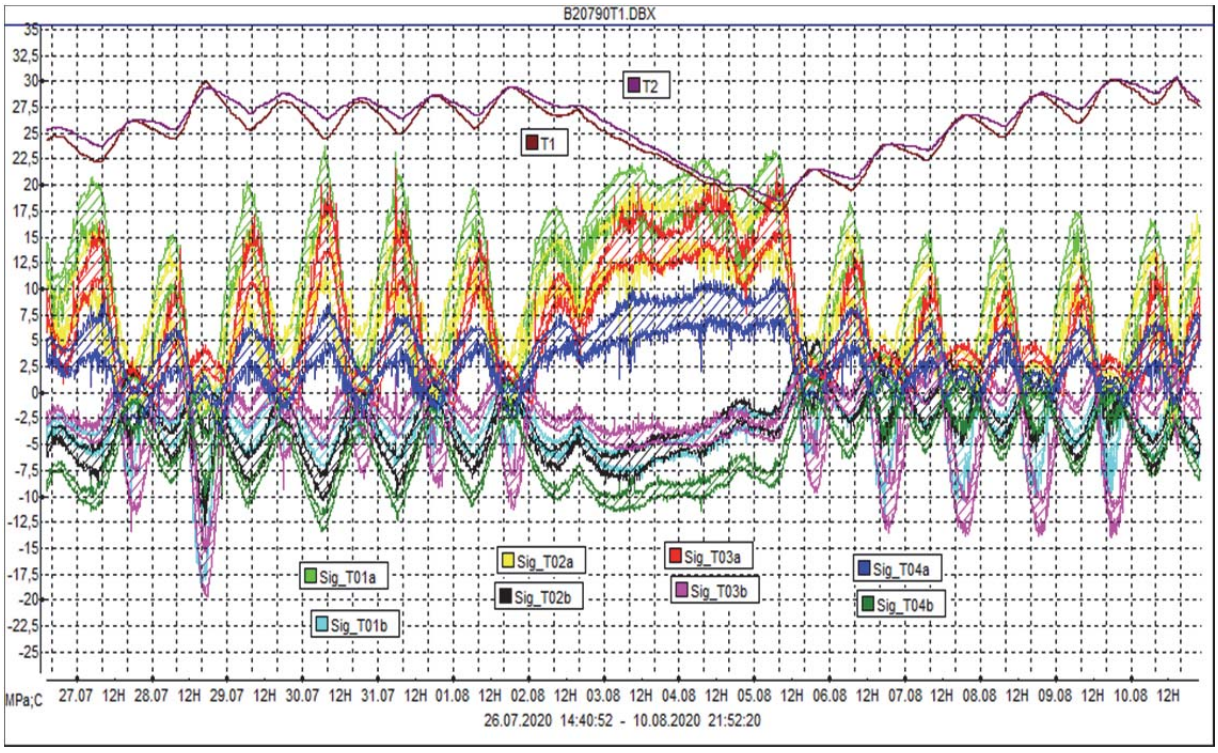
Ukázky vykreslených grafů ze souborů výsledků vypočtu napětí, jedné z dříve řešených úloh, uložených do výše vyjmenovaných textový souborů s koncovkou DBX, lze vidět na Obr. 2 až 8 a výtah výpočtu kumulací poškození únavou pod nimi.



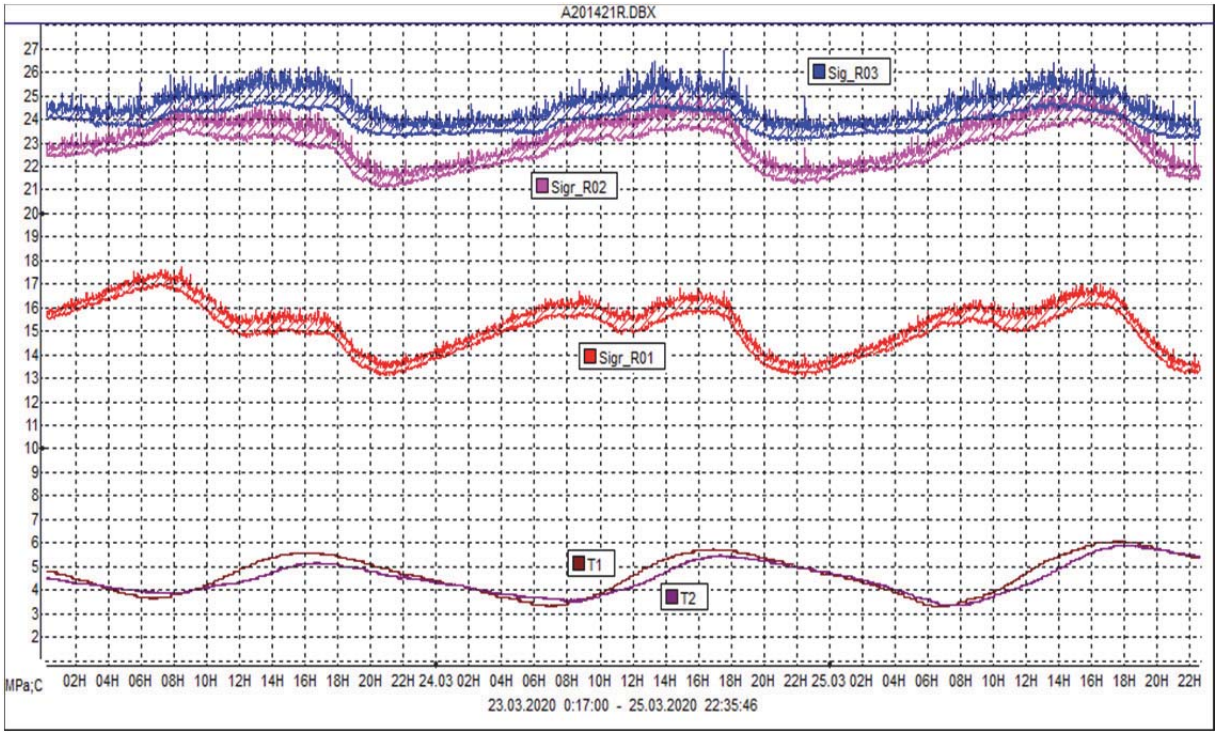
Obr. 2 Detail časového průběhu napětí [MPa] v místě tenzometrů G01 až G09 od 27. 07. 2020 do 11. 08. 2020. Velké cykly souvisí se změnou teploty během dne. Rozkmit napětí od provozního zatížení je ohraničen horní a spodní křivkou téže barvy.



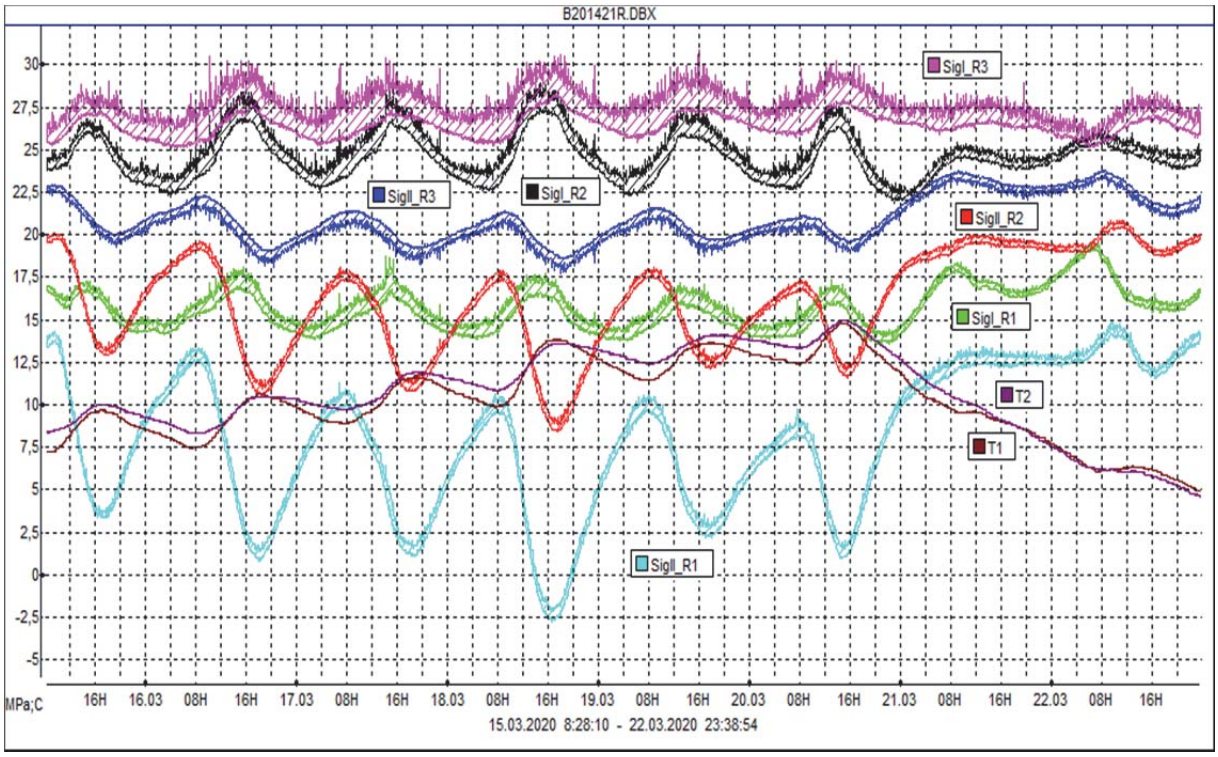
Obr. 3 Detail časového průběhu redukovaných napětí σ_{red} [MPa] v místě téček tenzometrů T01 až T04 od 28. 7. 2020 do 10. 08. 2020. Velké cykly souvisí se změnou teploty během dne. Rozkmit napětí od provozního zatížení je ohraničen horní a spodní křivkou téže barvy.



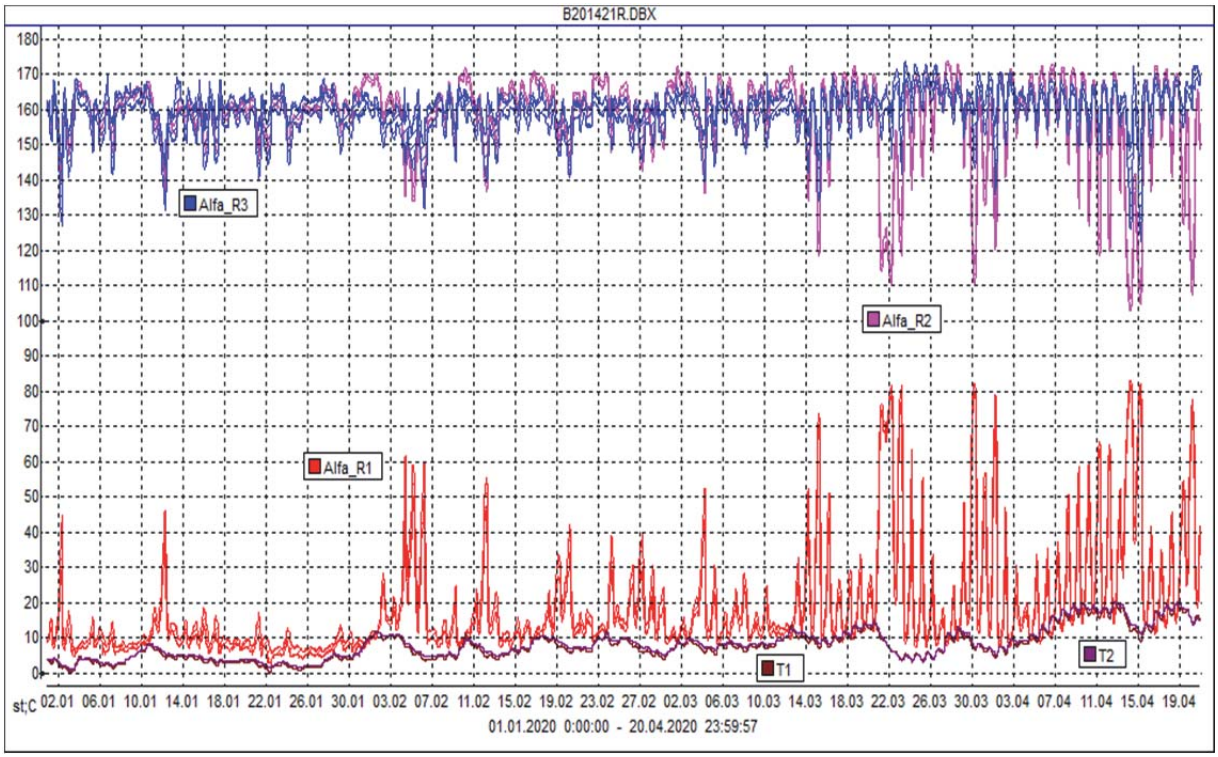
Obr. 4 Detail časového průběhu hlavních napětí σ_I a σ_{II} [MPa] v místě téček tenzometrů T01 až T04 od 26. 07. 2020 do 10. 08. 2020. Velké cykly souvisí se změnou teploty během dne. Rozkmit napětí od provozního zatížení je ohraničen horní a spodní křivkou téže barvy.



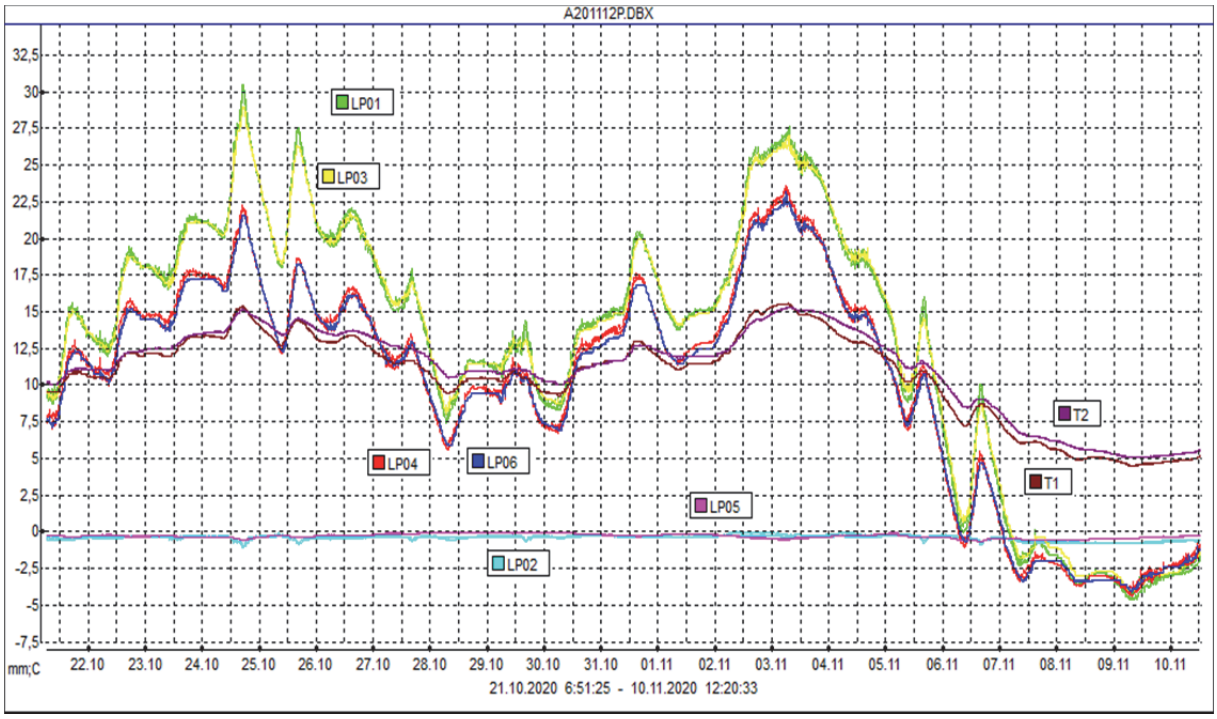
Obr. 5 Detail časového průběhu redukovaných napětí σ_{red} [MPa] v místě růžic tenzometrů R01 až R03 od 23. 03. 2020 do 25. 03. 2020. Velké cykly souvisí se změnou teploty během dne. Rozkmit napětí od provozního zatížení je ohraničen horní a spodní křivkou téže barvy.



Obr. 6 Detail časového průběhu hlavních napětí σ_I a σ_{II} [MPa] v místě růžic tenzometrů R01 až R03 od 15. 03. 2020 do 22. 03. 2020. Velké cykly souvisí se změnou teploty během dne. Rozkmit napětí od provozního zatížení je ohraničen horní a spodní křivkou téže barvy.



Obr. 7 Časový průběh úhlu α [°], který svírá hlavní napětí σ_I [MPa] se směrem tenzometru Ra, od 01. 01. 2020 do 20. 04. 2020.



Obr. 8 Detail časového průběh posunů [mm] mostu, změřených posunoměry LP01 až LP06 od 21. 10. 2020 do 10. 1. 2020. Vliv teploty je zřejmý.

Výtah ze souboru **FATIGUET.TXT**. Výňatek průběžně denně ukládaných kumulací poškození únavou v místě čtyř téček T;

Na prvním řádku je den a na jeho konci číslo průběžně hodnoceného dne.
Na druhém řádku přírůstek kumulace poškození únavou během 22. 05. 2020.
Na třetím řádku celková kumulace poškození únavou ke konci dne 22. 05. 2020.

```
2020.05.22 00:00:00.040  2020.05.22 23:59:59.880      283
0.17382E-05  0.19925E-06  0.00000E+00  0.00000E+00
0.18538E-05  0.22037E-06  0.00000E+00  0.00000E+00
2020.05.23 00:00:00.040  2020.05.23 23:59:59.880      284
0.00000E+00  0.00000E+00  0.00000E+00  0.00000E+00
0.18538E-05   0.22037E-06   0.00000E+00  0.00000E+00
```

Výtah ze souboru **FATIGUER.TXT**. Výňatek průběžně denně ukládaných kumulací poškození únavou v místě tří růžic R;

```
2019.06.29 00:00:00.120  2019.06.29 23:59:59.960      961
0.00000E+00  0.00000E+00  0.00000E+00
0.93001E-04  0.29958E-03  0.10394E-06
2019.06.30 00:00:00.120  2019.06.30 23:59:59.960      962
0.00000E+00  0.00000E+00  0.00543E+00
0.93001E-04  0.29958E-03  0.10937E-06
```

5. Zjišťování a prezentace chyb měření

Horní a spodní hranice pole běžných hodnot měřených veličin lze získat zpracováním souboru změřené veličiny za dostatečně dlouhé období. Ukázka je na Obr. 9 a 10. Parametry horní a spodní hranice se zadají do souboru základních vstupních dat GAGE.TXT pro každé čidlo, např. typu G, T, R, LP a TP, viz manuál [1].

Ukázka textů vzniklých chyb měření, které jsou v den vzniku zaslány SMS zprávou zodpovědnému pracovníkovi provozovatele konstrukce. Denní soubory chyb jsou na počátku následujícího dne před vymazáním zaslány do trvalého historického souboru. Lze také zjisti, že tenzometr postupně „ujíždí“, byl buď nedostatečně přilepen, nebo umístěn poblíž zavařené trhliny, která během provozu opět začala vznikat. Z chyby měření posunu okrajů mostu oproti krajním opěrám, lze také usuzovat na postupné poškozování podpěrných ložisek mostu.

Historický textový soubor CHYBLMT.TXT:

V case 2019.01.01 00:00:00.280 cidlo T01b meri 24.80 [MPa] mimo interval ohraniceny napetim -0.90 az -21.43 [MPa], zkontrolovat

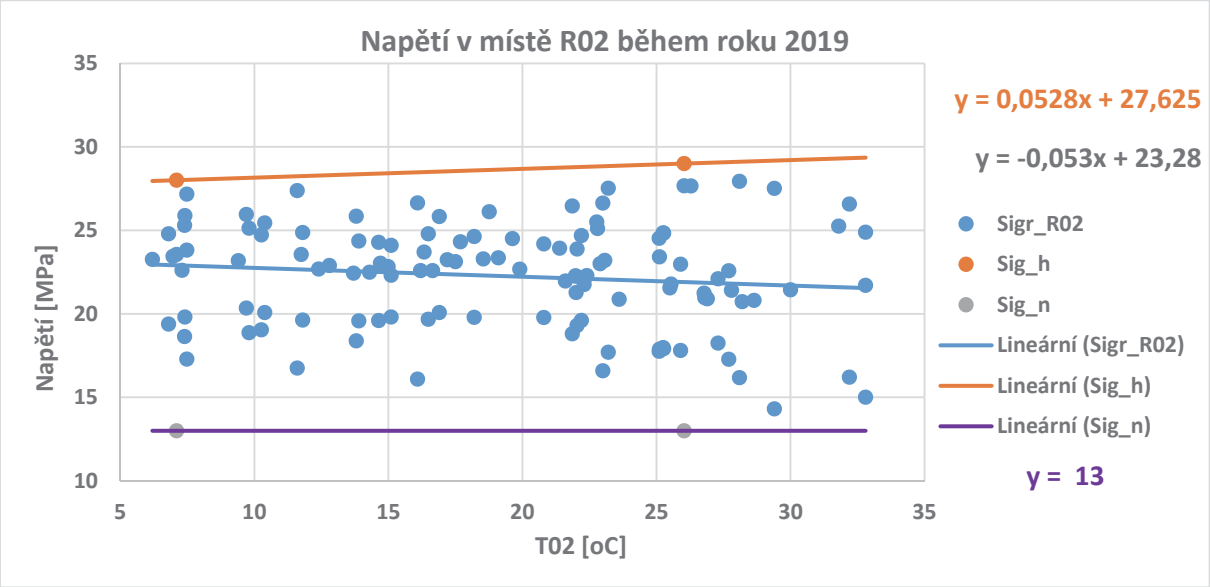
V case 2019.01.01 00:00:00.280 cidlo T03a meri -45.62 [MPa] mimo interval ohraniceny napetim -0.80 az -6.39[MPa], zkontrolovat

Historický textový soubor CHYBLMP.TXT:

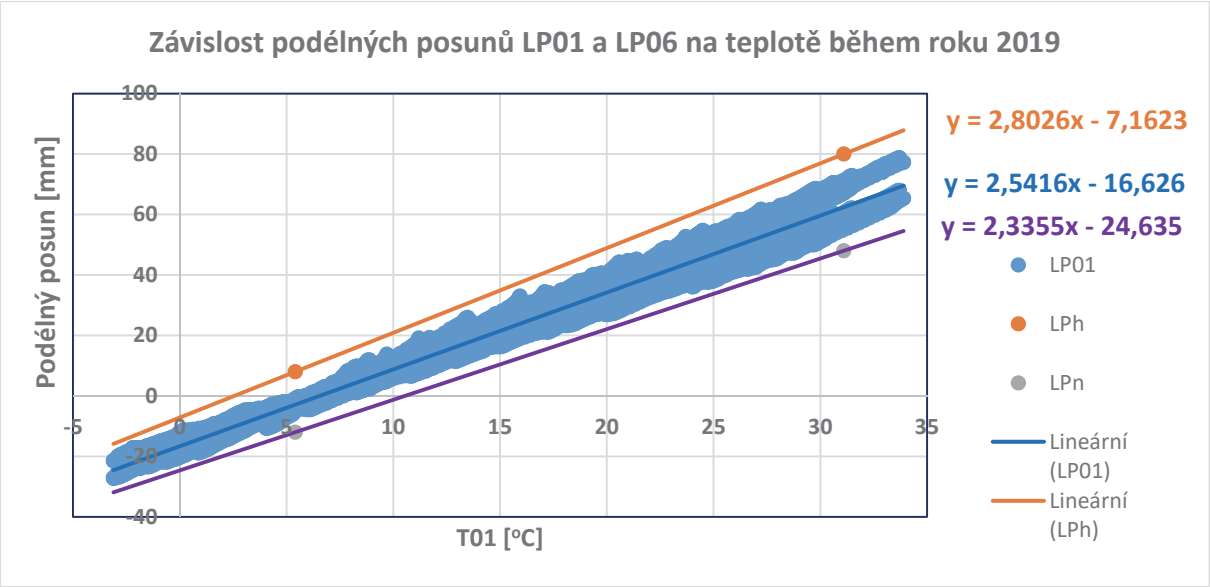
V case 2019.01.01 00:00:00.600 cidlo LP01 meri 303.37 [mm] mimo interval ohraniceny posuny 3.88 az -9.48 [mm], zkontrolovat

V case 2019.01.01 00:00:00.600 cidlo LP02 meri 99.99 [mm] mimo interval ohraniceny posuny 10.00 az -10.00 [mm], zkontrolovat

V case 2019.01.01 00:00:00.760 cidla TP1 a TP2 meri vetsi rozdíl teplot nez pripusteny 29.60 > 11.00 [°C], zkontrolovat



Obr. 9 Závislost mezních napětí [MPa] v místě tenzometrů růžice R02 na teplotě T02 [°C].



Obr. 10 Limitní meze posunu mostu oproti krajním opěrám v závislosti na teplotě.

6. Diskuse

Rozvoj SW POKOF od roku 2010 umožnil jeho využití pro měření odezvy konstrukce na provozní zatížení za použití tenzometrů, posunoměrů, siloměrů, akcelerometrů, čidel pro měření teploty, výškoměrů a otáčkoměrů.

Osvědčila se úzká spolupráce s výrobcem měřící ústředny EMS DV 803 a také s tvůrcem SW pro ně. Díky SW ALERT byl zautomatizován přenos dat a jejich vyhodnocení jak na PC a serveru expertní organizace, tak serveru provozovatele konstrukce.

Krátké informace o chybách měření a chybách funkce konstrukce lze zasílat SMS zprávami.

prof. Ing. Stanislav Vejvoda, CSc.

Citovaná literatura

[1] Vejvoda, S.: FR-TI1/086, Nové postupy navrhování energetických zařízení a ocelových konstrukcí s vysokými užitnými parametry. Dílčí část: Metodika k programu POKOF a návod na jeho použití. Zpráva VÍTKOVICE ÚAM a.s., arch. č. V2885/11, revize 10.

KOMPOZITNÍ MOSTOVKY NA OCELOVÝCH LÁVKÁCH A PLOŠINÁCH

SIMON Pavel[1], PEŠEK Ondřej[2]
[1] GDP KORAL, s.r.o.
[2] Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav kovových a dřevěných konstrukcí
[1] simon@gdpkoral.com [2] pesek.o@fce.vutbr.cz

Abstrakt

V rámci projektu TAČR FW01010443 Pokročilé kompozitní materiály nové generace pro konstrukce i automotive jsou vyvíjeny nové směsi vlákny vyztužených plastů a z nich odvíjená technická řešení. Jedním z nich je systém deskových profilů PLANK 40, který je primárně navržen jako alternativa k ocelovým i kompozitním pororoštům, dřevěným mostovkám či ocelovým pochozím plechům. Dále v textu jsou uvedeny poznatky z výzkumu chování směsí a zejména z vývoje a testů těchto deskových profilů.

Úvod

Obor vlákny vyztužených plastů či polymerů skrývajících se pod zkratkou FRP či GFRP není zatím legislativně a normativně zpracován tak, aby byly FRP prvky snadno použitelné v konstrukčním stavitelství v rámci soustavy norem EN. Samotný GFRP profil je tvořený rovnými vlákny (roving), výztužnými rohožemi, tkaninami a vlastní polymerní směsí (matrice). Mechanické vlastnosti profilu jsou závislé na kombinacích výše uvedených komponent a jejich přesném umístění v průřezu a jsou závislé i na samotné technologii výroby – pultruzi. Touto technologií kontinuální výroby se dají vytvořit rozmanité profily konstantního průřezu, obdobně jak je tomu s extruzí u hliníkových profilů.

Stejně tak, jako se ocel člení a značí podle hodnoty meze kluzu do pevnostních tříd S (S235, S355, S420), tak se FRP profily zatřiďují dle ČSN EN 13 706 (1) do tříd E17 a E23 kde číslo za písmenem E udává efektivní modul pružnosti v ohybu v GPa. V tomto příspěvku jsou prezentovány poznatky z vývoje a zkoušení některých směsí s vyšší hodnotou modulu pružnosti a z vývoje a zkoušení konstrukčních profilů z těchto směsí vyrobených.

1 Polyesterové a vinylesterové matrice

Mechanicko-fyzikální vlastnosti konkrétních směsí jsou ovlivněny i příměsemi přidávanými do matrice z důvodu splnění dalších požadavků na výsledný výrobek. Jsou to např. chování při požáru, odolnosti proti UV záření a odolnosti proti různým chemickým činitelům – do matrice se přidávají retardéry hoření či jiná aditiva a plniva.

V rámci projektu byly vyvinuty směsi se zaměřením na maximální hodnoty mechanických vlastností – modul pružnosti v ohybu a pevnosti v tahu, ohybu a ve smyku.

1.1 Základní deskové profily 100×3, 150×3 a 150×3,5

Na těchto profilech, ze kterých se standardně odebírají vzorky pro normové testy, byly vyvinuty základní směsi. Směsi založené na polyesterové matrici a E-skle mají modul pružnosti v tahu E_t převyšující 33 GPa, směsi na bázi vinylesterové matrice s E-sklem pak mají E_t 37 GPa.

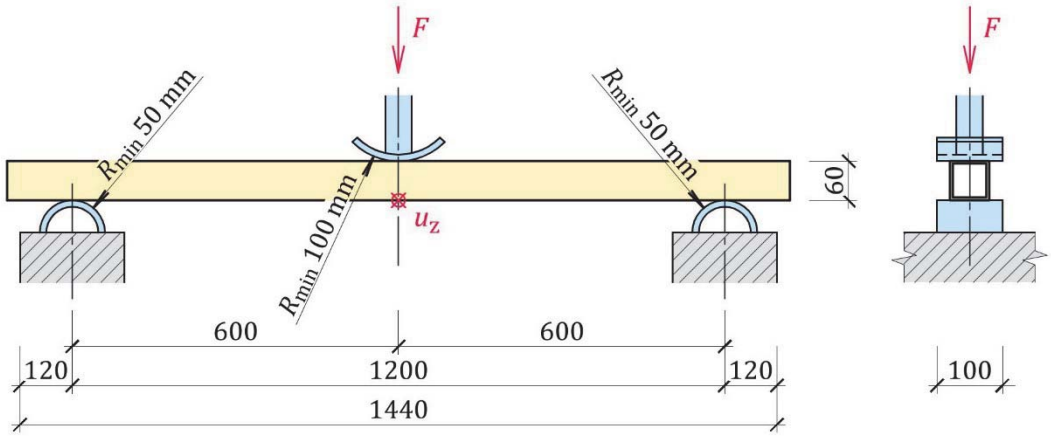
V případě použití rovingu z H-skla se hodnoty modulů pružnosti u směsí zvýšily o zhruba 5 GPa. Je třeba brát na zřetel, že profily byly vyztužené kromě rovingu povrchovými rohožemi. Obsah skla v profilu nepoklesl pod 50 % objemově a 65 % hmotnostně. Maximální hodnoty E = 45,5 GP bylo dosaženo s vinylesterovou matricí s 78 % hmotnostního obsahu skla.

