

Inžinierske stavby

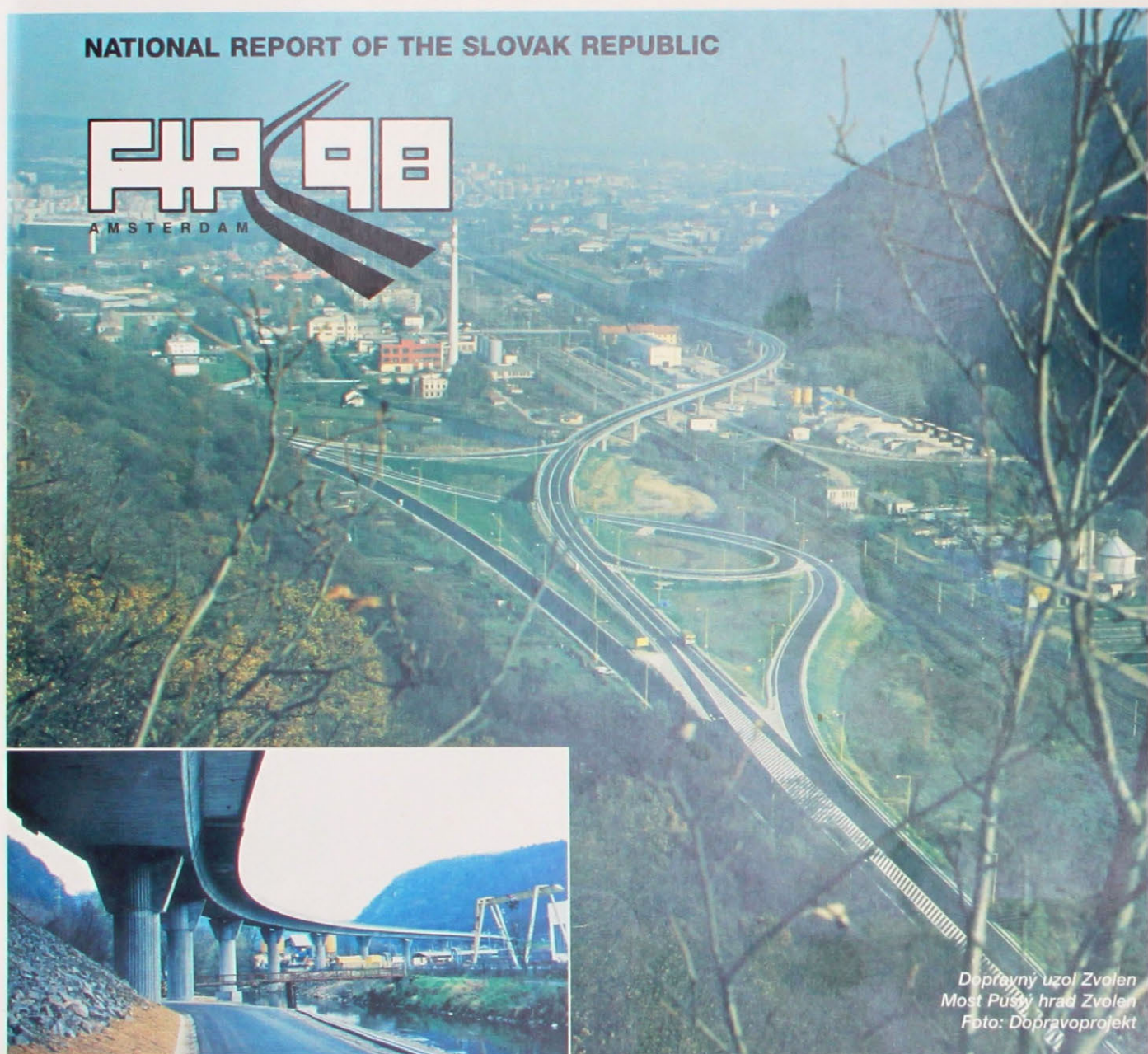
1-2

iS

ROČNÍK 46

1998

NATIONAL REPORT OF THE SLOVAK REPUBLIC



Dopravný uzol Zvolen
Most Pušný hrad Zvolen
Foto: Dopravoprojekt

1. cenu FIP 1998 – Slovenského národného komitétu
získali v rámci súťaže „Najlepšia konštrukcia z predpätého betónu 1994–1998“
v kategórii MOSTY



doprastav, a.s.

