

DVĚ LÁVKY PŘES ŘEKU NORTH SASKATCHEWAN V KANADSKÉM EDMONTONU ■ TWO FOOTBRIDGES OVER THE NORTH SASKATCHEWAN RIVER IN EDMONTON, CANADA

Jiří Stráský, Radim Nečas,
Jan Kolářek

V článku jsou popsány dvě lávky postavené přes řeku North Saskatchewan v Edmontnu v kanadské provincii Alberta z hlediska architektonického a konstrukčního řešení, postupu stavby a statické a dynamické analýzy. První lávka – Fort Edmonton Footbridge –, kterou tvoří visutá konstrukce o třech polích délek 54 + 138 + 54 m, má předpjatou mostovku tloušťky jen 0,4 m. Druhá lávka – Terwillegar Park Footbridge –, kterou tvoří konstrukce z předpjatého pásu o třech polích délek 77 + 100 + 85 m, má betonovou mostovku tloušťky 0,465 m. ■ Two pedestrian bridges built over the North Saskatchewan River in Edmonton, Alberta, Canada are described in terms of the architectural and structural solution, the process of the construction and the static and dynamic analysis. The first one – the Fort Edmonton Footbridge – that is formed by a suspension structure of three spans of lengths of 54 + 138 + 54 m has a prestressed concrete deck of depth of only 0.40 m. The second one – Terwillegar Park Footbridge – that is formed by a stress-ribbon structure of three spans of lengths of 77 + 100 + 85 m has a concrete deck of depth of 0.465 m.

Nedávno byly v západní části kanadského města Edmonton, které leží



v provincii Alberta, postaveny dvě lávky přemostující řeku North Saskatchewan (obr. 1). Lávky situované poblíž historických parků Fort Edmonton a Terwillegar jsou součástí projektu Zelená stuha, jehož záměrem je zpřístupnit veřejnosti překrásné okolí řeky. První lávku – Fort Edmonton Footbridge – tvoří visutá konstrukce se štíhlou předpja-

tou mostovkou, druhou lávku – Terwillegar Park Footbridge – tvoří konstrukce z předpjatého pásu. Konstrukční řešení obou lávek vychází z konstrukcí vyvinutých firmou Stráský, Hustý a partneři, Brno. Autoři příspěvku konzultovali jejich projektové řešení a provedli kontrolní statickou a dynamickou analýzu.



Obr. 1 Situování lávek ■ Fig. 1 Location of the footbridges

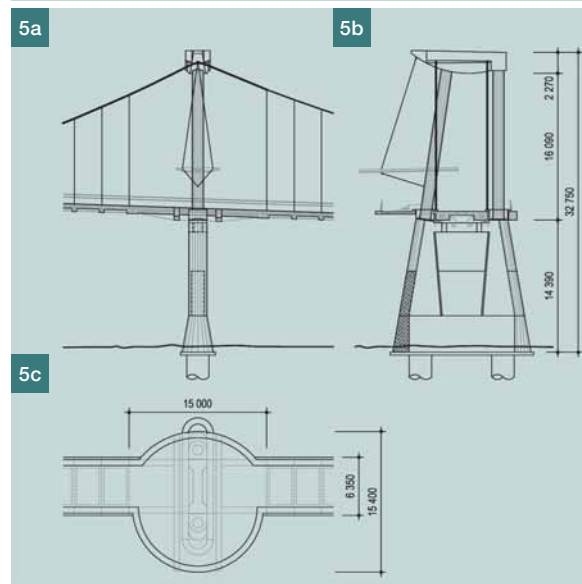
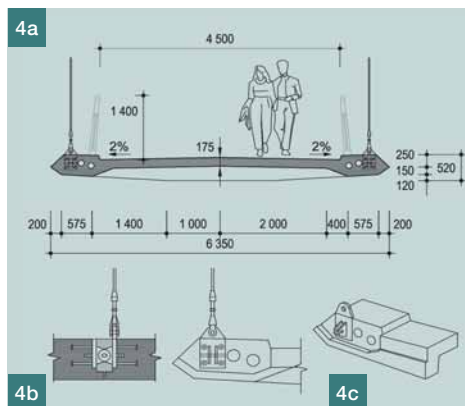
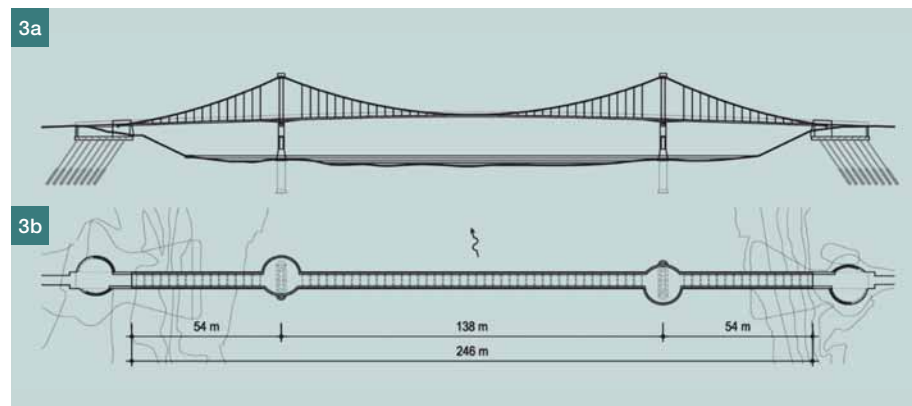
Obr. 2 Lávka Fort Edmonton ■ Fig. 2 Fort Edmonton Footbridge