Tab. 1 Modul pružnosti v tahu E_t [GPa] – průměry

	Typ rovingu	
Matrice	E-sklo	H-sklo
Polyester	33	38
Vinylester	37	44

1.2 Profil SQ 60×60×4

Na tomto profilu byly vybrané modifikované směsi ověřeny normovými testy efektivního modulu pružnosti, to znamená tříbodovým ohybem na rozpětí 1200 mm. Obecná sestava testu je uvedena na obrázku. Ostatní mechanické vlastnosti se určují dle norem z výřezů desek výše uvedených.



Obr. 1 Schéma zatěžovací zkoušky E_{eff} pro profil SQ 60×60×4

Na základě výsledků testů více druhů směsí s proměnným množstvím skla a s různými výztužnými rohožemi byly stanoveny moduly pružnosti uvedené v tabulce 2 (v tabulce jsou uvedeny průměrné hodnoty a 5% kvantily ze statistického vyhodnocení zkoušek podle (2)).

Tab. 2 SQ 60×60×4 – efektivní modul pružnosti v ohybu

Matrice	Typ rovingu	E_{eff} [GPa]	
		průměr	5% kvantil
Polyester	E-sklo	38	37
Vinylester	E-sklo	39	38
Vinylester	H-sklo	42	41

2 Mostovky a podlahové prvky

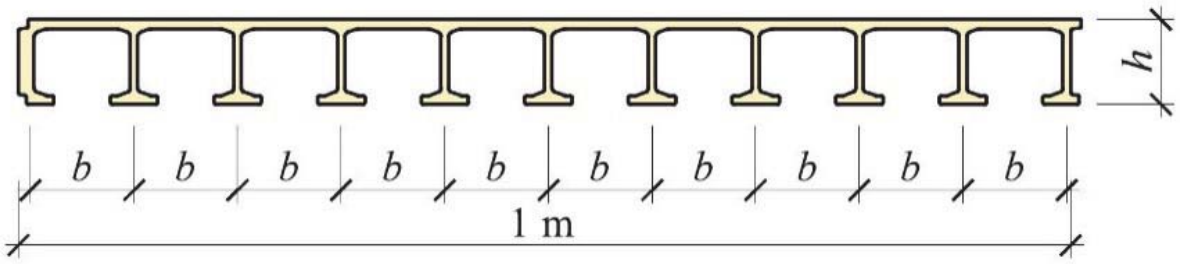
Kompozitní mostovky na ocelových prvcích byly poprvé v ČR použity při vývoji Modulárních lávek ML18 a ML36 v roce 2010. Jednalo se o deskové profily MD40 a HD40 z polyesterové matrice společnosti FIBERLINE. Zkušenosti s jejich desetiletým provozem na těchto provizorních lávkách vedly k myšlence vývoje lehčích a únosnějších deskových profilů na bázi vinylesterové matrice.

Obr. 2 GFRP mostovkové dílce na provizorní lávce ML18 v Luhačovicích

Využití takových deskových profilů, obecně značených PLANK, není jen v oboru mostovek lávek či plošin a stupňů na obslužných schodištích a přístupových plošinách, ale také jako podlahové nebo střešní prvky chladírenských věží, či jako podlahoviny obslužných lávkách železničních a technologických mostů.

2.1 Parametrická studie

V roce 2020 byla provedena parametrická studie geometrického tvaru průřezu mostovkového dílce z GFRP materiálu z hlediska jeho průřezových charakteristik a spotřeby materiálu (3). Základními proměnnými pro parametrizaci byla výška průřezu, osová vzdálenost výztužných žeber a tloušťky jejich stojin a pásnic.



Obr. 3 Idealizovaný mostovkový dílec o šířce 1 m

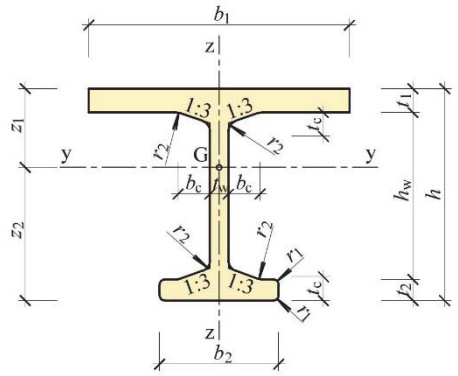
Volba optimální kombinace proměnných parametrů byla provedena podle principu „poměr cena/výkon“, kde „výkon je zastoupen průřezovými charakteristikami definujícími ohybovou tuhost a únosnost a únosnost ve smyku a „cena“ je zastoupena průřezovou plochou. Průřezové charakteristiky byly stanoveny na jeden běžný metr šířky.

Jednotlivými volitelnými kritérii mimo jiné byly poměry:

W_{rel} / A_{rel} tj. co nejvyšší modul průřezu vůči co nejmenší průřezové ploše,

$I_{y,rel}$ / A_{rel} tj. co největší moment setrvačnosti vůči co nejmenší průřezové ploše a

$A_{v,rel}$ / A_{rel} tj. co největší smyková plocha vůči co nejmenší celkové průřezové ploše.

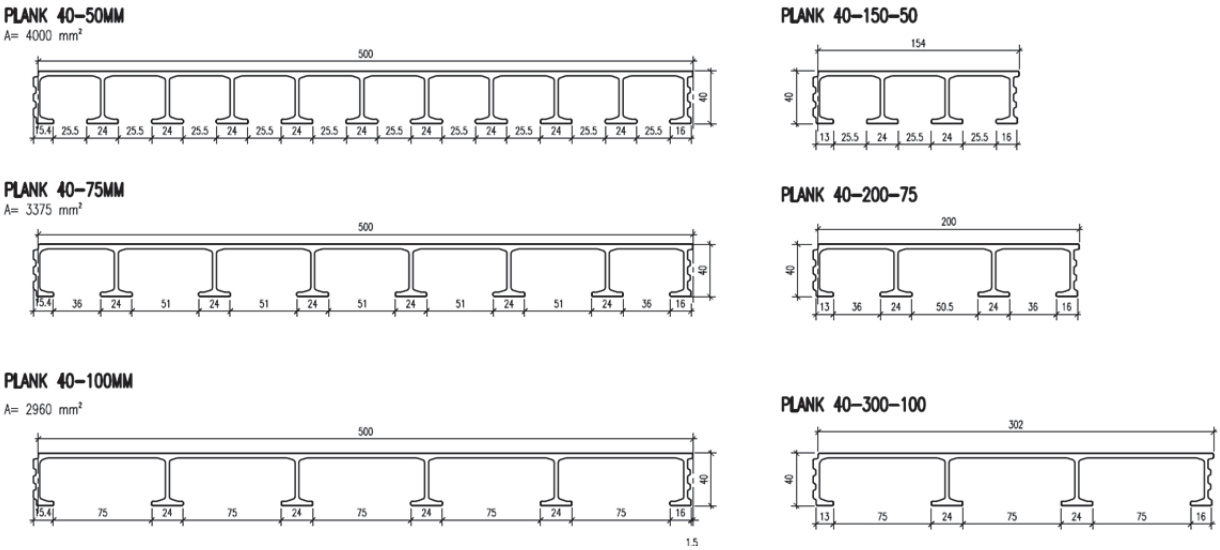


Obr. 4 Základní/opakující se výsek prvku mostovky

Na základě obsáhlé parametrické studie byl určen základní tvar průřezu pro výšky 40 mm a 50 mm a vzdálenosti stěn 50, 75 a 100 mm. Pro pilotní výrobu byla zvolena výška 40 mm, která se dá považovat za standardní výšku tohoto typu mostovek i podlahovin.

2.2. Pultruzní formy

Pro ověření závěrů parametrické studie byly vybrány zkušební profily o třech šířkách, které by byly v případě komerčního využití doplněny o profily se šířkou 500 mm.



Obr. 5 Tvary mostovek a jejich zkušebních / doplňkových profilů

Byly vyrobeny pultruzní formy a vyrobeny první varianty PLANK 40-300-100 lišící se rohožemi.

Obr. 6 Pultruzní formy PLANK 40-150, 40-200 a 40-300

2.3 Výroba PLANK 40-300-100

Na začátku roku 2022 proběhla výroba ve výrobním závodě společnosti GDP KORAL v Tišnově. Bylo vyrobeno více než 100 m v jedné variantě a 30 m ve variantě druhé. Prokázalo se, že i takto složitý tvar průřezu je vyrobitelný ve variantě z vinylesteru a s uvažovaným vyztužením rohožemi.

Obr. 7 Výroba PLANK 40-300

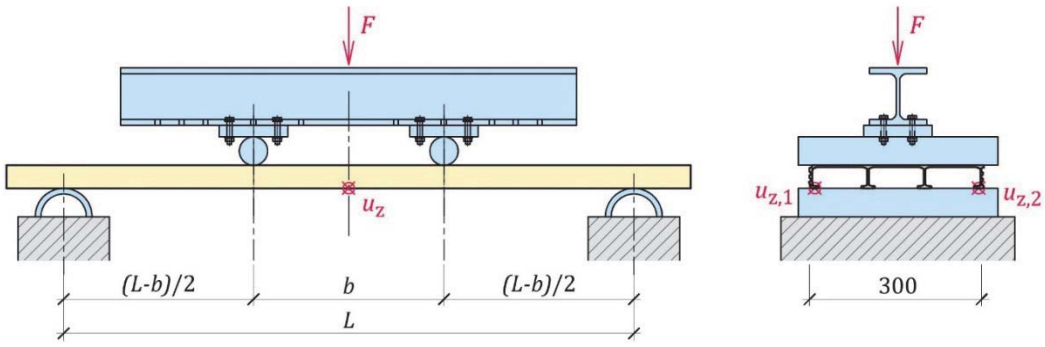
Na výrobní test navázala sada zatěžovacích testů, z nichž některé stále ještě probíhají. Rozdělit je můžeme na testy mechanických vlastností a testy ostatních vlastností.

2.4 Zatěžovací ohybové a smykové testy

Ohybové i smykové zkoušky byly provedeny ve zkušebně nosných konstrukcí Ústavu kovových a dřevěných konstrukcí Fakulty stavební Vysokého učení technického v Brně.

2.4.1 Ohybové testy

Ohybové testy byly provedeny čtyřbodovým ohybem na zkušebních tělesech o teoretickém rozpětí 750, 1000, 1250, 1500 a 1750 mm – od každého rozpětí byly vyzkoušeny tři vzorky. Zatěžování bylo prováděno dvojicí břemen ve třetinách rozpětí, podpory i zatěžovací prvky byly kruhového průřezu o poloměru nejméně 50 mm. Zatěžování bylo řízené výsunem pístu elektrohydraulického zatěžovacího válce o rychlosti výsunu 10 mm/min. Během zatěžovací zkoušky byly kontinuálně měřeny průhyby dvou žeber zkoušeného profilu v polovině rozpětí a zatěžovací síla – schéma zatěžovací zkoušky je uvedeno na obr. 8 a obr. 9 vlevo.

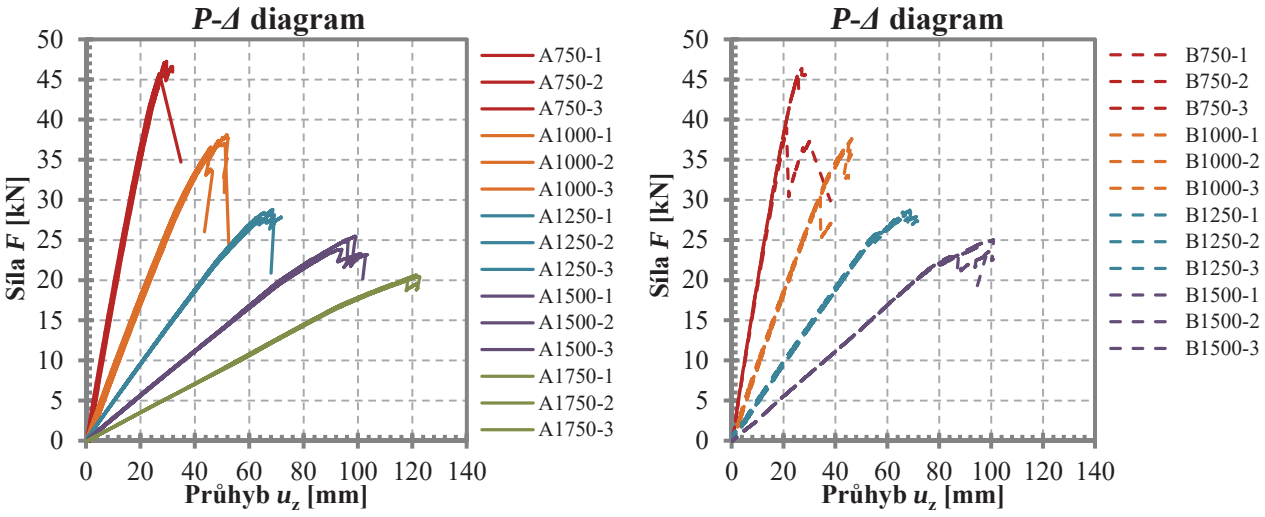


Obr. 8 Schéma zatěžovací zkoušky čtyřbodovým ohybem

U mostovek o teoretickém rozpětí 1250 mm a víc byl v pokročilé fázi zatěžování okem patrný jev boulení tlačené horní pásnice – v podélném směru je horní pásnice ztužena žebry, v příčném řezu bylo vyboulení tvořeno třemi půlvlnami, v podélném směru počet půlvln závisel na vzdálenosti mezi zatěžovacími prvky – viz obr. 9 vpravo.

Obr. 9 Ohybová zatěžovací zkouška profilu PLANK 40-300

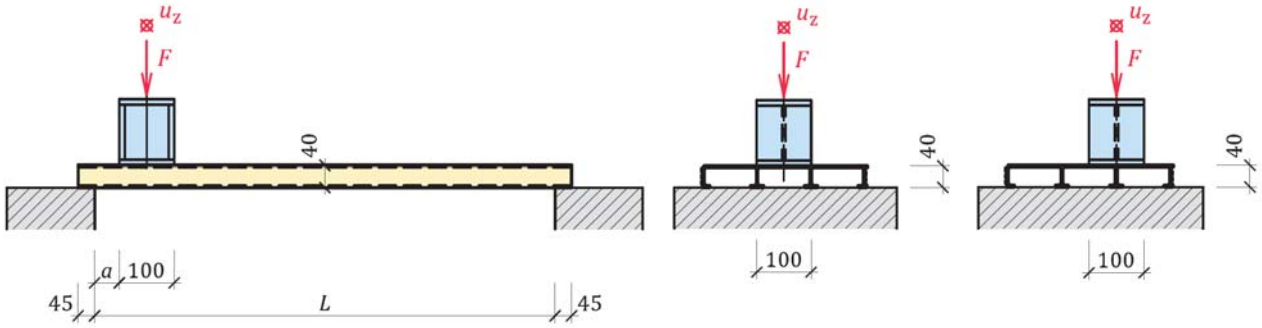
Na obr. 10 jsou uvedeny P-Δ diagramy všech zkušebních těles (písmena A a B značí jiné složení GFRP kompozitu, číslice značí teoretické rozpětí). Závislost přetvoření na zatížení je téměř lineární až do konce zkoušky, kdy docházelo k lokálnímu porušení zkušebních těles. Z výsledků zatěžovacích zkoušek byly odvozeny hodnoty modulů pružnosti v ohybu a pevnosti v ohybu a výsledky byly statisticky vyhodnoceny.



Obr. 10 Výsledky ohybových zatěžovacích zkoušek

2.4.2 Smykové testy

Smykové testy byly provedeny z důvodu ověření odolnosti mostovek proti lokálnímu zatížení silou 10 kN na ploše 100×100 mm podle ČSN EN 1991-2 (4). Zkušební tělesa byla uložena jako prosté nosníky o teoretickém rozpětí 810 mm, přičemž zatěžovací blok o půdorysném rozměru 100×100 mm byl poblíž jedné podpory (přesně ve vzdálenosti 5 mm nebo 40 mm od hrany podpory). V příčném směru byl zatěžovací blok umístěn ve středu mostovky, tak aby zatěžoval dvě žebra, nebo byl umístěn asymetricky přesně nad jedním žebrem. Zatěžování bylo řízené výsunem pístu elektrohydraulického zatěžovacího válce o rychlosti výsunu 1 mm/min. Schéma zatěžovací zkoušky je uvedeno na obr. 11 a obr. 12 vlevo.



Obr. 11 Schéma zatěžovací zkoušky smykem

Mechanismus porušení se lišil podle vzdálenosti zatěžovacího bloku od hrany podpory – v případě vzdálenosti 5 mm docházelo k porušení stojiny žebra tlakem, v případě vzdálenosti 40 mm někdy docházelo k porušení stojiny žebra smykem. Typický tvar porušení je uveden na obr. 12 vpravo.

Obr. 12 Smyková zatěžovací zkouška profilu PLANK 40-300

2.5 Tabulky zatížitelnosti

Na základě výše uvedených testů a dalších zkoušek budou pro užití ve stavební praxi připraveny tabulky zatížitelnosti. FRP materiály mají menší modul pružnosti než ocel (5× až 9× nižší) a vykazují tak při obdobných profilech vyšší hodnoty průhybu. Je na uvážení jaké limity II. MS pro určitou konstrukci zvolit. Jak je patrné z následující tabulky č. 3, ani průhyby větší než L/100 nejsou pro konstrukci zatíženou ohybem limitující s ohledem na jeho únosnost. První praskliny se v profilu ozývaly při ohybovém testu mezi průhyby L/40 až L/25 v závislosti na rozpětí.

Tab. 3 PLANK 40-100 Tabulka maximální zatížitelnosti (bez součinitelů spolehlivosti a zatížení)

Rozpětí	I. MS	II. MS				
L	ohyb	$L/100$	$L/200$	$L/300$	$L/400$	$L/500$
m	kN/m^2	kN/m^2				
0,75	233	85,35	42,67	28,45	21,34	17,07
1,00	131	36,01	18,00	12,00	9,00	7,20
1,25	84	18,43	9,22	6,14	4,61	3,69
1,50	58	10,67	5,33	3,56	2,67	2,13
1,75	43	6,72	3,36	2,24	1,68	1,34
2,00	33	4,50	2,25	1,50	1,13	0,90

2.6 Protismykové a požární vlastnosti

2.6.1 Testy kvality protismykové úpravy mostovek

Pokud se uvažuje s profily jako s venkovní pochozí plochou, je nutné aplikovat na jejich povrch protismykovou úpravu, která zvýší její adhezi. Byly navrženy a otestovány dvě povrchové protismykové úpravy. Jedná se o vsyp do polyesterové pryskyřice s rozdílnou zrnitostí křemičitého písku. Obě varianty vyhověly požadavkům norem DIN 51130 (5) a ČSN P CENTI/TS 16165 (6) pro nejvyšší kategorii R13, sklon povrchu >35°. Protismyková úprava může být provedena v barevných variantách.

2.6.2 Reakce na oheň

Reakce na oheň byla testována dle EN ISO 9239-1. Zkoušení reakce podlahových krytin na oheň bylo provedeno ve zkušebně PAVUS v Soběslavi. Mostovkový dílec PLANK 40 společně s protismykovou úpravou vyhověl požadavkům normy a byl klasifikován stupněm B_{fl}- s1, což je kategorie, která umožňuje jeho použití jak pro mosty a lávky na silnici i železnici, tak i použití jako podlahové prvky schodišť, ramp a plošin.

Obr. 13 Zkouška EN ISO 9239-1, vzorek v rámu před testem

Obr. 14 Zkouška EN ISO 9239-1, vzorky po testu

3 Závěr

Kompozitní mostovky PLANK 40 splňují, kromě výše uvedených kritérií, také všechny podmínky vyhlášky č. 398/2009 (8). V ní se udává, že mezera roštů ve směru chůze může být maximálně 15 mm, což na rozdíl od většiny běžně používaných pororoštů, tento celistvý a kompaktní protiskluzný povrch splňuje.

Po dokončení vývoje o spojovací a kotvící materiál bude na trhu v ČR existovat výrobek, který umožní realizovat plné pochozí plochy z vlákny vyztuženého plastu. Vlastní tíha samotného PLANK 40-100 je 7,34 kgm^{-2} což z něho činí jednu z nejlehčích mostovek.

Závěrem nám dovolte poděkovat TAČR za podporu tohoto projektu č. FW01010443 a našim kolegům z obou společností za spolupráci na řešení projektu.

Ing. Pavel Simon Ph.D. a Ing. Ondřej Pešek Ph.D.

Použitá literatura

[1] ČSN EN 13 706-1 Vyztužené plasty (kompozity) - Specifikace pro tažené profily - Část 1: Označování, Praha: ÚNMZ, 2007
[2] ČSN EN 1990 ed.2 Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí, Praha: ÚNMZ, 2021
[3] Roční zpráva projektu FW01010443, Tišnov GDP KORAL, 2021
[4] ČSN EN 1991-2 Zatížení konstrukcí - Část 2: Zatížení mostů dopravou, Praha: ÚNMZ, 2005
[5] DIN 51130 Testing of floor coverings - Determination of the anti-slip property - Workrooms and fields of activities with slip danger - Walking method - Ramp test., 2014
[6] ČSN P CENTI/TS 16 165 Stanovení protiskluznosti povrchu pro pěší – metody hodnocení, 2013
[7] EN ISO 9239-1 Zkoušení reakce podlahových krytin na oheň - Část 1: Stanovení chování při hoření užitím zdroje sálavého tepla, Praha: ÚNMZ, 2010
[8] Vyhláška č. 398/2009 o obecných technických požadavcích zabezpečující bezbariérové užívání staveb

VYUŽITÍ BIM MODELU VE STAVEBNICTVÍ

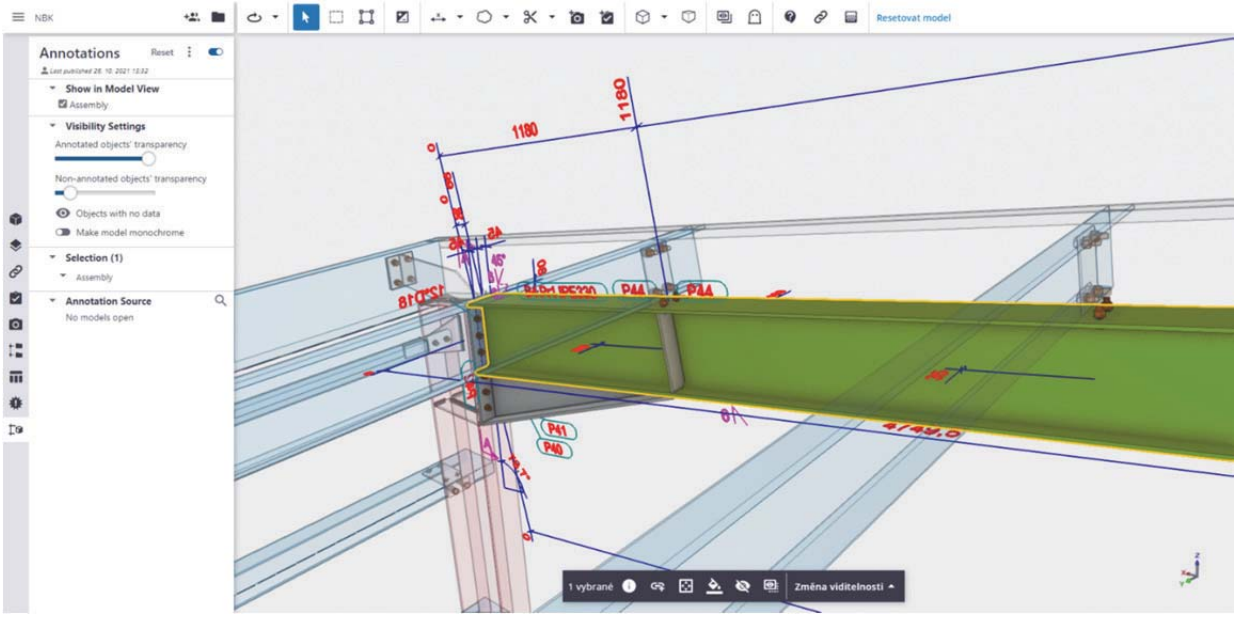
NEUŽIL David
CONSTRUSOFT s.r.o.
david.neuzil@construsoft.com

Pro efektivní a relevantní práci s koncepcí BIM je důležité mít k dispozici kvalitní 3D model, bez ohledu na modelovací nástroj, ve kterém byl model zpracován. Je samozřejmě důležité mít k dispozici další podklady jako například BEP (BIM Execution Plan) a další informace. V Construsoftu se snažíme právě takovýto 3D model co nejlépe vytvořit, používáme k tomu konstrukční nástroj Tekla Structures. Dále se snažíme mít také kvalitní CDE platformu, která nám umožní s těmito vyexportovanými daty dále pracovat.

1 Jakou výhodu může poskytovat přímé propojení s CDE

Obecně lze tvrdit, že modelovací nástroj a CDE platforma jsou na sobě nezávislé. Ovšem používání obou nástrojů od jednoho poskytovatele může přinášet výhody nad rámec standardních funkcí. Pár takových výhod si představíme při spolupráci Tekla Structures a Trimble Connect.

Mezi hlavní přednosti patří bezesporu možnost přímé importu a exportu 2D i 3D informací mezi oběma programy. CDE nám poskytuje vždy aktuální informace k danému projektu. Poté je potřeba data stáhnout na disk a následně s nimi pracovat. Obdobný postup by nás čekal při nahrávání dat zpět na CDE. Všechny tyto úkony nám odpadají při použití nástroje Trimble Connect přímo v Tekla Structures. Projektant má k dispozici veškeré relevantní data, které může přímo v modelu použít. DWG i IFC soubory mohou být použity jako reference a je možné s nimi rovnou pracovat. Dokonce máme i tu možnost, že modely není nutné ani stahovat a jen si je v modelovacím prostoru zobrazíme – v případě, že nejsou potřeba funkce dostupné pro reference. Podobně je možné přímo do zadaného umístění v CDE exportovat IFC modely nebo výkresy ve formátu DWG nebo PDF. Dokonce je možné výrobní výkresy připnout k objektu v IFC modelu, tím pádem se velice rychle dostaneme z modelu ke korespondujícímu výkresu bez nutnosti prohledávat složkovou strukturu.



Obr. 1 Anotace vložené od IFC modelu na základě vytvořených výrobních výkresů - v tomto případě ocelové konstrukce. Tento způsob usnadňuje především čtení geometrických informací jednotlivých prvků.

Další skvělou funkcí je možnost do modelu nahrát 3D anotace (poznámky, popisové značky, kóty apod.), které jsou vytvořeny a do 3D modelu vloženy na základě již hotových výkresů. Touto funkcí můžeme kombinovat výhody čtení dat z výkresu i 3D modelu zároveň. Veškeré geometrické informace a návaznosti tak vidíme přímo ve 3D zobrazení a nemusíme je odměřovat nebo mít dokonce ve vedlejším okně otevřený výkres. Zároveň jsou k dispozici všechna data, která obsahuje IFC model.

Občas narazíme na projekt, který je opravdu velký a výsledný IFC soubor je rovněž obrovský. Pokud pracujeme s takto velkými daty, můžeme občas narážet na limity výkonu zařízení – především těch mobilních. Trimble za tímto účelem vyvinul a umožňuje pracovat se speciálním formátem .tekla, který dokáže pro určité aplikace nahradit IFC model, především je však model řádově menší a lépe se s ním tak pracuje na slabších nebo mobilních zařízeních. Tento formát nemá za úkol nahradit plnohodnotný IFC model, ale pomoci k plynulejší práci v určitých situacích.

Výhod přímého propojení a spolupráce je samozřejmě mnohem více jako například zobrazování úkolů apod. Tyto však považujeme za ty nejužitečnější pro uživatele.

2 Výkazy ne jen na vyžádání od projektanta

Trimble Connect disponuje funkcí Datová tabulka, což je tabulkové zobrazení veškerých informací, které obsahuje IFC model. Uživatel má možnost si vytvářet své vlastní rozložení sloupců s daty. Je možné také vytvářet stromové zobrazení informací. Tyto struktury je možné ukládat a opakovaně používat. Data je možné vypisovat pro všechny prvky modelu, viditelné nebo vybrané prvky. Tato nastavení je možné ukládat, opakovaně používat a přepínat se mezi různými rozloženími sloupců.

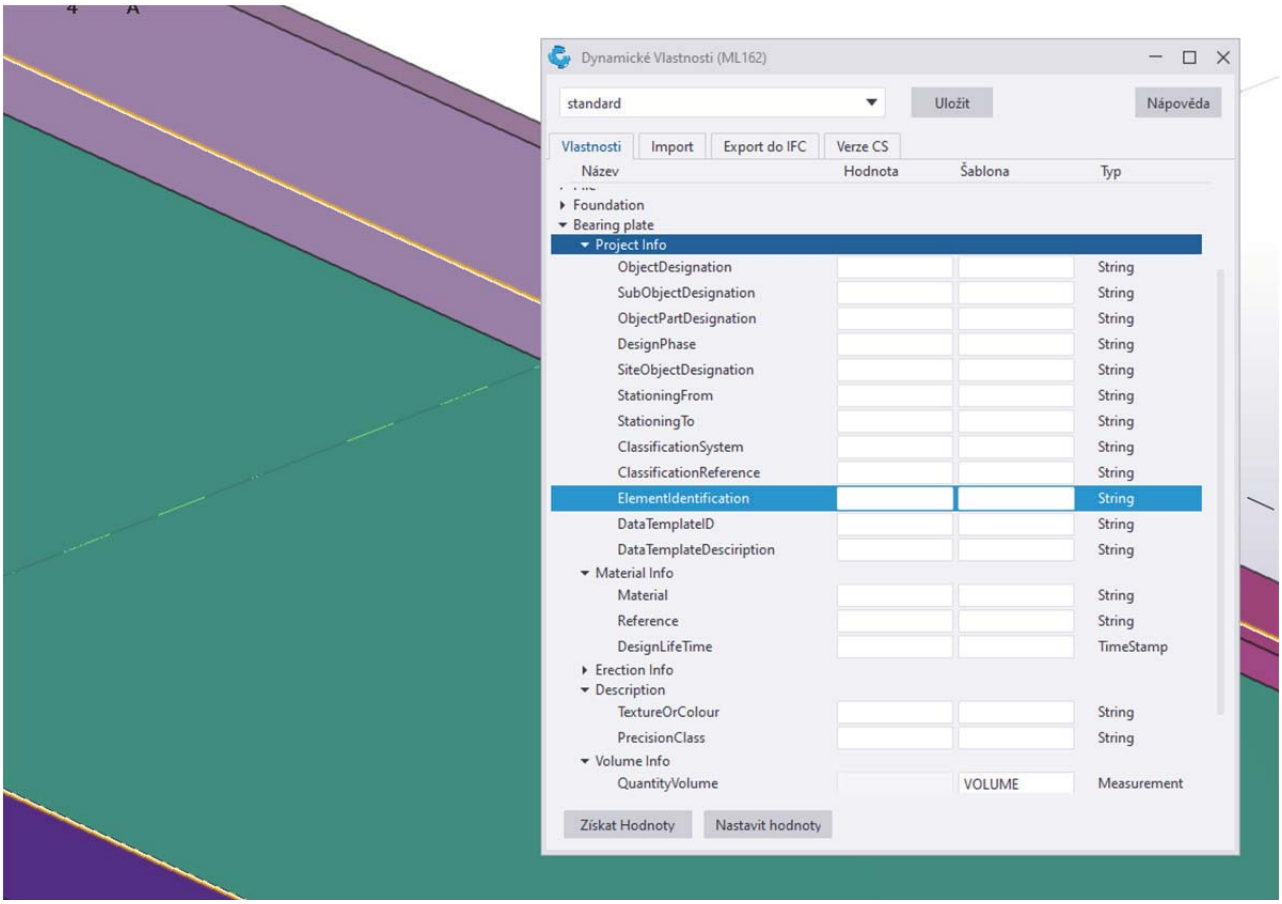
Pokud je výsledné zobrazení informací vyhovující, je k dispozici možnost tisku, tisku do PDF nebo export do excelu. Následně je možné s daty dále pracovat. Kdokoli si tak může vytvořit výpisy na základě IFC modelu bez zbytečného zdržování.