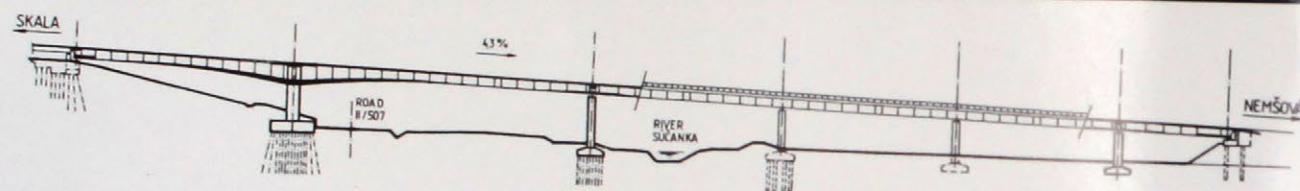
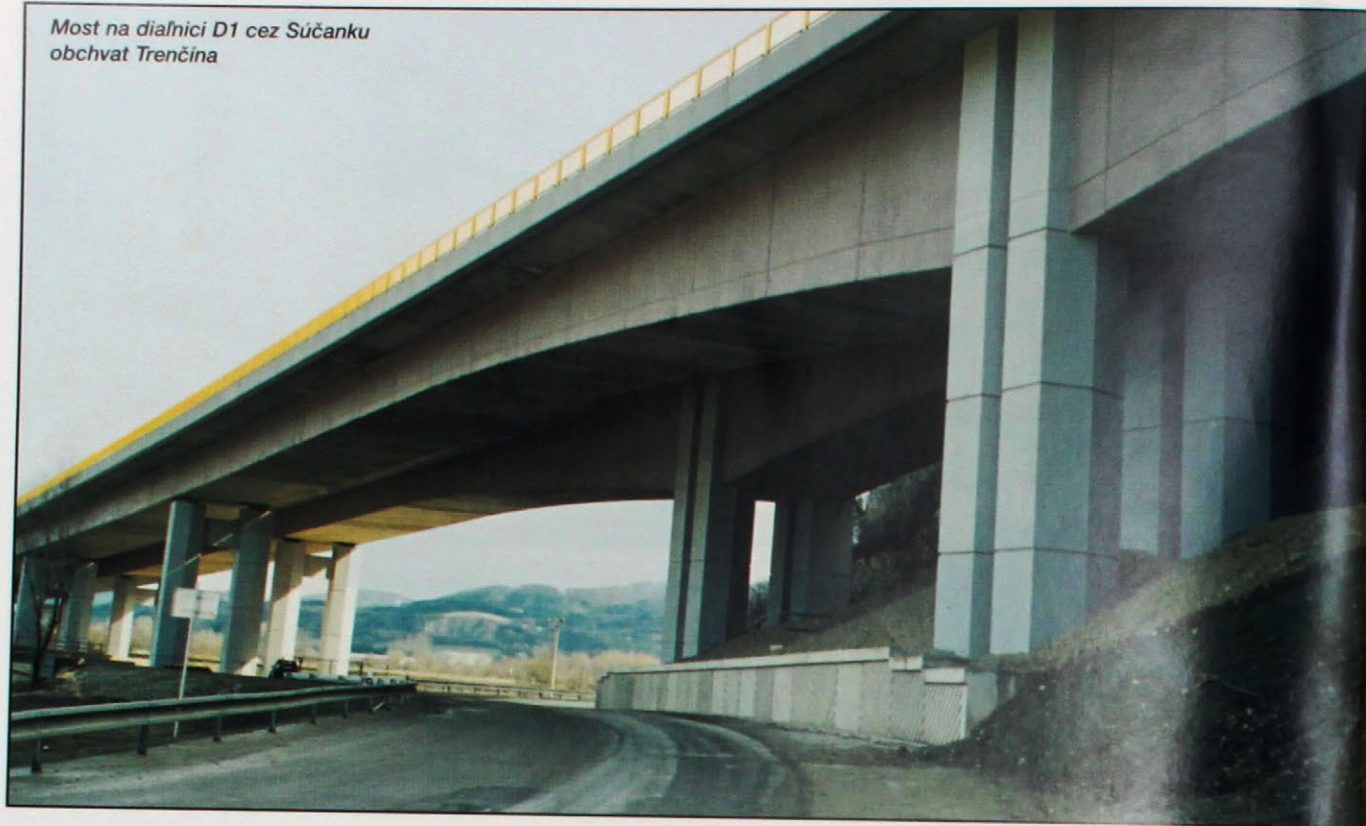
odštepny závod Zvolen



DOPRAVOPROJEKT, a.s.

Bratislava

Most na diaľnici D1 cez Súčanku
obchvat Trenčína



Most D 201 nad ŽSR – Dubná Skala



2. cenu FIP 1998 – Slovenského národného komitétu
získali v rámci súťaže „Najlepšia konštrukcia z predpätého betónu 1994–1998“
v kategórii MOSTY



Doprastav, a.s.
Bratislava, OZ Mlynské nivy



DOPRAVOPROJEKT, a.s.
Bratislava

3. cenu FIP 1998 – Slovenského národného komitétu
získali v rámci súťaže „Najlepšia konštrukcia z predpätého betónu 1994–1998“
v kategórii MOSTY



Doprastav, a.s.
Bratislava, OZ Žilina



DOPRAVOPROJEKT, a.s.
Bratislava

Post-tensioned slabs of multi-storey car park Hospital Petržalka – Bratislava

Renos
BRATISLAVA, a. s.

Nitová 3, P. O. BOX 38, 820 07 Bratislava
Tel.: 07/526 94 77
Fax: 07/526 80 22



PROJSTAR
PK S. r. o.

Nad Dunajom 50
841 04 Bratislava
Tel./Fax: 07/654 22 432



OUTSTANDING STRUCTURE AWARD OF SNK FIP



**FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE
SLOVENSKÝ NÁRODNÝ KOMITÉT**

1. cenu FIP 1998 – Slovenského národného komitétu

získali v rámci súťaže „Najlepšia konštrukcia z predpätého betónu 1994–1998“
v kategórii KONŠTRUKCIE

RENOS, a. s. Bratislava

PROJSTAR PK, s. r. o. Bratislava

SZSI

časopis
Slovenského zväzu stavebných
inžinierov a pracovníkov stavebníctva

Vydáva:
Vydavateľstvo Inžinierske stavby, s. r. o.
Stromová 13, 830 07 Bratislava
P. O. BOX 49
821 05 Bratislava
Tel./Fax: (00421-7-) 5270 154
Adresa vydavateľstva v ČR:
Tůrkova 1a, 149 00 Praha 4

Šéfredaktor:

Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.

Zastupca šéfredaktora:

Doc. Ing. Jozef Zvara

Redaktorka:

Ing. Edita Kmetonyová

Redakčná rada:

Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc.

Doc. Ing. Jozef Zvara

Prof. Ing. Milan Bielek, DrSc.

Prof. Ing. Viera Medelská, DrSc.

Prof. Ing. Jozef Hulla, DrSc.

Prof. Ing. Ivan Baláž, CSc.

Doc. Ing. Štefan Gramblička, CSc.

Doc. Ing. Andrej Sokolík, CSc.

Programová rada:

Ing. Viktor Karel – predseda

Ing. Milan Dušička

Prof. Ing. Ľudovít Fillo, CSc.

Ing. Marián Krčík

Ing. Rudolf Mládenek

Ing. Ľudovít Molnár

Doc. Ing. Ľudovít Naď, CSc.