Obr. 3 a) Podélný řez, b) půdorys ■ Fig. 3 a) Elevation, b) plan

Obr. 4 Zavěšení a kloubové spojení segmentů: a) podélný řez, b) pohled na čelo segmentu, c) axonometrický pohled ■ Fig. 4 Suspension and hinge segments' connection: a) elevation, b) view on a segment's face, c) axonometric view

Obr. 5 Vnitřní podpěra: a) podélný řez, b) příčný řez, c) půdorys ■ Fig. 5 Intermediate support: a) elevation, b) cross section, c) plan

Obr. 6 Vnitřní podpěra ■ Fig. 6 Intermediate support



LÁVKA FORT EDMONTON

Konstrukční řešení

Lávku tvoří visutá konstrukce o třech polích délek 54 + 138 + 54 m se dvěma pilíři situovanými v řece (obr. 2 a 3). Nad vnitřními podpěrami jsou nesymetrické vyhlídkové plošiny.

V původním návrhu byla mostovka tvořena ocelobetonovou konstrukcí sestavenou ze dvou ocelových nosníků a sprážených betonových desek. Ocelové nosníky byly v místě závěsů ztuženy ocelovými příčnicími. Visuté kabely byly tvořeny uzavřenými lany kotvenými v krajních podpěrách a podepřenými ocelovými sedly situovanými na pylonech.

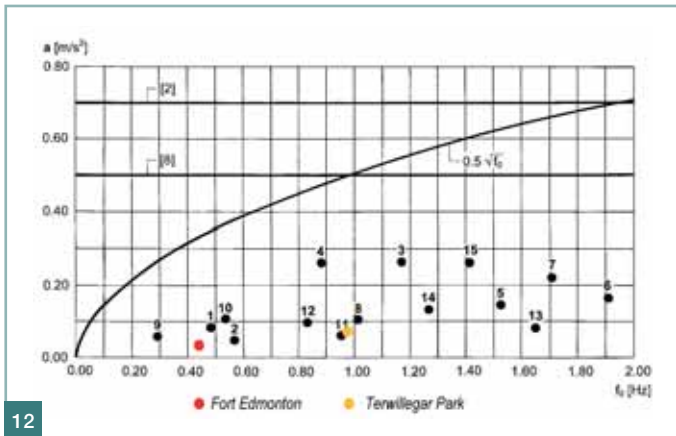
Na základě dobrých zkušeností s provozem visutých lávek postavených přes řeky Willamette a McKenzie [1] ve městě Eugene v Oregonu se prof. Stráskému podařilo

presvědčit projektanta, aby nahradil ocelobetonovou mostovku štíhlou mostovkou z předpjatého betonu (obr. 2) [2]. Avšak přesvědčit jej, aby pro visuté kabely použil ekonomické řešení, které vychází z konstrukce vnějších kabelů předpjatých konstrukcí, se již nepodařilo. Projektant navíc spolupracoval s místním architektem, který dal konstrukci postmoderní ráz, který podle našeho názoru neumocňuje statické a dynamické působení konstrukce. Přesto věříme, že realizace lávky stojí za pozornost.

Mostovka celkové délky 246 m je z betonu charakteristické válcové pevnosti 45 MPa a je sestavena z prefabrikovaných segmentů, monolitických podporových zárodků tvořících vyhlídkové plošiny a koncových příčnicíků. Prefabrikované segmenty skladebné délky 3 m jsou 6,35 m široké a jejich tloušťka je jen 0,4 m. Jsou

tvořeny krajními nosíky a mostovkovou deskou, ztuženy jsou koncovými příčnicími proměnné tloušťky – od 0,38 do 0,5 m (obr. 4). Předpínací kabely tvořené 2 × 2 kabely z 27 lan průměru 0,6" jsou vedeny v krajních nosících a v podporových zárodcích se překrývají. Při montáži byly segmenty vzájemně spojeny ocelovými čepy, na které jsou také připevněny závěsy. Spáry mezi segmenty jsou betonové.

Vnitřní podpěry (obr. 5 a 6) jsou tvořeny dvojicemi sloupů vzájemně spojenými spodní stěnou a horním příčnicíkem, který podporuje podélná a příčná žebra vyhlídkových plošin. S ohledem na zvýšení odolnosti podpěr proti ledovým krám jsou sloupy příčně skloněny a jejich návodní část je vyztužena metalizovaným plechem. Podpěry jsou založeny na dvojici šachtových pilířů průměru 2,438 m.



