



ZAVĚŠENÝ MOST Z MONOLITICKÉHO BETONU – MOST HELGELAND ■ CIP CABLE-STAYED CONCRETE BRIDGE – HELGELAND BRIDGE

Holger Svensson

Most Helgeland překračuje Leirfjord na západním pobřeží Norska. Rozpětí hlavního pole je 425 m. Mostovka má příčný řez 1,2 m vysoký a 12 m široký. Most musí odolávat silným bouřím a zatížení větrem o rychlosti až 77 m/s. Byl stavěn technologií letmé betonáže s postupným vyvšováním, otevřen byl v červenci 1991, výstavba trvala dva roky. ■ *The Helgeland Bridge crosses Leirfjord on the western coast of Norway. The main span is 425 m. The deck has a cross section with a depth of 1.2 m and width of 12 m. The bridge is exposed to severe storms and actions caused by wind of the speed up to 77 m/s. The bridge was built by free cantilever method with gradual suspension, it was opened in 1991 after two-year construction.*

Most Helgeland je štíhlý zavěšený betonový most s rozpětím hlavního pole 425 m. Aerodynamicky tvarovaná mostovka má průřez 1,2 m vysoký a 12 m široký. Pylony jsou založeny na skalním podloží v hloubce 30 m. Most je vystaven prudkým bouřím s nárazy větru o rychlosti až 77 m/s.

Při uvažování větru jako hlavního zatížení byla pro ověření mezí únosnosti konstrukce provedena časově závislá analýza, při které bylo uvažováno aerodynamické tlumení i geometrické a materiálové nelinearity. Most byl realizován metodou letmé betonáže směrem od pylonů na obě strany. Byl otevřen po dvou letech výstavby v červenci 1991.

Mostovka byla vybetonována monoliticky. Výhodou této technologie je skutečnost, že nebylo nutno dopravovat ani osazovat žádné těžké prefabrikova-

né dílce. Nevýhodou je, že při monolitické výstavbě je nutná doba jednoho až dvou týdnů pro realizaci každé nové lamely, zatímco rychlost výstavby z prefabrikátů se pohybuje v rozsahu jednoho až dvou dílců za týden.

Aby se zkrátila doba výstavby, postupovalo se po poměrně dlouhých – 12m lamelách, jejichž délka současně odpovídá vzdálenosti mezi závěsy. V průběhu betonáže by tíha nové lamely bez dalších opatření způsobovala příliš velké ohybové momenty na konci již dokončené části mostovky, a proto musel být betonážní vozík odpovídajícím způsobem zakotven. Pokud by se k tomu ale používaly dočasné montážní závěsy, jejich příprava pro kotvení další lamely by byla složitá a časově náročná. Na mostě Helgeland se proto k zavěšení betonážního vozíku v průběhu betonáže používaly definitivní závěsy. Byly zakotveny do prefabrikátů, které tvořily část výsledné mostovky a během betonáže lamely byly přišroubovány k betonážnímu vozíku.

Most Helgeland se nachází na západním pobřeží Norska na polárním kruhu, blízko města Sandnessjøen, a vytváří spojení mezi pevninou a ostrovem Alster přes fjord Leirfjord (obr. 2).

Podloží v místě mostu je tvořeno žulou, která je částečně zerodovaná působením ledovců za doby ledové. Fjord je až 130 m hluboký, téměř 400 m široký a má velmi strmé svahy na obou stranách (obr. 3). Původně navrhované rozpětí hlavního pole 400 m muselo být zvětšeno na 425 m, aby bylo možné založit pylony v dostatečné vzdá-

losti od krajů fjordu, a tím se bezpečně předešlo možnému sesuvu okrajů žulového masivu.

Golfský proud brání v místě mostu výskytu extrémně nízkých teplot, ale skutečný problém představují časté prudké bouře. Výsledky měření větru na staveništi, prováděné v rozmezí několika let, jsou uvedeny v tab. 1.

Mimo vysoké rychlosti větru dosahující v úrovni mostovky (+50 m) až 77 m/s se v místě mostu vyskytují také značné turbulence o intenzitě až 21 %, způsobené nedalekým horským pásmem (Seven Sisters) ve směru převažujících větrů.

Lodní doprava do průmyslového přístavu Mosjøen vyžaduje plavební profil výšky 45 m. Pylony mostu byly navíc navrženy pro případ nárazu plavidla na ekvivalentní statickou sílu 5000 t. Z hlediska zatížení dopravou je norskými normami požadováno, aby se uvažovalo zatížení vozidlem 600 kN a rovnoměrné zatížení 3 kN/m².

Byl použit standardní vysokopevnostní beton B65. Zvažovala se i možnost využití lehkého betonu LB 65, který se v Norsku často používá pro letmo betonované konstrukce, stejně jako návrh spřažené konstrukce. Ukázalo se ale, že zvýšené náklady na mostovku by převážily takto dosažené úspory na oceli závěsů. Také by bylo nutno zvětšit zatížení na základy.

Nakonec byl jako ekonomicky nejvýhodnější řešení vybrán návrh, který je ukázán na obr. 4. Byla vypsána mezinárodní veřejná soutěž a v roce 1989 zakázku v hodnotě asi 25 mil. EUR získal norský zhotovitel.



Obr. 1 Most Helgeland ■
 Fig. 1 Helgeland bridge
 Obr. 2 Umístění mostu
 Fig. 2 Bridge Location
 Obr. 3 Geologie ■ Fig. 3 Geology
 Obr. 4 Pohled ■ Fig. 4 Layout
 Obr. 5 Mostovka: a) příčný řez, b) podélný řez ■ Fig. 5 Beam: a) cross-section, b) sectional elevation

KONSTRUKČNÍ USPOŘÁDÁNÍ MOSTU

Charakter terénu pod mostem vyžadoval rozpětí hlavního pole 425 m s odpovídajícími délkami vedlejších polí 177,5 m. Vzhledem k nízké intenzitě dopravy v této oblasti blízko polárního kruhu byly požadovány pouze dva jízdní pruhy a jednostranný chodník. Mostovka má tedy šířku 12 m s příčnou štíhlostí 1:36.