Ing. Miloš Nevický, CSc.

Ing. Milan Nič, CSc.

Ing. Peter Ondroušek

Ing. Miroslav Paštrnák

Ing. Vladimír Priehodský, CSc.

Ing. Ján Schmuck

Ing. Štefan Vranovský

Ing. Ondrej Žalondek

Predplatné na r. 1998: 500,- Sk + 6 % DPH

500,- Kč

Cena jednotlivého čísla: 53,- Sk/50,- Kč

Bankové spojenie:

Investičná a rozvojová banka, a. s.,

Bratislava, číslo účtu: 978121/5200

Inzercia: na adrese vydavateľstva

Grafická úprava: POPELKA, Bratislava

Tel.: 526 94 22

Tlač: ETERNAPRESS, s. r. o.

Nezábudková 24, 821 01 Bratislava

Predplatné a distribúcia:

– v SR: L. K. Permanent, s. r. o.

P. O. Box 4, 834 14 Bratislava

tel.: (00421-7-) 525 3711; Fax: 27 33 11

– v ČR: A. L. L. Production, s. r. o.

P. O. Box 732, 111 21 Praha 1

Tel.: 00420-2-2400 92 06-09

Fax: 00420-2-2423 10 03

Adresa redakcie v ČR:

Tůrkova 1a, 149 00 Praha 4

© Vydavateľstvo Inžinierske stavby,

Bratislava, 1994

Podávanie novinových zásielok povolené

Riaditeľstvom poštovej prepravy pod číslom

329 RPP 1994 zo dňa 22. 6. 1994

Podávání novinových zásilek bylo povoleno

Českou poštou, s. p. OZSeČ Ústí nad

Labem dne 19. 1. 1998, j. zn. P-297/98

ISSN 1335-0846

Inžinierske stavby **iS**
1-2 ROČNÍK 46
1998

OBSAH

VEDA, VÝVOJ, VÝSKUM

- 4 Sanácia predpätia na viadukte Podtureň – meranie napätosti predpätých káblov a teploty nosnej konštrukcie
M. Chandoga, A. Jaroševič

- 8 Vysokohodnotný betón pre prax
L. Naď, M. Uhrín, V. Šimko

- 11 Súdržnosť výstuže zo sklenených vlákien (GFRP) v betóne
L. Naď, M. Muruts

MATERIÁLY, TECHNOLOGIE

- 13 Posuvná skruž U-40 na moste D 211 diaľnice D1 Hybe-Vážec
M. Štadler, H. Užovič, J. Ďurda, V. Hanzel

KONŠTRUKCIE POZEMNÝCH STAVIEB

- 16 Príklady použitia technológie MONOSTRAND v pozemných konštrukciách
M. Chandoga, J. Halvonik

MOSTY, TUNELY

- 23 Nové prefabrikáty na diaľničných mostoch
T. Ševčík

- 25 Prefabrikované diaľničné mosty DZ-97 – skúsenosti z realizácie
J. Schmuck

- 28 Most cez Váh a elektrárenský kanál pri Beckove
M. Šagáth, V. Jančíga

- 30 Estakáda cez inundačné územie Váhu pri Beckove
J. Greguš

- 35 Most Pustý hrad vo Zvolene
M. Mafaščík, J. Šoltýs, A. Petříková

- 38 Most cez Súčanku pri obci Skalka
M. Mafaščík, K. Tábořská, L. Hrnčiar

- 41 Segmentové mosty na Slovensku
L. Bača

- 45 Rekonštrukcia cesty I/18 Košariská-Dubná skala – mostné objekty
E. Búciová, R. Turanský, D. Púrtzová, K. Lesák

- 48 Most D 211-00 na diaľnici D1 Hybe-Vážec cez Beliansky potok
F. Vyletelka, E. Pristačová, M. Mafaščík

- 50 Obj. 207-00 zakladanie mosta na mikropilótach a kotvenie stavebných jám
J. Sikora, M. Panek, R. Turanský, T. Komžík

- 53 Konštrukcie cestných tunelov na diaľničnej sieti na Slovensku
Š. Choma, K. V. Ratkovský

- 57 Tunel Branisko – prvý diaľničný tunel realizovaný na stavbe diaľnice D1 na Slovensku
P. Hrmo

- 59 Most 207-00 nad diaľnicou D2/D61 Bratislava-štátna hranica SR/MR a SR/Rakúsko
V. Pukančík, V. Budinský

- 62 Most D 202-00 na diaľnici D1 Hybe-Vážec
K. Bohunický, M. Gašparíková

- 64 Oblúkový most cez Váh v Považskej Bystrici
V. Piontek

- 66 Most D 207-00 Jánošíkova studnička
M. Štadler

REKONŠTRUKCIE

- 67 Diagnostikovanie a oprava nedostatočne zainjektovaných káblových kanálikov predpätých betónových mostov
J. Kucharík, M. Červeňan