3 Klasifikace objektů a datové standardy v IFC

Neustále kolem sebe slyšíme o klasifikaci nebo kategorizaci. Jedná se o postup jak jednoznačně identifikovat jednotlivé stavební prvky nebo entity podle předem zadaného systému a to nezávisle na projekčním nástroji. Tato data jsou pak zapsána do výsledného IFC souboru, odkud s nimi lze dále pracovat. V Construsoftu se snažíme pro naše uživatele připravit nástroje, které jim práci při klasifikaci usnadní.

První nástroj, který je pro uživatele přístupný nese název Datový standard Stavebnictví (DSS). Tento nástroj slouží primárně ke kategorizaci podle českého systému CCI, který zpracovává Agentura ČAS. Nástroj uživateli umožní pohodlně kategorizovat vybrané objekty modelu a našeptává mu jednotlivé kategorie. Po vyplnění těchto informací nástroj data k jednotlivým prvkům modelu zapíše.

V případě, že uživatel potřebuje z jakéhokoli důvodu pracovat s jiným datovým standardem než je definovaný v IFC a zapisovat zde specifická data, jsme na to připraveni. Náš nový nástroj Dynamické Vlastnosti umožňuje libovolným prvkům modelu definovat vybrané vlastnosti, které mohou být navíc řazeny ve stromové struktuře. Našim pilotním projektem k tomuto nástroji je práce s datovým standardem definovaným SFDI. Všechna tato data jsou součásti jak tvořeného modelu tak výsledného IFC souboru, do kterého se zapisují.



Obr. 2 Nástroj dynamické vlastnosti umožňuje definovat libovolný datový standard pro libovolné prvky v modelu. V tomto případě se jedná o část datového standardu SFDI

Poslední představený nástroj se nazývá IFC Extender, který již podle názvu dovoluje rozšířit standardní funkce IFC exportu, který je přímo v Tekla Structures dostupný. Potřebné informace zadané k libovolným prvkům mohou být pomocí tohoto nástroje změněny, přejmenovány a exportovány do IFC. Zároveň mohou být také přepsány IFC typy souborů (například sloup, který standardně nese typ ifcColumn je možné exportovat jako ifcWall). Možnosti jsou neomezené, nicméně je potřeba mít na paměti, že typ musí být podporován samotným IFC formátem.

4 Závěr

Digitální dokumentace je dalším krokem v modernizaci stavebnictví. Snažíme se proto poskytnout uživatelům maximální technickou i nástrojovou podporu při práci s našimi produkty. Naším společným cílem je rozvoj oboru, kterému se věnujeme a který máme rádi.

Ing. David Neužil

ZVÝŠENÍ NÁVRHOVÉ ÚNOSNOSTI NOSNÍKŮ DÍKY ZAHRNUTÍ TUHOSTI ZTUŽUJÍCÍCH PANELŮ

CHALUPA Vojtěch[1], VILD Martin[2], HURČÍK Vít[3], MÜLLER Andreas[4], ŠABATKA Lubomír[5]
[1,2,3,5] IDEA StatiCa, s.r.o.
[4] ETH Zürich, Institute of Structural Engineering
[1]vojtech.chalupa@ideastatica.com, [2]martin.vild@ideastatica.com, [3]vit.hurcik@ideastatica.com,
[4]andreas.mueller@ibk.baug.ethz.ch, [5]lubomir.sabatka@ideastatica.com

Abstrakt

Při návrhu konstrukcí je často zanedbán stabilizační vliv sendvičových panelů a trapézových plechů. Tyto prvky mohou poskytovat podporu proti příčné deformaci, rotaci a zejména klopení. Metoda CBFEM nově umožňuje zohlednit pružnou liniovou podporu při posudku nosníků. Příspěvek obsahuje popis modelu, návod na stanovení tuhostí podle evropských norem a doporučení a srovnání s dalšími programy. S využitím metody CBFEM lze zajistit hospodárnější návrh ocelových nosníků oproti běžným metodám.

1 Úvod

Klopení neboli ztráta stability ohýbaných nosníků je jev, při kterém nosníky selhávají vybočením z roviny ohybu. Toto stabilitní selhání může značně snížit jejich celkovou únosnost. Klopení jednoose symetrických průřezů zatížených v rovině symetrie, případně kolmo na rovinu symetrie, je pro ideální okrajové podmínky analyticky popsáno diferenciálními rovnicemi čtvrtého řádu [1].

Pro stanovení únosnosti v klopení uvádí norma EN 1993-1-1 [2] postup, kterým lze stanovit pružný kritický moment nosníků. Předpokladem je jejich konstantní, minimálně jednoose symetrický průřez, přičemž zatížení má procházet středem smyku. Pružný kritický moment je možné stanovit pro idealizované okrajové podmínky, dále lze zahrnout vliv nesymetrie průřezu a polohy zatížení vůči středu smyku (pouze v rovině působení zatížení). Pro případy nesplňující výše zmíněné podmínky, je možné postupovat dle dostupné odborné literatury, např. [3].

Přesto se v praxi často setkáváme s problémy, pro jejichž řešení je nutné využít pokročilých metod. Jedná se zejména o nesymetrické průřezy, průřezy s otvory, výztuhami, případně průřezy zatížené mimo střed smyku. V neposlední řadě není možné přesně analyticky zohlednit reálné uložení nosníků, ať už jde o koncové uložení, nebo průběžné či bodové zajištění po jejich délce.

V tomto článku je popsán návrhový model pro řešení nestandardních případů klopení nosníků, se zaměřením na stabilizací tlačené pásnice proti klopení. Je zde uveden praktický příklad návrhu vaznice zajištěné proti klopení trapézovým plechem včetně stanovení tuhosti takového zajištění.

2 Zabezpečení nosníků proti klopení

Opláštění budovy, případně konstrukce stropů zajišťují prvky do určité míry proti klopení tím, že poskytují smykovou a rotační tuhost, viz

obr. *1*. Tuto tuhost lze stanovit pouze s důkladnou znalostí vlastností obkladových materiálů. Návod na stanovení smykové a rotační tuhosti poskytuje norma EN 1993-1-3 [4] v kapitole 10 společně s limity, kdy lze nosník uvažovat jako dostatečně podepřený proti klopení. Tento limit je stanoven pro smykovou tuhost jako:

$$S \geq \left(EI_{\mathrm{w}} \frac{\pi^2}{L^2} + GI_{\mathrm{t}} + EI_z \frac{\pi^2}{L^2} 0.25h^2 \right) \frac{70}{h^2}$$

kde S je smyková tuhost poskytnuta opláštěním [N], E modul pružnosti v tahu a tlaku [MPa], G modul pružnosti ve smyku [MPa], I_{w} výsečový moment setrvačnosti nosníku [mm^6], I_{t} moment setrvačnosti v kroucení [mm^4], I_z moment setrvačnosti kolem měkké osy [mm^4], L rozpětí nosníku [mm] a h výška nosníku [mm]. Vliv klopení na únosnost nosníku je poté do 5 %, lze jej zanedbat a můžeme uvažovat pouze s prostým ohybem.

Smykovou tuhost můžeme určit pro trapézové plechy z normy EN 1993-1-3 [4] jako:

$$S = 1000\sqrt{t^3}\left(50 + 10\sqrt[3]{b_{\mathrm{roof}}}\right)\frac{s}{h_{\mathrm{w}}}$$

kde t je tloušťka trapézového plechu [mm], b_{roof} šířka střechy (pro sedlovou střechu vzdálenost od okapu k vrcholu) [mm], s vzdálenost mezi nosníky [mm] a h_{w} výška vlny trapézového plechu [mm]. Tato tuhost je zajištěna pouze za předpokladu, že trapézový plech je připojen v každé vlně. Pokud je připojen pouze v každé druhé vlně, použije se tuhost $0{,}2 \cdot S$.

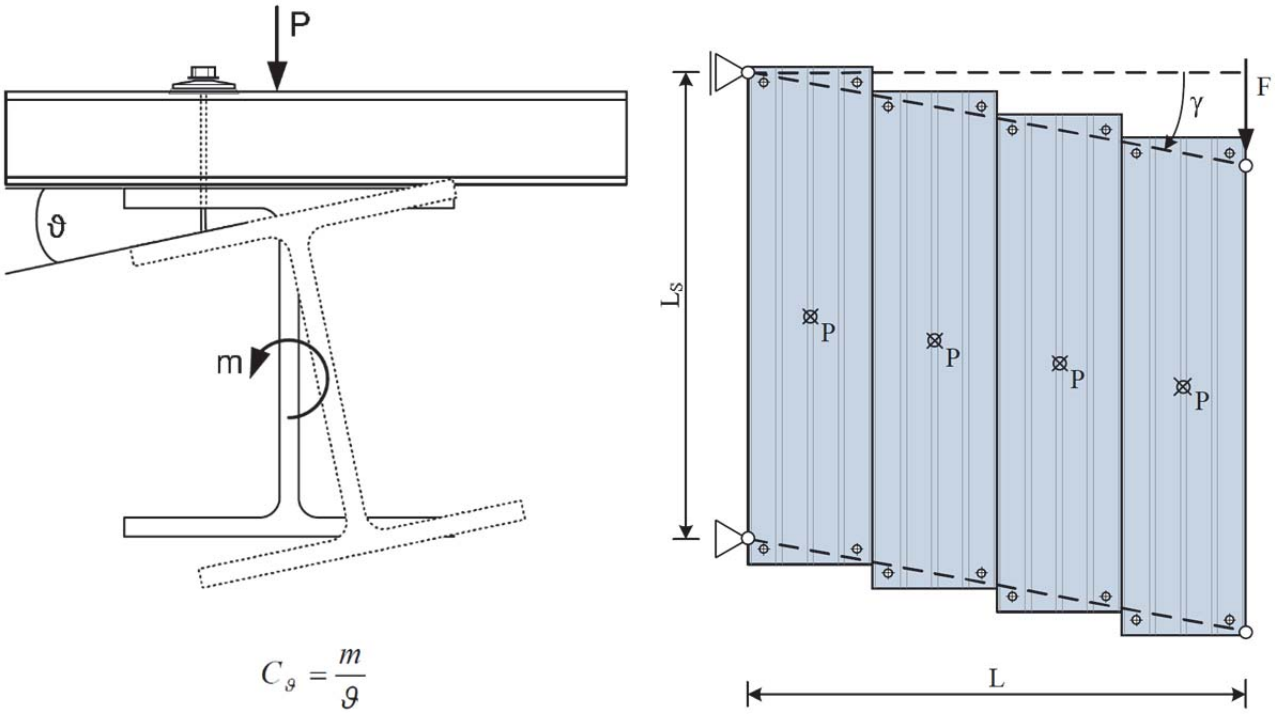
Stanovení smykové tuhosti sendvičových panelů je popsáno v doporučení ECCS [5]. Je třeba uvažovat s tuhostí připojovacích prvků, jež bývá výrazně nižší než tuhost panelu.

$$S = \frac{k_v}{2B}\sum_{k=1}^{n_k} c_k^2$$

kde k_v je tuhost připojovacích prvků, B šířka sendvičového panelu, n_k počet dvojic připojovacích prvků a c_k vzdálenost mezi dvojicemi připojovacích prvků.

Rotační tuhost lze stanovit rovněž dle doporučení ECCS [5] a zahrnuje vliv tuhostí přípoje a sendvičového panelu a distorze nosníku. Při zadání rotační tuhosti do numerického modelu s deskostěnovými elementy je vliv distorze nosníku již vystižena deformací průřezu a vliv distorze na rotační tuhost se nemusí uvažovat.

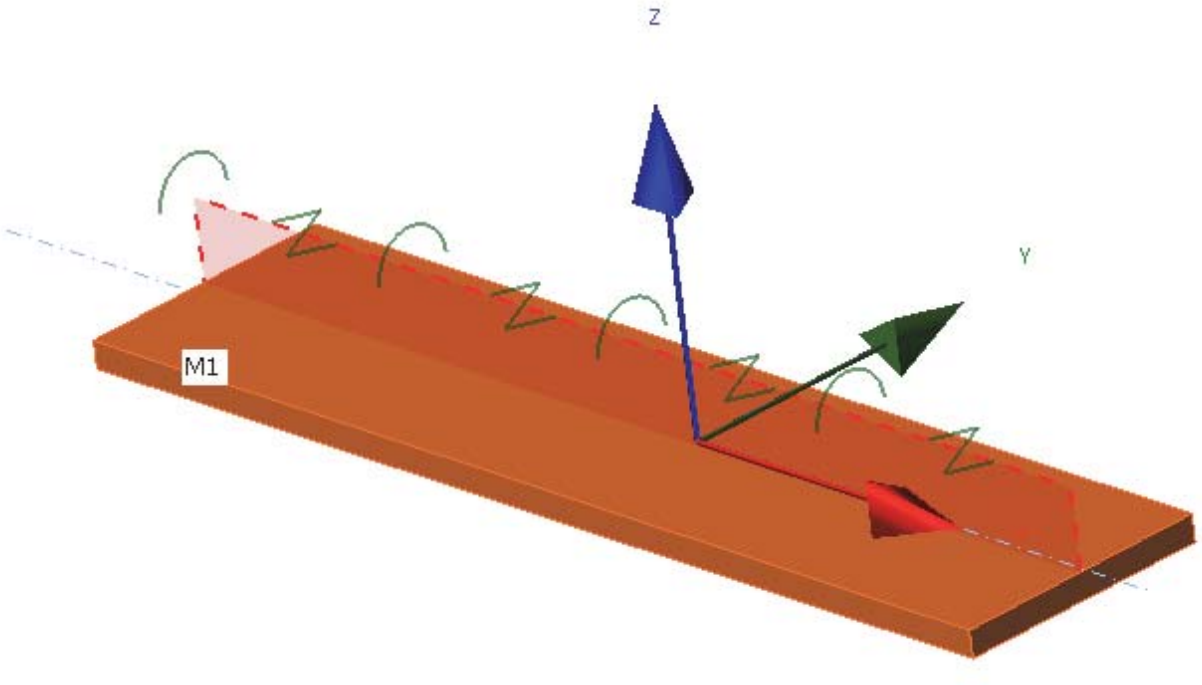
V praxi je smyková a rotační tuhost určena zejména experimentálně a poskytována výrobci sendvičových panelů.



Obr. 1 Rotační (vlevo) a smyková tuhost (vpravo) [5]

3 Návrhový model a jeho verifikace

Pro vyhodnocení klopení nosníku s částečně zabezpečenou pásnicí je použit model CBFEM v softwaru IDEA StatiCa Member [6]. Smykovou a/nebo rotační tuhost lze zadat na jakýkoliv plech. Smyková tuhost je aplikována ve směru *y* a rotační tuhost kolem osy *x* lokálního souřadného systému vybraného plechu – viz obr. 2.



Obr. 2 Lokální souřadný systém plechu s aplikovanou stabilizací proti klopení

Uzly konečných prvků jsou po šířce plechu spojeny pomocí interpolačních vazeb RBE3 do jednoho bodu uprostřed šířky plechu, který je poté spojen s dalším bodem po délce plechu. Toto spojení po délce je tvořeno pomocí vazeb RBE3 a prvku s tuhostí pouze v jednom směru – směru *y* lokálního souřadného systému plechu. Tím je dosaženo zabezpečení plechu smykovou tuhostí. Tuhost jediného elementu S_i [kN/m] je stanovena jako:

$$S_i = \frac{S}{s_d}$$

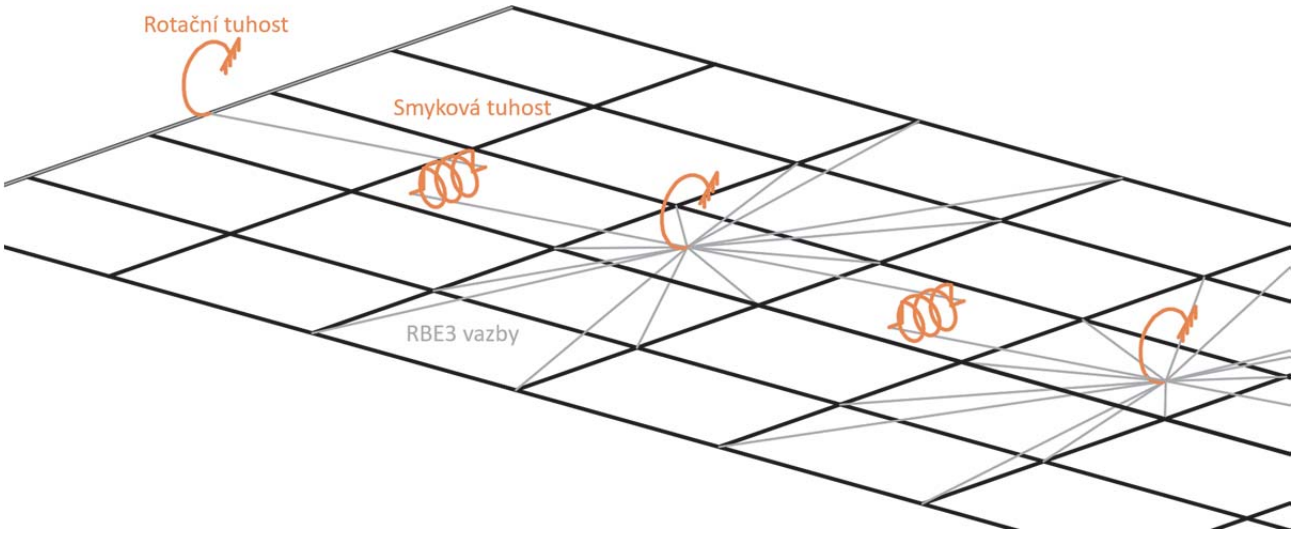
kde S je tuhost zadaná uživatelem na běžný metr délky [kN] a s_d vzdálenost mezi dvěma body [m].

Rotační tuhost je aplikována přímo v bodu uprostřed šířky plechu dalším konečným prvkem s jedinou tuhostí – rotací okolo osy *x*. Tuhost jediného elementu C_i [kNm/(m^2·rad)] je stanovena jako:

$$C_i = \frac{C}{s_d}$$

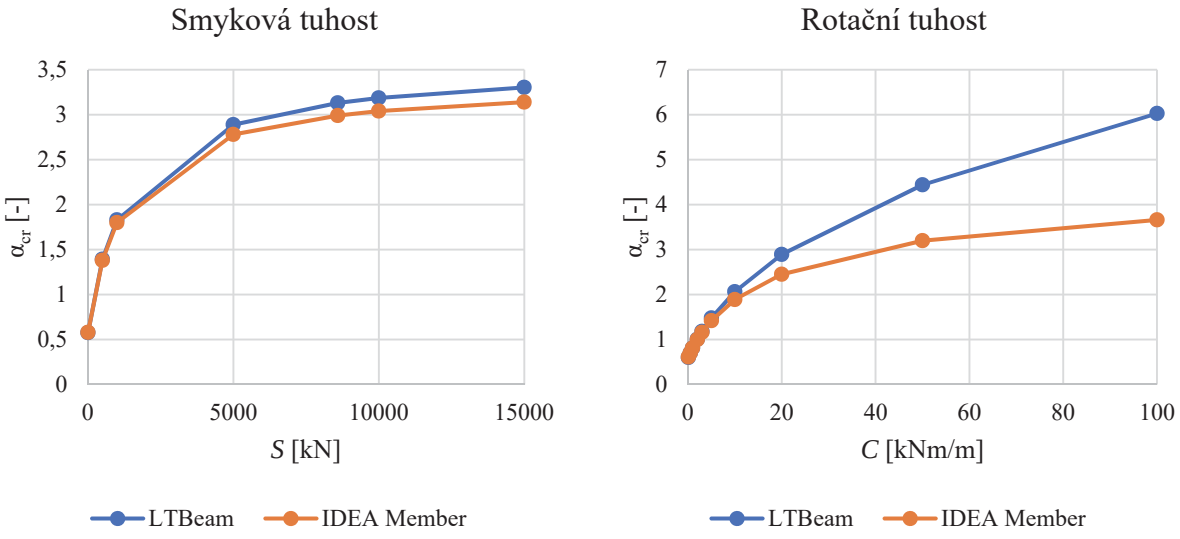
kde C je tuhost zadaná uživatelem na běžný metr délky [kNm/m] a s_d je vzdálenost mezi dvěma body [m].

Všechny vazby a speciální konečné prvky jsou zobrazeny na
obr. *3*. RBE3 jsou interpolační vazby a samy o sobě nepřidávají žádnou tuhost. Smykovou i rotační tuhost lze zadat jako volnou, pevnou nebo se zadanou tuhostí. Pro pevnou (rigid) možnost je tuhost zadaná jako tisícinásobek smykové, případně ohybové tuhosti plechu.



Obr. 3 Skryté vazby a speciální konečné prvky s jedním stupněm volnosti zajišťující smykovou a rotační tuhost

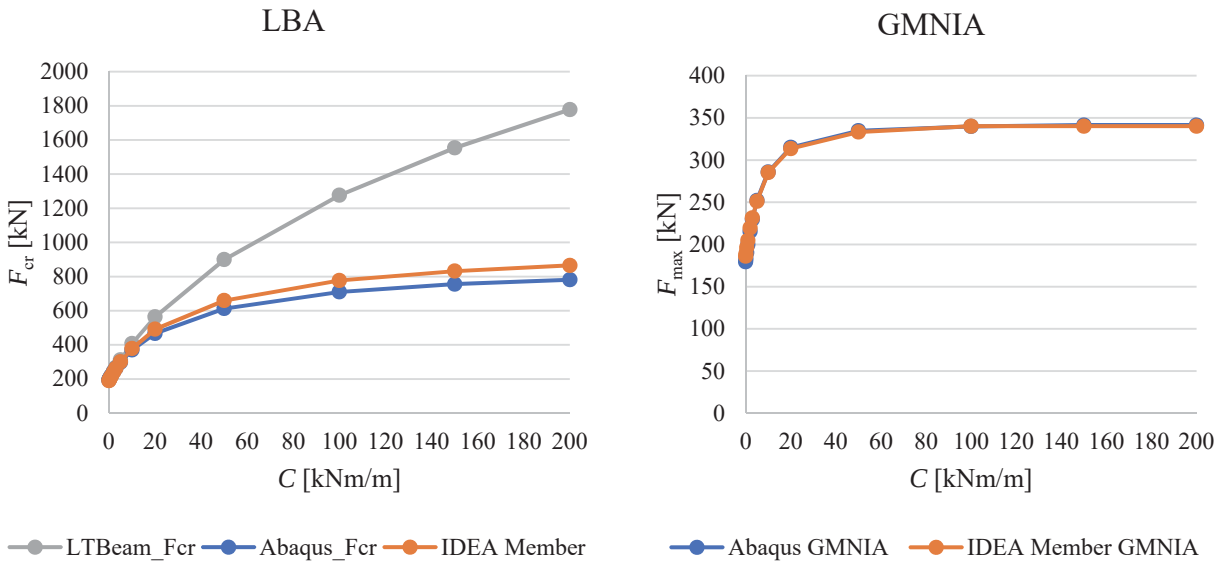
Model byl verifikován nejprve s programem LTBeam [7], který používá prutové (1D) konečné prvky se sedmi stupni volnosti. To znamená, že průřez se nedeformuje, ale dokáže zachytit vliv deplanace. Srovnání obou programů je ukázáno na příkladu s průřezem IPE 180 z oceli S355 s délkou 6 m, vetknutím na obou stranách a rovnoměrným zatížením 20 kN/m na horní pásnici. Smyková tuhost pro zabezpečení proti klopení byla spočítána jako $S_{\mathrm{lim}} = 8589$ kN. Pro smykovou tuhost je zjevná dobrá shoda obou programů, ale pro rotační tuhost se křivky významně odchylují pro velké rotační tuhosti – viz obr. 4.



Obr. 4 Srovnání programů LTBeam a IDEA StatiCa Member pro smykovou a rotační tuhost

Z toho důvodu byl vytvořen i deskostěnový model v software ABAQUS [8]. Model je opět vetknutý na obou stranách, délky 6 m, ocel S355, ale byl použit průřez IPE 240. Limitní rotační tuhost, kdy je nosník zabezpečen proti klopení, tzn. klopení má vliv do 5 %, je spočítána jako $C_{\mathrm{lim}} = 27{,}13$ kNm/m. Model je zatížen silou uprostřed nosníku na horní pásnici. Rotační tuhost v programech IDEA StatiCa Member a ABAQUS vychází velmi podobně. Zejména pro rozhodující analýzu pro stanovení únosnosti, GMNIA, je odchylka do 4 %. LTBeam využívá pouze prutové

prvky, které nemohou postihnout deformaci průřezu. Deskostěnový model je pro tento případ výrazně přesnější. Prutový model v programu LTBeam nadhodnocuje kritickou sílu.

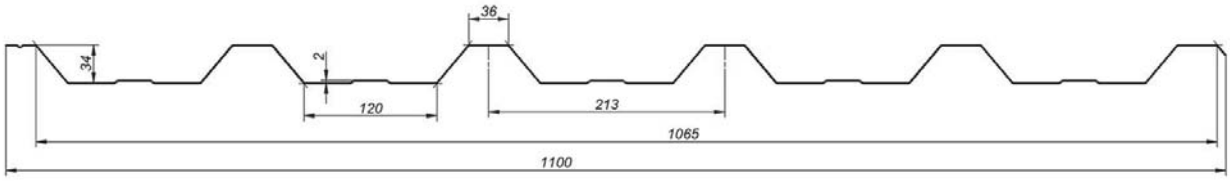


Obr. 5 Srovnání rotační tuhosti v programech LTBeam, ABAQUS a IDEA StatiCa Member

4 Příklad návrhu vaznice

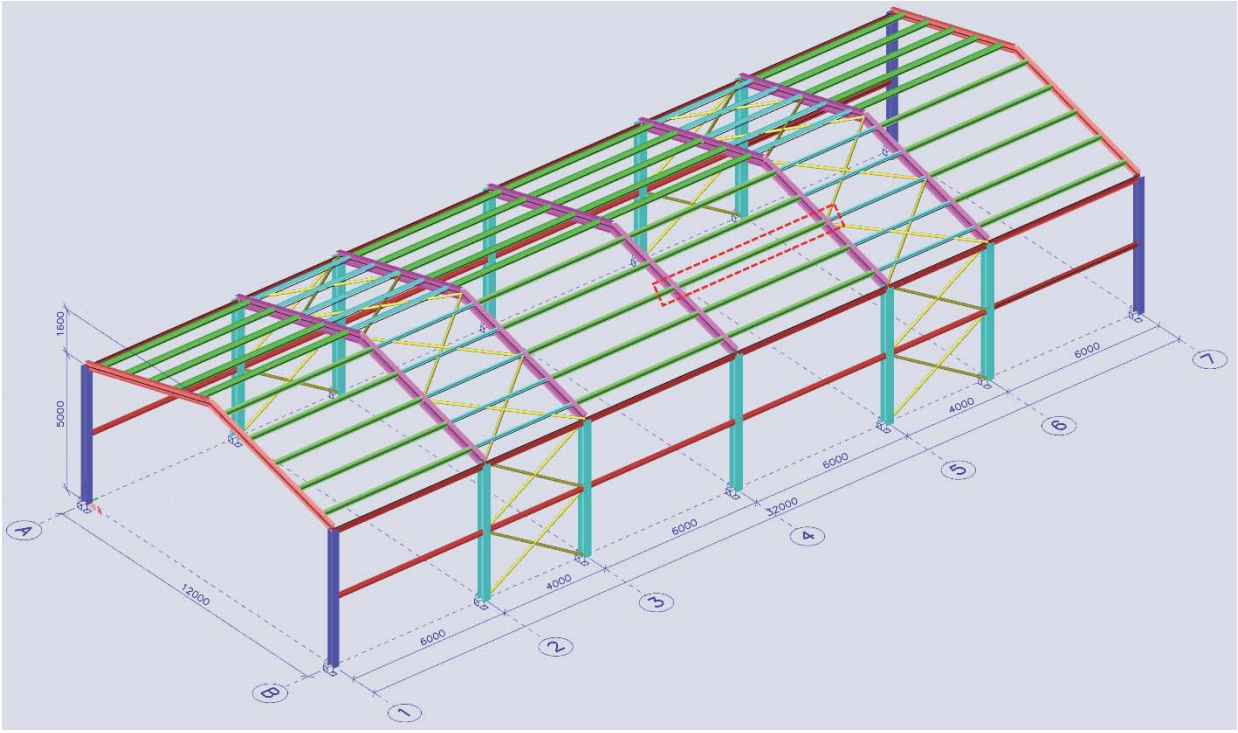
Ocelová hala je sestavená ze 7 rámů, kde osová vzdálenost rámů je v polích bez ztužidla 6 m a v polích se ztužidlem 4 m. Rám je tvořen sloupy v osové vzdálenosti 12 m v příčném směru a vazníky se sklonem 15°. Spojení jednotlivých rámů v podélném směru haly je tvořeno kloubově uloženými vaznicemi v případě vazníků a paždíky v případě sloupů. Vaznice jsou s vazníky zarovnány k hornímu líci tak, aby byla vytvořena jedna rovina, umožňující jednoduché položení krytiny. V podélném směru je tuhost systému zabezpečena ztužidly umístěnými mezi 2. až 3. rámem a mezi 5. až 6. rámem. Ztužidlo probíhá napříč celou konstrukcí od paty rámu k patě rámu na druhé straně. V příčném směru je tuhost systému zabezpečena tuhostí rámu, který tvoří sloupy a vazníky spojené tuhým styčníkem přenášejícím ohybový moment společně s tuhým patním uložením v rovině rámu. Schéma nosné konstrukce haly je zobrazeno na obr. 7.

Opláštění konstrukce je provedeno v případě střešní části trapézovým plechem. Je použit trapézový plech o výšce profilu 34 mm, tloušťce plechu 0,7 mm a délce vlny 213 mm – viz obr. 6. Trapézový plech je k vaznicím připevněn v každé vlně dle pokynů výrobce a v souladu s normou EN 1993-1-3.