Požadavky na nízký odpor vůči proudění větru, aerodynamickou stabilitu a použitelnost monolitické betonáže vedly k návrhu nosníku o otevřeném příčném řezu se dvěma plnými krajními trámy a výškou průřezu 1,2 m, se štíhlostním poměrem 1:354.

Pylony mají nad mostovkou tvar A, aby se spojením obou dírků dosáhlo vyšší tuhosti konstrukce v příčném směru. Pod mostovkou se dířky spojují nad společným základovým blokem.

Mostovka je spojitá mezi závěry umístěnými ve druhém poli přístupového viaduktu a je monoliticky spojena se všemi jeho štíhlými pilíři. Na obou pylonech

je mostovka uložena na 220 mm vysoká elastomerová ložiska, která umožňují vodorovné posuny. Takto jsou brzdící síly a účinky teplotních změn přenášeny oběma pylony současně. Pouze malé rozdíly v silách působících na pylony jsou způsobovány různými délkami přístupových polí a nestejnými výškami pylonů. Oba pylony jsou tudíž nadimenzovány shodně.

Mostovka

Pro velmi štíhlou mostovku (obr. 5) bylo zvoleno částečné dodatečné předpětí v obou směrech, aby bylo dosaženo dostatečné duktility konstrukce. V každém krajním trámu byly navrženy čtyři kabely spojitosti (typ 1), vedené po celé délce mostu a spojované v každé pracovní spáře (obr. 6). Po do-

končení mostovky byly ještě ve vynechaných kanálcích napnuty a zainjektovány dodatečné kabely spojitosti typu 2 a 3, umístěné na koncích mostu a v jeho středu.

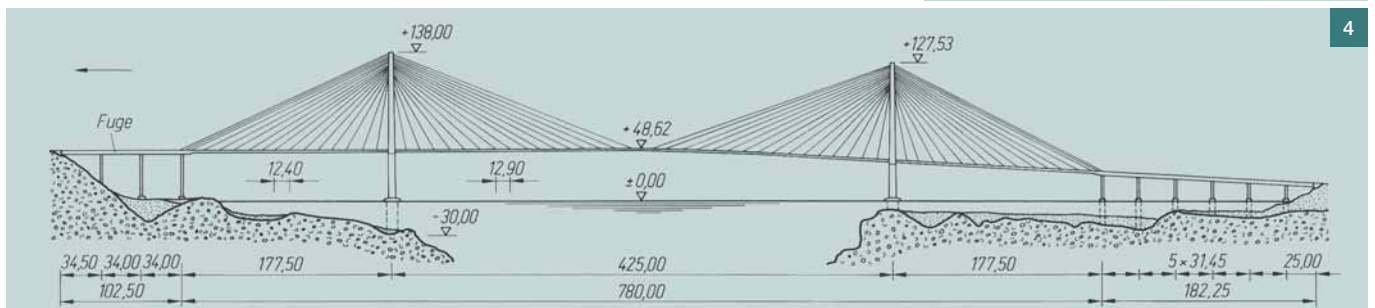
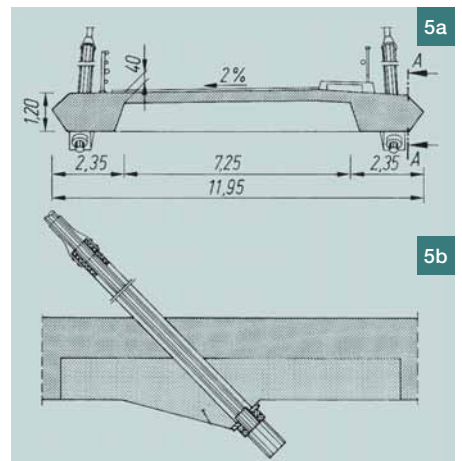
Příčnický jsou umístěny v místě kotev závěsů ve vzdálenostech po 12,9 m; obsahují jediné příčné předpětí na mostě. Deska mostovky o tloušťce 400 mm má rozpětí v podélném směru 12,4 m (mezi příčnickými) a v příčném směru 7,5 m (mezi krajními trámy mostovky). Návrh mostovky byl proveden s ohledem na následující zatížení:

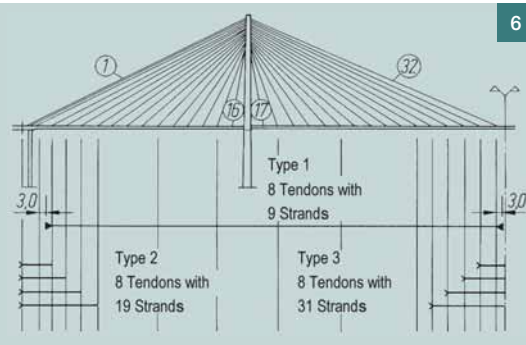
- a) stálá zatížení a zatížení dopravou,
- b) zatížení větrem s výraznými turbulencemi,
- c) zatížení během výstavby.

Odezva konstrukce na zatížení a) byla počítána nelineárně s uvažováním

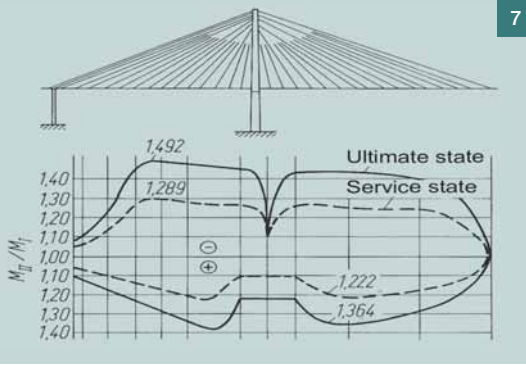
Tab. 1 Charakteristika větru ■
 Tab. 1 Wind characteristics