- 73 Obnova a zosilnenie predpätia viaduktu Podtureň
L. Búci

CONTENTS

SCIENCE, DEVELOPMENT, RESEARCH

- 4 Redevelopment of prestressing of viaduct Podtureň – measurements of stresses in prestressed tendons and temperature of bearing structure
M. Chandoga, A. Jarošević
- 8 High quality concrete for practical use
L. Nađ, M. Uhrín, V. Šimko
- 11 Bond of glass fiber reinforced plastic (GFRP) bars in concrete
L. Nađ, M. Muruts
- 13 Sliding centering U-40 on the D1 motorway bridge Hybe-Važec
M. Štadler, H. Užovič, J. Durda, V. Hanzel
- 16 Examples of MONOSTRAND technology application in buildings
M. Chandoga, J. Halvonik
- 23 New precast units on motorway bridges
T. Ševčík
- 25 Prefabricated highway bridges DZ-97 – implementation experiences
J. Schmuck
- 28 Bridge over the Váh river and the channel near Beckov
M. Šagáth, V. Jančíga
- 30 Bridge over the inundation area of Váh river near town Beckov
J. Greguš
- 35 Bridge Pustý hrad in Zvolen
M. Maťaščík, J. Šoltýs, A. Petriková
- 38 Bridge over Súčanka river at Skalka
M. Maťaščík, K. Tábořská, L. Hrnčiar
- 41 Segment bridges in Slovakia
L. Bača
- 45 Reconstruction of the road I/18 Košariská-Dubná skala – bridge constructions
E. Búciová, R. Turanský, D. Púrtzová, K. Lesák
- 48 Bridge D 211-00 on the motorway D1 Hybe-Važec across Beliansky potok
F. Vyletelka, E. Pristačová, M. Maťaščík
- 50 207-00 Bridge foundation on micropiles and anchorage of slopes of excavation pits
J. Sikora, M. Panek, R. Turanský, T. Komžik
- 53 Construction of road tunnels on the motorway network in Slovakia
Š. Choma, K. V. Ratkovský
- 57 Tunnel Branisko – the first motorway tunnel realized by the construction of the motorway D1 in Slovakia
P. Hrmo
- 59 Bridge 207-00 over D2/D61 motorway Bratislava-Slovak/Hungarian and Slovak/Austrian border
V. Pukančík, V. Budinský
- 62 Bridge D 202-00 on the motorway D1 Hybe-Važec
K. Bohunický, M. Gašparíková
- 64 Arch bridge over the Váh river in Považská Bystrica
V. Piontek
- 66 Bridge D 207-00 Jánošíkova studnička
M. Štadler
- 67 Diagnostics and rehabilitation of incompletely grouted cable ducts in prestressed concrete bridges
J. Kucharík, M. Červeňan
- 73 Rehabilitation and strengthening on the Podtureň viaduct prestress
L. Búci

Subscription: Inžinierske stavby, spol. s r. o. Publishers, Stromová 13, 830 07 Bratislava, P. O. BOX 49, Slovakia and SLOVART – G.T.G. Ltd., Krupinská 4, P. O. BOX 152, 852 99 Bratislava, Slovakia. Sample copies free.

Bestellungen nimmt Verlag Inžinierske stavby, spol. s r. o., Stromová 13, 830 07 Bratislava, P. O. BOX 49, Slowakei und SLOVART – G.T.G. Ltd., Krupinská 4, P. O. BOX 152, 852 99 Bratislava, Slowakei. Für Interessenten stehen Probehefte kostenlos zur Verfügung.

XIII. Svetový kongres FIP 1998 v Amsterdame

Príhovor prezidenta Slovenského komitétu FIP

XIIIth FIP 1998 World Congress

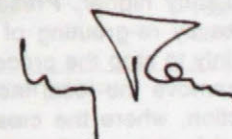
Address of the President of the Slovak FIP Committee

Je nás viac takých, ktorým sa zdá, že štvorročné obdobia medzi jednotlivými kongresmi FIP sa skracujú. Rýchle tempo sveta počítačov a sietí dynamizuje náš život. Objavujú sa nám nové javy a nové pojmy a jeden nový jav – globalizácia – nás, ktorí sa zaoberáme betónom, priamo ovplyvňuje. V rámci tendencie odstraňovania hraníc a spájania sa, aj v našom profesnom priestore, sa odohrala významná udalosť – spojenie CEB a FIP do jedného spoločného zoskupenia FIB. Celkom logicky sa nebudeme zaoberať zvlášť predpätým betónom alebo železobetónom – náš základný materiál bude vystužený betón.

Nádej sa, že nová organizácia nám pomôže zachovať zdravé a rozumné proporcie medzi výpočtovou technikou a ľudskou invenciou s novými myšlienkami a zmyslom pre krásu.

Uvedomme si, že betón možno nazvať umelým kameňom a z kameňa sa po stáročia vytvárali sochy a stavby s vysokou úžitkovosťou a umeleckou hodnotou.

S prianím, aby sa ešte viac snúbila krása, úžitková hodnota a úspornosť, hľadajme na Kongrese FIP '98 nové podnety a nové vzory. Aj my na Slovensku máme čo ukázať – za ostatné štyri roky sa navrhli a postavili pekne aj užitočné stavby z vystuženého betónu. V predkladanej národnej správe podávame svedectvo o dosiahnutých výsledkoch a domnievam sa, že odborná verejnosť ocení výsledky nášho úsilia.



Ing. Gabriel Tevec
prezident Slovenského komitétu FIP

Quite a few of us here have the impression that the four-year intervals between individual FIP congresses are getting shorter and shorter. Rapid pace of the world of computers and networks increases the dynamics of our lives. New phenomena and new concepts keep emerging and one such new phenomenon – globalisation – has a direct bearing for us, people dealing with concrete. The trend towards removing the borders and towards integration has also brought one important event in our professional space – integration of CEB and FIP into one grouping, the FIB. Quite logically, we are not going to deal separately with prestressed concrete and with reinforced concrete – our basic material will be reinforced prestressed concrete.

I hope that the new organisation will help us preserve sound and reasonable proportions between information technology on the one hand and human invention with new ideas and sense of beauty on the other hand.

We should keep in mind that concrete could also be called artificial stone and that it was stone that had been used for centuries to make sculptures and structures with a high utility and artistic value.

Let us strive to achieve an even closer connection between beauty, effective value and economy and let us look for new impulses and new models at this FIB Congress. Also we in Slovakia have the things we could show – attractive and useful structures from reinforced concrete were built here during the last four years. The national report we are submitting given an account of the results we have reached and I hope that the professional community will appreciate the outcome of our efforts.

Ing. Gabriel Tevec
President Slovak Committee of FIP

Slovenský komitét FIP usporiadal začiatkom marca 1998 súťaž „Najlepšia konštrukcia z predpätého betónu 1994–1998“. Súťaž sa uskutočnila v dvoch kategóriách: MOSTY a KONŠTRUKCIE. Prihlásené objekty sa hodnotili podľa nasledujúcich parametrov:

- projekt – navrhnuté riešenie,
- úspešnosť technologického postupu,
- výsledná kvalita hotového diela.