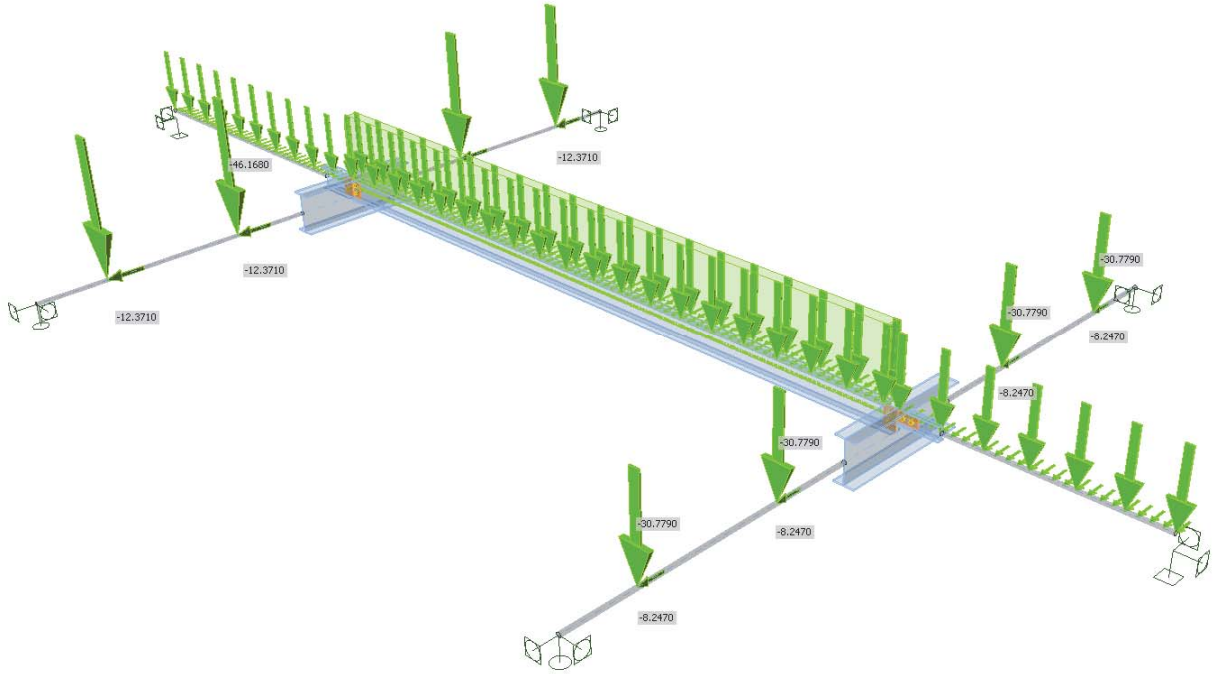
Obr. 6 Trapézový plech TZ38 tloušťky 0,7 mm.

Štítové stěny nejsou obsazeny a ocelová hala je otevřena z obou štítových čelních stran. Na střechu působí 4 zatěžovací stavy LC1 – g_{0k}, LC2 g_{1k}, LC3 – $q_{1,vítr}$, LC4 – $q_{2,sníh}$. Model byl zatížen kombinací zatížení odpovídající předpisu 6.10a normy EN 1990 [9].

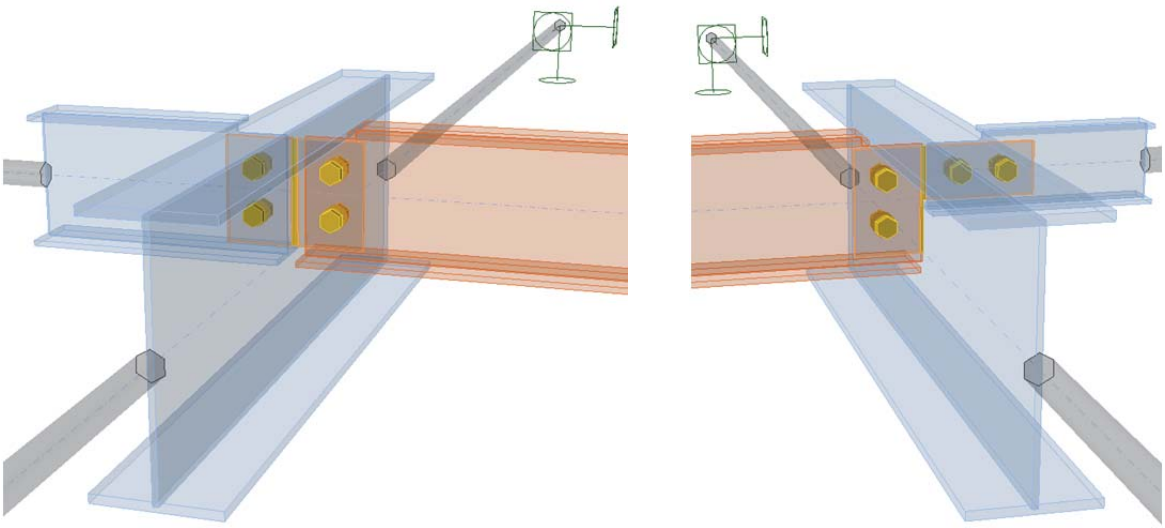


Obr. 7 Řešená vaznice průřezu IPE200, spojující rámy v rovinách 4 a 5

Řešená vaznice byla analyzována v programu IDEA StatiCa Member. Model byl vytvořen v rovině bez natočení, zatížení bylo rozpočítáno na vodorovnou a svislou složku – viz obr. *8*. Zatížení je aplikováno na horní pásnici vaznice.



Obr. 8 Zatížení modelu výseku v aplikaci IDEA StatiCa Member, reálné zatížení reprezentují svislé a vodorovné složky.



Obr. 9 Kloubové uložení řešené vaznice na vazník, okrajová podmínka je vytvořena modelem styčníku, který umožňuje přesně zohlednit tuhost styčníku.

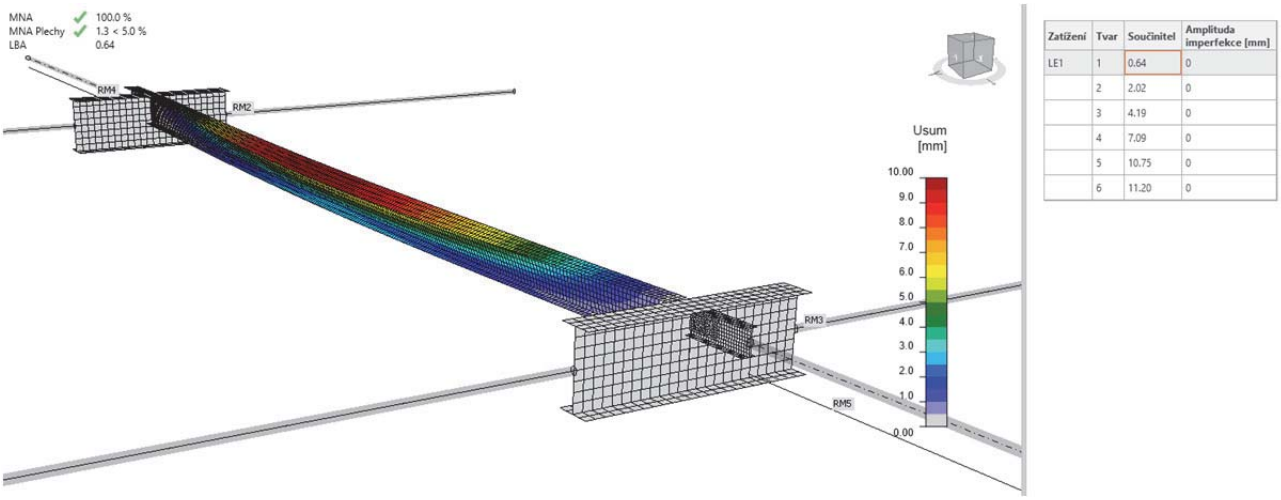
Model byl analyzován ve dvou fázích. V prvním kroku bez podepření proti klopení horní pásnice vaznice a v druhém kroku s podepřením proti klopení horní pásnice vaznice – pomocí výrobní operace LTR (Lateral Torsional Restraint).

4.1 Model bez podepření proti klopení horní pásnice vaznice – volná deformace

V modelu je umožněna volná deformace vaznice. Pro celkové vyhodnocení je potřeba postupně spočítat tři typy analýz:

Materiálově nelineární analýza (MNA) – řešená vaznice je vystavena 100 % zatížení. 100 % aplikovaného zatížení docílí 1,3 % limitní plastické deformace modelu.

Analýza vlastních tvarů (LBA) – dojde ke sklopení řešené vaznice v prvním vlastním tvaru ztráty stability s nejmenším násobitelem návrhových zatížení pro dosažení pružné kritické únosnosti, $\alpha_{cr} = 0{,}64$. Tento vlastní tvar je vyhodnocen jako nejnebezpečnější. Vlastní tvar s lokální ztrátou stability má dostatečně vysoký násobitel a není třeba uplnatňovat.



Obr. 10 Výsledek analýzy LBA – Lineárně bifurkační analýza.

GMNIA analýza – Jsou aplikované ekvivalentní geometrické imperfekce ve tvaru prvního vlastního tvaru z LBA. Amplituda je stanovena podle návrhu normy pro modelování konečnými prvky prEN 1993-1-14 [10]. Pro GMNIA, amplituda e_0 se stanoví jako:

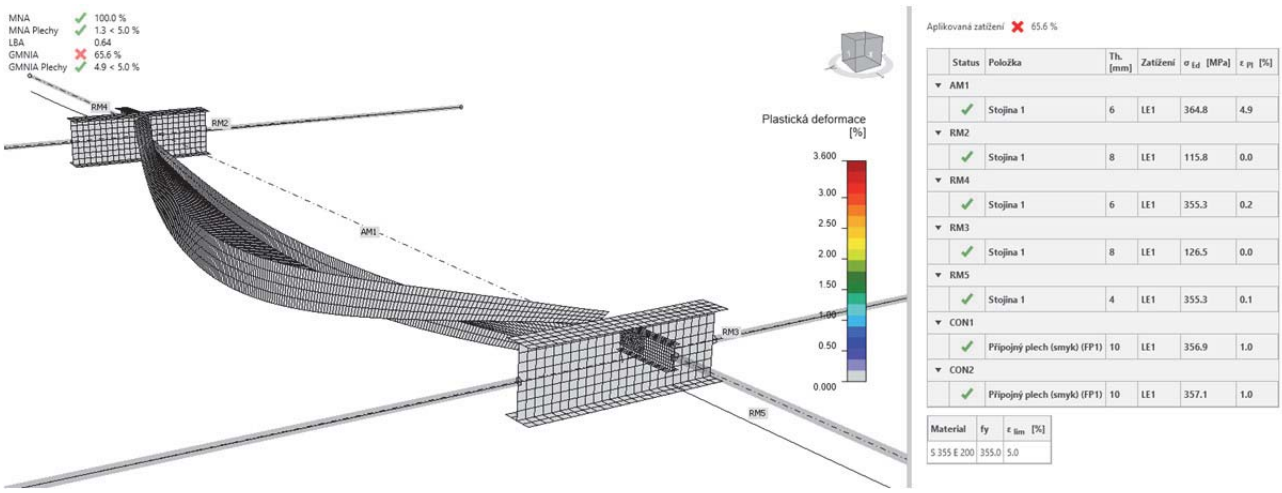
$$e_0 = \frac{\alpha \cdot L}{150} \text{ ale } e_0 \geq L/1000$$

kde L je délka prutu a α je součinitel imperfekce z tabulek 6.3 a 6.4 normy EN 1993-1-1 [2]. Válcovanému průřezu s poměrem výšky ku šířce menší nebo rovno 2 přísluší křivka a a faktor imperfekce $\alpha = 0{,}21$. Amplituda vychází v tomto případě:

$$e_0 = \frac{L}{714} = 8{,}4 \text{ mm}$$

Dále je použita charakteristická hodnota (5% kvantil) modulu pružnosti $E = 200$ GPa podle doporučení prEN 1993-1-14 [10], které vychází z článku [11].

Řešená vaznice je vystavena pouze 65,6 % zatížení. 65,6 % aplikovaného zatížení docílí limitní plastické deformace a další přitěžování je zastaveno z důvodu divergence modelu.



Obr. 11 GMNIA analýza – Geometricky a materiálově nelineární analýza s vlivem imperfekcí.

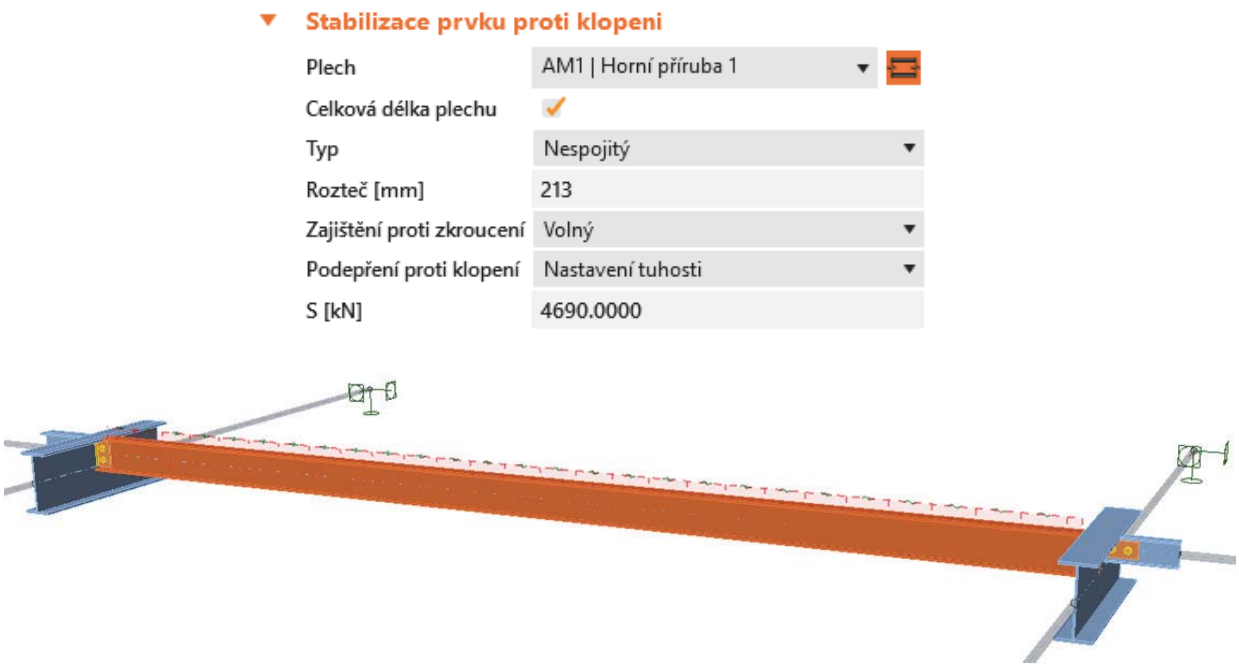
Řešená vaznice nevyhovuje na zadané zatížení a dojde k porušení ztrátou stability.

4.2 Model vaznice se stabilizovanou horní pásnicí proti klopení

Smyková tuhost trapézového plechu je popsána dle normy EN 1993-1-3 [4] jako:

$$S = 1\,000\sqrt{0.7^3}\left(50 + 10\sqrt[3]{6\,185}\right)\frac{1\,200}{35} = 4\,690 \text{ kN}$$

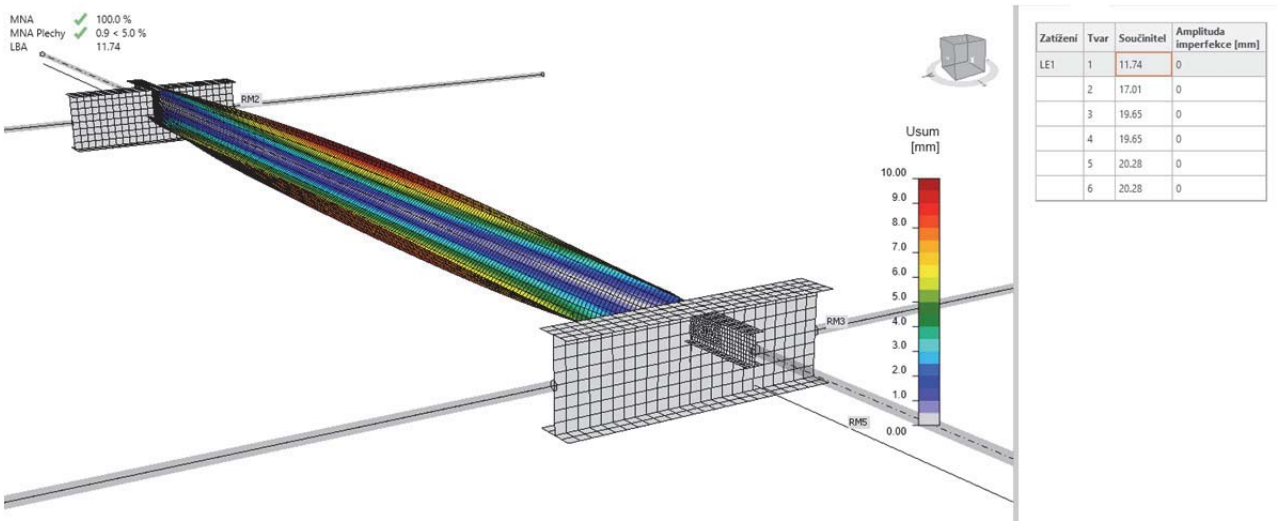
V modelu je zabráněno klopení horní pásnice vaznice pomocí výrobní operace LTR, jejíž zadání je na obr. 12.



Obr. 12 Zadání výrobní operace LTR a pohled na model

MNA analýza – řešená vaznice je vystavena 100 % zatížení. Všechno aplikované zatížení způsobí 0,9 % plastické deformace.

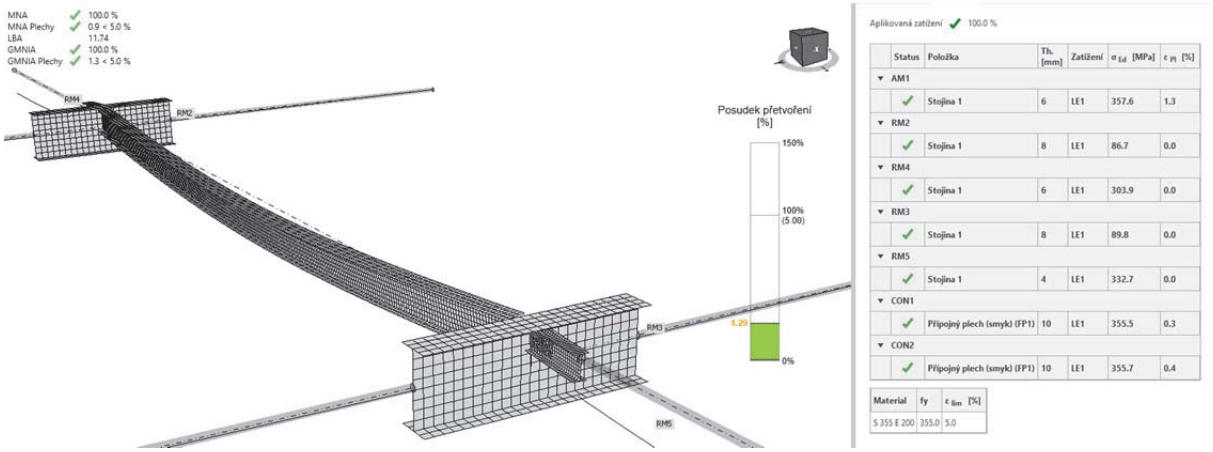
LBA analýza – dojde ke sklopení řešené vaznice v prvním vlastním tvaru ztráty stability s vlastním číslem 11,74 – viz obr. 13. Tento vlastní tvar je vyhodnocen jako nejnebezpečnější.



Obr. 13 Výsledek analýzy LBA – Lineárně bifurkační analýza.

GMNIA analýza – Pro první vlastní tvar ztráty stability byla zadána amplituda imperfekce −8,4 mm. Amplituda je zvolena stejným způsobem jako pro vaznici bez stabilizace prvku proti klopení pouze s opačným znaménkem. Kritická ztráta stability z analýzy vlastních tvarů (LBA) může vybočit na libovolnou stranu. Je potřeba zhodnotit, která strana vybočení je nebezpečnější.

Řešená vaznice je vystavena 100 % zatížení, které docílí 1,3 % limitní plastické deformace. Vaznice vyhovuje na zadané zatížení a nedojde k porušení ztrátou stability – viz obr. 14. Stabilizace prvku proti klopení výrazně zvýší únosnost prvku. Žádná další opatření, jako například provázání horních pásnic vaznic v polovině rozpětí s okapovým ztužidlem, nejsou nutná.



Obr. 14 GMNIA analýza – Geometricky a materiálově nelineární analýza s vlivem imperfekcí.

Závěr

Stabilizace prutů poskytovaná opláštěním či trapézovými plechy bývá často zanedbávána. Tento přístup vede na příliš bezpečný návrh, velkou spotřebu materiálu, náročnější montáž a dražší konstrukce. Návrh klopení nosníků s částečně stabilizovanou pásnicí ale není jednoduchá disciplína a normové předpisy pro tento případ chybí. Návrhová metoda konečných prvků s komponentami umožňuje posudek obecného průřezu s obecným zatížením a přesně modelovanými okrajovými podmínkami. Software IDEA StatiCa Member nově umožňuje zadání stabilizace plechů (typicky tlačených pásnic nosníků) smykovou a rotační tuhostí, které poskytuje opláštění budovy nebo konstrukce stropu. Tím se stává nejlepším programem pro návrh prutů ovlivněných ztrátou stability.

Článek vznikl za podpory projektu FW01010392 Technologické agentury České republiky.

Ing. Vojtěch Chalupa, Ing. Martin Vild, Ph.D., Ing. Vít Hurčík,
Dipl.-Ing. Andreas Müller, Ing. Lubomír Šabatka, CSc.

Použitá literatura

[1] Vlasov, V.Z. *Tenkostěnné pružné pruty*, Státní nakladatelství technické literatury, Praha 1962.
[2] ČSN EN 1993-1-1: *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*, ČNI, 2006.
[3] C. H. M. de Louw, *Design Rule for Lateral Torsional Buckling of Channel Section*, Magisterská závěrečná práce Nr. 0-2007.21, Department of Architecture Building and Planing, Eindhoven University of Technology, Nizozemí, 2007.
[4] ČSN EN 1993-1-3: *Eurokód 3: Navrhování ocelových konstrukcí – Část 1-3: Obecná pravidla – Doplňující pravidla pro tenkostěnné a za studena tvarované prvky a plošné profily*, ČNI, 2008.
[5] ECCS TC7 – Technical Working Group TWG 7.9 Sandwich Panels and Related Structures, *European Recommendations on the Stabilization of Steel Structures by Sandwich Panels,* 2. vydání, 2014. ISBN 978-90-6363-081-2
[6] IDEA StatiCa Member *Theoretical background*, dostupné na: https://www.ideastatica.com/support-center/idea-statica-member-theoretical-background
[7] CTICM, LTBeam v. 1.0.11, dostupné z: https://www.cesdb.com/ltbeam.html
[8] Abaqus. *Reference manual*, version 6.16. Simulia, Dassault Systéms. France, 2016.
[9] ČSN EN 1990: *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*, ČNI, 2003.
[10] prEN 1993-1-14: *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-14: Design assisted by finite element analysis*, CEN/TC 250/SC 3 N 3437, Comité Européen de Normalisation (CEN), Brussels, 2021 (draft).
[11] Walport, F., Gardner, L., Nethercot, D.A. Equivalent bow imperfections for use in design by second order inelastic analysis, *Structures*, Volume 26, pp 670–685, 2020. DOI: 10.1016/j.istruc.2020.03.065.

REKONŠTRUKCIE, MODERNIZÁCIE A BUDOVANIE FUTBALOVÝCH ŠTADIÓNOV NA SLOVENSKU

REPA Jaroslav
STAVOKOV PROJEKT s.r.o.
repa@stavokovprojekt.sk

Abstrakt

Konštrukcie zastrešení futbalových štadiónov musia vyhovovať hlavne bezpečnostným kritériám. Z hľadiska bezpečnostných rizík musia preto spĺňať najprísnejšie kritériá. Dôležitým faktorom je aj životnosť. Zároveň by mali spĺňať aj architektonické požiadavky, ktoré sú často ovplyvnené rozpočtom. Rozvoj nových technológií a materiálov sa odzrkadľuje aj na rôznych projektoch zastrešenia futbalových štadiónov na Slovensku.

Úvod

Modernizácie futbalových štadiónov na Slovensku sa v posledných desiatich rokoch výrazne posunuli smerom dopredu. Bol to logický vývoj. Takmer všetky futbalové štadióny na Slovensku nemali vyhovujúcu technickú infraštruktúru. Jediný štadión, ktorý postupne prechádzal prestavbou, bol štadión MŠK Žilina. Ten sa využíval aj pre zápasy slovenskej reprezentácie. Niektoré štadióny už nevyhovovali ani z hľadiska bezpečnosti a ich časti, alebo celé tribúny museli byť vyradené z užívania. Výraznou mierou na stav nosných konštrukcií štadiónov sa podpísala ich údržba, ale aj nevhodné konštrukčné riešenie. Aj preto vláda Slovenskej republiky svojím uznesením č. 115 z 27. februára 2013 schválila Financovanie rekonštrukcie, modernizácie a budovania futbalových štadiónov na roky 2013 – 2022 v sume 45 000 000,00 Eur. Uzatvorením zmluvy medzi Ministerstvom školstva, vedy, výskumu a športu Slovenskej republiky a Slovenským futbalovým zväzom boli vybrané štadióny, ktoré budú môcť čerpať finančné prostriedky na ich obnovu. Štadióny boli ešte rozdelené podľa kritérií UEFA. Dva štadióny v Žiline a v Trnave boli zaradené do kategórie 4, ostatné do kategórie 3 a 2. Bol to výrazný posun v novodobej ére modernizácie futbalových štadiónov na Slovensku.

1 Bezpečnosť a životnosť

Futbal sa stáva čoraz väčším fenoménom. Je zdrojom obrovských finančných prostriedkov a s tým sú spojené niektoré gigantické stavby štadiónov. Väčšina štadiónov sa v príslušných krajinách zmodernizovala, alebo postavila nanovo a to hlavne v súvislosti s organizovaním medzinárodných súťaži - majstrovstiev Európy, alebo sveta. Rozvoj nových technológií, materiálov a postupov výstavby značne ovplyvnil aj tento sektor. Moderné štadióny sú v mnohých krajinách ich pýchou a radia sa medzi významné stavby, ktoré svedčia o sile ekonomiky, alebo vyspelosti národa. Avšak bezpečnosť a životnosť sú najdôležitejšie atribúty všetkých typov nosných konštrukcií. U futbalových štadiónov je tento aspekt o to významnejší, pretože v týchto objektoch dochádza k veľkej kumulácii osôb - a to rádovo v desiatkach tisíc. Významnou časťou futbalových štadiónov sú zastrešenia tribún. Väčšina štadiónov, ktoré sú zaradené do najvyššej kategórie so štyrmi hviezdičkami musia mať zastrešené všetky tribúny. Je to významný posun z hľadiska ochrany hľadísk pred poveternostnými vplyvmi. Hľadiská sú najviac zaťažené konštrukcie. Preto ich bezpečnosť je na prvom mieste. Či sú konštrukcie hľadísk navrhnuté z betónu, alebo ocele, ich zastrešením nedochádza tak k výraznej degradácii materiálov ako pri nekrytých konštrukciách. Významnou mierou k bezpečnosti a životnosti tribúnových konštrukcií prispeli nové technologické postupy v oblasti betónových prefabrikátov. Väčšina štadiónov postavených v posledných rokoch má zrealizované hľadiská z prefabrikovaných prvkov z betónu vysokej kvality. Prefabrikácia umožnila v posledných rokoch realizáciu prvkov rôznych tvarov a veľkostí, ale hlavne prispieva

k zvýšeniu bezpečnosti a životnosti. Aj z architektonického hľadiska sú takéto prvky preferované. Podiel prefabrikácie oproti starým štadiónom je neporovnateľný. Avšak netreba zabúdať, že aj napriek tomu je najdôležitejšie navrhnúť správny typ prefabrikátu pre danú časť konštrukcie a zvoliť overený typ detailu. Pri posúdení prefabrikátov je veľmi dôležité ich overenie na I. a II MS. V tomto ohľade významnú mieru bezpečnosti zohráva dynamické namáhanie tribún vyvolané davom ľudí.

Ďalšou významnou časťou štadióna je jeho zastrešenie. To vo väčšine prípadov tvorí hlavný architektonický prvok. Vo väčšine štadiónov sa tieto zastrešenia realizujú pomocou oceľových konštrukcií rôznych typov. Typ navrhnutej konštrukcie je závislý na viacerých faktoroch. Na začiatku projektu návrhu sú nastavené architektonické požiadavky a ich splnenie z hľadiska celkového architektonického výrazu a jeho začlenenia do predmetnej lokality Zastrešenie však musí znova spĺňať kritériá kladené na bezpečnosť a životnosť. Správne navrhnutý statický systém a použitie vhodných materiálov je prvý predpoklad na to, aby stavba bola bezpečná a vykazovala požadovanú životnosť. Na návrh konštrukcie zastrešenia sa významnou mierou podieľajú aj klimatické zmeny. Aj v európskych podmienkach sme už vystavení extrémnym výkyvom počasia, najmä vplyvom vetra. Preto sa musíme pripraviť na situácie, ktoré nemožno podceniť v súvislosti s účinkami častých víchric, alebo hurikánov. S touto problematikou súvisí spoľahlivý návrh zastrešenia tribún. Dôležitú úlohu pri tom zhráva dynamická zložka vetra a jeho prúdenie. Pri tak významných stavbách akými štadióny sú, je vhodné vypracovanie veternej štúdie a overenie strechy vo veternom tuneli. Náklady spojené s takýmto overením sú neporovnateľné s mierou rizika, ktoré môže nastať nevhodne navrhnutou konštrukciou. Preto je už pri návrhu dôležité apelovať na investorov, aby si takúto veternú štúdiu nechal vypracovať.

Neoddeliteľnou súčasťou projektovej dokumentácie pri tak významných stavbách akými štadióny sú, by mal byť audit statiky. Nezávislé posúdenie auditu je tak ďalším významným

bodom, ktorý prispieva k bezpečnosti stavby. Je dôležite, aby kontrolný statik – audítor mal skúsenosti s podobnými stavbami. Príkladom sú zavedené a fungujúce postupy kontroly statiky v Nemecku.

Aj pri splnení všetkých podmienok spojených s návrhom štadiónov nemusí stavba spĺňať kritérium bezpečnosti a životnosti, ak by neboli dodržané kvalitatívne požiadavky kladené na dodávku a montáž stavby. Aby stavba tieto požiadavky spĺňala je potrebné, aby vybraný zhotoviteľ spĺňal tie najprísnejšie kritériá v oblasti kvality zabezpečovania takýchto stavieb, nielen počas jej realizácie, ale aj počas záručnej doby diela. Tieto aspekty by mali byť zohľadnené už pri výberovom konaní zhotoviteľa stavby. Rovnako to musí platiť aj pri výbere projektanta. Generálny projektant musí garantovať nielen kvalitu projektu, ale aj profesionálny autorsky dozor počas celej výstavby diela. Rovnako to platí aj pri výbere stavebného dozoru.

Stavebný dozor by mal mať s takýmito stavbami dostatočné skúsenosti. Preto je vo väčšine prípadov vhodné vybrať na dozornú činnosť väčšiu firmu.