Rychlost větru	Výška + 10 m	Výška + 50 m
50letá pravděpodobnost doby návratu, konečný stav		
10 min. střední hodnota	40 m/s	50 m/s
Náraz větru (3-5 s)	60 m/s	70 m/s
10letá pravděpodobnost doby návratu, v průběhu výstavby		
10 min. střední hodnota	36 m/s	45 m/s
Náraz větru	54 m/s	63 m/s
Intenzita turbulencí		
$I = \sigma/V$ pro 10 min. střední hodnotu		
Vodorovná	$I_V = 25 \%$	
Svislá	$I_H = 10 \%$	

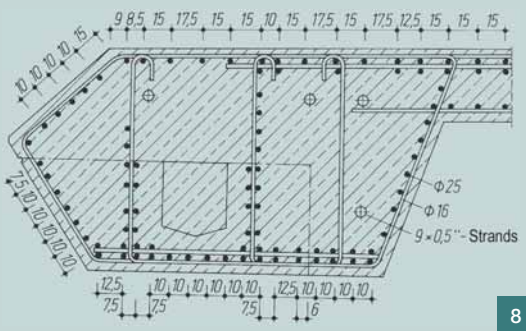




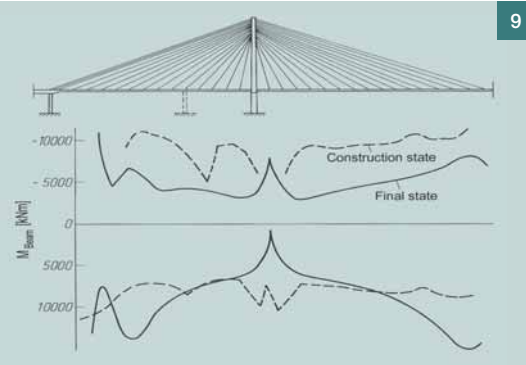
6



7



8



9

vlivu deformací na průběh vnitřních sil ($P-\Delta$ efekt) a vlastností materiálu (pružnoplustický materiál). Zvýšení momentů od zatížení dopravou dosahovalo 50 % oproti lineárně spočítaným momentům kvůli extrémní štíhlosti mostovky (1:354, obr. 7).

Typické uspořádání výztuže v krajním trámu mostovky je na obr. 8.

Rozhodujícím zatížením v průběhu výstavby vyvolávajícím kladné momenty v mostovce bylo napínání (rektifikace) závěsů. Největší záporné momenty vznikaly po přesunu betonážního vozíku před instalací odpovídajících závěsů. Obálky rozhodujících momentů na mo-

stovce v konečném stavu a během výstavby jsou na obr. 9.

Při návrhu se uvažovalo, že tlaková síla v poslední lamelě je způsobena pouze prvním párem závěsů. Pro návrh byl rozhodující mezní stav únosnosti. V provozním stavu byla omezena šířka trhlin, a to hodnotou 0,2 mm obecně a 0,1 mm v blízkosti předpínacích kabelů.

To je splněno jak při působení 60% zatížení dopravou, tak při působení samotného zatížení větrem i během všech fází výstavby. Zároveň je napětí v betonářské výztuži v tažené oblasti průřezů s trhlinou omezené na 190 N/mm². Zvolené dodatečné předpětí je dostatečné pro to, aby se zabránilo vzniku podélných tahových napětí při působení zatížení stálých a často se vyskytujících zatížení dopravou.

V průběhu výstavby byla převážně vyžadována instalace čtyř kabelů z devíti lan $\varnothing 12$ mm v každém krajním nosníku (typ 1). Toto částečné předpětí umožnilo optimalizaci množství betonářské výztuže v definitivním stavu i během výstavby. Takové uspořádání umožnilo dobrý přístup při ukládání a zhutňování betonu, i snadné a hospodárné stykování výztuže přesahem a jednoduché uspořádání kabelů.

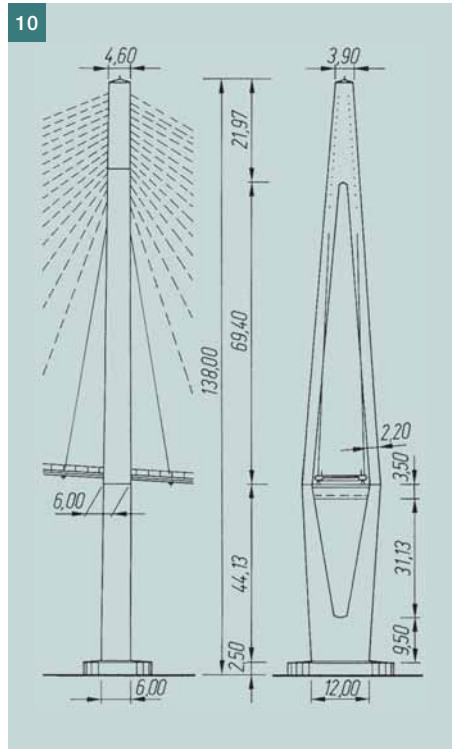
Závěsy jsou zakotveny do betonových bloků pod krajními nosníky a procházejí zabetonovanými ocelovými trubkami směrem k hlavám pylonů. Tento způsob kotvení závěsů se ukázal být velmi výhodný již od otevření mostu Pasco-Kennewick v USA v roce 1978.

Pylony

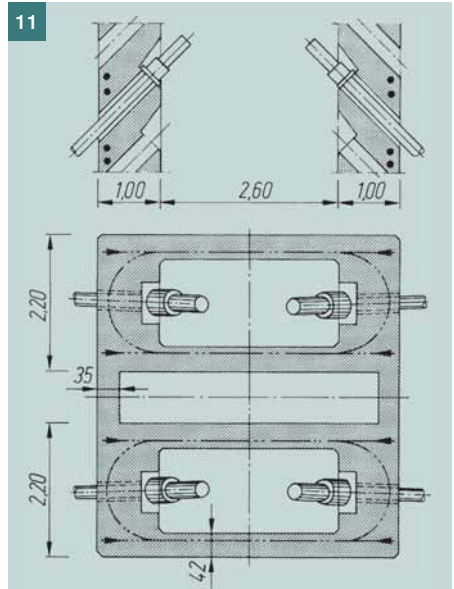
Pro pylony byly zvažovány tvary H, A nebo tvar diamantu. Byl vybrán tvar diamantu (obr. 10) kvůli hospodárnosti, estetickému působení a vyšší příčné únosnosti. Pylony jsou tuhé v příčném směru, zatímco v podélném směru jsou horní části pylonů zajištěny protizávěsy. Protože je zabráněno nezávislému pohybu obou důlků pylonů tvaru A, vliv protizávěsů během rotačního kmitání nosníku je zanedbatelný a frekvence torzního kmitání je tudíž významně vyšší.