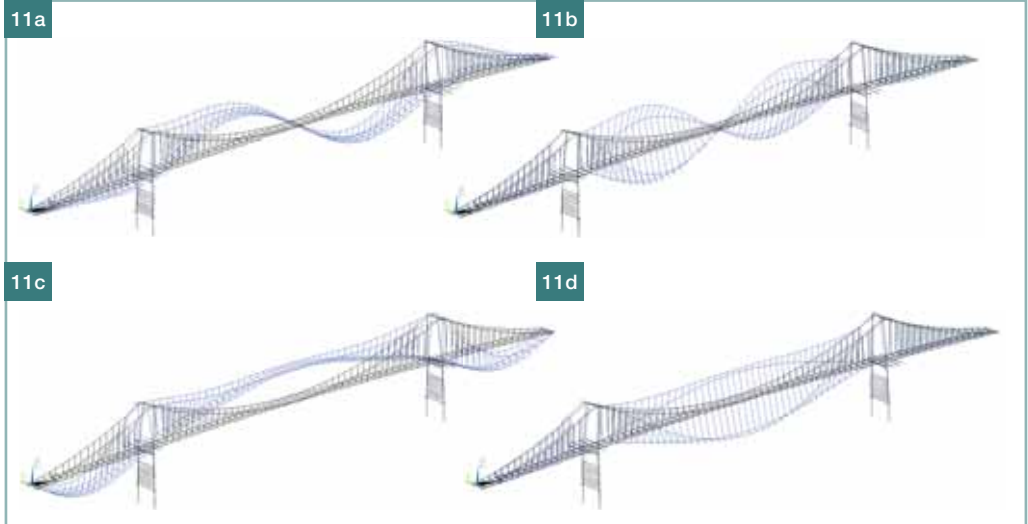
Sloupy podporují pylony tvořené ocelovými trubkami průměru 1,219 m vyplněnými betonem. Horní část sloupů je spojena betonovým příčnickem podporujícím sedla visutých kabelů. Příčnick má jednostrannou konzolu, na které je zavěšena stříška vyhlídkové plošiny. Rozdílný příčný sklon sloupů pylonu a jednostranná konzola bohužel nepřispívají k eleganci konstrukce.

Ocelové sloupy prochází vyhlídkovou plošinou – podporovou částí mostovky. Mostovka je na vnitřních podpěrách uložena na dvojici všesměrných ložisek, příčné vodorovné účinky jsou zde zachyceny dvojicí svislých ložisek. Všechna ložiska jsou tvořena neoprenovými deskami. Podobně je mostovka uložena na krajních podpěrách. Ty jsou tvořeny horní a spodní deskou vzájemně spojenou krajními svislými stěnami, do kterých jsou kotveny visuté kabely. Vodorovná síla z kabelů je zachycena skalními kotvami kotvenými ve spodní desce.

Visuté kabely jsou tvořeny uzavřenými lany průměru 122 mm pevnos-

ti 11 350 kN. Závěsy, tvořené prameny průměru 27 mm, jsou ke kotvením objímákám visutých kabelů a ke kotvením plechům mostovky připojeny kloubově (obr. 7), závěsy kratší než 0,45 m jsou tvořeny kyvnými pružinami z plechů tloušťky 19 mm. U šesti středních závěsů jsou kotvením objímáky přímo připojeny k plechům mostov-

ky (obr. 8). Vytváří se tak pevné spojení kabelů s mostovkou, které zachycuje všechny podélné účinky. Popsané tradiční řešení napojení kotvením objímák na visuté kabely má v porovnání s naším řešením napojení na ocelové trubky visutých kabelů (obr. 9) [3] mnoho na údržbu náročných detailů.



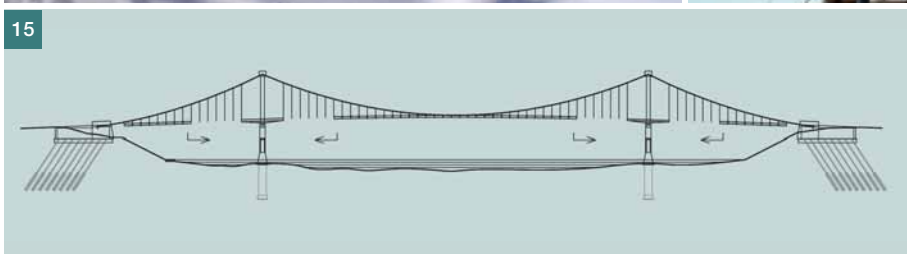
13



14



15



Obr. 7 Visutý kabel a typický závěs

■ Fig. 7 Suspension cable and a typical suspender

Obr. 8 Pevné spojení kabelu s mostovkou ■
Fig. 8 Fix connection of the suspension cable with the deck

Obr. 9 Lávka Harbor Drive, San Diego: visutý kabel a typický závěs

■ Fig. 9 Pedestrian Bridge Harbor Drive, San Diego: suspension cable and a typical suspender

Obr. 10 Výpočetní model ■

Fig. 10 Calculation model

Obr. 11 První ohybové a kroutivé vlastní tvary a frekvence ■
Fig. 11 First bending and torsional natural modes and frequencies

Obr. 12 Zrychlení lávek

■ Fig. 12 Footbridges' acceleration

Obr. 13 Montážní lávka ■

Fig. 13 Cat walk

Obr. 14 Montáž visutého kabelu

■ Fig. 14 Erection of the suspension cable

Obr. 15 Postup montáže segmentů ■

Fig. 15 Sequence of the segments erection

Obr. 16 Montáž segmentu

■ Fig. 16 Segment erection

Kontrolní statická a dynamická analýza

Kontrolní výpočet byl proveden programovým systémem ANSYS. Statické účinky od zatížení stálého, nahodilého zatížení, větru a od objemových změn byly určeny na prostorovém 3D modelu sestaveném z prutových prvků. Výpočtový model vystihl prostorové působení konstrukce i okrajové podmínky (obr. 10). Stejný výpočtový model byl použit pro analýzu montážních stavů. Nelineární analýza provozního zatížení i montáže vyšla z počátečního stavu, v kterém byla definována geometrie konstrukce, zatížení stálé a tomu odpovídající namáhání konstrukce. Změna spojení segmentů z kloubového na pevné byla vystižena pomocí „frozen“ uzlů. Nahodilé zatížení bylo podle délky zatěžovací plochy uvažované hodnotami od 1,6 do 4 kN/m², účinky změny teploty +23 °C a – 61 °C.