Ak môžeme teda definovať hlavné atribúty bezpečnosti a životnosti nosných konštrukcií štadiónov, tak potom sú to :

- vhodnosť navrhnutého statického a nosného systému
- vhodný výber konštrukčných prvkov
- vhodnosť a typ navrhnutých materiálov
- výkon kontrolného statického auditu
- kvalita realizácie diela
- kontrolná činnosť pri realizácii diela
- údržba a starostlivosť o stavbu počas jej životnosti

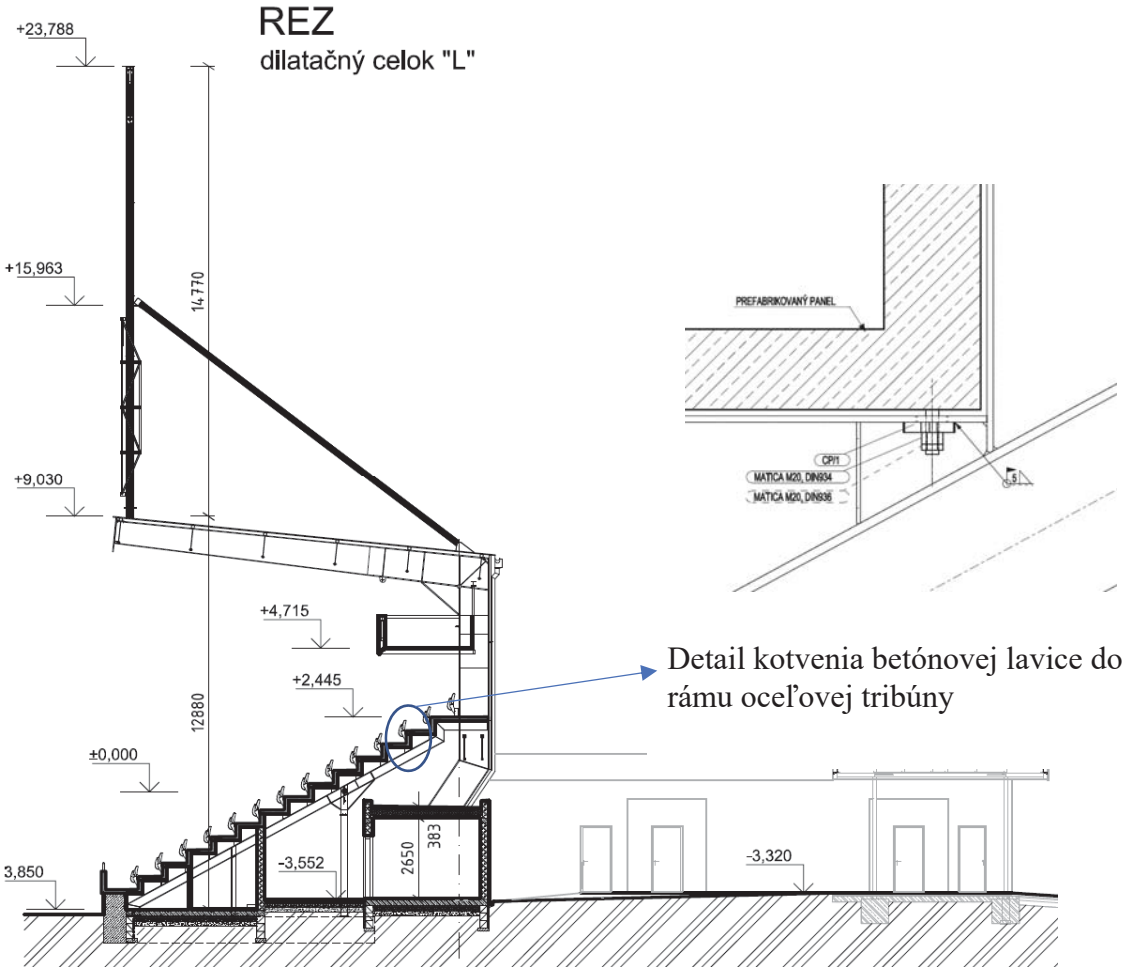
2 Nosné konštrukcie tribún a ich zastrešenia

Navrhnutie nosnej konštrukcie tribúny je ovplyvnené v prvom rade architektonickým návrhom, je však dôležité, aby takáto konštrukcia bola navrhnutá aj bezpečne. Vhodný statický systém priečnej väzby tribúny a globálna stabilita v priečnom a pozdĺžnom smere sú základnými predpokladmi pre spoľahlivý prenos stáleho, úžitkového a klimatického zaťaženia. Z hľadiska použitých materiálov (s výnimkou drevených) je možné nosné konštrukcie tribún rozdeliť na :

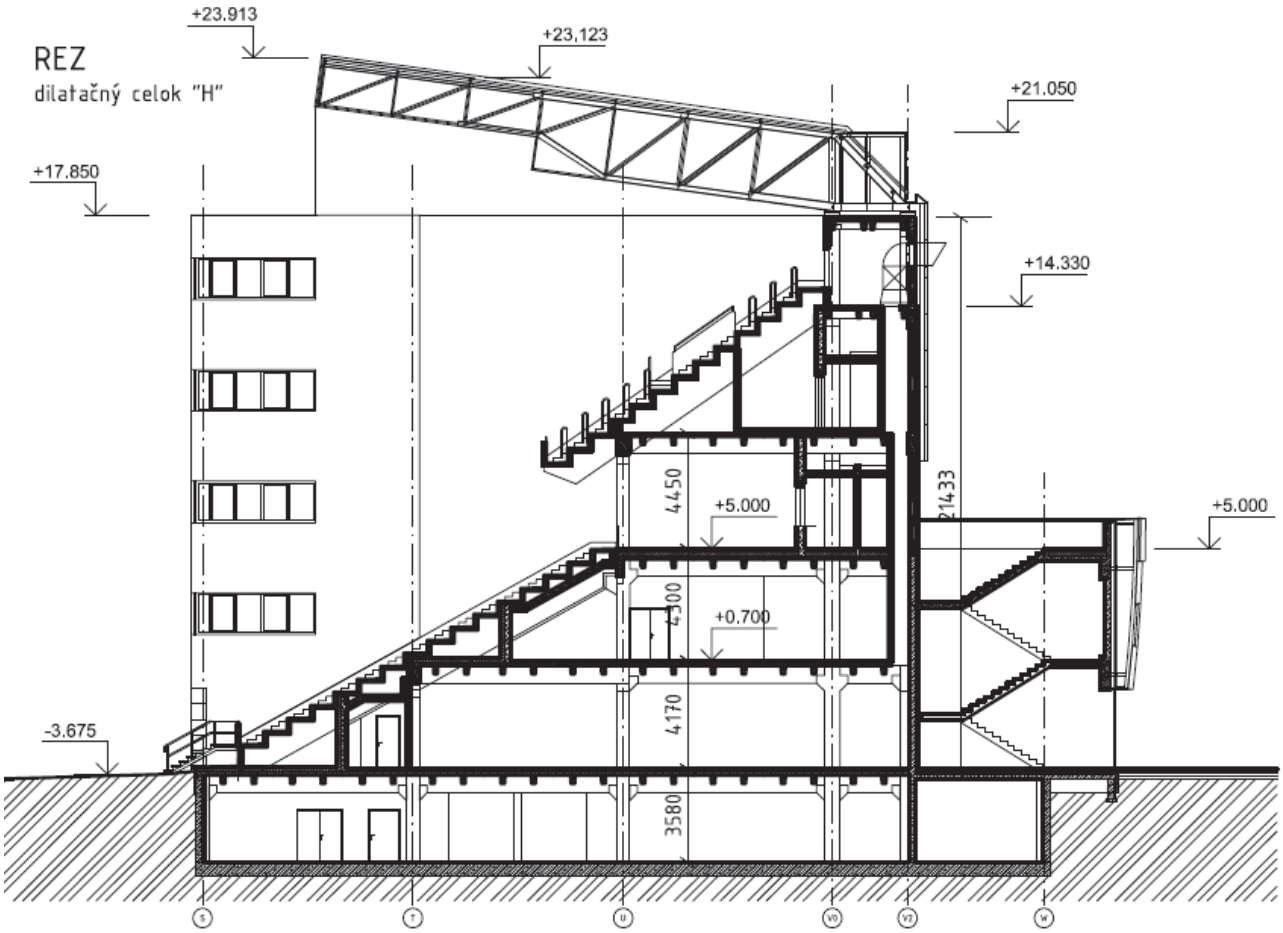
- oceľové
- betónové
- kombinované

Poslednom období sa uplatňujú hlavne nosné konštrukcie tribún budované z betónu. Dôvody sú jednoduché. Betón je jeden z najstarších stavebných materiálov a v poslednom období hlavne vplyvom modernizovaných postupov v prefabrikácii zaznamenáva čoraz väčšie použitie. Medzi technické, technologické, estetické a ekonomické výhody patrí napríklad stálofarebnosť, nízke udržiavacie náklady a dlhá trvanlivosť, ktorá sa prakticky zhoduje so životnosťou objektu. Významnú úlohu tu zohráva povrchová úprava betónových prvkov. Pri vhodnej kombinácii všetkých aspektov možno dosiahnuť brilantné povrchy s plošnou pórovitosťou aj do 1 %. Na obr.1 je príklad kombinovanej konštrukcie západnej tribúny futbalového štadióna CITY Aréna v Trnave.

Táto tribúna ako jediná bola predmetom rekonštrukcie. Boli ponechané pôvodné hlavné nosné oceľové rámy zastrešenia. Nanovo sa zrealizovali hlavné oceľové nosníky tribún na ktoré boli uložené prefabrikované betónové lavice pre hľadisko. Lavice boli štandardne vystrojené lištami pre osadenie sedačiek. Nanovo bola zrealizovaná rampa pre osadenie osvetlenia do výšky 23,788 m.



Obr. 1 Priečna väzba kombinovanej konštrukcie západnej tribúny City Aréna Trnava



Obr. 2 Nosná konštrukcia severnej tribúny City aréna Trnava

Na obr. 2 je príklad riešenia viacpodlažnej tribúny futbalového štadióna City Aréna v Trnave. Pod úrovňou terénu je rozsiala časť priestorov slúžiacich ako parkovacie plochy.

Obr. 3 Príklad skladby severnej prefabrikovanej tribúny City Aréna Trnava

Obr. 4 City Aréna Trnava, pohľad na zrealizovanú stavbu

Obr. 5 City Aréna Trnava, pohľad na pešiu zónu – súčasť multifunkčnej stavby

3 Národný futbalový štadión Bratislava

Stavba národného futbalového štadióna bola najväčšou a najvýznamnejšou investíciou v rámci modernizácie futbalových štadiónov na Slovensku. Štadión je postavený v lokalite bývalého štadióna (legendárneho Tehelného poľa), čím sa zachovala kontinuita prostredia. Projekt je autorským dielom Ing. arch. Kállaya. Štadión s kapacitou 22 500 divákov spĺňa najvyššie kritériá štandardov UEFA pre kategóriu 4. K dispozícii sú viacposchodové VIP zóny, SKY-boxy a kongresové sály. V podzemí štadióna je k dispozícii viac ako 1000 parkovacích miest. Výstavbu štadióna realizovala firma Strabag - Pozemné a inžinierske staviteľstvo, s.r.o. Súčasťou celého projektu sú aj komerčné časti - administratívna budova a obytný komplex budov "Tehelné pole". Tieto budovy realizovala rovnako firma Strabag - Pozemné a inžinierske staviteľstvo, s.r.o. Stavba bola dokončená roku 2019. Z hľadiska projektového riešenia boli použité na stavbe najmodernejšie metódy, akými boli výroba a montáž oceľovej konštrukcie zastrešenia tribún a strešná membrána, alebo v oblasti monolitických spriahnutých železobetónových konštrukcií použitie prvkov COFRA 220 a prefabrikovaných konštrukcií. Zo statického hľadiska sa jednalo o komplikované pôsobenie zaťažení, hlavne v montážnom stave. Najzložitejšou fázou v tejto problematiky bolo odladenie konštrukcií z hľadiska II. MS. Firma Stavokov Projekt s.r.o. zabezpečovala na realizačnom projekte statickú časť pre celý štadión a aj pre oba komerčné objekty. Práce na realizačnom projekte sa začali na jeseň v roku 2016. Národný futbalový štadión získal cenu v súťaži Stavba roka 2019 na Slovensku za výnimočné a progresívne projektové riešenie. Odbornú porotu oslovilo zvládnutie náročného statického riešenia oceľovej konštrukcie zastrešenia tribún s výnimočným vyložením konzolovitých častí konštrukcie, ktorá tvorí najväčšiu membránovú konštrukciu na Slovensku a za náročné riešenie atypických prefabrikovaných konštrukcií tribún štadióna. Nový futbalový štadión Tehelné pole bol nominovaný na cenu **'Stadium of the Year'** za najlepší štadión otvorený v roku 2019. Cena sa udeľuje v dvoch rovinách. Jednu udeľujú športoví architekti, ale hlasovať môžu aj futbaloví fanúšikovia. Súťaž je vyhlásená stránkou stadiumDb.com, ktorá je jednou z popredných svetových webových stránok venovaných futbalovým štadiónom. Tehelné pole získalo celkovo 11. miesto z 21 vybraných účastníkov súťaže.

Obr. 6 Vizualizácia – Národný futbalový štadión a komplex komerčných budov

(Autor : Ing. arch. Karol Kállay)

4 Nosné betónové konštrukcie hornej stavby

4.1 Tribúnové nosníky

Nosné prvky hľadiska, dolného aj horného, sú navrhnuté ako prefabrikované. Sú ukladané na nosné monolitické rámové konštrukcie v hlavách stĺpov resp. na konzoly na stĺpoch. Šírka tribúnových nosníkov je 500 mm a statická výška 900 mm. Sú osadené prostredníctvom koncových ozubov s otvormi tvorenými HWR ø 80mm, na elastomerové ložiská hr. 10mm s predpísanou únosnosťou - na tŕny konzol stĺpov. Otvory, resp. HWR sú dôkladne zaliate betónom min. C30/37 jemnejšej frakcie, alebo lepšie - Emcekretom.

Časť stropu na kóte +14,0 je z dôvodu postupu realizácie riešená s dvojicou prefabrikovaných prievlakov.

4.2 Tribúnové lavice

Na tribúnové nosníky boli montované tribúnové lavice. Svetlá šírka je 800 mm a výška stupňa 360 mm pre dolné tribúny po úroveň +6,00 a 550 mm pre horné tribúny nad úrovňou +6,00. Na krajoch a pri schodiskách sa nachádzajú atypické prvky vyplývajúce z technického riešenia. Základným tvarovým typom hľadiska je obrátené a dvakrát zalomené-L tzv. „dvojhlavica“, z dôvodu max. obmedzenia vzájomných horizontálnych stykov. Tam, kde zo skladobných a konštrukčných dôvodov nebolo možné tento princíp zachovať je prierez jednoduché otočené – L.

Prvý krajný rad od hľadiska a na galérii ma z dôvodu vytvorenia obruby zábradlia tvar nerovnoramenného písmena U. Najvrchnejší rad lavíc je podopretý prefabrikovaným zábradlovým stužidlom. Pre lepšie zabezpečenie vodonepriepustnosti sú styky lavíc umiestnené do hornej polohy sedákov s ukladaním na gumový tesniaci profil v osadzovacej drážke. Staticky lavice pôsobia ako kĺbovo uložené, prosté nosníky s možnosťou deformačného pretvorenia od teplotných vplyvov. Použitý materiál bol: betón STN-EN 206-1-C40/50-XC4, XF1(SK)-CI 0,4-Dmax16-S3.

Obr. 7 Montáž konštrukcie západnej tribúny a tribúnových lavíc

5 Základná charakteristika prestrešenia tribún

Prestrešenie tribún národného futbalového štadióna je charakteristicky rozdelené podľa orientácie svetových strán na:

- Severnú tribúnu
- Východnú tribúnu
- Západnú tribúnu
- Južnú tribúnu

Oceľová konštrukcia južnej a východnej tribúny sú z konštrukčného hľadiska identické. Konštrukcia severnej tribúny je osadená nižšie, aby nespôsobovala nadmerné zatienenie obytných objektov. Konštrukcia západnej tribúny je osadená na nosnej železobetónovej konštrukcii strechy. Maximálne výšky konštrukcie tribún boli zadefinované v stavebnom povolení. Z toho boli odvodené výšky oceľovej konštrukcie, ktoré boli navýšené o hodnotu deformácie od vlastnej tiaže konštrukcie a strešného plášťa. Strešný plášť tvorí PVC membrána.

5.1 Statické pôsobenie a stabilita konštrukcie

Konštrukcia prestrešenia tribún národného futbalového štadióna je navrhnutá z ocele. Základnú statickú schému u všetkých tribún tvorí konzola. Zo statického, ale aj architektonického hľadiska len východná a južná tribúna majú rovnaký tvar. Vyloženie konzol je u jednotlivých typoch tribún rôzne:

- Severná tribúna : 23,30 m
- Východná tribúna : 29,00 m
- Západná tribúna : 24,38 m
- Južná tribúna : 29,00 m

Konzoly sú navrhnuté ako priehradové sústavy kotvené do železobetónových konštrukcií.

Konzoly na severnej tribúne sú kĺbovo pripnuté k jednopoľovému oceľovému rámu, kotvenému do nosných železobetónových prvkov tribún. Zadnú časť konštrukcie tvorí konzola a tiahlo, pre ukotvenie plášťa. Tieto prvky ale zároveň plnia aj statickú funkciu kvôli vyváženiu sústavy.

Konzoly na západnej tribúne sú kĺbovo pripnuté k dvojpoľovému oceľovému rámu, kotvenému do nosných strešných železobetónových prvkov.

Konzoly na východnej a južnej tribúne sú kĺbovo pripnuté k oceľovému stĺpu. V zadnej časti tejto konštrukcie je navrhnutá vyvažovacia sústava, navrhnutá z oceľovej vodorovnej konzoly a sústavy dvoch priehradových tiahel.

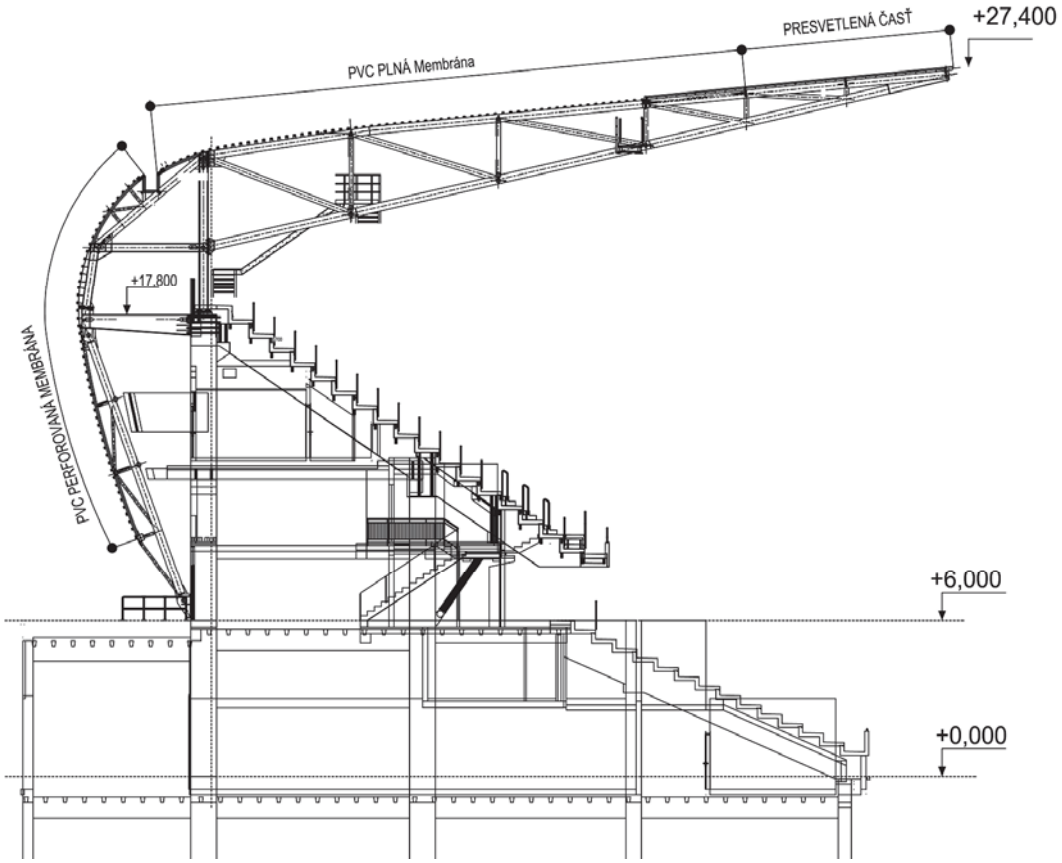
Stabilitu konštrukcií prestrešenia v pozdĺžnom smere u všetkých typov tribún zabezpečujú priehradové stužidlá. V prípade membránových konštrukcií horné pásy priehradových stužidiel korešpondujú s konvexnými krivkami membrán a sú odsadené s rezervou, aby nedošlo k ich kontaktu s membránou, čo by spôsobilo problémy s odtekaním vody. Priehradové stužidlá plnia významnú funkciu aj v montážnom štádiu pri napínaní strešných membrán, kde od predpätia vznikajú veľké ťahové sily kolmo na pozdĺžne osi horných pásov väzníkov.

V prednej časti prestrešenia v dĺžke L= 12,0 m je navrhnutá konštrukcia pod presvetlenie.

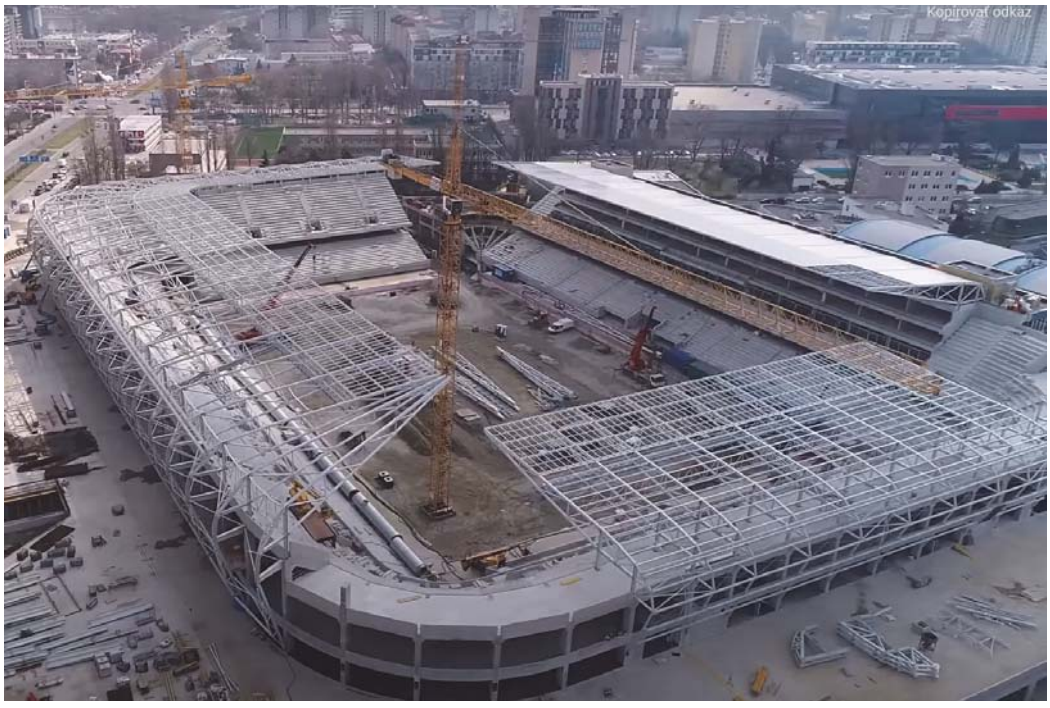
Táto konštrukcia je navrhnutá z valcovaných IPE profilov a jaklových profilov, na ktoré boli osadené plné polykarbonátové dosky hr. 10 mm.

5.2 Popis nosných konštrukcií prestrešenia

Horné pásy priehradových konzol sú navrhnuté z jaklových profilov. Diagonály zvislice a spodné pásy sú navrhnuté z trubiek. Zvislé priehradové pozdĺžne stužidlá na rozpon L=8,15 m zabezpečujú stabilitu konzol v montážnom štádiu, ale hlavne plnia stužujúcu funkciu od pôsobenia vodorovných účinkov membrán. Oceľové konštrukcie konzol boli vyrobené dielensky v jednom kuse.



Obr. 8 Schematický priečny rez východnou tribúnou



Obr. 9 Montáž oceľovej konštrukcie zastrešenia tribún

Obr. 10 Národný futbalový štadión, bytový komplex Tehelné pole a administratívna budova

Obr. 11 Národný futbalový štadión, iluminačné osvetlenie

6 Záver

Tento príspevok je prioritne venovaný dvom najväčším štadiónom na Slovensku. Multifunkčný komplex City Aréna v Trnave získala všetky ocenenia vrátane hlavnej ceny v súťaži Stavba roka 2015. Stavba Národného futbalového štadióna získala ocenenie v súťaži Stavba roka 2019 za výnimočné a progresívne projektové riešenie. Týmto sa chcem poďakovať všetkým mojim kolegom z firmy Stavokov Projekt s.r.o za profesionálny prístup, trpezlivosť a precíznosť pri navrhovaní nosných konštrukcií takýchto spoločensky významných stavieb, akými futbalové štadióny sú.

Ing. Jaroslav Repa, PhD.

ZAJÍMAVÉ OCELOVÉ KONSTRUKCE MODELOVANÉ VE SCIA ENGINEER

MATELA Radim
SCIA CZ s.r.o.
r.matela@scia.cz

1 AECOM – stadion Al Janoub Stadium (Al Wakrah, Katar) a Serpentine pavilon 2017 (Londýn, Velká Británie)

Stadion Al Janoub je prvním stadionem, který bude kompletně vybudován pro potřeby mistrovství světa v roce 2022. V turnajovém režimu je kapacita stadionu 40 000 diváků a stadion bude využit až do čtvrtfinále, po kterém bude upraven na kapacitu 20 000 diváků a bude ho využívat sportovní klub Al Wakrah.

Design je inspirován bohatým dědictvím Kataru a zejména oblasti Al Wakrah. Střecha je vyrobena ze dvou symetrických částí, z nichž každá je složena ze tří skořápek, inspirovaných trupem plachet otočených vzhůru nohama, aby vytvořily kryt a přístřeší. Uvnitř je lodní analogie vyjádřena stropní konstrukcí z umělého dřeva, které silně připomíná kostru tradiční plachetnice **Dhow**.

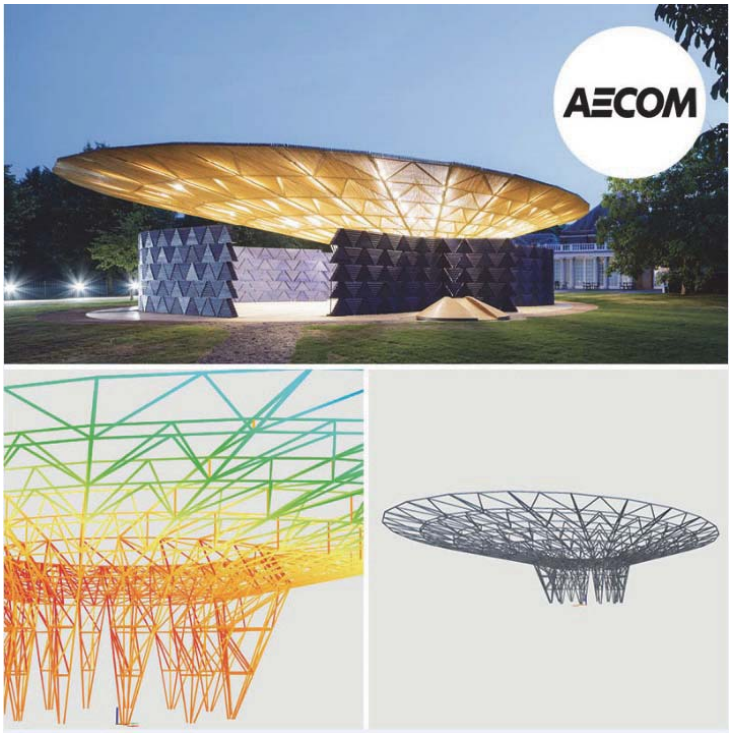
Horní úrovně stadionu byly navrženy tak, aby byly po turnaji odstranitelné. Střešní konstrukce nesená 185 m dlouhými oblouky byla počítána pro dílčí konstrukční fáze, a posouzena na požární odolnost. Zvláštní pozornost byla věnována sloupům ve tvaru V nesoucím primární střešní oblouky.

Vytvoření stadionu, který nabízí zážitek na světové úrovni, bylo opravdovou výzvou. Rychlá a snadná modifikace návrhu s využitím parametrického modelování s programem SCIA Engineer a sdílení modelu s prostředím virtuální reality nám umožnily otestovat různá řešení a zhodnotit možnosti výroby konstrukce stadionu v souladu s vizí architekta.

Pavilon Serpentine pro rok 2017 navrhl v londýnských Kensington Gardens berlínský architekt Burkinabe Francis Kéré, který se inspiroval stromem Baobab, a navrhl eliptickou konzolovou ocelovou střechu obloženou dřevem a polykarbonátem. Střecha ve výšce 5 m o ploše 300 m^2 ční do výšky 6 -10 m od centrálního „trychtýře“ sloupů.

Inženýrská výzva k dodání pavilonu byla umocněna napjatým 24-týdenním termínem projektu, měřeno od prvotního zadání po otevření pro veřejnost. Vytvoření konstrukce reflektující architektonickou vizi o vytvoření lehké, otevřené konstrukce znamenalo, že každý materiál byl využit na maximum a každá část byla pečlivě propracována, aby celek působil elegantně a jednoduše a neprozrazoval složitost eliptické geometrie.

Byl vyvinut vlastní digitální parametrický model konstrukce vrchlíku, který byl pomocí plug-inu vyrobeného na zakázku přímo propojen s programem SCIA Engineer. Díky tomu mohla být realizována konstrukce střechy od prvotního návrhu až po výrobu během pouhých 8 týdnů včetně tvorby nových prototypů reagujících na změny geometrie, protože model bylo možno velmi rychle znovu definovat a přepočítat. Analýza vzpěru umožnila upřesnit efektivní délky prutů a dále zmenšit rozměry prutů. Rozhraní s parametrickým skriptem dovolilo přednastavení předpokládaných průhybů na počáteční geometrii pro výrobu.



AECOM *je globální poskytovatel profesionálních, technických a manažerských podpůrných služeb pro oblast pozemního a dopravního stavitelství.*

S přibližně 90 000 zaměstnanci po celém světě je společnost AECOM lídrem na všech klíčových trzích, poskytuje kombinaci globálního dosahu, místních znalostí, inovací a technické excelence v poskytovaných řešeních, která vytvářejí, zlepšují a udržují budované, přírodní a sociální prostředí.

2 COGECI – Výměna sedel zavěšeného mostu Saint-Bachi (Rians, Francie)

Akvadukt Saint Bachi je visutý most pro vodovodní potrubí, který se nachází poblíž Rians ve Francii. Voda protékající mostem pokrývá 30 % potřeby vody Aix en Provence. Akvadukt kříží údolí Saint Bachi 148 metrů dlouhým rozpětím. Trubka má průměr 3 metry. Most byl postaven v roce 1968.