Během výstavby bylo třeba zřídit pomocné pilíře v obou vedlejších polích, aby se snížily horizontální momenty v pylonech, které byly vyvolány různými účinky na obě konzoly. Tyto pomocné pilíře byly kotveny pomocí kabelů do skály. Spojení s mostovkou bylo ve svislém směru kluzné, aby se zabránilo vzniku špiček ohybových momentů v mostovce.

Dříčky pylonů jsou pod mostovkou pl-



10



11

Obr. 6 Dodatečné předpětí mostovky ■ Fig. 6 Post-tensioning of beam

Obr. 7 Zvýšení momentů od zatížení dopravou v důsledku nelinearity ■ Fig. 7 Increase of live load moments due to non-linearity

Obr. 8 Typická výztuž krajního trámu mostovky ■ Fig. 8 Typical edge girder reinforcement

Obr. 9 Obálky rozhodujících momentů na mostovce ■ Fig. 9 Governing moment envelopes for beam

Obr. 10 Severní pylon ■ Fig. 10 North tower

Obr. 11 Kotvení závěsů v horní části pylonů ■ Fig. 11 Cable anchorages in tower heads

Obr. 12 Model náhradní příhradoviny: a) tlačené vzpěry, b) radiální síly od předpětí ve smyčce ■ Fig. 12 Strut-and-tie model: a) compression struts, b) loop deviation forces

Obr. 13 Obálka vodorovných momentů ■ Fig. 13 Envelope of the horizontal moments

né, aby vyvolaly dostatečné zatížení základů v hloubce až 30 m. Nad mostovkou mají komorový průřez s tloušťkou stěn 400 mm. Závěsy jsou zakotvené uvnitř horní části pylonů (obr. 11).

Vodorovné složky sil v závěsech jsou zachyceny smyčkami z předpínacích kabelů, které rovněž umožňují výměnu jakéhokoliv jednotlivého závěsu. Tento systém byl poprvé použit pro most Baytown Bridge (*most Freda Hartmana, pozn. překl.*) přes lodní kanál v Houstonu v Texasu. Test na modelu ve skutečné velikosti ukázal, že při použití silných, hladkých a lubrikovaných trubek pro kabely nebyly překročeny obvyklé součinitele tření dokonce ani v oblastech s velkým zakřivením kabelů s poloměrem 0,8 m. Díky tomu nebylo nutné další a nákladné příčné předpětí. Nevyskytly se žádné svislé trhliny.

Kabelové smyčky a příčná výztuž byly nadimenzovány na základě mezního stavu únosnosti s použitím metody příhradové analogie, a navíc byly ověřeny při působení ohybového momentu a normálové síly v provozním stavu. Síly ze závěsů jsou příčně rozneseny do podélných stěn komorového průřezu takto:

- jedna polovina síly v závěsu je přenášena dvěma vzpěrami do kotev kabelových smyček (obr. 12a),
- druhá polovina síly v závěsu je přijímána radiálními silami od předpětí ve smyčkách (obr. 12b).

Závěsy

Závěsy byly navrženy v souladu se směrnici „PTI: Recommendations for Stay Cable Design. Testing and Installation, USA 2007“ pro galvanizované dráty \varnothing 7 mm z oceli 1450/1650.

Pro 4 × 32 závěsů o délkách mezi 64 a 225 m bylo třeba 67 až 231 drátů. Rozhodující kombinací zatížení bylo zatížení stálé plus zatížení dopravou. Takto vyvolané provozní napětí bylo omezeno hodnotou rovnající se 45 % meze pevnosti.

Dráty jsou umístěny v PE trubce

a v kotvě jsou zastudena zalaty směsí ocelových kuliček a epoxidové pryskyřice, nazývané HiAm.

Cementová injektáž PE trubek na stavbě nebyla možná, protože teploty by byly příliš nízké, a proto byl do trubek během výroby závěsů injektován parafínový vosk. Tento materiál je dostatečně pružný, aby umožnil navíjení a odvíjení z cívek, a přitom dost tuhý, aby zabránil vytvoření hydrostatického tlaku po instalaci při vystavení přímému slunečnímu záření, což by mohlo způsobit prasknutí trubek během provozu mostu.

AERODYNAMICKÁ STABILITA

Exponované umístění mostu s ohledem na působení větru i jeho velká štíhlost vyžadovaly obzvláště pečlivé vyšetření odezvy na zatížení větrem, a to během výstavby i v konečném stavu, což bylo z velké části provedeno analyticky.

Byla vyvinuta vlastní časově závislá funkce zatížení větrem, která simulovala účinky větru nejen s ohledem na jeho spektrum, ale i další charakteristiky, např.:

- nelineární působení mostovky vyjádřené závislostí moment–křivost společně se všemi interakcemi mezi podélnými, příčnými a torzními momenty,
- nelineární ověření stability (P - Δ efekt). V této souvislosti je důležité pootočení nosníku při příčném ohybu uprostřed mostu, protože vratné síly ze závěsů jsou vzhledem k jejich malému úhlu velmi nízké.

Simulace větru

Rychlost větru pro posouzení mezních stavů únosnosti byla stanovena přenásobením rychlosti větru v provozním stavu hodnotou $\sqrt{\gamma_w}$. Desetiminutová střední rychlost větru v úrovni mostovky s 50letou střední dobou návratu pro ověření mezních stavů únosnosti tedy byla $v_{(ultimate)} = \sqrt{1,6} \cdot 50 = 63,25$ [m·s⁻¹]. Podklady pro veřejnou soutěž předepi-

sovaly navíc spektrum turbulencí stanovené v souladu s ESDU 1974.