Velká pozornost byla věnována dynamické odezvě konstrukce na zatížení lidmi a větrem. Poměr odpovídajících kroutivých a ohybových frekvencí (obr. 11) potvrdil, že konstrukce je aerodynamicky stabilní.

Pohoda uživatelů byla posouzena postupem popsáním v [4]. Konstrukce byla posouzena pro vybuzené kmi-

tání jak ve svislém, tak i ve vodorovném směru. Maximální svislé zrychlení $a_{\max} = 0,059 \text{ m/s}^2$ je menší než přípustné $a_{\text{lim}} = 0,489 \text{ m/s}^2$; maximální vodorovné zrychlení $a_{\max} = 0,004 \text{ m/s}^2$ je menší než přípustné $a_{\text{lim}} = 0,078 \text{ m/s}^2$. Pro představu o velikosti zrychlení je na obr. 12 uvedeno zrychlení lávky v porovnání se zrychlením lávek diskutovaných v [4]. Konstrukce je velmi tuhá, a proto uživatelé, pohybující se anebo stojící na lávce, nemají nepříjemný pocit od pohybu konstrukce vyvolaného pohybem jiných chodců.

16





17

Stavba

Stavba lávky byla zahájena nasypáním poloostrovů umožňujících výstavbu středních podpěr. Po zhotovení šachtových pilířů byly vybetonovány podpěry a podporové zárodky (vyhlídkové plošiny) mostovky. Následně byly osazeny ocelové trubky pylonů. Po jejich vybetonování byly zhotoveny příčníky a byla osazena ocelová sedla kabelů. Se stavbou vnitřních podpěr byly současně provedeny krajní opěry a skalní kotvy.

Pro montáž visutých kabelů byla smontována visutá montážní lávka (cat walk) (obr. 13), která sloužila nejen k natažení kabelů (obr. 14), ale také k osazení kotevních objímek závěsů. Segmenty mostovky byly montovány podobně jako segmenty našich visutých mostů – v krajních polích směrem od opěr ke středním podpěrám a segmenty hlavního pole od středu mostu k podpěrám (obr. 15). Segmenty byly uloženy na montážní rám pod-

porovaný lany a následně dopraveny a vyzdviženy do projektované polohy (obr. 16). Zadní část segmentu byla kloubově připojena k předcházejícímu segmentu, přední část pak byla zavěšena na visuté kabely. Po smontování všech segmentů byly provlečeny předpínací kabely, vybetonovány spáry mezi segmenty a mostovka byla předepnuta. Na závěr byly provedeny dokončovací práce.

Lávka je mimořádně štíhlá (obr. 17) a má tak minimální vliv na krásnou okolní přírodu.

| | |
|------------------------|--|
| Investor | město Edmonton |
| Generální projektant | CH2M Hill, Edmonton, vedoucí projektant Gary Kriviak |
| Architektonické řešení | HFKS Architects, Edmonton |
| Kontrola projektu | Jiri Strasky, Consulting Engineer, Greenbrae, CA |
| Generální dodavatel | Alberco Construction, Canada |
| Uvedení do provozu | 2011 |
| Cena | 22 640 000 CAD |

Obr. 17 Lávka Fort Edmonton ■

Fig. 17 Fort Edmonton Footbridge

Obr. 18 Lávka Terwillegar Park

■ Fig. 18 Terwillegar Park Footbridge

Obr. 19 a) Podélný řez, b) půdorys ■
Fig. 19 a) Elevation, b) plan

Obr. 20 Vnitřní podpěra – alternativní návrh ■
Fig. 20 Intermediate support – alternative proposal

Obr. 21 Prefabrikovaný segment: a) příčný řez, b) spára mezi segmenty, c) nosné a předpínací kabely ■ Fig. 21 Precast segment: a) cross section, b) joint between segments, c) bearing and prestressing tendons

Obr. 22 Prefabrikované segmenty zavěšené na nosných kabelech ■ Fig. 22 Precast segment suspended on bearing cables



KREATIVITA, ZNALOST
ZKUŠENOST, POCTIVÁ PRÁCE

Stráský, Hustý a partneři, s. r. o.