Výsledky súťaže:

• kategória MOSTY:

1. cena FIP 1998 – Most Pustý hrad Zvolen (foto na 1. strane obálky)
2. cena FIP 1998 – Most na diaľnici D1 cez Súčanku (2. strana)
3. cena FIP 1998 – Most D 201 Dubná skala (3. strana)

• kategória KONŠTRUKCIE:

1. cena FIP 1998 – viacúrovňové parkovisko Nemocnice s poliklinikou v Bratislave-Petržalka (4. strana)

Slovak committee FIP has organised a competition „Best Prestressed Concrete Structure 1994–1998“. The competition had two categories: BRIDGES and STRUCTURES. Following parameters have been applied in evaluating the competing objects:

- project – proposed solutions for design,
- success of construction technology,
- final quality of constructed object.

The results of competition:

• Category BRIDGES:

1. prize FIP 1998 – Bridge „Pustý hrad Zvolen“ (picture on cover page)
2. prize FIP 1998 – Bridge on Highway D1 across the Súčanka River (page 2)
3. prize FIP 1998 – Bridge D 201 „Dubná skala“ (page 3)

• Category STRUCTURES:

1. prize FIP 1998 – Multilevel Parking in Hospital and Outpatient Clinic in Bratislava-Petržalka (page 4)

Sanácia predpätia na viadukte Podtureň – meranie napätosti predpínacích káblov a teploty nosnej konštrukcie

Redevelopment of prestressing of viaduct Podtureň – measurements of stresses in prestressed tendons and temperature of bearing structure

Milan CHANDOGA – Andrej JAROŠEVIČ

Rekonštrukcia estakády Podtureň je spojená aj s čiastočnou sanáciou predpätia pomocou káblov umiestnených v komore trámu. Na sanácii sa významne podieľa aj firma PROJSTAR PK, s. r. o. Okrem dodávky kotevných systémov vykonala firma PROJSTAR na moste aj rozsiahle merania napätosti vonkajších káblov a teploty nosnej konštrukcie mosta. V príspevku sú uvedené niektoré výsledky meraní, ktoré boli realizované pri sanácii mosta A.

Odborný odhad potrebného rozsahu rekonštrukcie predpätia vychádzal z podrobného monitoringu. Endoskopická metóda, použitá na určenie korozívneho stavu predpínacích prvkov, umožňuje nahliadnuť na predpínacie laná len v pozorovaných miestach. Preto stav predpätia označený ako dobrý nemusí už platiť niekoľko centimetrov od pozorovaného miesta. Ďalším nedostatkom metódy je, že je založená len na vizuálnom odhade stupňa korózie. Skutočný úbytok prierezovej plochy predpínacej výstuže môže byť podstatne väčší. Zakonzervovanie starého predpätia sa uskutočnilo pomocou reinjektáže káblových kanálikov. Reinjektáž slúži hlavne na zastavenie ďalšej korózie a nedokáže odstrániť lokálne zvýšenie napätosti kábla v mieste, kde nastal úbytok prierezovej plochy kvôli korózii. Akokoľvek precízne vykonaná reinjektáž nemusí byť zárukou, že niektoré miesta zostanú aj naďalej nezainjektované.

Cieľ merania

Správanie sa nosnej konštrukcie po reinjektácii starého predpätia a napnutí vonkajších káblov musí byť predmetom dlhodobého záujmu prevádzkovateľa. Prístupnosť vonkajších káblov a jasné podmienky ich statického pôsobenia poskytujú príležitosť posudzovať vlastnosti nosnej konštrukcie podľa zmien napätosti voľných káblov. Ak počas prevádzky nosnej konštrukcie nastane ďalšia degradácia starého predpínacieho systému, prejaví sa to v zmene napätosti vonkajších káblov.

Vysoká prácnosť a značné náklady na zhotovenie vonkajších káblov pri rekonštrukciách nútia projektantov navrhovať dlhé káble, ktoré prechádzajú cez viaceré

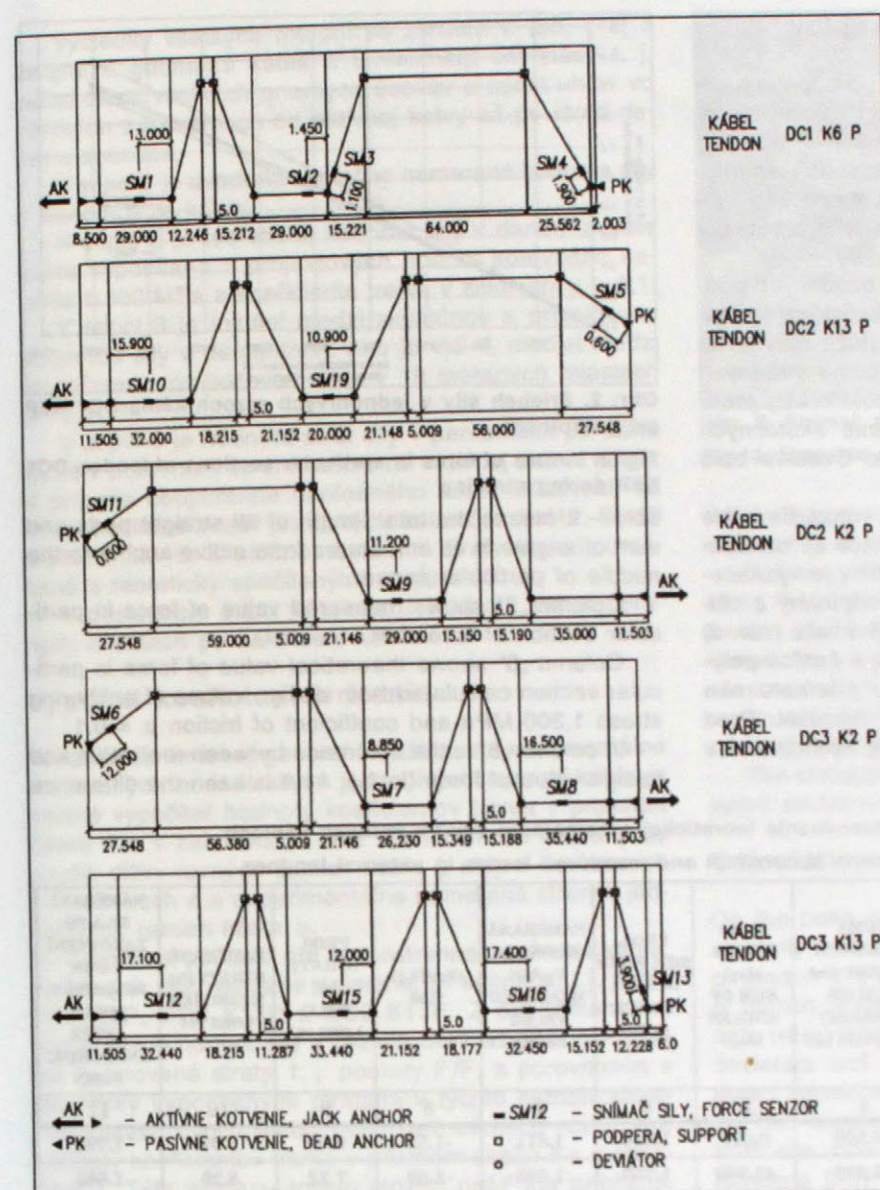
Reconstruction of viaduct Podtureň is connected with partial redevelopment of prestressing with using the tendons inside the box girders. Company PROJSTAR PK, s. r. o. is involved in this project. Besides supplies of anchoring systems company PROJSTAR PK, s. r. o. carried out large measurements of stresses in external tendons and temperature of bearing bridge structure. The contribution presents some of measurement results, which were obtained during redevelopment of bridge A.