Dimenzování

Nelineární účinky byly stanoveny pomocí výpočetního programu, který zohledňoval geometrickou tuhost systému předpjatých závěsů i možné vybočení a pootočení prvků konstrukce. Vztah mezi silami a deformacemi v jednotlivých uzlech modelu byl neustále iteracním způsobem zpřesňován. Aby bylo možné v každém kroku do výpočtu zahrnout také upravenou betonářskou výztuž, byl současně spuštěn i druhý program pro zpracování parametrické studie uvažující účinky šikmého ohybu.

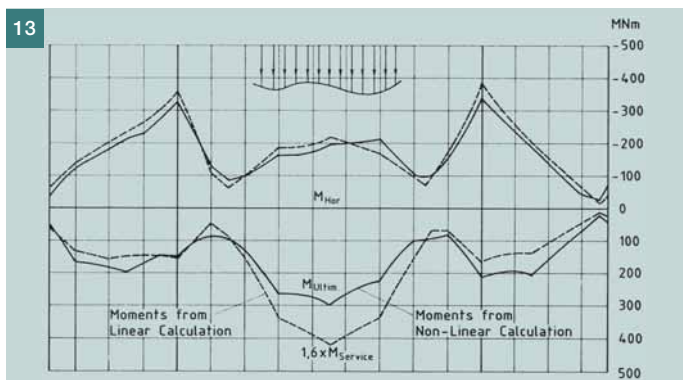
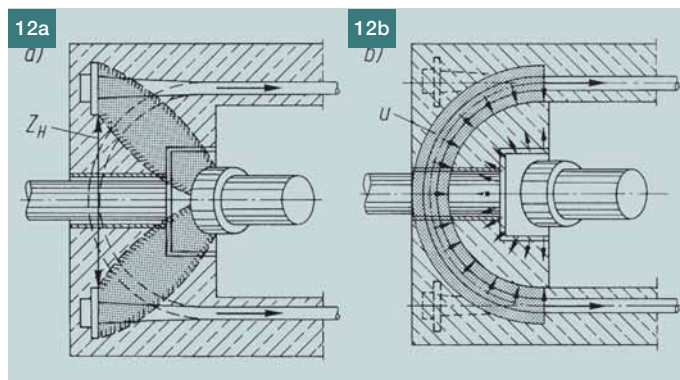
Tímto způsobem byl stanoven např. průběh vodorovných ohybových momentů v mostovce (obr. 13). Návrhové ohybové momenty z nelineárního výpočtu jsou zde porovnány s γ_w -násobkem momentů z lineárního výpočtu.

Z důvodu vysokých hodnot ohybových momentů v blízkosti pylonů během výstavby a tomu odpovídajícímu velkému množství betonářské výztuže v této oblasti byla provedena redistribuce ohybových momentů s využitím plastického chování konstrukce, která vedla k příznivějšímu rozdělení ohybových momentů.

Zkoušky v aerodynamickém tunelu

Zkoušky v aerodynamickém tunelu, které byly provedeny na pružně podepřených modelech vybraných částí konstrukce umožňujících ověřit jejich dynamické chování, prokázaly, že vznik aerodynamické nestability není pravděpodobný. Totéž platí pro odtrhávání vírů. Testy s modelem celého mostu v aerodynamickém tunelu, se simulovanou atmosférickou mezní vrstvou (obr. 15), ukázaly jako obvykle největší amplitudy ve větrných turbulencích.

Most Helgeland je velmi odvážný projekt se svislou štíhlostí mostovky 1:354 a s vodorovnou štíhlostí 1:36 v oblasti s velmi silnými turbulentními bouřemi.



Obr. 14 Počátek výstavby ■ Fig.14 Start of construction

Obr. 15 Model ve větrném tunelu se simulovanou atmosférickou mezní vrstvou BLWT ■ Fig. 15 Model for boundary layer wind tunnel

Obr. 16 Bouře během letmé betonáže ■ Fig. 16 Storm during free cantilevering

Obr. 17 Izolační vrstva chránící čerstvý beton ■ Fig. 17 Insulation skirts for protection

Obr. 18 Horní část pylonu s prostupy pro ukotvení závěsů a předpínacích kabelů ■ Fig. 18 Tower head with cable and tendon anchorages

Obr. 19 Přeprava prefabrikovaného kotevního prvku ■ Fig. 19 Transport of a precast anchorage element

Obr. 20 Vozík s definitivními závěsy ■ Fig. 20 Traveler with final stay cables



Detailní aerodynamické studie prokázaly dostatečnou bezpečnost nejen v konečném stavu, ale též v průběhu výstavby. Most byl v průběhu výstavby skutečně stabilní, i když se doopravdy vyskytly bouře s 50letou pravděpodobností výskytu. Kontrolní měření ukázala dobrý soulad mezi vypočtenými a skutečnými deformacemi.

VÝSTAVBA MOSTU

Klimatické podmínky

Kvůli umístění mostu na západním pobřeží Norska blízko severního polárního kruhu bylo zapotřebí již v průběhu příprav počítat s obtížnými klimatickými podmínkami. Problémem nebyly nízké teploty, protože ty se zde vlivem golfského proudu nevyskytují, ale silné bouře, které se pravidelně objevují během zimních měsíců. Realizace letmé betonáže s konzolami dlouhými 210 m od každého pylonu s konstrukční výškou mostovky pouze 1,2 m byl skutečně velmi odvážný počín. Obr. 16 ukazuje bouři s rychlostí větru až 70 m/s (252 km/h) během letmé betonáže, při které se voda dostala až do úrovně mostovky.

Zhotovitel plánoval uspořádání staveniště tak, aby i během silného větru byl umožněn nerušený provoz, částečně i 24 h denně. Velké pontony (40 × 100 m) byly zakotveny u každého pylonu a sloužily jako pracovní plošiny. Byla zde umístěna betonárna s kapacitou 60 m³/h společně se zásobníky na kamenivo a silem na cement. Bouřemi tedy nebyl ohrožen jen most, ale také pracovní pontony s vybavením.