Bohunická 50, 619 00 Brno

tel.: +420 547 101 811, www.shp.eu, shp@shp.eu

Most přes Vážskou vodní nádrž Hričov, dálnice 93, Slovensko

Firemní prezentace



18

LÁVKA TERWILLEGAR PARK

Konstrukční řešení

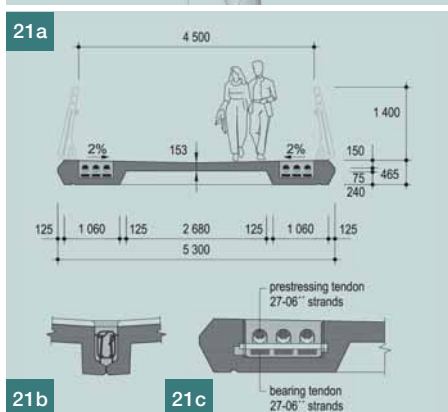
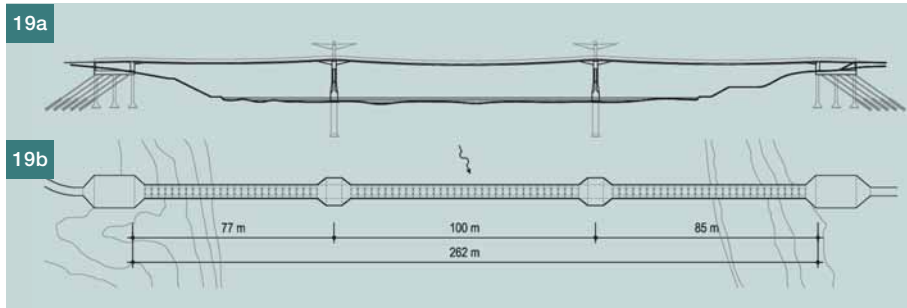
Lávku celkové délky 262 m tvoří konstrukce z předpjatého pásu o třech nestejně dlouhých polích s dvěma pilíři situovanými v řece (obr. 18 a 19), nad krajními opěrami a vnitřními pilíři jsou vyhlídkové plošiny. Konstrukční řešení lávky vychází z projektu lávky Lake Hodges popsané v [5]. Na rozdíl od této konstrukce však investor požadoval, aby část vyhlídkových plošin byla nad vnitřními podpěrami v délce

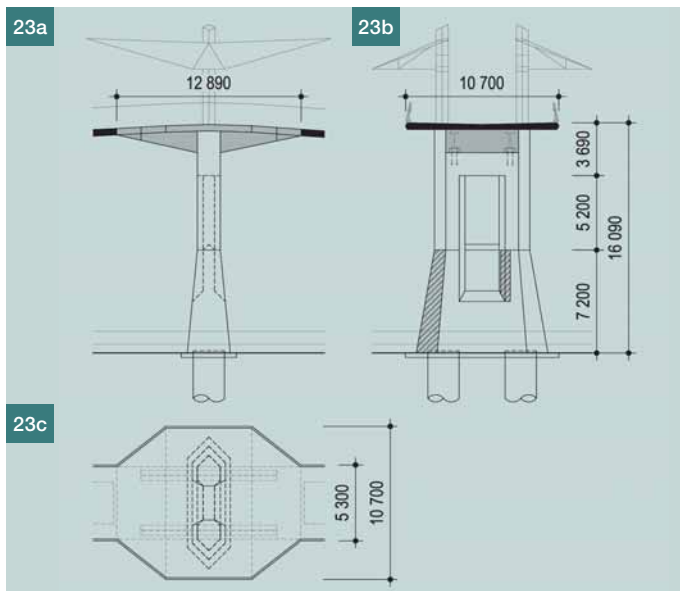
6 m vodorovná. Tento požadavek ovlivnil konstrukční řešení vnitřních podpěr. Na hladkou křivku předpjatého pásu navazuje sedlo s půdorysně a výškově zalomenou vyhlídkovou plošinou. Bohužel, architekt, který spolupracoval s generálním projektantem, naši úpravu tvaru sedla a pilířů nepřijal (obr. 20).

Rozpětí polí je 77 + 100 + 85 m, odpovídající průvès je 0,711 + 1,121 + 0,877 m; maximální podélný spád u podpěr je 7,2 %. Předpjatý pás z betonu charakteristické válcové pevnosti 50 MPa je sestaven z prefabrikovaných

segmentů (obr. 21 a 22) a monolitických sedel situovaných u všech podpěr. Délka sedel u opěr je 3,81 m, nad vnitřními podpěrami je 12,89 m. Předpjatý pás je vetknut do krajních opěr a je rámově spojen s vnitřními podpěrami (obr. 23 a 24).

Prefabrikované segmenty tloušťky 0,465 m jsou 3 m dlouhé a 5,3 m široké. Každý segment je tvořen dvěma okrajovými žebry a mostovkovou deskou, která je u spár zesílena příčником (obr. 21b). V průběhu montáže byly segmenty zavěšeny na nosné kabely, po kterých byly posunuty do projektované polohy (obr. 25). Po vybetonování monolitických sedel a spár mezi segmenty byla konstrukce předepnuta předpínacími kabely. Nosné kabely jsou tvořeny 2x 3 kabely z 27 lan průměru 0,6", předpínací kabely jsou tvořeny 2x 3 kabely z 27 lan průměru 0,6". Nosné i předpínací kabely jsou situovány v rýhách vytvořených v krajních žebrech (obr. 21c).





Monolitická sedla mají proměnnou tloušťku i šířku. Tloušťka se mění od 0,465 do 2,09 m, šířka se mění od 5,3 do 10,7 m. Boční části sedel, které tvoří vyhlídkové plošiny, jsou chráněny přístřešky.

Sedla byla betonována po smontování všech segmentů do bednění zavěšeného na již smontovaných segmentech a na podporových pilířích, popř. krajních podpěrách. V průběhu montáže konstrukce byly nosné kabely uloženy na teflonových deskách situovaných na ocelových sedlech. Aby bylo možné nad podpěrami vytvořit vodorovnou plochu, jsou ocelová sedla uložena na ocelové nosníky (obr. 25a), kte-

ré byly při betonáži spár a sedel zabetonovány.