Professional assesment of necessary amount of prestressing was based on detailed monitoring. Endoscopic method, that was used to determine the level of corrosion of prestressing, allows to observe prestressed strands only in particular sections selected for observation. Therefore the result „good“ might not be correct few centimeters away of this section. The method is based only on visual assesment of degree of corrosion, which is another imperfection of this method. The real decrease in cross-sectional area of prestressing steel can be significantly higher. Preservation of old prestressing was done by re-grouting of ducts. Re-grouting is supposed mainly to stop the process of corrosion. It is not capable to remove the local increase in stress of tendon in the section, where the cross-sectional area of prestressing steel is reduced due to corrosion. However the re-grouting, though very thoroughly done, can not guarantee that some sections would not be left ungrouted.

The aim of measurements

Behaviour of structure after re-grouting of old prestressing and installing of external tendons should be the subject of long-term interest of owner. The accessibility of external tendons and clear condition of their static function allow to verify the properties of bearing structure according to changes in stresses in external tendons. When further degradation of old prestressing system appears during the service of structure, it will result in change of stresses in external tendons.

High labour consumption and costs of installation of external tendons in reconstruction force engineers to design long tendons that go through more deviators and diaphragms in support cross-sections. It is not always possible to keep recommended radius of curvature and detailing. Problems arise also during tensioning of ten-



Obr. 1. Geometria charakteristických káblov

Fig. 1. Geometry of typical tendons

deviátory a nadpodporové priečniky. Nie vždy je možné dodržať odporúčané polomery krivosti a konštrukčné riešenia. Nemalé problémy vznikajú pri predpínaní káblov. Premiestňovanie ťažkých predpínacích zariadení v komorách je zvyčajne obmedzené, ak nie nemožné, a preto sa musí predpínať len z jednej strany, resp. jednodlano-vým lisom po jednotlivých lanách. V oboch prípadoch je pre projektanta veľmi dôležité, aby si už v štádiu predpínania mohol overiť skutočnú predpínanú silu po dĺžke kábla a porovnať ju s hodnotou, ktorú uvažoval vo výpočte.

Štandardný kontaktný systém merania sily pomocou prstencového tenzometrického dynamometra umožňuje merať napätosť kábla iba v jeho kotvení. Zmenu napätosti voľných káblov v tomto prípade treba merať podrobnejšie. Už viac ako 10 rokov sa na meranie napätosti úspešne používa magnetoelastická metóda. Na Slovensku a v Čechách je to už 14 mostných objektov. Všetky významnejšie rekonštrukcie mostov a zosilňovanie pomocou vonkajších káblov sú neodmysliteľne spojené s magnetoelastickým monitorovacím systémom.

dons. Moving of heavy stressing equipments in girder boxes is usually limited if not impossible, therefore stressing can be applied only from one side, or with mono-strand stressing-jack tensioning one strand after another, respectively. In both cases it is very important for an engineer to have a possibility already during time of stressing to verify the real force value along the tendon and compare this value with the one, used in calculation.

Standard contact system of force measurement with ring tensometric dynamometer allows to measure stresses in tendon only in anchor. In this case the change in stresses in external tendons must be measured in details. More than 10 years a magneto-elastic method for stress measurement has been successfully used. In Czech and Slovak Republic already 14 bridge structures uptill now. All important reconstruction of bridges and strenghtening with external tendons are necessarily connected with magneto-elastic monitoring system.

Stress measurement of external tendons

External tendons used in reconstruction of bridge „A“ of viaduct Podtureň are created from 10 unbonded strands Monostrand, sheathed in PE duct 110/6.6 mm and grouted after stressing with cement grout. Tendons are anchored with anchorage system PROJSTAR AR CH-10/2S-VK adjusted for possible replacement.

On the request of designer 19 magneto-elastic detectin elements (sensors) of force H110 HC were in-

stalled on external tendons. These sensors have to serve mainly for long-term monitoring of force changes in external tendons. However they were also used for quality control of prestressing and for verification of real values of prestressing force in particular sections of tendon. Together 8 external tendons were measured.