Pylony

Základy pylonů byly betonovány v hloubce 30 m pod vodní hladinou pomocí sypákových rour s použitím speciální směsi, která byla vyvinuta pro zamezení rozmišení betonu během zpracování. Realizace základů byla zahájena uložení podkladního betonu potápěči na připravené skalní podloží. Prefabrikované dílce pro části pylonů umístěné pod vodou byly vybetonovány na břehu, připraveny na místo určení a osazeny na připravené základy plovoucím jeřábem, sepnuty pod vodou a vyplněny monolitickým betonem. Tímto způsobem bylo dosaženo dostatečné vlastní tíhy konstrukce, což bylo nutné proto, aby se zabránilo vzniku tahu pod základy a aby byla dosažena požadovaná odolnost proti případnému nárazu lodě.

Nad úroveň mostovky je pylon tvořen dvěma dříky komorového průřezu s tloušťkou stěny 400 mm, které byly betonovány pomocí posuvného bednění.

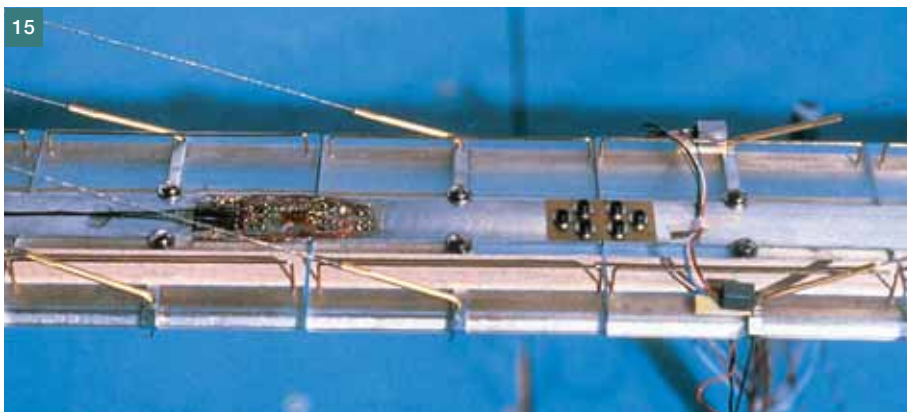
Ocelové bednění bylo obaleno izolační vrstvou a vybaveno topnými prvky, aby

tím byl ochráněn čerstvý beton před vlivem nízkých teplot (obr. 17).

Postup posuvného bednění byl až 1,5 m/den u níže položených částí pylonu (kde mají dříky plný příčný řez) a dosahoval až 3 m/den nad mostovkou. V oblasti kotvení závěsů byly pylony betonovány v třímetrových úsecích. Dokonce i v této obtížné oblasti s mnoha vestavěnými prvky, včetně kotev závěsů, bylo používáno posuvné bednění, protože zhotovitel považoval za příliš riskantní použití v silném větru standardní bednění vykonzolované na výšku 3 m.

Kotvy závěsů byly před betonáží pylonu bezpečně zafixovány tak, že jejich ocelové trubky a čelní desky byly ve výrobně přivařeny k ocelovým rámcům, které byly po 3 m dlouhých sekcích zdviženy do požadované výšky a přišroubovány k předcházející části.

V horní části dokončeného pylonu jsou na obr. 18 vidět zabetonované trubky, v kterých byly později zakotveny závěsy, a po stranách také kotvy vodorovných smyček z předpínacích kabelů.





Mostovka

Mostovka byla již od počátku navržena tak, aby mohla být realizována monoliticky letmou betonáží od pylonů na obě strany v lamelách o délce 12,9 m, což je vzdálenost mezi závěsy. Také bylo v průběhu vypracovávání projektu navrženo, že betonážní vozíky budou zavěšeny na definitivních závěsech. Byly zvažovány různé způsoby a postupy výstavby včetně zatížení konce mostovky pomocí nádrže s vodou tak, aby bylo před betonáží do závěsů vneseno minimální požadované napětí. Nakonec byl použit tuhý betonážní vozík, který byl připnut k dřívě dokončené části. Jeho postranní příhradové nosníky přenášely sílu ze závěsů před betonáží zpět do již hotové části konstrukce. Každý vozík vážil asi 115 t.

Stejně jako bednění pro dřívky pylonů musel být i vozík opatřen vrstvou, která chránila čerstvý beton před vlivem chladného větru. Přídavné zatížení větrem na tuto plochu by ale mohlo způsobit příliš velké příčné ohybové

momenty. Bylo proto rozhodnuto použít lehké plastové fólie, které mohou být v případě extrémní bouře odneseny větrem. Toto dokazuje, že mostovka byla v průběhu výstavby maximálně využita.

Aby byla správně nastavena poloha a směr kotvy každého závěsu vůči mostovce, byly ocelové trubky s čelními deskami zabetonovány do krátkých prefabrikovaných prvků.

Obr. 19 ukazuje přepravu prefabrikovaného kotevního prvku s prostupy pro příčné předpínací kabely. (U dalších mostů se již tyto prefabrikované prvky nepoužívaly a část mostovky s kotvou závěsů byla betonována předem v betonážním vozíku. Nebyla pak nutná přeprava prefabrikátů, ale výstavba trvala déle.)

Každý z těchto prefabrikátů byl pomocí šroubů upevněn do své definitivní polohy v betonážním vozíku, takže mohly být instalovány definitivní závěsy a vneseno do nich počáteční (poměrně nízké) napětí, se kterým bylo možno vynést betonážní vozík během be-

tonáže. Vodorovná tlaková složka síly působící v šikmém závěsu byla přenesena prefabrikovanou vzpěrou z prefabrikovaného kotevního prvku do čela již hotové části mostovky.