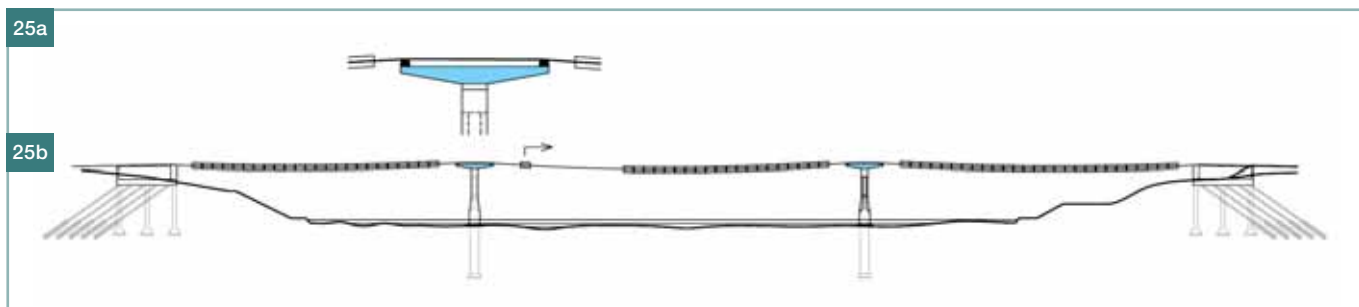
Spáry mezi prefabrikovanými segmenty jsou vyztuženy petlicovým stykem (obr. 21b); spáry mezi krajními segmenty a monolitickými sedly jsou vyztuženy silnou betonářskou výztuží vyčnívající ze segmentů (obr. 26).

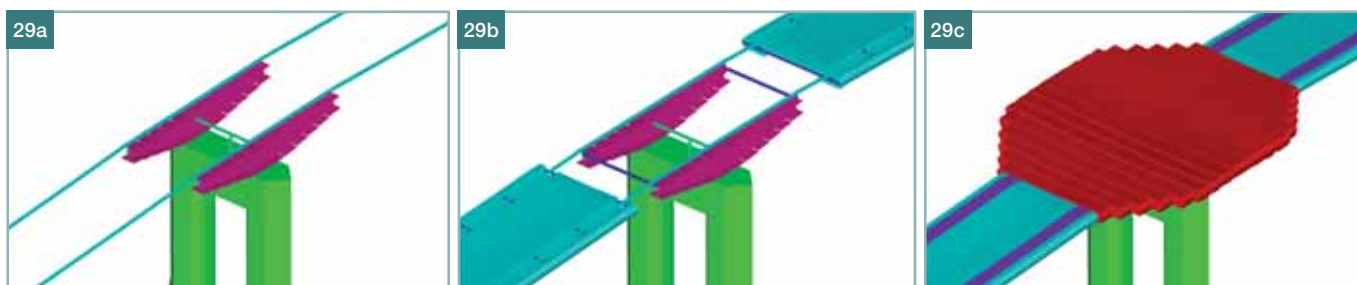
Vnitřní podpěry výšky 16,09 m jsou tvořeny dvojicemi sloupů vzájemně spojenými spodní stěnou a horním příčnickem, který podporuje sedlo. Na příčnících jsou také uloženy ocelové nosníky tvaru I, na jejichž okrajích jsou situována sedla podporující nosné kabely. S ohledem na zvýšení odolnosti podpěr proti ledovým krám jsou spodní části pod-

pěr skloněny a jejich návodní část je vyztužena metalizovanými plechy. Podpěry jsou založeny na dvojici šachtových pilířů průměru 2,134 m.

Nosné a předpínací kabely jsou kotveny v krabicových krajních opěrách, které jsou tvořeny horní a spodní deskou vzájemně spojenou svislými stěnami. Vodorovná síla velikosti až 53 MN je přenášena do podloží ohybovou únosností vrtaných pilot průměru 0,9 m a skalními kotvami kotvenými ve spodní desce.

Zábradlí je v porovnání se štíhlou mostovkou poměrně mohutné, má svislou a vodorovnou výplň a ve sloupcích situované osvětlení (obr. 27).





Kontrolní statická a dynamická analýza

Kontrolní výpočet byl proveden programovým systémem ANSYS. Statické účinky od zatížení stálého, nahodilého zatížení, větru a od objemových změn byly určeny na prostorovém 3D modelu sestaveném z prstových prvků. Výpočtový model vystihl prostorové působení konstrukce i okrajové podmínky (obr. 28 a 29). Předpjatý pás byl modelován jako soustava rovnoběžných prutů vystihujících působení nosných a předpína-

cích kabelů, prefabrikovaných segmentů a sedla a betonu rýh [1]. Výpočet vystihl postup výstavby a změnu statického působení: v době montáže všechna zatížení přenášela jen nosná lana, po vybetonování spár působí konstrukce jako předpjatý pás. Poddajnost podpěr byla vystižena pružným podepřením základů.

Nahodilé zatížení bylo podle délky zatěžovací plochy uvažované hodnotami od 1,6 do 4 kN/m², účinky změny teploty +27,5 °C a – 54,5 °C.

Vlivem předpětí a objemových změn betonu vznikají v monolitických sedlech velké kladné ohybové momenty. Protože tahová namáhání vznikají v dostatečné vzdálenosti od nosných a předpínacích kabelů, byla sedla navržena jako částečně předpjatý prvek, jehož tuhost je vlivem trhlin redukována. Při ma-

ximálním ochlazení na –54,5 °C vznikají v konstrukci tahová napětí. Pro toto mimořádné zatížení byla konstrukce posouzena také jako částečně předpjatá. Výpočet uvažil redukcii tuhosti konstrukce vznikem trhlin. Tahová napětí ve spárách mezi segmenty jsou zachycena petlicovým stykem a průběžnou betonářskou a předpínací výztuží situovanou v rýhách segmentů.