Fig. 1 shows a scheme of external tendons and positions of sensors along the tendon. Sensors are marked with numbers SM1 to SM20. The procedure of stressing of tendons is shown with bold arrow. The tendon DC3K13P was stressed from both sides, the rest of tendons was tensioned from one side. Sensors (Fig. 3) have rigid structure and are made with part of PE duct of 0.5 m long, which has same diameter as the tendon and is installed on this tendon with two PE collar. Before installation on site all sensors were calibrated in testing stand for full prestressing force.

The results of all measurements are presented on Fig. 1 for one tendon and in Tab. 1 together with information about the tendon geometry and position of sen-

Meranie napätosti vonkajších káblov

Vonkajšie káble použité na rekonštrukciu predpätia mosta A estakády Podtureň sú zostavené z 10 kusov nesúdržných lán MONOSTRAND umiestnených v PE rúre 110/6,6 mm, ktorá je po napnutí zainjektovaná cementovou maltou. Káble sú kotvené pomocou kotevného systému PROJSTAR CH-10/2S-VK upraveného pre eventúálnu vymeniteľnosť.

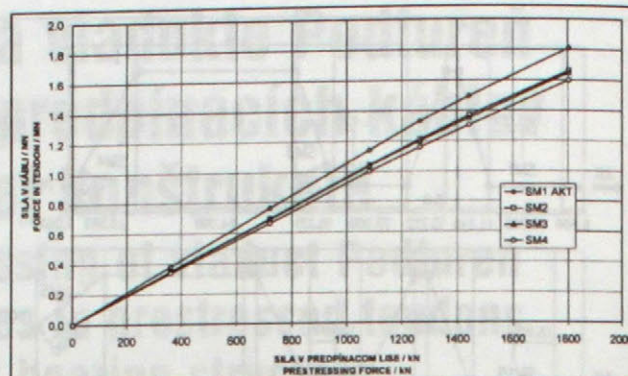
Na vonkajších kábloch mosta A bolo osadených podľa požiadavky projektanta 19 magnetoelastických snímačov sily H110HC. Tieto snímače majú slúžiť hlavne na dlhodobé monitorovanie zmien sily vo voľne vedených kábloch. Snímače boli využité aj na kontrolu kvality predpínania vonkajších káblov a na overenie skutočných hodnôt sily v jednotlivých rezoch kábla. Celkovo bolo meraných 8 vonkajších káblov.

Na obr. 1 sú schematicky vykreslené vonkajšie káble a poloha snímačov po dĺžke kábla. Snímače sú označené SM1 až SM20. Spôsob napínania káblov je vyznačený hrubou šípkou. Kábel DC3K13P bol napínaný z oboch strán, ostatné len z jednej strany. Snímače (obr. 3) majú pevnú konštrukciu a sú vyrobené aj s časťou polyetylénovej rúry dĺžky 0,5 m rovnakého priemeru ako kábel, na ktorý sa pripojí dvojicou PE manžiet. Pred osadením na stavbe boli všetky snímače kalibrované v skúšobnom stánde na plnú predpínaciu silu.

Tabuľka 1. Viadukt Podtureň – most A – porovnanie teoretickej a nameranej sily vo voľných kábloch

Table 1. Bridge "A" Podtureň – comparison of theoretical and measured forces in external tendons

DEŇ A ČAS DAY AND TIME OF PRESTRESSING	KÁBEL TENDON	SNÍMAČ SENSOR	SUMA PRIAMÝCH ÚSEKOV [m] SUM OF STRAIGHT LENGTHS [m]	SUMA UHLOV [deg] SUM OF ANGLES [deg]	PROJ. SILA F ₀ /MN DESIGN. FORCE F ₀ /MN	NAMERANÁ HODNOTA F _m /MN MEASURED VALUE F _m /MN	(F _m /F ₀ -1) *100	PROJ. STRATY [%] CALC. LOSS [%]	NAMERANÉ STRATY [%] MEASURED LOSS [%]	NAMERANÁ SILA PO ZAKOTVENÍ F _a /MN MEASURED FORCE AFTER ANCHORING F _a /MN
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
25.09.97 13:30	DC1K6P	SM1 AKT	24.500	0.000	1.840	1.811	-1.52	0.00	0.00	1.799
		SM2	95.208	42.960	1.707	1.663	-2.56	7.22	8.20	1.663
		SM3	97.058	52.739	1.678	1.648	-1.76	8.79	9.01	1.648
		SM4	197.941	66.502	1.638	1.599	-2.35	10.96	11.70	1.599
27.10.97 8:50	DC3K2P	SM8 AKT	29.943	1.196	1.836	1.845	0.49	0.00	0.00	1.828
		SM7	96.860	35.198	1.730	1.746	0.93	5.76	5.35	1.748
		SM6	201.743	65.978	1.639	1.649	0.60	10.69	10.59	1.650
27.10.97 13:20	DC3K13P	SM12 AKT	27.905	1.692	1.834	1.831	-0.17	0.00	0.00	1.806
		SM15	96.887	45.206	1.700	1.717	0.98	7.31	6.24	1.719
		SM16	53.780	38.448	1.720	1.785	3.78	4.66	4.45	1.788
		SM13 AKT	9.200	11.092	1.804	1.868	3.54	0.00	0.00	1.836
28.10.97 13:10	DC3K4P	SM18 AKT	18.350	2.361	1.832	1.825	-0.37			1.789
22.11.97 8:30	DC2K2P	SM9 AKT	97.343	35.531	1.729	1.639	-5.17	0.00	0.00	1.638
		SM11	218.236	56.311	1.667	1.584	-5.01	3.56	3.40	1.583
22.11.97 10:50	DC2K13P	SM10 AKT	26.705	1.692	1.834	1.819	-0.81	0.00	0.00	1.795
		SM19	93.972	31.600	1.741	1.714	-1.55	5.09	5.80	1.713
		SM5	211.927	52.769	1.678	1.677	-0.04	7.01	7.82	1.677
29.11.97 9:00	DC2K4P	SM20 AKT	13.850	2.248	1.832	1.833	0.04			1.811
29.11.97 10:50	DC2K17P	SM17 AKT	15.850	2.379	1.832	1.870	2.09			1.849
Rozdiel medzi skutočnou a projektovanou hodnotou sily Difference between measured and designed force							aver [%]	stdev [%]		
							-0.47	2.38		



Obr. 2. Pribeh sily v jednotlivých rezoch kábla DC1 K6P pri predpínaní

Fig. 2. Values of force in particular sections of tendon DC1 K6P during stressing

sors – it means the total length of all straight parts and sum of angles in all curvatures from active anchor to the middle of particular sensor.