Obr. 20 nám dává možnost nahlédnout do vozíku před betonáží. Ocelové trubky vyčnívaly z prefabrikátu. Definitivní závěsy již byly nainstalovány. Každý prefabrikát vážil 15 t a před instalací závěsů bylo uloženo 24 t výztuže.

Navazující viadukty byly realizovány pomocí výsuvné skruže společně s pylony.

Spodní část vozíku byla během betonáže zárodku mostovky zavěšena přímo na pylonech (obr. 21). Po dokončení byly na zárodku mostovky smontovány vozíky a dále se pokračovalo technologií letmé betonáže.

Bylo zapotřebí postavit pomocné pilíře ve čtvrtinách rozpětí vedlejších polí. Tyto pilíře přenášely vodorovné síly způsobené nevyrovnanými účinky větru působícího na dvojici konzol budovanou na obě strany pylonu. Pylony samotné by nedokázaly přenést ty-





to momenty vyvolané klimatickým zatížením.

Spojení s mostovkou zde bylo svisle kluzné, aby se zabránilo vzniku velkých momentů, které by byly způsobeny pevným podepřením umístěným mezi pružnými podporami tvořenými závěsy. Po dokončení stavby byly pomocné pilíře odstřeleny a posloužily jako nové úkryty pro ryby ve fjordu.

Letmá betonáž probíhala téměř současně z obou pylonů, s pouze malým časovým posunem (obr. 22).

Krátce před betonáží uzavírací spáry uprostřed rozpětí, kdy byly zhotoveny konzoly o délce asi 210 m na každou stranu, přišla opět prudká bouře (obr. 23). Most zůstal pevně stát a naměřené deformace mostovky odpovídaly hodnotám spočítaným v projektu.

Nakonec byl jeden vozík posunut přes uzavírací spáru a ta byla zabetonována. Geometrie konstrukce a působící síly byly v průběhu výstavby nastavovány tak, aby po proběhnutí smršťování a dotvarování betonu bylo dosaženo požadovaného sklonu a průběhu momentů. Změna geometrie mostu v období mezi uvedením do provozu ($t = t_1$) a po proběhnutí smršťování a dotvarování betonu ($t = \infty$) je ukázána na obr. 24.

Závěsy

Instalace závěsů

Závěsy byly vyrobeny v Curychu ve Švýcarsku, na stavbu byly v cívkách dopraveny lodí a vyzdviženy na mostovku. Věžový jeřáb potom zvedl kotvu každého závěsu k horní části pylonu, kde byla vložena do ocelové trubky. Uvnitř pylonu pak byl závěs s pomocí podložek zakotven.

Spodní část závěsu byla protažena trubkou v mostovce. Potom byla do vnitřního závitu kotevní hlavy přišroubována napínací tyč. Z obr. 25 je jasně vidět, že nová lamela mostovky nebyla

Datum bouře	Střed rozpětí hlavního pole			
	Vodorovná odezva		Svislá odezva	
	Deformace	Zrychlení	Deformace	Zrychlení
3. 2. 1993	0,99	0,96	1,18	1,02
18. 2. 1993	0,76	1	1,25	1,27
9. 3. 1993	0,73	0,79	1,07	1,01
21. 1. 1994	0,63	1,87	1,03	1,16
	Odezva – čtvrtina rozpětí hlavního pole			
21. 1. 1994	-	1,15	-	1,19
	Dynamické přírůstky sil v závěsech			
	Střed pole		Čtvrtina pole	
21. 1. 1994	1,34	-	1,28	-

Tab. 2 Poměr mezi teoretickými a skutečnými deformacemi a zrychleními konstrukce ■ Tab. 2 Ratio between theoretical and actual bridge deformations and accelerations

Obr. 21 Zárodek mostovky u pylonu ■ Fig. 21 Beam starter section at tower

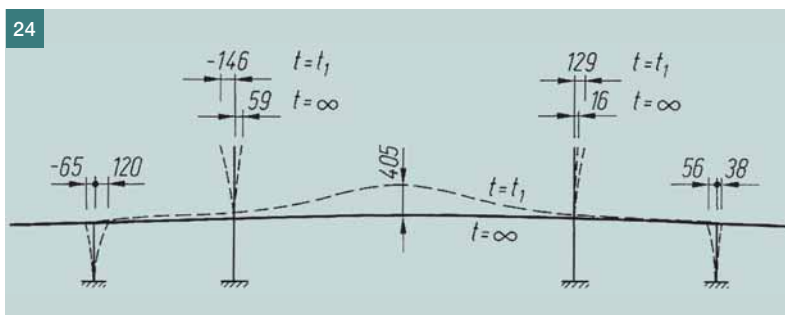
Obr. 22 Letmá betonáž u pomocných pilířů ■ Fig. 22 Free cantilevering beyond the auxiliary piers

Obr. 23 Bouře při dokončování letmé betonáže ■ Fig. 23 Storm at the end of free cantilevering

Obr. 24 Změna geometrie dokončeného mostu v důsledku smršťování a dotvarování ■ Fig. 24 Change of geometry of the completed bridge due to shrinkage and creep

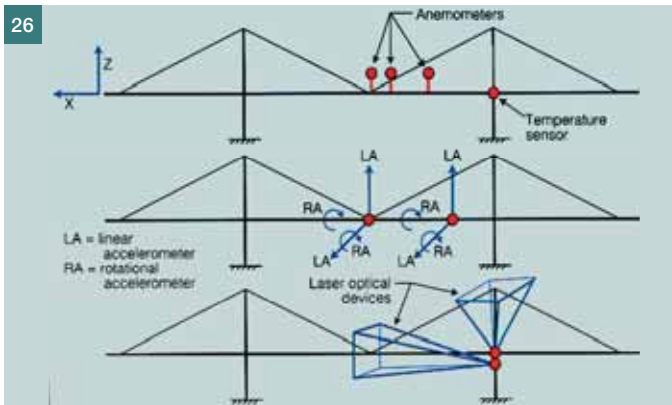
Obr. 25 Protahování závěsu k místu jeho ukotvení v mostovce ■ Fig. 25 Pulling a cable into its lower beam anchorage

Obr. 26 Osazení snímačů pro monitoring ■ Fig. 26 Instrumentation





25



26

v této fázi ještě vybetonována, ale výztuž již byla uložena.