Velká pozornost byla věnována dynamické odezvě konstrukce na zatížení lidmi a větru. Poměr prvních kroutivých a ohybových frekvencí (obr. 30) potvrdil, že konstrukce je aerodynamicky stabilní.

Pohoda uživatelů byla posouzena postupem popsáním v [4]. Konstrukce byla posouzena pro vybuzení kmitání jak ve svislém, tak i vodorov-

Obr. 23 Vnitřní podpěra: a) podélný řez,

b) příčný řez, c) půdorys
 Fig. 23 Intermediate support: a) elevation, b) cross section, c) plan

Obr. 24 Vnitřní podpěra ■

Fig. 24 Intermediate support

Obr. 25 Postup stavby: a) ocelové nosníky a sedla, b) montáž segmentů hlavního pole

■ Fig. 25 Construction sequences: a) steel beams and saddles, b) erection of the segments of the main span

Obr. 26 Výztuž podporových segmentů ■

Fig. 26 Reinforcement of the support segments

Obr. 27 Osvětlení lávky

■ Fig. 27 Footbridge lighting

Obr. 28 Výpočetní model ■

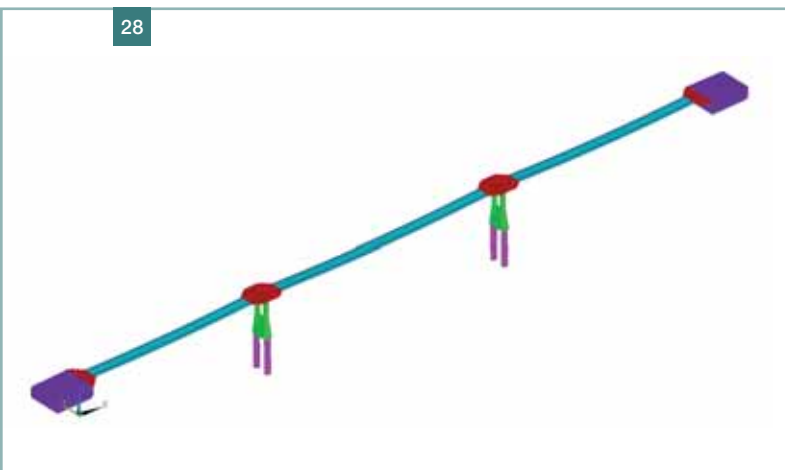
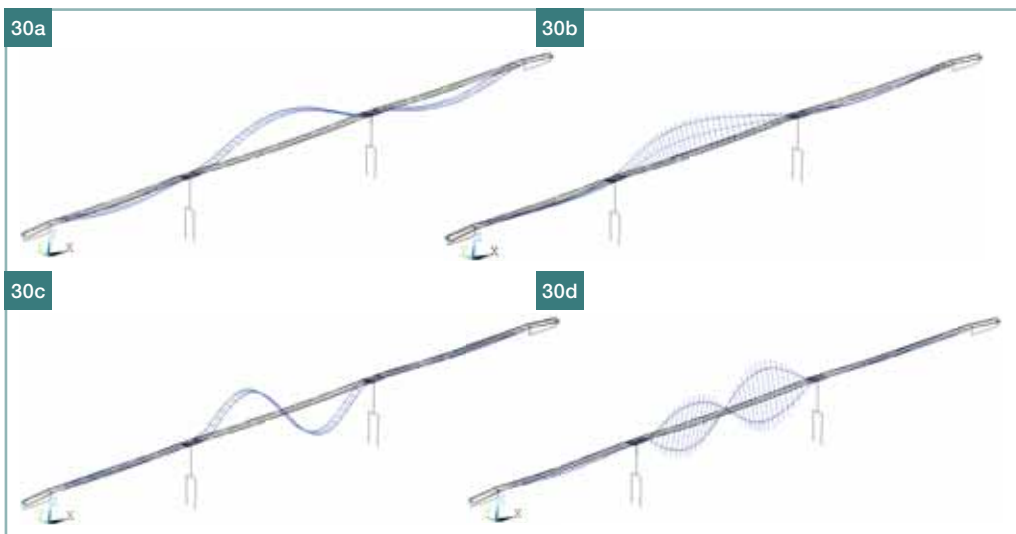
Fig. 28 Calculation model

Obr. 29 Výpočetní model – postupná výstavba: a) ocelové nosníky a nosné kabely,

b) segmenty, c) betonové sedlo
 Fig. 29 Calculation model – progressive erection: a) steel girders and bearing cables, b) segments, c) concrete saddle

Obr. 30 První ohybové a kroutivé vlastní tvary a frekvence ■ Fig. 30 First bending and torsional natural modes and frequencies

Obr. 31 Montáže segmentu hlavního pole
 ■ Fig. 31 Segment erection of the main span





32

ném směru. Maximální svislé zrychlení $a_{\max} = 0,059 \text{ m/s}^2$ je menší než přípustné $a_{\text{lim}} = 0,415 \text{ m/s}^2$; maximální vodorovné zrychlení $a_{\max} = 0,019 \text{ m/s}^2$ je menší než přípustné $a_{\text{lim}} = 0,150 \text{ m/s}^2$. Pro představu o velikosti zrychlení je na obr. 12 uvedeno zrychlení lávky v porovnání se zrychlením lávek diskutovaných v [4]. Konstrukce je velmi tuhá, a proto uživatelé, kteří se pohybují anebo stojí na lávce, nemají nepříjemný pocit od pohybu konstrukce vyvolaného pohybem jiných chodců anebo větru.