Cílem projektu bylo nahradit všechny závěsné prvky konstrukce: sedla, síťové a závěsné kabely.

Tři hlavní výzvy byly:

- Konstrukční význam sedel a hlavních kabelů v chování konstrukce. Oba tyto prvky nejsou redundantní a v případě selhání mohou způsobit přímé zhroucení konstrukce.

- Práce musely být provedeny s potrubím udržovaným v provozu, protože dodávky pitné vody nesměly být přerušeny.
- Napjatý harmonogram ovlivněný i tím, aby nezbrzdil zahájení rekonstrukce na přehradě Bimont. Tato přehrada je dalším významným zdrojem pro zásobování regionu vodou. Z bezpečnostních důvodů se obě renovace nemohly uskutečnit současně.

S ohledem na důležitost sedel v konstrukci, jsme se rozhodli vytvořit model ve SCIA Engineer a využít k tomu jeho efektivní nástroje pro modelování desek a skořepin i pro komplikované tvary. Způsob, jakým SCIA Engineer modeluje průsečíky mezi deskami a skořepinami, nám poskytl plnou kontrolu nad tvorbou konečně-prvkové sítě. Po vlastní numerické analýze jsme použili vypočítané vnitřní síly k návrhu svařovaných spojů.

COGECI *je firma specializující se na ocelové a dřevěné konstrukce, navrhování a znalecké posudky, pozemní a inženýrské stavby.*

Společnost COGECI se spoléhá na soběstačný nezávislý tým inženýrů a techniků, který nabízí konstrukční a poradenské služby v celé Francii společnostem specializujícím se na stavbu konstrukcí z různých materiálů.

3 Comi Service – Lešení pro jadernou elektrárnu (Flamanville, Francie)

Pro plánovanou desetiletou údržbu druhého reaktoru v jaderné elektrárně Flamanville bylo nutné zajistit velké lešení, aby byl zajištěn přístup k vnějšímu oblouku klenby prvního ochranného krytu reaktoru pro aplikování těsnicí pryskyřice.

Hliníkové lešení, které vytváří 2 m širokou kruhovou chodbu, je umístěno mezi stěnami ochranného krytu. Je vysoké 38 m a dlouhé 150 metrů, měřeno po obvodu kruhu. Jeho váha je 77 tun.

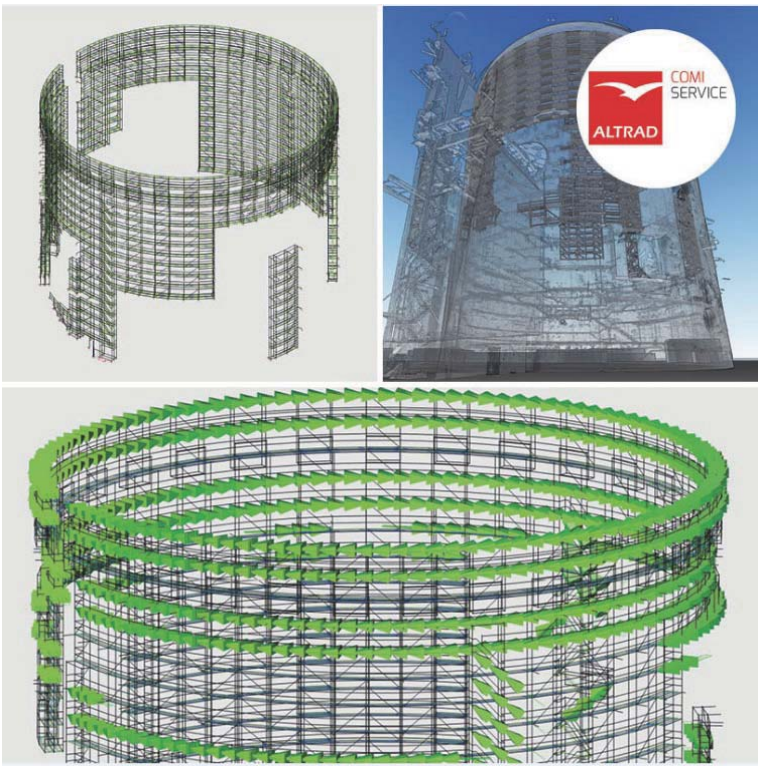
Jednou ze specifických výzev v tomto projektu bylo umístění lešení. Kovová průmyslová podlaha používaná pouze pro inspekce, není schopna nést váhu lešení. Proto jsme museli postavit lešení na kovových konzolách zbudovaných speciálně pro tento projekt, které byly připevněny k vnější zdi 12 a 15 m nad podlahou.

Druhou velkou výzvou bylo zohlednění seismického rizika podle RCC-G, aby byla zajištěna bezpečnost komplexu.

Použili jsme dva modely, statický model celého lešení (18251 uzlů, 8861 prutů, 12 průřezů, 22 materiálů) a seismický model reprezentativní části lešení (2679 uzlů, 1441 prutů, 10 zatěžovacích stavů).

SCIA Engineer nám umožnil definovat nelineární klouby typické pro lešení, aplikovat specifické seismické spektrum ochranného krytu reaktoru, provést statický nelineární výpočet a spektrální analýzu a získat zatížení v každé podpůrné konzole lešení.

V posledním kroku pak posouzení podle norem pro hliníkové konstrukce a lešení podle Eurokódu potvrdilo životaschopnost našeho návrhu.



Dceřiná společnost skupiny Altrad, ***Altrad Comi Service*** *se specializuje na lešení.*

Její technická kancelář se zabývá technologicky náročnými projekty a její celostátní působnost se šesti agenturami jí umožňuje zasahovat po celé zemi.

Služby Altrad Comi v číslech:

- *2 technické kanceláře se 3 inženýry, 4 designéry a 1 výzkumným pracovníkem.*
- *350 zaměstnanců na plný úvazek*
- *Obrat 45 milionů EUR*
- *8300 tun materiálu lešení*

Ing. Radim Matela

DT MOSTÁRNA 2021/2022 – VÝBĚR Z REALIZOVANÝCH AKCÍ

SEDLÁČEK František
DT Mostárna, a. s.
sedlacek@dtmo.cz

DT Mostárna, a.s. patří k tradičním dodavatelům mostních ocelových konstrukcí. První mosty se v Prostějově vyrobily v roce 1992. Hlavní rozvoj výroby v této oblasti nastal po roce 1995.

Během uplynulého roku jsme zrealizovali pro naši společnost objemově významné i konstrukčně zajímavé projekty.

Z těch konstrukčně zajímavých se jednalo především o zastřešení podia ve Veselí nad Moravou.

Součástí realizace druhé etapy revitalizace náměstí Míru ve Veselí nad Moravou bylo vytvoření zastíněného, dostatečně prostorného pódia pro pořádání kulturních akcí.

Architekt popustil uzdu fantazii a vzniklo zastřešení pódia ve tvaru asymetrického oblouku s mírně konkávním tvarem v příčném směru.

Veselí nad Moravou – náměstí Míru – etapa II, SO203 Zastřešené pódium

Investor:	Město Veselí nad Moravou
Generální projektant:	Ateliér Velehradský, s.r.o.
	Libušino údolí 203/76, 623 00 Brno
Zhotovitel stavby:	Ekostavby Brno, a.s.
	U Svitavy 2, 618 00 Brno

„Síť“ zastřešení tvořena z plechů svařovaných prutů obdélníkového profilu spojených styčníkovými uzly. Vzhledem k dvojí obecné křivosti oblouku bylo nutno výrobně vyřešit obecnou trojí křivost základního profilu - dvojí v oblouku určenou geometrií konstrukce + krut ("vrtule"), aby došlo k plynulému přechodu do dalšího segmentu.

Vyrobené dílce byly na montáži, vzhledem k náročné geometrii, sestaveny na prostorovém lešení.

Nosnými zakázkami naší výroby byly projekty I/68 Třanovice – Nebory a D3 Hodějovice – Třebonín.

Most přes Ropičanku na nově budovaném úseku komunikace propojujícím dálnici D48 s dříve vybudovaným obchvatem Třince silnice I/11 o celkové hmotnosti 2.000 t patří k největším námi realizovaným objektům.

I/68 Třanovice - Nebory – SO 210 Most na silnici I/68 přes Ropičanku, místní komunikaci a trať ČD

Investor:	Ředitelství silnic a dálnic ČR
Projektant objektu:	Stráský, Hustý a partneři, s.r.o.
	Bohunická 50, 619 00 Brno
Zhotovitel stavby:	Společnost „I/68 Eurovia – Strabag“

Nosná konstrukce mostu je tvořená ocelobetonovým spojitým nosníkem o devíti polích s rozpětími 8 + 7 x 45 + 37 m.

Ocelová konstrukce tvořena čtyřmi hlavními nosníky pro každý jízdní směr.

Most na budovaném úseku D3 přes údolí Plavnického potoka o objemu cca 1.300t se realizoval souběžně.

D3 0310/II Hodějovice - Třebonín – SO 209 Most přes údolí Plavnice

Investor: Ředitelství silnic a dálnic ČR

Projektant objektu: Valbek s.r.o.

Vaňurova 505/17, 460 01 Liberec

Zhotovitel stavby: Doprastav

Konstrukčně se opět jedná o spřaženou ocelobetonovou konstrukci, tentokrát dvoutrámovou. Celkem 11 polí o rozpětí 32,0 + 2x40 + 7x42,0 + 2x40,0 + 32,0 m.

Byl použit jiný způsob montáže. Oproti námi realizované blokové u předchozího případu se konstrukce vysouvala a to v režii fy Stavokov, spol. s r.o.

Společnost DT Mostárna, a.s. realizuje i menší projekty v rámci regionů. Lávka přes Hloučelu je toho příkladem.

Plumlov – zvýšení bezpečnosti pěší dopravy – Lávka pro pěší přes Hloučelu

Investor: Město Plumlov

Generální projektant: DOSING-Dopravoprojekt Brno group, s.r.o.
Kounicova 271/13, 602 00 Brno

Zhotovitel stavby: SPH stavby s.r.o.
Průmyslová 1414, 593 01 Bystřice nad Perštejnem

Spřažená, ocelobetonová konstrukce se dvěma plnostěnnými svařovanými nosníky tvaru „I“. Přemostění v délce 66,7m propojilo okruh cyklostezky kolem Plumlovské přehrady.

Aktuálně realizujeme projekt železničního mostu v Děčíně. Po delším období výroby silničních/dálničních mostů jsme se „vrátili“ na železnici.

„Optimalizace traťového úseku Děčín východ – Děčín-Prostřední Žleb“ – SO 91-20-01 Železniční most přes Labe v ev. km 458,756

Investor:	Správa železnic, státní organizace	
Projektant stavby:	SUDOP PRAHA, a.s.	
	Olšanská 2643/1a, 130 00 Praha 3, Žižkov	
Zhotovitel stavby:	„Společnost most Prostřední Žleb“,	
	tvořená společnostmi:	STRABAG Rail a.s.
		DT Mostárna, a.s.
		STRABAG AG

Probíhá fáze kompletace nosné konstrukce na předmontážní ploše a připravujeme výsun do finální pozice.

Proběhl příčný posun stávající konstrukce. Do jisté míry unikátní v tom, že jednotlivá pole jsou délky 100m a hmotnosti 800t. V době výstavby se jednalo o největší most na našem území.

Jednotlivá pole byla příčně posunuta o 15 metrů, aby se uvolnilo místo pro novou konstrukci.

Stará konstrukce bude po přeložení inženýrských sítí na novou konstrukci demontována.

Tento projekt je pro nás mezníkem v oblasti montáže mostních konstrukcí. Společnost DT Mostárna, a.s. disponuje vybavením pro výsuny mostních konstrukcí. Poprvé, vlastními silami, zajišťujeme vysouvací dráhy včetně jejich návrhu. To nám do budoucna umožní navrhovat a realizovat montážní postupy bez technického omezení a přímo na míru konkrétní situace.

DT Mostárna, a.s.
dodávky a montáže
mostních a ocelových konstrukcí

Ing. František Sedláček

ZASTŘEŠENÍ ATRIA ENVELOPA OFFICE CENTER

BEK Petr
Bek & partners, s. r. o.
bek@bek-partners.eu

Abstrakt

Krátký příspěvek prezentuje technické řešení návrhu a posouzení ocelové konstrukce skořepiny/střechy atria v administrativní/kancelářské budově Envelopa. Ocelová konstrukce skořepiny je sestavena ze sítě trojúhelníkových segmentů vytvořených z jednotlivých prutů a dále obvodového prstence.

1 Úvod

Primárním požadavkem zadavatele bylo vytvoření nového návrhu/řešení ocelové konstrukce střechy nad vnitřním atriem kancelářské budovy, a to z důvodu přepracování dříve vytvořené dokumentace pro výběr dodavatele a optimalizaci řešení. Optimalizace řešení nepředstavovala pouze ekonomičtější provedení, ale zjednodušení výrobního procesu a samotné montáže. Celková architektura provedení zastřešení vycházela z již dříve získaných zkušeností a realizací světlíků podobného charakteru. Hlavním princip zůstal zachovaný i v případě zastřešení atria Envelopy, a to použití trubek uzavřeného průřezu ukončených v každém uzlu hexagonem – pracovně nazývaným „včelí plástev“.

2 Dispoziční, stavebně – technické řešení

Ocelová konstrukce střechy atria již svým názvem prezentuje její hlavní účel, a to ochranu vnitřních prostor budovy před nepříznivými vlivy počasí. Jedná se o významnou dominantu prostoru a díky plášti ze skla se dostává přirozené osvětlení do vnitřních částí stavby. Půdorysný průmět konstrukce představuje nepravidelný čtyř-úhelník, jehož delší uhlopříčka je dlouhá 26,0 m a ta kratší 22,5 m. Výška vzepětí konstrukce kopule je přibližně 1,4 m, ale nejedná se o celkovou výšku konstrukce. Kopule je uložena na obvodovém límci (princip taženého prstence), který je bodově podporován krátkými zárodky/sloupky. Sloupky jsou od sebe ve většině případů rozmístěny 1,9 m, respektive 3,8 m. Rozměr 1,9 m představuje vzdálenost pásových prutů, tedy pomyslnou statickou výšku. K příměru a označení pásových prutů bylo přistoupeno z důvodu, že konstrukce byla prováděna z příhradových dílců (vazníků) nebo snad žebříků se zmíněnou výškou ve své rovině 1,9 m.

Složení skořepinové kopule je jinak tvořeno segmenty trojúhelníků o přibližné délce jednotlivých ramen 2,2 m. Hlavním průřezem skořepiny je trubka obdélníkového průřezu 180/100/6(8). Na volbu průřezu neměl pouze vliv vyhovující výsledek únosnosti a použitelnosti, ale také dostatečná velikost úložné plochy pro realizaci nástavbových podstavců pro zasklení a nutnost realizace provedení skrytého spoje – uvnitř prutu. Jednotlivé pruty skořepiny se potkávají v hexagonu (6 vrcholů – 6 styčných ploch – 6 připojených prutů), který je vytvořen mnohostěnem s horní a spodní deskou. Spodní deska je rozšířená a tím překrývá mnohostěn. Rozšíření funguje jako částečný kryt jednotlivých napojení prutů na mnohostěn a pomůcka pro výrobu a montáž. Skořepina je na obvodový límec položena přes nepravidelné T-průřezy svařované z plechů, které jsou navíc opatřené trojúhelníkovou výztuhou (klínem). Obvodový límec (princip taženého prstence) je podporován podporující sloupky, které jsou umístěné v úložných kaplích. Kaple jsou obdélníkového tvaru. Byly zvoleny dva typy kaplí: 1) pro umožnění všesměrného posunu uzlů konstrukce 2) se smykovými zarážkami – jednosměrný posun v podélném směru obvodového límce uzlů konstrukce.

3 Koncepční řešení

Jedná se o jistou formu skořápkové kopule, kdy jednotlivé prvky leží přímo v rovině skořepiny – v povrchové ploše konstrukce a vzájemně spolupůsobí. Pokud by se mělo použít nějakého přirovnání, tak se jedná o pokličku položenou na hrnci. Ocelová konstrukce střechy je uložena dohromady na 28 místech při železobetonovém límci po obvodu konstrukce. Celkem 15 uložení konstrukce představují všesměrná ložiska vytvořená za pomocí kombinace nerezové a teflonové desky, které jsou ve vzájemném kontaktu. Každé uložení má operační prostor 50 mm. Výjimku vytváří posun směrem dovnitř atria, kde je pouhých 20 mm, ale v tomto směru se neodehrává žádný posun jednotlivých bodů. Ostatní ložiska již mají smykové zarážky, a to vždy rovnoběžné s železobetonovým límcem konzoly (s prstencem). Jedná se tedy o systém zarážek, které umožňují podélné roztažení obvodového límce (taženého prstence). Zároveň přenášejí vodorovné síly za pomocí úložné kaple do železobetonové konstrukce. První statický nelineární model je proveden analýzou I. řádu s použitím stabilitního výpočtu. Stabilitním výpočtem byly sledovány tvary vybočení konstrukce a poměr mezi kritickým a skutečným zatížením. Kritický tvar vybočení konstrukce skořepiny byl použit pro geometricky nelineární analýzu II. řádu jako počáteční deformace, ale s vedením projektanta (úpravy na základě zkušeností). Druhý statický nelineární model je proveden analýzou II. řádu. Geometricky nelineární analýza zohledňuje počáteční deformaci konstrukce a lokální imperfekce prutů. Lokální imperfekce prutů byly zadány dle ČSN EN 1993-1-1 tabulky 5.1.

Fotografie prezentují provedenou předmontáž a závěrečnou část realizace (před demontáží lešení).

4 Závěr

Na závěr zbývá již pouze poděkovat všem kolegům spolupracujících na projektu a našemu objednateli, který zvládl proces náročné výroby a montáže (včetně předmontáže).

Ing. Petr Bek

ŽELEZNIČNÍ OCELOVÉ MOSTY V DOBĚ COVIDOVÉ

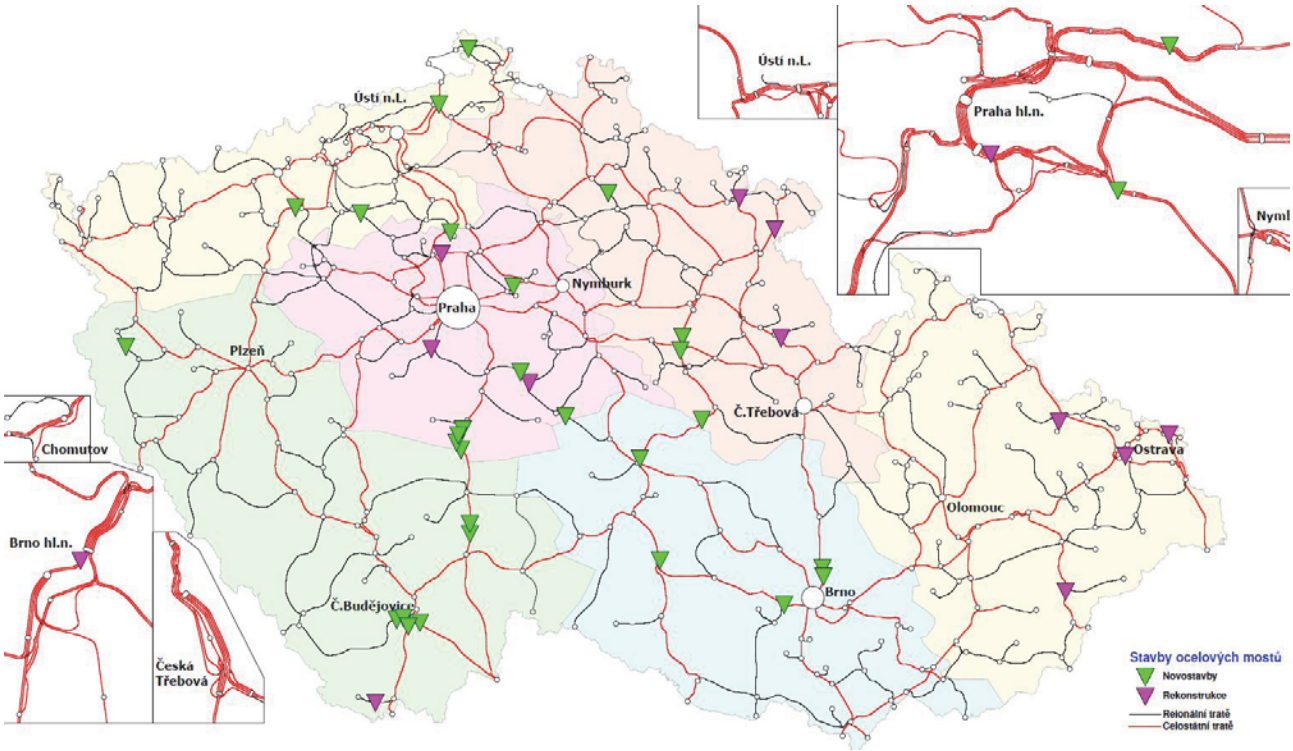
LAIFR Jan
Správa železnic, státní organizace
laifr@spravazeleznic.cz

Příspěvek shrnuje intenzívní stavební činnost na železnici v letech 2020 až 2022 z hlediska rekonstrukcí i novostaveb železničních ocelových mostů. Hlavní část příspěvku tvoří ukázky konkrétních realizací. V závěru je nastíněn střednědobý výhled do budoucna.

1 Úvod

Od roku 2019 se podařilo v podmínkách Správy železnic prosadit Program stabilní provozuschopnosti železničních mostů (PSPM). Smyslem tohoto ambiciózního programu je do roku 2030 snížit počet mostů hodnocených stupněm „3“, tedy těch v nejhorším stavebně technickém stavu, z aktuálních cca 4% na méně než 2%. Nezanedbatelný podíl objektů zařazených ve stavebním stavu „3“ tvoří přes 100 let staré ocelové mosty. Součástí programu je kromě novostaveb i péče o stávající mostní objekty tak, aby se soustavnou péčí tempo vzniku nových mostů ve stavebním stavu „3“ omezilo. Na tento program byly v letech 2020 - 2022 k dispozici i adekvátní finanční prostředky.

2 Dění v letech 2020 až 2022 přehledně



3 Dění v letech 2020 až 2022 konkrétně – vybrané akce

21. 4. 2021 Železniční most v km 1,405 trati Trutnov střed – Teplice nad Metují

- Projekt: Ing. IVAN ŠÍR projektování dopravních staveb cz s.r.o
- Zhotovitel: Chládek a Tintěra Pardubice a.s.
- Hlavní prohlídka: Ing. Václav Podlipný, SŽ, GŘ, O13

22. 4. 2021 Železniční most v km 4,863 trati Dluhonice – Prosenice

- Projekt: MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.
- Zhotovitel: FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.,
- Hlavní prohlídka: Ing. Václav Podlipný, SŽ, GŘ, O13

29. 11. 2021 Železniční most v km 0,989 na trati Havlíčkův Brod – Pardubice-Rosice

- Projekt: EXprojekt s.r.o.
- Zhotovitel: FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.,
- Hlavní prohlídka: Ing. Václav Podlipný, SŽ, GŘ, O13

Červen 2022 Železniční mosty na trati Sudoměřice - Votice

- Projekt: SUDOP PRAHA a.s.
- Zhotovitel: OHLA ŽS, a.s.
- Výroba OK: MCE Slaný s.r.o.
- Hlavní prohlídka: Ing. Milan Kučera, SŽ, GŘ, O13

Červen 2020 Oprava mostů na trati Rybník – Lipno - Vyšší Brod km 10,838

- Projekt: Exprojekt s.r.o
- Zhotovitel: Edikt a.s.
- Rekonstrukce OK: OK - BE, spol. s r.o.
- Hlavní prohlídka: Ing. Milan Kučera, SŽ, GŘ, O13

Červenec 2022 Železniční mosty na trati Soběslav - Doubí

- Projekt: METROPROJEKT a.s.
- Zhotovitel: STRABAG Rail a.s., Metrostav a.s, EUROVIA CS, a.s.
- Výroba OK: FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s., Metrostav a.s, OK Třebestovice, a.s.
- Hlavní prohlídka: Ing. Milan Kučera, SŽ, GŘ, O13

11. 8. 2021 Most v km 177,891 v trati Benešov u Prahy – Praha hl. n.

- Projekt: MORAVIA CONSULT Olomouc a.s.
- Zhotovitel: Metrostav a.s
- Výroba OK: OK - BE, spol. s r.o.
- Hlavní prohlídka: Ing. Jan Laifr, SŽ, GŘ, O13

13. 9. 2021 Železniční most v ev. km 6,330 v trati Lysá nad Labem – Praha - Vysočany

- Projekt: SUDOP PRAHA a.s.
- Zhotovitel: EUROVIA CS, a.s
- Výroba OK: OK Třebestovice, a.s.
- Hlavní prohlídka: Ing. Jan Laifr, SŽ, GŘ, O13

21. 9. 2021 Most v ev. km 11,559 trati Louny – Libochovice

- Projekt: TOPCON SERVICE s.r.o.
- Zhotovitel: Edikt a.s.
- Výroba OK: OK - BE, spol. s r.o.
- Hlavní prohlídka: Ing. Jan Laifr, SŽ, GŘ, O13

3. 6. 2021 Zdvižný most v ev. km 2,622 v trati Vraňany – Lužec nad Vltavou

- Projekt: SAGASTA s.r.o.
- Zhotovitel: STRABAG Rail a.s.
- Výroba OK: FIRESTA-Fišer, rekonstrukce, stavby a.s.
- Výroba ložisek: OK - BE, spol. s r.o.
- Hlavní prohlídka: Ing. Jan Laifr, SŽ, GŘ, O13

4 Výhled do budoucna

Ještě v lednu se zdálo, že výhled zakázek železničních ocelových mostů do budoucna je růžový. Všechny relevantní strany v Parlamentu mají ve svých programech plnou podporu výstavby stovek kilometrů vysokorychlostních tratí podle francouzského vzoru, což po roce 2025 mimo jiné znamená vybudovat desítky kilometrů spřažených mostních estakád. Na druhou stranu byly pro rok 2022 seškrtány prostředky na údržbu na minimum, ale investice měly běžet dál. Bez údržby rez hlodá, ale co nahlodá, to se postaví nové. Pro ocelářský průmysl ideální stav.

Bohužel úder přišel z nečekané strany. Kvůli válce na Ukrajině není ocel. Doufejme, že se situace v brzké době rozumně vyřeší a stabilizuje, avšak tvořit k dnešnímu dni věrohodné střednědobé výhledy není možné.

5 Závěr

Rozsah příspěvku v tištěné podobě je omezený, spousta velmi zajímavých mostů byla přednesena pouze ústně a do tohoto informativního výčtu se bohužel nedostala.

Pro zájemce tak mohou být cenným zdrojem informací naše webové stránky: www.spravazeleznic.cz/projekty; www.spravazeleznic.cz/stavby-zakazky i další informační kanály Správy železnic jako Facebook, YouTube, Twitter a podobně.

V této nelehké době velmi děkuji všem projektantům i zhotovitelům za enormní nasazení a odvedenou práci, jakožto i svým kolegům Ing. Podlipnému a Ing. Kučerovi za fotografie a podporu.

Ing. Jan Laifr

LÁVKA PRO PĚŠÍ V PLZNI - KOTEROVĚ

GREGOR Dalibor, DUDEK Michal
EXCON, a.s.
gregor@excon.cz, dudek@excon.cz

Abstrakt

Příspěvek popisuje novostavbu atypické ocelové lávky pro pěší a cyklisty v Plzni - Koterově překonávající silnici 1. třídy a železniční trať.

Úvod

Novostavba lávky, vyprojektovaná společností SUDOP PRAHA, a.s., představuje mimoúrovňové propojení komunikace pro pěší v ulici K Dráze (Plzeň-Bručná) a v ulici Na Lipce (Plzeň-Koterov). Lávka přemosťuje dva dopravní koridory - silnici I/20 a čtyři koleje železniční trati, jejichž součástí je i železniční tepna Gmünd – České Budějovice – Plzeň. Délka přemostění je 154 m při celkové délce mostu 202 m. S ohledem na požadovaný průjezdný profil nad pozemní komunikací i nad elektrifikovanou železniční tratí bylo nutné konstrukčně řešit sestup lávky z výšky cca 7,5 m nad terénem po překročení železnice dolů na koterovskou opěru s akceptovatelným podélným sklonem. Tento problém byl i s ohledem na limitovaný půdorysný prostor u ulice Na Lipce řešen půdorysně zakřivenou rampou. Lávka byla navržena na zatížení chodci zatěžovacím modelem LM4, tj. 5kN/m2, redukovaným s ohledem na délku zatížené lávky v souladu s ČSN EN 1991-2. Průchozí volná šířka lávky je navržena 3,0 m.

1 Základní popis lávky

Nosná konstrukce lávky je tvořena dvěma nezávislými konstrukčními částmi. První část, označená NK1, je zavěšenou konstrukcí o dvou téměř stejně dlouhých polích, uloženou na železobetonové opěře OP1 v ulici Ke Dráze, dále na ocelovém pylonu P1, umístěném mezi pozemní komunikací a železnicí, a konečně na železobetonovém pilíři P2 u ulice Na Lipce. Pole NK1 jsou mezilehle podepřena závěsy vedenými z vrcholu pylonu. Druhá část, označená NK2, je tvořena spojitou půdorysně zakřivenou trámovou konstrukcí o osmi polích. NK2 je uložena, společně s NK1, na pilíři P2, na železobetonové opěře OP2 a na mezilehlých ocelových trubkových stojkách P3-P9. Nosnou konstrukci NK1 i NK2 tvoří ocelový komorový průřez s ukloněnými stěnami s ortotropní mostovkou vykonzolovanou přes stěny komory. Pylon zavěšené části lávky je tvořen dvěma samostatnými, příčně ukloněnými dříky propojenými příčlí pod NK1. Dříky jsou navrženy jako ocelové, svařované s obdélníkovými uzavřenými průřezy proměnných vnějších rozměrů. Nosná konstrukce NK1 je na pylon zavěšena pomocí systému tyčových táhel ve vějířovém uspořádání. V místě pylonu je navrženo přístupové schodiště na lávku z ulice U Seřadiště. Schodiště má půdorysný tvar Y, neboť horní dvě ramena musí obkročit pylon P1. Konstrukčně je schodiště řešeno jako ocelový nosník komorového průřezu s kolmými stěnami zalamovaný v místě podest. Konstrukce stupňů je vykonzolována přes stěny komory. Na dolním konci je ocelové schodiště uloženo na železobetonovou opěru a na horním konci na konzolách levého dříku pylonu. Opěry OP1 a OP2 na koncích lávky mají rovnoběžná křídla na společném základu tvořící žlab integrovaný s opěrou. Na tato křídla pak dále navazují opěrné zdi vytvářející prostor pro přístupové rampy umožňující vstup na lávku. Přístupová rampa u OP2 je půdorysně přímá a umožňuje tak teoreticky přístup na lávku i pro vozidla údržby. Rampa u OP1 je půdorysně zakřivená se závěrečným půdorysným obloukem o malém poloměru a významným klopením s následným kolmým napojením na stávající chodník. Z této strany je proto v podstatě vyloučen nájezd jakéhokoliv dvoustopého vozidla.