Napínací tyč vyčnívala v dostatečné míře pod spodní částí mostovky tak, že zde mohla být ke kotevnímu čelu přiložena napínací pistole, kterou se závěs napnul do konečného stavu. V této fázi byla délka závěsu větší, protože ještě chyběla tíha betonu.

Kmitání závěsů

V průběhu letmé betonáže některé z krajních závěsů kmitaly během silného větru s amplitudou o velikosti rovnající se několiknásobku průměru závěsu. Tento jev je dobře známý ze staveb jiných mostů. Důvodem je velký průvěs závěsů vznikající kvůli chybějící tíze mostovky a také pružnost konců mostovky v průběhu letmé betonáže, což obojí zvětšuje kmitání závěsů ve větru. To může vést k velkým amplitudám způsobeným tzv. buzením z kotev („anchorage excitation“, pozn. překl.: kmitání mostovky se kotvami přenáší jako budící síla závěsů).

Protiopatřením může být to, že se závěsy připevní k mostovce ve výšce cca 3 m lany, které v důsledku svého vnitřního tření poskytují určitý stupeň tlumění. Toto opatření bylo účinné, stejně jako u ostatních mostů. Během první zimy po dokončení mostu se vyskytovalo kmitání závěsů během velmi silných větrů, způsobené pravděpodobně také tzv. buzením z kotev v mostovce nebo v pylonech. Toto kmitání bylo tak velké, že dokonce i menší pohyby mezi PE trubkami a neoprenovými podložkami na koncích ocelových trubek částečně zničily neopren. Tento jev byl následně zopakován během zkoušek v EM-PA v Curychu. Tyto testy také ukázaly, že poškození neoprenu lze zabránit vložením plechu z nerezové oceli mezi PE trubku a neoprenové podložky. PE trubky byly tedy na některých místech zesíleny a ochráněny ocelovými plechy.

Analýza pořízených videosnímků kmi-

tajících závěsů ukázala, že bylo dosaženo amplitudy až 0,67 m při rychlosti větru 30,2 m/s. Teoretickým výzkumem, při kterém se předpokládalo, že dochází k buzení z kotev, se dospělo ke stejnému výsledku. Aby se potlačilo kmitání závěsů, bylo posuzováno použití hydraulických a třecích tlumičů. Kvůli snazší údržbě však byla nakonec použita 4 × 3 lana z nerezové oceli o Ø 15 mm na každou rovinu závěsů. Pomocí těchto lan, do kterých byla vnesena síla 220 kN, byly závěsy vzájemně provázány a přikotveny dolů k mostovce tak, aby se omezil vliv jejich průvěsu.

Bohužel tato spojovací lana ruší celkový vzhled mostu a také komplikují prohlídky závěsů za pomoci na nich zavěšených vozíků.

Osazení snímačů pro monitoring

Během zimního období v letech 1992 až 1994 byly na mostě osazeny snímače tak, jak je uvedeno na obr. 26.

Porovnání vypočtených a skutečných deformací mostovky naměřených ve středu rozpětí a v jeho čtvrtinách je v tab. 2. Vypočtené hodnoty byly trochu nižší u vodorovných deformací a trochu vyšší u svislých deformací. Svislá a vodorovná zrychlení mostovky se lišila jen mírně.

DOKONČENÝ MOST

Most byl otevřen o letním slunovratu, 21. června 1991, za přítomnosti norského korunního prince a jeho manželky. Doprovodná lidová slavnost pokračovala až do noci, během které nezapadlo slunce. Běžný provoz na mostě je v řídce obydlených oblastech blízko polárního kruhu malý, ale během zahajovací slavnosti most zažil pravděpodobně svou jedinou dopravní kolonu během své existence.

Dvě skloněné roviny závěsů tvoří z pohledu řidičů „stan“, což jim dává pocit bezpečí.

Navzdory své velikosti dávají štíhlá

mostovka a pylony mostu jemný vzhled, a tak není nijak narušen pohled na okolní monumentální norské hory.

ZÁVĚR

Při 425 m má most Helgeland třetí nejdelší rozpětí hlavního pole mezi betonovými mosty po mostě Skarnsundet v Norsku (530 m) a Barrios de Luna ve Španělsku (440 m). Navzdory své rekordní štíhlosti s poměrem 1:354 a výskytu silných bouří během výstavby byl most Helgeland dokončen během pouhých dvou let.

Úspěchu bylo dosaženo díky úzké spolupráci mezi objednatelem, zhotovitelem a projektanty. Velkou výhodou bylo, že návrh mostu, realizační dokumentace i technologické postupy včetně kontroly geometrie mostu během výstavby byly vypracovány stejnými inženýry.

Architektonické a konstrukční řešení	A. Aas Jakobsen AS, Oslo, Elljarn Jordet, Leonhardt, Andra and Partners, Stuttgart	
Zkoušky ve větrném tunelu	University of Western Ontario, Prof. A. Davenport	
Dodavatel	Aker Entreprenor SA	
Sub-dodavatelé	Pylony	Gleitbaugesellschaft mbH, Salzburg
	Závěsy	Stahlton AG, Zurich

Prof. Dipl. Ing. Holger Svensson, PE, CEng, FStructE



Článek je převzatý z knihy Svensson, Holger: Cable-Stayed Bridges. 40 Years of Experience Worldwide (2012, ISBN: 978-3-433-02992-3). Redakce časopisu a společnost PROF-ENG, s. r. o., tímto děkují panu profesorovi Svenssonovi za poskytnutá autorská práva k překladu článku, fotografie a za vstřícnost, ochotu a spolupráci v průběhu překladu.

Překlad: PROF-ENG, s. r. o., odborná konzultace textu: Ing. Jan Růžička, VIS, a. s., a odborná korektura textu: Ing. Roman Šafář, PhD., Katedra betonových a zděných konstrukcí, Fakulta stavební ČVUT v Praze.