| | |
|------------------------|---|
| Investor | město Edmonton |
| Generální projektant | Stantec, Edmonton, vedoucí projektant Dr. Reed M. Ellis |
| Architektonické řešení | MacDonald Architects, San Francisco |
| Kontrola projektu | Jiří Stráský, Consulting Engineer, Greenbrae, CA |
| Generální dodavatel | Graham Infrastructure, Edmonton |
| Uvedení do provozu | 2016 |
| Cena | 24 500 000 CAD |

Literatura:

- [1] STRÁSKÝ, J. *Stress Ribbon and Cable-Supported Pedestrian Bridges*. London: Thomas Telford Publishing, 2005. 2nd edition, 2011. ISBN: 0 7277 3282 X.
- [2] KRIVIAK, G., ROBERTSON, S. Fort Edmonton Footbridge. *Canadian Civil Engineer*. 2014, Spring, s. 4–5. ISSN: 9825-7515.
- [3] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R. Lávka přes Harbor Drive v San Diegu, Kalifornie, USA. *Beton TKS*. 2011, roč. 11, č. 4, s. 14–20. ISSN: 1213-3116.
- [4] STRÁSKÝ, J., NEČAS, R., KOLÁČEK, J. Dynamická odezva betonových lávek. *Beton TKS*. 2009, roč. 9, č. 4, s. 80–87. ISSN: 1213-3116.
- [5] STRÁSKÝ, J., NOVAK, R. Lávka pro pěší přes Lake Hodges, San Diego, Kalifornie, USA. *Beton TKS*. 2011, roč. 11, č. 4, s. 28–33. ISSN: 1213-3116.

Stavba

Stavba lávky byla zahájena nasypáním poloostrovů umožňujících výstavbu středních podpěr. Po zhotovení šachtových pilířů byly vybetonovány podpěry. Následně byly osazeny a k příčnicům přikotveny ocelové nosníky. Současně se stavbou vnitřních podpěr byly provedeny krajní opěry a skalní kotvy.

Po osazení ocelových sedel byly nataženy a napnuty nosné kabely a poté byly skalní kotvy dopnuty na požadované napětí. Následně byly na nosné kabely zavěšeny prefabrikované segmenty: segmenty krajních polí byly osazeny přímo jeřábem pohybujícím se po dočasných poloostrovech, segmenty středního pole byly u podpěr zavěšeny na nosné kabely a tahem vrátku byly po kabelech posunuty do projektované polohy (obr. 31).

Po smontování všech segmentů bylo osazeno bednění sedel. Podélné nosníky nesoucí bednění byly podepřeny příčnými nosníky, které byly zavěšeny na již smontovanou konstrukci a které byly současně podepřeny vnitřními podpěrami. Tak bylo zajištěno, že sedla spojitě navazovala na smontovanou konstrukci, jejíž tvar se v průběhu betonáže měnil podle postupně vzrůstajícího zatížení a podle teploty.

Po osazení předpínacích kabelů a betonářské výztuže rýh byly spáry mezi segmenty, rýhy a sedla vybetonovány. Všechna tři pole byla betonována současně ve směru od středu polí k podpěrám. Po dosažení pevnosti betonu 5 MPa byla konstrukce částečně předepnuta. Předpětí zajistilo, že nový beton nebude poškozen od svévolného pohybu chodců a od změn teploty. Po dosažení projektované pevnosti byly předpínací kabely dopnuty a následovala montáž zábradlí a osvětlení.

Mostovka je také mimořádně štíhlá

Obr. 32 Lávka Terwillegar Park
Fig. 32 Terwillegar Park Footbridge

(obr. 32) a celý most minimálně zasahuje do krásné okolní přírody.

ZÁVĚR

Obě lávky byly příznivě přijaty laickou i odbornou veřejností a získaly řadu ocenění. Podle našeho názoru generální projektanti bohužel spolupracovali s architekty, kteří nepochopili vnitřní podstatu a eleganci popisovaných konstrukcí. Přes naše výhrady je zřejmé, že lávky se štíhlou předpjatou mostovkou lze navrhnout jako lehké a transparentní konstrukce, které mají minimální dopad na životní prostředí. Mají lidský rozměr a jejich dynamická odezva nevyvolává u uživatelů nepříjemné pocity.

Článek vznikl za podpory projektu „FAST-S-17-4580 – Prostorově zakřivené mostní konstrukce podporované kabely“ a byl vytvořen v rámci řešení projektu č. LO1408 „AdMaS UP – Pokročilé stavební materiály, konstrukce a technologie“ podporovaného Ministerstvem školství, mládeže a tělovýchovy v rámci účelové podpory programu Národní program udržitelnosti I.

prof. Ing. Jiří Stráský, DSc.
Stráský, Hustý a partneři, s. r. o.
& Fakulta stavební VUT v Brně
e-mail: j.strasky@shp.eu



Ing. Radim Nečas, Ph.D.
Fakulta stavební VUT v Brně
e-mail: necas.r@fce.vutbr.cz



Ing. Jan Koláček, Ph.D.
Fakulta stavební VUT v Brně
e-mail: kolacek.j@fce.vutbr.cz