2 Spodní stavba

Založení opěr i pilířů je hlubinné na velkoprůměrových pilotách. Konstrukce základů pilířů i opěr jsou železobetonové, monolitické. Dříky opěr a pilíře P2 jsou masivní železobetonové a taktéž monolitické. V dříku P2 je odlehčovací trojúhelníkový otvor. Křídla opěr jsou rovnoběžná a navazují na ně oddilatované opěrné zdi. Rampy u opěr jsou pak konstruovány mezi oběma křídly, resp. navazujícími opěrnými zdmi.

Pylon P1 je do základu vetknutá ocelová konzola o výšce 24,78 m o dvou dřících propojených cca 6 m nad terénem příčlí. Vetknutí každého dříku zajišťuje předem zabetonovaný svorníkový koš. Vrchol obou dříků je vykloněn v příčném směru od svislice 3,3° směrem od osy lávky. Příčný řez tvoří svařovaný obdélníkový dutý průřez z plechu P30 vyztužený vnitřními příčnými a podélnými výztuhami. Patní plech je tloušťky 50 mm a je významně vyztužen křížovými výztuhami. Dříky pylonu jsou pod nosnou konstrukcí lávky NK1 spojeny příčlí uzavřeného obdélníkového průřezu, na které jsou umístěna pevná ložiska NK1.

Sloupy P3-P9 jsou tvořeny kruhovou trubkou průměru 200 mm a jejich výška se mění s měnící se výškou lávky nad terénem. Stojky jsou kotveny do železobetonových základů pomocí předem zabetonovaného svorníkového koše.

3 Nosná konstrukce

Konstrukce lávky NK1 má rozpětí hlavních polí 39,50 + 38,15 m. Střední podporu tvoří podélně pevné uložení na příčli pylonu P1, krajní podpory jsou podélně posuvné a nacházejí se na úložných prazích OP1 a P2. Obě pole jsou zavěšena na pylonu systémem celkem 12ti tyčových táhel výrobce Macalloy s typovým označením M42. Táhla jsou vedena ve dvou rovinách vně lávky, přičemž každé pole je vyneseno 2 x 3 ks tyčových táhel ve vějířovém uspořádání. Odklon roviny závěsů od svislice je cca 7°. Táhla jsou k mostovce NK1 kotvena po cca 10ti m. Trám nosné konstrukce je ocelový komorový nosník lichoběžníkového průřezu o výšce 0,722 m a šířce 1,2 - 2,0 m s horní pásnicí tvořenou ortotropní mostovkou šířky 3,0 m. Konstrukce je navržena jako neprůlezná. Tloušťka plechu mostovky je 22 mm. Komora je vyztužena systémem příčných diafragmat a podélnými páskovými výztuhami. Příčný řez mostovky má na většině rozsahu NK1 tvar písmene „W“ s hřebenem na ose lávky a dvěma odvodňovacími úžlabími cca 375 mm od římsy. Konstrukce NK1 je ve většině délky půdorysně přímá. Výškově mostovka tvoří vrcholový oblouk s nejvyšším bodem cca uprostřed délky Na konci 2. pole u pilíře P2 přechází půdorysně přímý tvar mostovky do směrového oblouku o poloměru 15 m. Také zde dochází ke změně příčného tvaru mostovky z „W“ na nesymetrický tvar s jedním úžlabím, pro který se během přípravy stavby vžilo označení „NIKE“. V místě kotvení táhel je do komorového nosníku vevařen mohutný trubkový příčník zapojený do průřezu komory soustavou výztuh. Táhla jsou kotvena na styčníkové plechy přivařené na koncích trubkových příčníků.

Konstrukce lávky NK2, tvořící točitou přístupovou rampu do ulice Na Lipce, navazuje na zavěšenou část lávky NK1. Půdorysná stopa osy rampy je složena z přímých částí a oblouků o poloměrech cca 10 a 15 m. Výškově rampa klesá v konstantním sklonu 6,5% od pilíře P2 k opěře OP2. Staticky se jedná o spojitý trám o 8 polích o rozpětích 8,0 + 6 x 10,0 + 8,0 m. Trám mostovky má stejné konstrukční uspořádání i dimenze jako trám NK1. Absentují zde příčníky pro závěsy, nicméně v místech trubkových sloupových podpor je na rozdíl od NK1 doplněno vyztužené příčníkové diafragma. V obloukových úsecích, kde osa lávky tvoří spirálu, generuje tento geometrický koncept některé položky ve tvaru přímkových zborcených ploch, což významně komplikovalo jak výrobní dokumentaci, tak kontrolu geometrie během výroby.

Nosná ocelová konstrukce je provedena z oceli S355J2+N, u tlustých plechů S355K2+N, resp. S355NL. Protikorozní ochrana vnějšího obvodu nosné konstrukce je provedena kombinací ŽSP a organického nátěrového systému. Mostovka je opatřena pochozí hydroizolační stěrkou.

4 Ložiska, mostní závěry

Konstrukce je uložena na kalotových ložiskách doplněných externími tahovými zarážkami. Mostní závěry na OP1, P2, OP2 jsou navrženy jako dilatační závěry s jednoduchým těsněním spáry pomocí těsnících pásů vtlačených do ocelových F-profilů přivařených na NOK, resp. přivařených na L profil zakotvený do kapes v opěrách. S ohledem na velikost dilatačních pohybů jsou závěry doplněny ještě krycím pochozím plechem kotveným do jednoho z F-profilů.

5 Zábradlí a madla

Lávka je vybavena po celé délce atypickým zábradlím, jehož roviny jsou v příčném řezu na obou stranách ukloněny cca 6,5° od svislé osy. Zábradlí dosahuje výšky 1,5 m nad niveletou a pokračuje i pod římsu a výplň tak zakrývá i přibližně ¾ výšky komory. Sloupky ve tvaru T jsou přivařeny na NOK a mezi sloupky jsou osazovány panely výplně tvořené rámem z úhelníků s výplní z tahokovu. Nad elektrifikovanou železniční tratí je jako ochrana proti dotyku živých částí trakčního vedení zábradlí zvýšeno na 2,0 m a doplněno do výšky 1 m plexisklem. Na sloupky jsou navařeny konzoly se sedly pro uložení dvou trubkových madel průměru 48 mm ve dvou výškových úrovních a dále pro uložení trubky průměru 83 mm, která slouží pro vedení napájecích kabelů osvětlení a umístění osvětlovacích těles lávky a pro kterou se vžilo označení „světlotrubka“. Zábradlí ve vizuálně shodné formě pokračovalo i na křídlech opěr a opěrných zdech za opěrami. V místech dilatací pak bylo zábradlí konstrukčně upraveno pro umožnění nezávislých pohybů na vzájemně dilatujících konstrukcích.

6 Výroba a montáž

Výroba i montáž ocelové konstrukce lávky byla provedena v souladu se zatříděním konstrukce do třídy provedení EXC3 dle ČSN EN 1090-2 a dále v souladu s technickými kvalitativními podmínkami jednoho z investorů stavby, a sice Správy železnic, s. o.

Lávka byla vyrobena v mostárně EXCON, a.s. v Teplicích. Aplikace protikorozní ochrany pak ve specializované lakovně dodavatele Metalkov spol. s r.o. ve Vlašimi. Výroba výplní zábradlí, madel a světlotrubek pak probíhala v Děčínském závodě společnosti Sempra Praha, a.s.

Výroba začala pylonem. Každý dřík pylonu byl z důvodu manipulace a transportu rozdělen na dvě části. Jedním z výrobně nejnáročnějších detailů byla patní část dříku s ortogonální sítí vzájemně kolmých a svařených výztužných žeber patní desky. Svařování muselo proběhnout v prostorově stísněných podmínkách a velké množství vneseného tepla se podepsalo i na obtížně udržitelné geometrii patní části. Rozdělené dříky pylonu byly navezeny na stavbu a na předmontážní ploše svařeny do jednoho celku. Následně byly levý i pravý dřík samostatně zdviženy do finální „svislé“ polohy a propojeny vodorovnou příčlí. Montáž 25 m vysokých dříků byla provedena pomocí 2 mobilních jeřábů, hlavního jeřábu LTM1200 a pomocného jeřábu LTM1050 pro otočení dříku z

vodorovné do svislé polohy bez nutnosti použít otočnou kolébku. Po kompletaci a výškové/směrové rektifikaci pylonu bylo provedeno jeho finální geodetické zaměření a NOK pylonu P1 byla uvolněna k provedení podlití. Finální poloha jednotlivých částí pylonu byla s ohledem na výrobní imperfekce nastavována s ohledem na navazující konstrukce a staticky přípustnou přímost konstrukce.

Následně se vyráběla NK1. Oproti původnímu předpokladu projektu byly navíc na NOK lávky ještě v mostárně integrovány sloupky zábradlí, aby bylo co nejvíce eliminováno svařování na montáži a tím zkrácen realizační čas na stavbě. Z hlediska výroby bylo rozhodnuto definovat tvar „W“ mostovky ohýbáním plechu P22 za studena a vyhnout se tak jednak pracnosti dlouhých svarů a jednak udržení požadované geometrie během svařování. Z důvodu nutnosti manipulací ve výrobním závodě a přepravitelnosti byla NOK lávky rozdělena do několika transportních celků o délce 12 - 17 m. Takto byly dílce dopraveny na stavbu. Na předmontážní ploše byly poté sestaveny a svařeny dvě následující montážní sestavy: MD1 o délce 45 m a MD2 o délce 34 m. Tyto montážní sestavy byly na předmontáži ještě vybaveny výplněmi zábradlí.

Finální hmotnosti montážních sestav potom byly pro MD1 64 t a pro MD2 52 t včetně výplní zábradlí. Tyto sestavy byly zdviženy pomocí 2 mobilních jeřábů LTM1500 ve dvou různých konfiguracích (teleskop/příhradový výložník). Zdvih MD1 i MD2 byl vždy proveden pouze jedním jeřábem v příslušné konfiguraci. Z důvodu nutnosti přestavení jeřábu do jiné konfigurace a také změny stanoviště však bylo zvoleno nasazení 2 jeřábů LTM1500. Sestava MD1 byla montážně uložena na OP1, P1 (s cca 5 m převislým koncem za P1) a na rektifikační pižmo cca v ½ rozpětí sestavy MD1 v prostoru komunikace I/20. Sestava MD2 byla montážně uložena na P2, svařovací pižmo na styku MD1/MD2 (cca 5 m za P1) a rektifikační pižmo cca v ½ rozpětí sestavy MD2 v prostoru železničního koridoru. Obě tyto sestavy MD1 a MD2 byly dočasně uloženy 100 mm nad finální výšku stanovenou projektem z důvodu úprav předlomení během svařování styku.

Následně byl svařen montážní styk MD1/MD2, instalována tyčová táhla Macalloy M42 bez jejich aktivace, konstrukce lávky NK1 byla spuštěna na hydraulických lisech o 100 mm níže do finální výškové polohy za průběžného měření sil v tyčových táhlech, bylo provedeno podlití a aktivace ložisek na OP1, P1, P2, odskružení konstrukce NK1 ze všech provizorních bárek (pižem), jejich demontáž a předepnutí tyčových táhel na předepsané síly dle předpínacího postupu zpracovaného EXCON, a.s.

Veškeré montážní práce související se zavěšenou částí lávky NK1 musely být kromě několika operací naplánovány tak, aby nebyl přerušen obousměrný provoz na silnici I/20. Vždy musely být v provozu alespoň 3 jízdní pruhy ze 4.

Navazující část lávky NK2 musela být z důvodu převozitelnosti rozdělena na více transportních celků, než bylo stanoveno v projektu. Obloukové části NK2 musely být rozděleny ještě na poloviny, neboť šířka obloukových částí výrazně přesahovala možnosti přepravy po veřejných komunikacích. Tato skutečnost znamenala navýšení počtu montážních spojů o další 3 styky, což kladlo vysoké nároky na časovou koordinaci montáže a zajištění potřebných kapacit pro svářečské práce.

Jako první byly dodány obloukové části NK2.3 a NK2.4, tyto části byly následně předem sestaveny na předmontážním roštu. Pro vlastní montáž lávky NK2 do finální pozice muselo být použito 7 provizorních podpěr systému PIŽMO, vždy v montážním styku jednotlivých částí a dále v polovině rozpětí obloukových částí NK2.3 a NK2.4, které se při detailní přípravě montážního postupu v případě uložení pouze na koncích ukázaly jako nestabilní. Sekvence montážních kroků v prostoru budoucí části lávky NK2 byla následující: montáž provizorních podpěr, montáž trubkových stojek P3-P9, zdvih jednotlivých sestav do pozice a průběžné svařování montážních styků dle stanoveného montážního a svařovacího postupu. Po kompletaci NOK lávky ve finální pozici byly přisazeny, podloženy a přivařeny trubkové stojky P3-P9 k dolní části komory lávky.

Následně bylo provedeno podlití těchto stojek a podlití a aktivace ložisek na P2 a OP2. Poté byla celá konstrukce lávky NK2 odskružena a provizorní podpory demontovány. Veškeré sestavné montážní a svářečské práce na celé NOK lávky byly prováděny za průběžného geodetického měření výšky a polohy a jeho vyhodnocování s teoretickým 3D modelem konstrukce. Tento postup je v případě takto geometricky složité konstrukce naprosto nezbytný. Další montážní činnosti zahrnovaly montáž výplní zábradlí na NK2, sloupků a výplní zábradlí na opěrách OP1, OP2, madel a „světlotrubek“ na celé délce lávky včetně opěr. Přístupové schodiště tvaru „Y“ z ul. U Seřadiště bylo v dolní části uloženo na železobetonový monolitický základ a v horní části na konzoly přivařené k levému dříku pylonu P1.

Montážně bylo schodiště z důvodu přepravy rozděleno na 3 části. Tyto 3 části byly za použití provizorní podpory na montáži sestaveny a svařeny ve finální pozici do jednoho celku. Po sestavení a svaření bylo schodiště ještě vystrojeno výplněmi zábradlí, madly a světlotrubkami, a to včetně opěry schodiště. Na závěr byla provedena finální kompletace a kontrola stavu NOK lávky včetně kompletní opravy protikorozní ochrany.

Po úspěšné kontrole za účasti investora stavby byla lávka předána do užívání koncovému zákazníkovi. V rámci časově stísněného harmonogramu byla před dokončením lávky, v přípustném stavu dokončovacích prací na lávce úspěšně provedena statická i dynamická zatěžovací zkouška.

Hlavní účastníci přípravy a realizace ocelové konstrukce lávky:

- Investor: Správa železnic, s.o., Statutární město Plzeň, Ředitelství silnic a dálnic ČR
- Přípravná dokumentace a projekt stavby: SUDOP PRAHA, a.s.
- Zhotovitel stavby: sdružení MTS + CHT – Uzel Plzeň, 5. stavba (Metrostav a.s., Chládek & Tintěra a.s.)
- Zhotovitel SO lávky: Metrostav a.s., divize 5
- Dodavatel OK lávky + VD OK: EXCON, a.s.
- Výroba nosné OK lávky: EXCON, a.s.
- Výroba OK vybavení lávky: SEMPRA PRAHA a.s., závod Děčín
- Aplikace PKO lávky: Metalkov spol. s r.o., IZOSTAV Industry s.r.o.
- Montáž OK lávky: MONTIS BAU s.r.o.

Závěr

Lávka v Plzni-Koterově je zdařilým vizuálně zajímavým atypickým mostním dílem. Díky nadstandardnímu nasazení a vzájemné komunikaci všech účastníků výstavby se podařilo během výstavby udržet konstruktivní atmosféru i v časově velmi napjatém harmonogramu, za což všem náleží velké díky.

V technické přípravě při realizaci by autoři rádi ocenili spolupráci s Ing. Tomášem Wanglerem a Ing. Romanem Šimáčkem z Metrostavu, a.s., divize 5. Ve výrobě pak patří dík za neuvěřitelné nasazení všem pracovníkům výrobního závodu Excon, a.s. v Teplicích. Na montáži odvedli velký kus práce pracovníci MONTIS BAU s.r.o. pod taktovkou stavbyvedoucího ze společnosti EXCON, a.s. Nikoly Pastirika.

Jako na každé stavbě, tak i v Koterově by proces výstavby nebyl možný bez konstruktivního dohledu kolektivu technicky erudovaných technických dozorů z ViaKont s.r.o. a Ing. Pavly Fialové ze Správy železnic, s.o. I těm patří za jejich přístup velké poděkování.

Ing. Michal Dudek

Ing. Dalibor Gregor, Ph.D.

SPŘAŽENÉ MOSTY NA OBCHVATU FRÝDKU-MÍSTKU I. ETAPA

NOVÁČEK Jan, PUPÍK Antonín, POZDÍŠEK Jan
Stráský, Hustý a partneři s.r.o.
j.novacek@shp.eu, a.pupik@shp.eu, j.pozdisek@shp.eu

Abstrakt

Příspěvek pojednává o dvou typologicky stejných dálničních mostech na obchvatu Frýdku Místku. Nosná konstrukce je tvořena betonovou deskou spřaženou s ocelovým čtyřtrámem spojenými příčníky a nepřímo uložených na dvojici pilířů. Nosná konstrukce s délkou přes 200 m byla sestavena na zemi a následně vyzdvihnuto a zasunutou do finální polohy.

1 Úvod

Obchvat Frýdku-Místku je stavěn na jižní straně města a tvoří jej prodloužení dálnice D56, které se připojuje k hlavní části obchvatu dálnice D48. Celá výstavba obchvatu je rozdělena na dvě samostatné etapy. První etapa navazuje na stávající dálnice D48 a D56 na východě a končí přemostěním přes řeku Ostravici. Na obchvatu je řada mostních objektů tvořené především železobetonovými mosty menších rozměrů doplněné o tradiční předpjaté konstrukce. Tento příspěvek se zaměřuje na dva spřažené ocelobetonové mosty SO204 a SO212 na dálnici D48, které jsou typologicky stejné konstrukce, a jejich výstavba probíhala analogickým způsobem.

2 Návrh a konstrukční řešení mostů

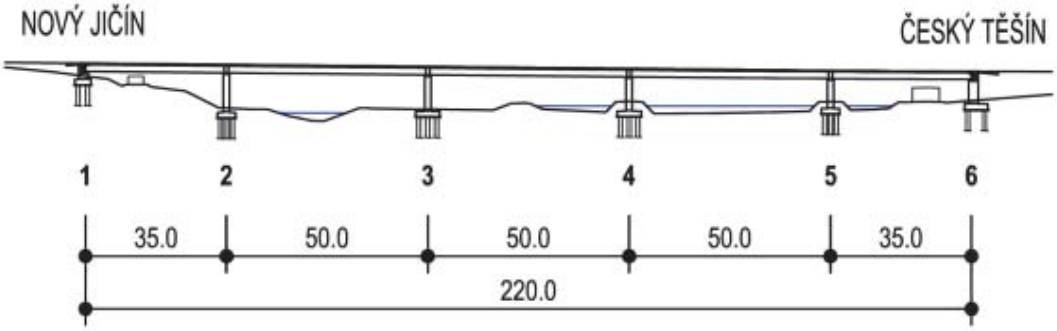
2.1 Most SO204 – Most přes Olešnou a rybník Arnošt

Trasa dálnice je vedena po mostě v přechodnici a směrovém oblouku poloměru 2 500 m. Niveleta je vedena ve výškovém oblouku poloměru 11 000 m s podélným sklonem na mostě od 0,98 % do 0,47 %. Příčné sklo na mostě je jednostranný 2,5 %. Na mostě jsou převáděny dva pruhy v každém směru.

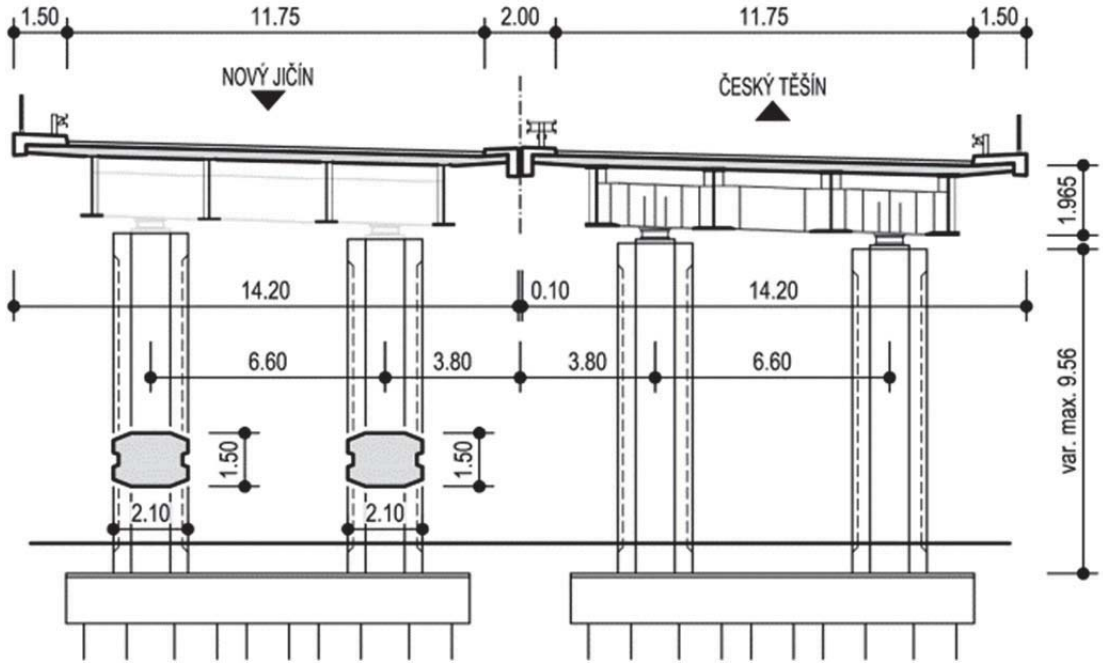
Most přechází přes potok Olešná vytékajícího ze stejnojmenné nádrže, jejíž hráz je v těsné blízkosti mostu. Dále mot překračuje chovný rybník Arnošt a také cyklostezku a dvě místní komunikace.

Mostní konstrukce je tvořena ocelobetonovou spřaženou nosnou konstrukcí, která je řešená jako spojitý nosník a je uložená na spodní stavbě prostřednictvím ocelových příčníků. Každý jízdní pás má svoji nosnou konstrukci. Spodní stavbu tvoří dvojice železobetonových pilířů tvaru nepravidelného osmiúhelníku s vnitřním prolisem. Krajní opěry rovněž ze železobetonu včetně zavěšených křídel délky až 6 m. Pilíře jsou uloženy na společném základu, který je založen na železobetonových vrtaných pilotách průměru 900 mm.

Levý i pravý most mají podpěry umístěné ve stejných osách a rozpětí polí je 35 + 3×50 + 35 m. Nosná konstrukce je tvořena 4 ocelovými nosníky tvaru I, které mají po délce optimalizované rozměry pásnice i stojiny při zachování konstantní výšky nosníku 1,7 m. Horní a dolní pásnice jsou široké 350 – 600 mm a jejich tloušťka se dle statického využití pohybuje mezi 20 – 90 mm. Ocelové nosníky jsou v místě mezilehlých podpěr nepřímo podepřeny přes uzavřené příčníky obdélníkového průřezu. Příčník je mezi nosníky snížen o 400 mm vůči výšce hlavního nosníku. Spojení příčníku s nosníky, je provedeno s náběhem na horní pásnici hlavního nosníku. Na opěrách je příčník standardní jednostěnný tvaru nesymetrického I a opět s nepřímým uložením. Železobetonová deska je spojena s konstrukcí prostřednictvím spřahovacích trnů a její tloušťka je konstantní 280 mm mezi nosníky. Na okraj konstrukce se deska zmenšuje na rozměr 220 mm na vnějším okraji u římsy.



Obr. 1 Podélný řez SO204



Obr. 2 Příčný řez SO204

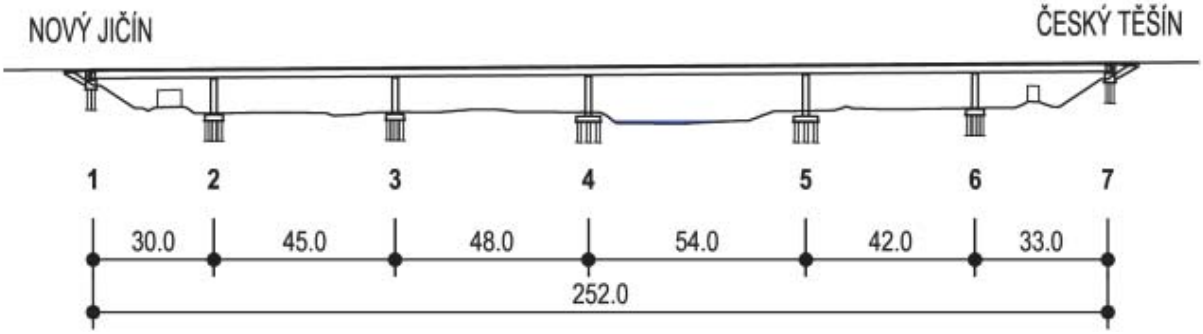
2.2 Most SO212 – Most přes Ostravici

Po druhém mostu z tohoto příspěvku je trasa dálnice vedena po mostě v přechodnici a směrovém oblouku poloměru 2 100 m. Niveleta je vedena ve výškovém vydutém oblouku poloměru 12 000 m a navazujícím úsekem s podélným spádem 0,68 %. Příčný sklo na mostě je jednostranný 3,0 %. Na mostě jsou převáděny dva pruhy v každém směru a na začátku mostu jsou doplněny o přídatný pruh. Celková šířka mostu levého a pravého mostu je 15,45 m, která se rozšiřuje v prvním poli o 0,817 m. Přemosťovanou překážkou je zejména řeka Ostravice a její inundace. V prvním poli most přechází přes místní komunikaci a v posledním přes polní cestu.

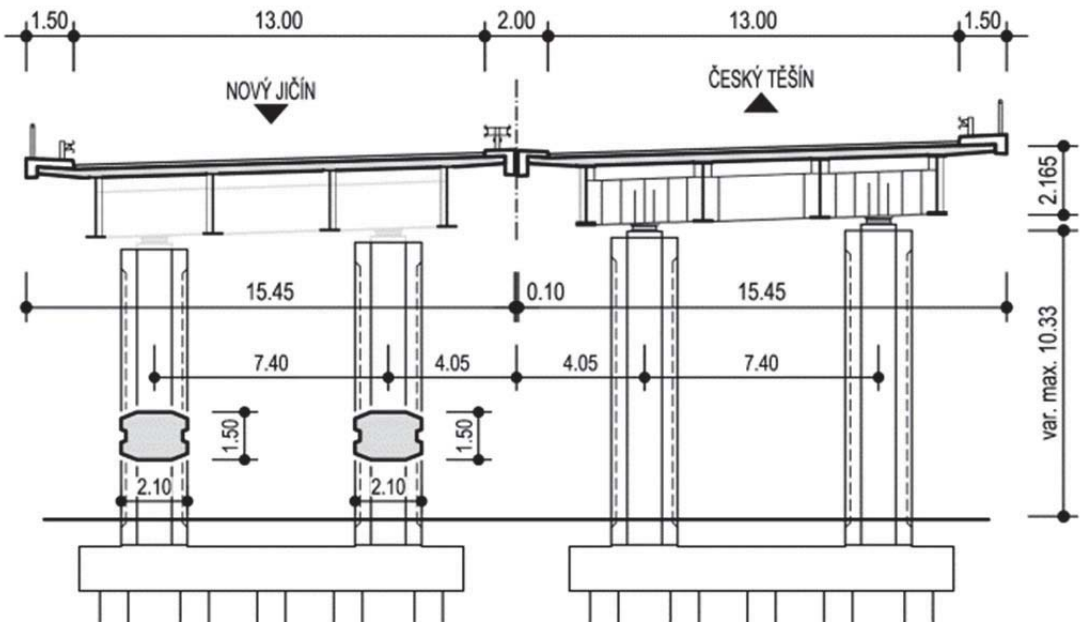
Mostní konstrukce je tvořena ocelobetonovou spřaženou nosnou konstrukcí se stejným typologickým řešením jako SO204.

Levý i pravý most má z důvodu okrajových podmínek různá rozpětí. Levý most má rozpětí polí 30 + 42 + 45 + 54 + 48 + 33 m a pravý mostu 30 + 45 + 48 + 54 + 42 + 33 m. S ohledem na větší rozpětí je ocelová konstrukce tvořena čtyřtrámem s konstantní výškou nosníku 1,9 m. Horní a dolní pásnice jsou široké 400 – 600 mm a jejich tloušťka se dle statického využití pohybuje mezi 20 –

100 mm. Konstrukce je přes uzavřené obdélníkové příčníky uložená na spodní stavbu. Vzdálenost nosníků je 3,7 m a vyložení desky konzoly 1,85 m při stejné tloušťce jako na mostě SO204.



Obr. 3 Podélný řez SO212



Obr. 4 Příčný řez SO212

3 Výstavba

Realizaci obchvatu provádí sdružení firem Porr, Habau CZ a Berger Bohemia. Výstavbu mostů SO204 a SO212 zajišťuje firma Porr.

Vlastní výstavba založení a spodní stavby mostů proběhla tradičním způsobem. Byly zhotoveny vrtané piloty s hluchým vrtáním a následně byly provedeny výkopy pro základy podpěr, ze kterých vystupují dva pilíře. Výstavba obou mostů je prakticky totožná, a proto je popsána pouze pro jeden most.

Vzhledem ke konstelaci terénu, kdy u obou mostů je pod mostem relativně rovný prostor bez výškových překážek mimo vodních toků (Obr. 1 a Obr. 3), tak byla zvolena výstavba ocelové konstrukce na zemi s následným vyzdvižením a zasunutím do definitivní polohy. Celá operace s ocelovou nosnou konstrukcí a její návrh byl proveden firmou MCE Slaný.

Ocelová nosná konstrukce tak byla rozdělena do montážních celků délky max. 28 m, které byly přivezeny na staveniště a na místě svařeny s výjimkou části krajních polí bezprostředně nasedajících na opěry. Pro most SO 204 se jednalo o ocelovou konstrukci o třech polích s převislými konci a pro SO212 o konstrukci o čtyřech polích s převislými konci.

Všechny 4 nosníky včetně ocelových příčníků tak byly vyzdviženy v jeden okamžik pomocí dočasných ocelových věží, které byly kotveny do základů a hlavy pilíře. Následně byla věž upravena pro podélný zásun do finální polohy. Poté se ustanovily krajní dílce do finální polohy a proběhlo svaření ocelové konstrukce do finální podoby.

Na zavětrovanou konstrukci bylo umístěno systémové bednění, které bylo přestavováno s betonáží každého taktu železobetonové desky prováděné poutnickým způsobem.

Obr. 5 Ocelová konstrukce pravého mostu SO204 připravena ke zdvihu

Obr. 6 Sestavené ocelová konstrukce SO212 nad řekou Ostravicí

Obr. 7 Most SO204 s vybetonovanou mostovkou pravého mostu

6 Závěr

Spřažené konstrukce umožnili vytvořit elegantní přemostění přes vodní toky. Rovinatost terénu umožnila nestandardní způsob montáže ocelové konstrukce zdvihnutím na provedenou spodní stavbu a následnou betonáž desky. Na mostech jsou prováděny dokončovací práce na příslušenství a během roku 2022 je plánováno uvedení mostů do provozu.

Obr. 8 Pohled na most

Ing. Jan Nováček, Ph.D.
Ing. Antonín Pupík
Ing. Jan Pozdíšek, Ph.D.

MOST PŘES MORÁVKU NA DÁLNICI D48

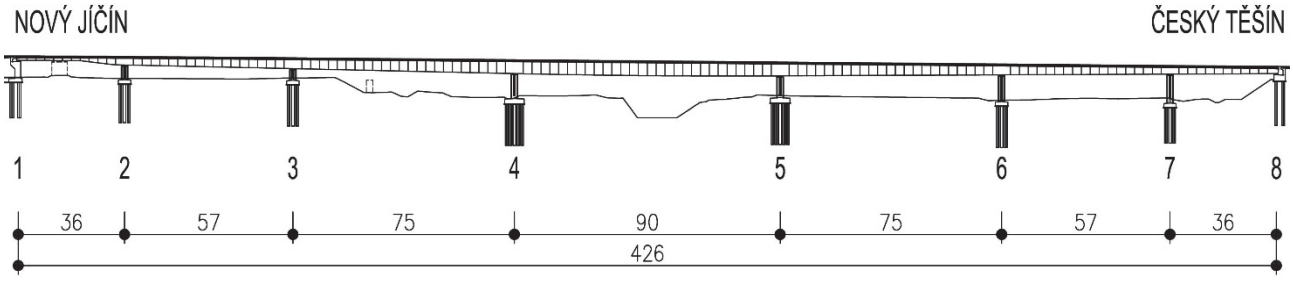
JURÍK Michal[1], DVOŘÁK Tomáš[2], PUPÍK Antonín[3], LIŠKA Martin[4]
Stráský, Hustý a partneři s.r.o.
[1] m.jurik@shp.eu, [2] t.dvorak@shp.eu, [3] a.pupik@shp.eu, [4] m.liska@shp.eu

Abstrakt

Příspěvek pojednává o dálničním mostu SO217 Most přes Morávku, který je součástí stavby D48 obchvatu Frýdku – Místku. Celková délka mostu je 445 m, s rozpětím hlavního pole 90 m. Nosná konstrukce levého i pravého mostu sestává z dvojice plnostěnných nosníků, spojených nadpodporovými příčníky a příčnými ztužidly, ze železobetonové mostovky a z dolní železobetonové pásnice v oblastech podpor 3, 4, 5 a 6. Součástí příspěvku je popis technického řešení, postupu výstavby a hlavních aspektů statické analýzy konstrukce.

1 Úvod

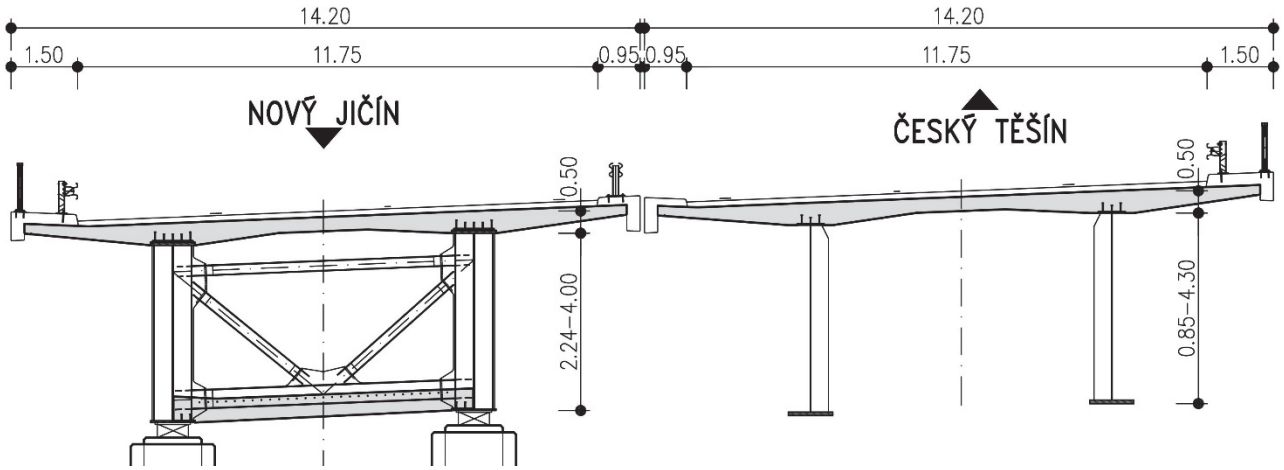
Most přes řeku Morávku je největším mostním objektem stavby D48 obchvatu Frýdku – Místku. Celková délka mostu je 445 m, s rozpětím hlavního pole 90 m (Obr. 1). Most převádí směrově rozdělenou dálnici D48 v kategorii S 25.5/120, pro každý jízdní pás je realizována samostatná konstrukce. Nosná konstrukce levého i pravého mostu sestává z dvojice plnostěnných nosníků, spojených nadpodporovými příčníky a příčnými ztužidly, ze železobetonové mostovky a z dolní železobetonové pásnice v oblastech podpor 3, 4, 5 a 6 (Obr. 2). Spodní stavba je tvořená monolitickými opěrami a šesti podpěrami, které jsou tvořeny dvojicí železobetonových pilířů. Nosná konstrukce je na spodní stavbu přímo uložená. Most je založen hlubinně na vrtaných pilotách.



Obr. 1 Podélný řez

2 Návrh mostu

Nosná konstrukce mostu je tvořena dvojicí ocelových nosníků o 7 polích s rozpětím 36.0 m + 57.0 m + 75.0 m + 90.0 m + 75.0 m + 57.0 m + 36.0 m v ose komunikace. Trasa na mostě leží v pravostranném směrovém oblouku o poloměru 1 100 m, který přechází v klotoitickou přechodnici a následně v směrovou přímou. Příčný sklon je jednostranný 4.00 %. Niveleta v oblasti mostu je v konstantním klesání se spádem -0.88%, do prvních dvou polí zasahuje vrcholový zakružovací oblouk o poloměru 15 000 m.



Obr. 2 Příčný řez – vlevo řez u podpor, vpravo řez v poli

3 Konstrukční řešení

3.1 Založení mostu

Založení mostu je hlubinné. Opěry i pilíře jsou založeny na pilotách průměru 900 mm. Délky pilot jsou proměnné od 12,0 do 15,0 m. Pilotové základy každé podpory sestávají z 20–32 pilot.

3.2 Spodní stavba

Každá podpěra je tvořena dvojicí pilířů vetknutých do společného základu (Obr. 3). Pilíře jsou železobetonové, obdélníkového průřezu s oboustranným vybráním v delších stranách. Osová vzdálenost pilířů v příčném směru mostu činí 6.80 m. Uspořádání všech podpěr je stejné, liší se pouze výškou pilířů (od 3.1 m do 8.9 m). Opěry jsou navržené železobetonové se závěrnými zídkami a rovnoběžnými zavěšenými křídly.

Obr. 3 Výstavba pilířů

3.3 Nosná konstrukce

Hlavní nosnou část OK každého mostu tvoří spojité plnostěnné nosníky tvaru I (Obr. 4). Skladebná výška hlavních nosníků (od dolního povrchu dolní pásnice k dolnímu povrchu horní pásnice) se mění od 1760 mm na opěře 8 po 4300 mm uprostřed hlavního pole. Ve vedlejších polích je náběh lineární a v hlavním poli sleduje dolní pas tvar parabolického oblouku. V prvním poli je výška nosníku stlačená na pouhých 850 mm kvůli podcházející komunikaci III třídy.

Horní pásnice jsou tvořeny z plechu P25-P60. Šířka horní pásnice je v polích 600 mm a nad podporami 1000 mm. V místech nad podporami je horní pásnice dále vyztužena příložkami (lamelami) tloušťky 60 mm nebo 40 mm. Dolní pásnice jsou tvořeny z plechu P40-P120. Šířka dolní pásnice je 1000 mm, lokálně v poli 1 nad komunikací III třídy je šířka 1200 mm.

Obr. 4 Přejímka hlavních nosníků na dílně

Stojiny nosníku jsou ztužené příčnými páskovými výztuhami v rozteči 3.0 m (Obr. 5). Výztuhy jsou orientované směrem dovnitř mostu, vnější povrch nosníků je na pohled hladký. V podélném směru jsou stojiny NOK vyztuženy podélnými trapézovými výztuhami tvaru V. V oblasti nad podporami je stojina z obou stran vyztužena příčnými výztuhami z plechu P30. Počet výztuh nad podporami je závislý zejména na velikosti a typu ložiska na dané podpoře.

Příčníky nad vnitřními podpěrami jsou navrženy jako příhradové rámy. Tvoří je horní a dolní příčel a diagonály propojující konce horní příčle se středem dolní příčle. Všechny pruty jsou tvořeny z válcovaných průřezů HEB a HEA o výškách závisejících na velikosti namáhání. Vzájemné propojení jednotlivých prutů a NOK je zajištěno pomocí styčníkových plechů P30 a přečnívajících kusů nadpodporových výztuh také z P30. Všechny spoje nadpodporového ztužení jsou navrženy jako svařované. Příčníky na opěrách jsou navrženy jako uzavřený truhlík s rozšířenou horní pásnicí, rozšíření tvoří podporu pro kapsu dilatačního závěru (Obr. 6). Konzoly mostovky jsou rovněž podepřeny uzavřenými nosníky.

Obr. 5 Hlavní nosníky včetně výztuh, trvalého i dočasného ztužení

Stabilitu konstrukce během montáže a betonáže zajišťují příčná ztužidla (Obr. 5). Ztužidla jsou navržena jako příhradové rámy. Tvoří je horní a dolní příčel a diagonály propojující konce horní příčle se středem dolní příčle. Horní příčel je trvalá a je navržena z profilu HEB 200. Dolní příčel a diagonály jsou demontovatelné a jsou navrženy z profilu 2×U240, připojené šroubovými styky ke svislým výztuhám hlavních nosníků. Po celé délce mostu je v úrovni dolní příčle příčných ztužidel navrženo vodorovné ztužidlo rombické (kosočtverečné) příhradové soustavy se svislicemi s modulovou délkou 6 m. Obdobné ztužidlo je navrženo v úrovni horního pasu, ale pouze v nejdelším poli 4. Ztužidlo přenáší vodorovné účinky a kroucení během výstavby, zejména účinky od zatížení větrem.

Spřažení ŽB mostovkové desky a ocelového truhlíku je navrženo jako pružné spřažení pomocí trnů Ø 22 mm, délky 150 nebo 200 mm. Počet trnů odpovídá průběhu smykové síly, případně byl navržen konstrukčně. Na horních pásnicích nosníků jsou 3 řady trnů, v místech rozšíření pásnice nad podporami je 5 řad trnů. V místech dolní betonové desky jsou ke stěnám přivařeny trny průměru 22 mm, délky 150 mm.

Obr. 6 Koncový příčník u opěry 8

Pro podporu podélného pojezdu betonážního vozíku jsou na horní pásnici hlavních nosníků navařeny pomocné kozlíky, tvořené z jacklu 180x180x8 dl. 440 mm. Jekly jsou navařeny v místech nad každou příčnou výztuhou stojiny, tedy po vzdálenostech á 3 m (Obr. 5).

Nad podpěrami 3, 4, 5 a 6 je navrženo zesílení dolní pásnice betonovou deskou. Deska leží mezi stěnami ocelových nosníků, její tloušťka je 500 mm. Na koncích má eliptické vybrání (Obr. 5).

Mostovková deska každého mostu je 13.60 m široká. Tloušťka je proměnná od 500 mm nad ocelovými pásnicemi po 220 mm na okrajích. V příčném směru má povrch desky pravostranný sklon 4.0 % s protispádem 4.0 % pod levými římsami. Spodní povrch je po částech přímý. V místě horních pásnic je konstantní šířky 1.00 m. Střední část desky mezi nosníky má tloušťku 320 mm s náběhy šířky 1.90 m směrem k pásnicím nosníku, nenáběhovaná část konstantní tloušťky je potom široká 2.00 m. Vnější konzoly jsou vyložené 3.35 m od osy nosníku, vnitřní konzoly jsou vyložené 3.45 m. Bednění se přitahuje k dolní hraně ocelové pásnice, tzn. ocelová pásnice je zabetonovaná dovnitř desky.

Nosná ocelová konstrukce mostu je navržena z oceli S355 NL, válcované průřezy z oceli S355 J2.

4 Výstavba

Po realizaci založení a spodní stavby je montována ocelová konstrukce postupnou blokovou montáží, s podepřením pomocí montážních bárek (Obr. 7, 8). První se realizuje ocelová konstrukce pravého mostu (PM), následně se montuje levý most (LM). Na stavbu jsou dopravovány jednotlivé výrobní dílce (nosníky), které se osazují na montážní bárky. Po stabilizaci jejich polohy jsou smontována ztužidla (trvalá i dočasná) a takto vzniknutý montážní dílec se přivaří k přilehlému dílci. Na pravém mostě je bloková montáž realizována od krajních opěr směrem k poli 4, na levém mostě z pole 4 ke krajním opěrám. Rozdílný způsob montáže je zvolen s ohledem na nutnost použití těžkého jeřábu v poli 4 nad řekou, který tak může po osazení výrobních dílců pravého mostu rovnou osadit i dílce levého mostu. Během montáže ocelové konstrukce byly zřízeny dočasné pevné body na pilířích P2 a P7 (PM), resp. na pilíři P4 (LM).

Obr. 7 Osazování nosníku na montážní bárky pomocí dvojice jeřábů

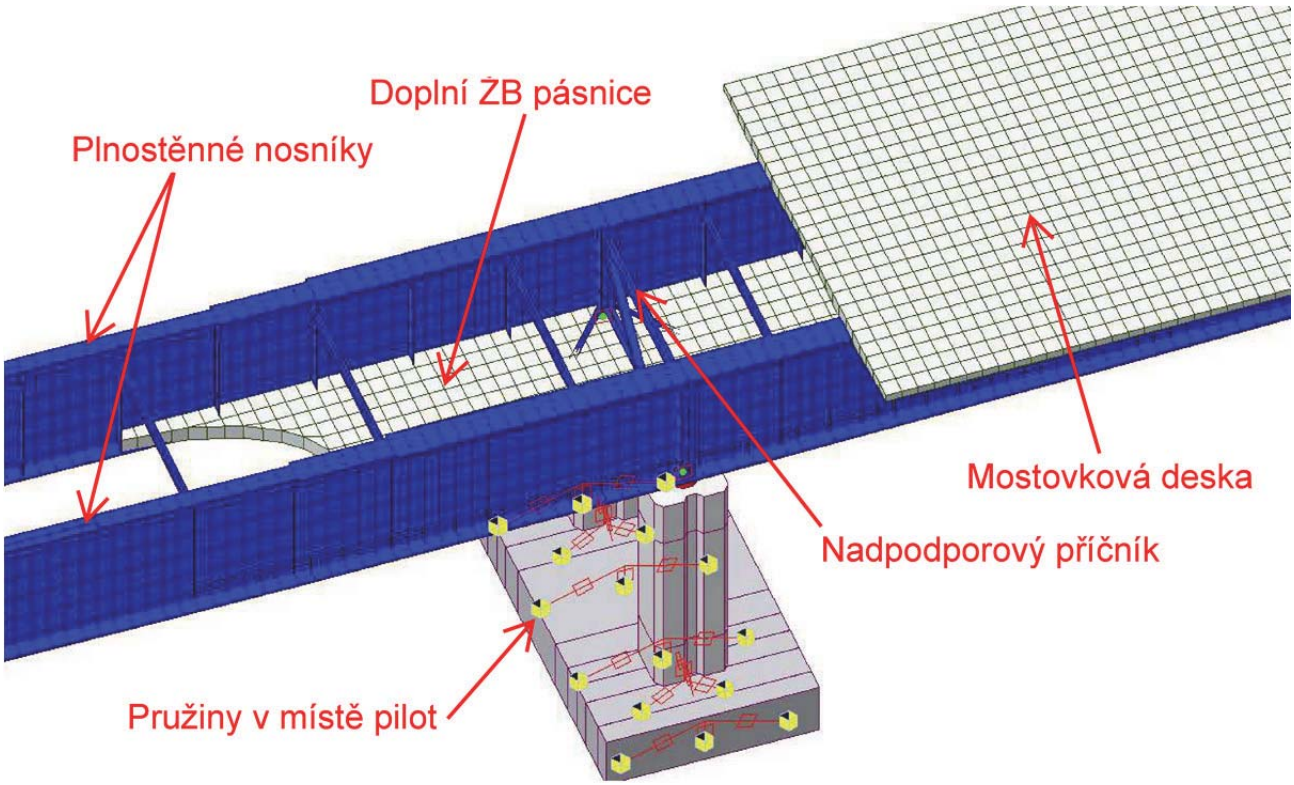
Obr. 8 Postupná montáž ocelové konstrukce

Po smontování je ocelová konstrukce osazena na definitivní ložiska a dochází k deaktivaci dočasných pevných bodů. Následně se betonují dolní betonové pásnice u podpor 3-6 a na ocelovou konstrukci je instalována dvojice betonážních vozíků (Obr. 9). Betonáž mostovky probíhá poutnickým způsobem, nejdříve jsou betonovány přilehlá pole a následně oblast nad podpěrou. Doba realizace jednoho taktu je cca 15 dní, přičemž probíhá betonáž na dvou vozících s vzájemným časovým odstupem 6 dní. Po vybetonování mostovky je demontováno montážní ztužení a pokračují práce na mostním příslušenství a úpravách pod mostem.

Obr. 9 Betonážní vozíky na pravém mostě

5 Statická analýza

Pro výpočet účinků stálého zatížení byly použity globální prostorové prutové modely zohledňující postupné vznikání konstrukce včetně reologických účinků. Výpočetní modely respektují skutečnou geometrii mostů a zohledňují jejich půdorysné zakřivení. Nosná konstrukce je napojena na spodní stavbu prostřednictvím vazeb, které simulují reálné spojení prostřednictvím ložisek. Tuhost podloží je v modelech zohledněna namodelováním náhradní tuhosti v hlavě každé piloty (Obr. 10).



Obr. 10 Výsek z globálního výpočetního modelu

Na takto vzniklou konstrukci byly dále aplikovány veškeré nahodilé a vedlejší zatížení a následně vytvářeny kombinace v souladu s ČSN EN 1990.

Pro ověření správného fungování prutových modelů (levý a pravý most) byly vytvořeny také detailní deskostěnové modely NK celého mostu.

6 Závěr

Výstavba mostu byla zahájena v druhé polovině roku 2020. Zhotovitelem mostu je společnost STRABAG, a.s., dodavatelem ocelové konstrukce je společnost Hutní montáže, a.s. V současné době (duben 2022) je na pravém mostě dokončena spřažená deska a na levém mostě jsou vybetonovány první dva takty spřažené desky. Plánované dokončení stavby v polovině roku 2023.

Obr. 11 Pohled na most

Ing. Michal Jurík, Ph.D.
Ing. Tomáš Dvořák
Ing. Antonín Pupík
Ing. Martin Liška

ALLPLAN
A NEMETSCHEK COMPANY

BIM ŘEŠENÍ **PRO AEC ODVĚTVÍ**

Společnost ALLPLAN již více než 50 let udává směr v digitalizaci stavebnictví. Zaměřujeme se na potřeby uživatelů, nabízíme inovativní nástroje pro navrhování a výstavbu staveb a podporujeme naše klienty v realizaci jejich vizí.

- Průkopník a expert na BIM
- Open BIM softwarové řešení
- Technologie založená na cloudu

VYZKOUŠEJTE NYNÍ ZDARMA NAŠE BIM ŘEŠENÍ:
allplan.com

allplan.com

ČAOK

ČESKÁ ASOCIACE OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ
CZECH CONSTRUCTIONAL STEELWORK ASSOCIATION

Budoucnost je v ocelových konstrukcích

Ocel vstoupila bezpochybně i do 21. století jako jeden z nejvýznamnějších a nejvšestranněji použitelných stavebních materiálů. Ocel je vyráběna a používána ve své široké výrobkové a jakostní škále. Je to právě neobyčejná a trvalá inovativní schopnost oceli v podobě jejího nevyčerpatelného bohatství, potencionálu vývoje výrobků, technologií a také komerční obslužnosti, která umožňuje nejen si své pozice jednoho z nejzákladnějších materiálů udržet, ale i prosazovat stále nové sféry využitelnosti. O vlastní využití tohoto potencionálu by se měla zasadit i Česká asociace ocelových konstrukcí a také se o to intenzivně a na různých úrovních snaží.

www.caok.cz

Seznam členů
České asociace ocelových konstrukcí

Řádní členové:

- ARCELORMITTAL EUROPE CZ s.r.o.
- ARTWELD s.r.o.
- CONSTRUSOFT s.r.o.
- DESMO a.s. VOK
- DT MOSTÁRNA, a.s. VOK
- ENERGOVOD CZ, a.s. VOK
- ESAB VAMBERK, s.r.o., ČLEN KONCERNU
- EXCON, a.s. VOK
- FEMONT OPAVA s.r.o. VOK
- FERRMON, spol. s r.o. VOK
- FIRESTA-FIŠER, REKONSTRUKCE, STAVBY a.s. VOK
- FOBOZ 97, s.r.o.
- HEMPEL (CZECH REPUBLIC) s.r.o.
- HUTNÍ MONTÁŽE, a.s. VOK
- IDEA STATICA s.r.o.
- KOELNER CZ s.r.o.
- KONSTRUKCE MEDIA, s.r.o.
- LIBERTY OSTRAVA a.s.
- MCE SLANÝ s.r.o. VOK
- MEA METAL APPLICATIONS s.r.o.
- METROSTAV a.s., DIVIZE 3 VOK
- MOSTÁRNA LÍSKOVEC CZECH s.r.o. VOK
- MUT TUBES, s.r.o.
- OK TŘEBESTOVICE, a.s. VOK
- PORO Rošty s.r.o.
- PPG DECO CZECH a.s.
- PROFICOLOR, společnost s ručením omezeným
- PSV STAVEBNÍ s.r.o. VOK
- REMBRANDTIN s.r.o.
- SCIA CZ, s.r.o.
- SKÁLA & VÍT, s.r.o.
- STEELPRO 4 s.r.o.
- STRÁSKÝ, HUSTÝ A PARTNEŘI, s.r.o.
- STROJÍRNY A STAVBY TŘINEC, a.s. VOK
- TENSION SYSTEMS, s.r.o.
- UNICON, spol. s r.o. VOK
- UNIHAL s.r.o. VOK
- VALBEK-EU, a.s.
- VÍTKOVICE STEEL, a.s.
- VOESTALPINE PROFILFORM s.r.o. VOK
- ZINKPOWER ROUDNICE, s.r.o.

VOK – status výrobce ocelových konstrukcí

Přidružení členové:

- ASOCIACE ČESKÝCH A SLOVENSKÝCH ZINKOVEN
- ČVUT – FAKULTA STAVEBNÍ, KATEDRA OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ
- ING. DUŠAN STAVINOHA
- ING. LUCIE KREJČÍ
- INSTITUT OCELOVÝCH KONSTRUKCÍ, s.r.o.
- SPRÁVA ŽELEZNIČNÍ DOPRAVNÍ CESTY, s.o.
- VŠB – TU OSTRAVA, FAKULTA STAVEBNÍ, KATEDRA KONSTRUKCÍ
- VUT – FAKULTA STAVEBNÍ, ÚSTAV KOVOVÝCH A DŘEVĚNÝCH KONSTRUKCÍ

Česká asociace ocelových konstrukcí
Starobělská 1133/5, 700 30 Ostrava-Zábřeh
tel.: +420 597 317 578, e-mail: sekretariat@caok.cz, **www.caok.cz**

EUROVIA VINCI | OK TŘEBESTOVICE

NA SPOLEČNÉ CESTĚ

KDO JSME

Dynamická, progresivní a prosperující společnost. Udáváme trendy a posouváme hranice dopravně-inženýrského stavebnictví.

CO UMÍME

Budujeme moderní infrastrukturu. Stojíme za významnými projekty, které zlepšují životní podmínky nás všech.

KDO ZA TÍM STOJÍ

Naše pověst je postavena na odborně provedené práci, kterou vykonávají vysoce kvalifikovaní zaměstnanci. Lidé jsou naším nejcennějším bohatstvím.

www.eurovia.cz

DODAVATELSKÝ PROGRAM

GANTRY RAIL S.R.O.

Profesionální přístup v oblasti kolejnic, ocelových konstrukcí pro jeřábové dráhy, železnic, regálových zakladačů a pojezdových vozíků.

DODÁVKY MATERIÁLŮ

- Kolejnice pro železnice, jeřáby a regálové zakladače
- Upevňovací systémy, podložky a svěrky
- Zálivkové hmoty
- Nárazníky
- Břemenové elektro magnety
- Rádiové dálkové ovládání
- Speciální kola
- Ocelové konstrukce

SLUŽBY

Svařování
Geodetické zaměření
Servis
Montáže
Demolice
Rekonstrukce

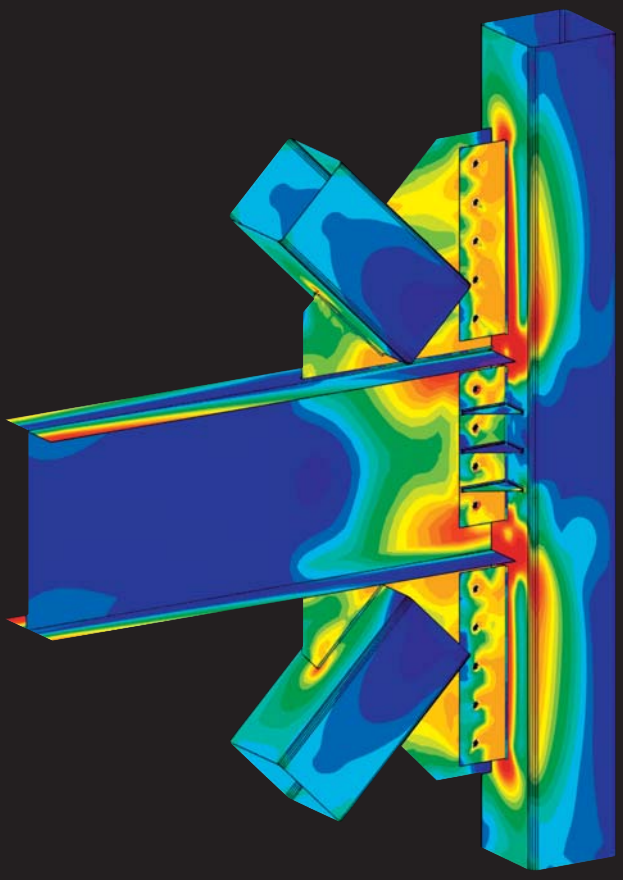
info@gantryrail.com
www.gantryrail.com

IDEA StatiCa®

Calculate yesterday's estimates

NÁVRH OCELOVÝCH PŘÍPOJŮ BEZ PROBLÉMŮ

- ✓ jakákoliv geometrie
- ✓ jakékoliv zatížení
- ✓ za pár minut



AUTOMATICKY GENEROVANÝ MODEL
Včetně všech plechů, svarů, šroubů a kotev

KOMPLETNÍ POSUDEK
Posudek přípoje podle Eurokódu a dalších norem

INTEGROVANÝ PRACOVNÍ POSTUP
BIM propojení s nejrozšířenějšími MKP/CAD programy

STANOVENÍ TUHOSTI
Rotační a osová tuhost libovolného styčníku

LOKÁLNÍ STABILITA
Lokální boulení a součinitele kritického zatížení

ANALÝZA ÚNAVY
Nominální napětí od cyklického namáhání

PODROBNÝ PROTOKOL
Včetně schématických nákresů

Referenční projekty

Velodrom – Jakarta
(Indonésie)

Museum of the Future – Dubaj
(Saudská Arábie)

Železniční most přes Vltavu
(Česká republika)

Waterloo Station – Londýn
(Velká Británie)

Vyzkoušejte na 14 dní ZDARMA na

www.ideastatica.cz

DEMAG

Demag V-typ
méně je více.

Jedinečný typ nosníku Demag V-typ je o 17 % lehčí díky jeho inovativnímu designu v porovnání s běžnými svařovanými krabicovými nosníky. Snížením vlastní váhy jeřábu se zmenšují síly přenášené do nosných konstrukcí, a tím je umožněna architektům větší volnost při plánování nových staveb a přidružených podpůrných konstrukcí.
Hmotnostně optimalizovaná, lehká konstrukce nosníku zlepšuje poměr mezi jeho vlastní hmotností a zatížitelností, což vede k větší nosnosti jeřábu.

www.demagcranes.cz

cz.marketing@demagcranes.com

KONECRANES
Lifting Businesses™

Inovativní nosník

Nový, revoluční nosník mostového jeřábu má posuvné spojení. To znamená, že jeřáb vyhovuje větším tolerancím jeřábové dráhy.

Dokonale přizpůsobivý jeřábové dráze
- Žádné odchylky a větší tolerance na dráze díky posuvnému spojení

Snadná kontrola
- Snadné vizuální, nedestruktivní kontroly a lepší vyhodnocení stavu jeřábu díky tomu, že svary jsou umístěny mimo hlavní nosník.

www.konecranes.cz

info.czech@konecranes.com

KONECRANES Lifting Businesses™ DEMAG

Konecranes and Demag s.r.o., Industrial Cranes
Bienerova 1536, Slaný 274 81 +420 312 514 111

www.konecranes.cz / www.demagcranes.cz

NA SVĚTĚ NENÍ MNOHO VÝROBKŮ, KTERÉ SE DAJÍ RECYKLOVAT STÁLE DOKOLA, ANIŽ BY ZTRATILY SVÉ KVALITY. **OCEL** MEZI NĚ PATŘÍ!

Její opětovné zpracování je navíc energeticky daleko méně náročné než její primární výroba. Recyklováním jedné tuny oceli se ušetří asi 1 100 kg železné rudy, 630 kg uhlí a 55 kg vápence. V LIBERTY Ostrava představuje nyní ocelový šrot v průměru jednu třetinu kovonosné vsázky. Připravujeme transformaci výroby, která nám umožní vyrábět novou ocel až 100 % ze šrotu. K našim stavebním výrobkům je vydáno environmentální prohlášení o produktu, které poskytuje kvantifikované environmentální informace, a umožní tak porovnat produkty v rámci hodnocení životního cyklu staveb a vybrat ty s menší zátěží na životní prostředí.

LIBERTY

www.libertyostrava.cz

Je na čem stavět

Náš úspěch stojí na odbornosti, nasazení a dovednostech stovek lidí různých profesí. Na jejich solidnosti, spolehlivosti a loajalitě. Na odvaze inovovat a schopnosti využívat nové technologie. Máme na čem stavět.

www.metrostav.cz

METROSTAV

Název: XXIV. konference Ocelové konstrukce 2022 - Sborník příspěvků
Zpracoval: kolektiv autorů
Vydal: Sekurkon s. r. o.
Vyšlo: květen 2022
ISBN: 978-80-86604-88-6

Publikace neprošla obsahovou ani jazykovou úpravou.
Za věcnou správnost, písemnou a grafickou úroveň příspěvků odpovídají autoři.