Column „7“ shows measured value of force in particular section of a tendon.

Column „6“ shows theoretical value of force in particular section calculated from design values of anchoring stress 1,300 MPa and coefficient of friction $\mu = 0.1$.

In column „8“ is the difference between real value and design value of force (in %). As it is seen the difference

Výsledky všetkých meraní sú zhrnuté v tab. 1 aj s údajmi o geometrii kábla a umiestnení snímačov t. j. súčet dĺžok všetkých priamych úsekov a súčet uhlov vo všetkých zakriveniach od aktívnej kotvy až po stred daného snímača.

V stĺpci 7 je uvedená skutočne nameraná hodnota sily v danom reze kábla.

V stĺpci 6 je teoretická hodnota sily v danom mieste kábla vypočítaná z projektových hodnôt kotevného napätia 1 300 MPa a koeficienta trenia v zakrivení $\mu = 0.1$.

V stĺpci 8 je rozdiel medzi skutočnou a projektovou hodnotou sily v percentách. Ako je vidieť, rozdiel medzi skutočnou a projektovou silou v 19 meraných miestach je -0,47 %.

V stĺpci 9 je hodnota strát sily v percentách po dĺžke kábla v porovnaní so snímačom na aktívnej strane kábla. V prípade obojstranne napínaného kábla DC3K13P sú straty počítané zvlášť pre dvojicu snímačov SM12, SM15 a SM13, SM16. Skutočne namerané straty sily sú porovnané s teoreticky spočítanými v stĺpci 10.

V poslednom stĺpci je uvedená hodnota sily v meraných miestach po zakotvení kábla.

Výpočet koeficientov trenia

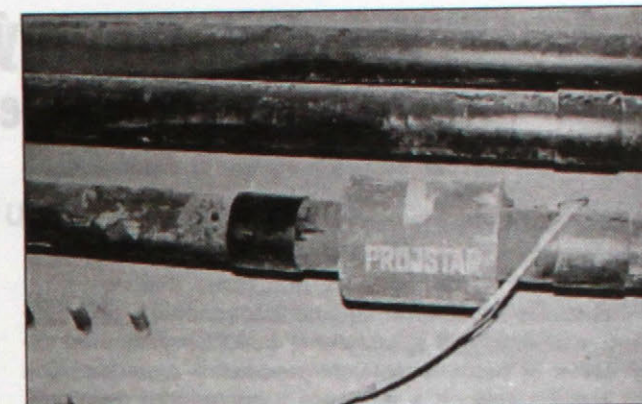
Na základe známej geometrie kábla a experimentálne nameraných hodnôt sily v jednotlivých rezoch kábla je možné vypočítať hodnoty koeficientov trenia v priamom úseku k a v zakrivení μ . Ako východiskové hodnoty sa použili dĺžky rovných úsekov kábla l_i , uhly v deviátoroch a priechnikoch a_i a experimentálne namerané straty v jednotlivých rezoch kábla s_i .

Trenie sa počítalo pre jednostranne napínané káble, na ktorých boli osadené najmenej tri snímače, t. j. káble DC1 K6P, DC3 K13P a DC2 K13P. Z experimentálne nameraných hodnôt sily v rezoch SM1 až SMi vypočítame normované straty, t. j. pomery F/F_0 a porovnaním s teoreticky vypočítanými stratami v týchto rezoch získame sústavu dvoch alebo troch nelineárnych rovníc pre hodnoty koeficientov trenia v priamom úseku k a v zakrivení μ . Túto sústavu rovníc možno riešiť iba približne, vypočítané hodnoty sú najlepším priblížením v zmysle metódy najmenších štvorcov. Normované straty sa vypočítali z hodnôt sily pri plnej hodnote predpínacej sily na aktívnej strane. Treba mať na zreteli, že na presný výpočet hodnôt koeficientov trenia nestačí ani neistota relatívneho merania sily 0,5 %.

Z vypočítaných hodnôt koeficientov trenia v rovnom úseku a zakrivení vyplýva, že projektová hodnota koeficienta trenia v zakrivení $\mu = 0.1$ zodpovedá dobre skutočnosti, koeficient trenia v rovnom úseku k však nie je celkom zanedbateľný, pravdepodobná hodnota je $k = 0.0001 \text{ m}^{-1}$ (niektorí výrobcovia odporúčajú uvažovať hodnotu 0.001 m^{-1}). Pri kábloch dĺžky 200 m to predstavuje prídavnú stratu sily na konci kábla približne 2 %.

LITERATÚRA

- [1] Bulánek, P.: Oprava mosta 01–220 viadukt Podtureň. In: Zborník FIP 1998.
- [2] Búci, L.–Pukančík, V.–Gašparíková, M.–Harvančík, J.: Sadržba predpätia viaduktu Podtureň. In: Zborník FIP 1998.
- [3] Chandoga, M.–Jaroševič, A.: Závěrečná správa z merania napätosti a teploty na viadukte Podtureň, most A. Bratislava december 1997.



Obr. 3. Snímač sily H110 HC

Fig. 3. Magneto-elastic sensor of force H110 HC

between real value and design value in 19 measured sections is -0.47 %.

Column „9“ shows the value of losses of force in % along the tendon, from sensor's view on active side of a tendon. In the case of tendon DC3K13P, which was tensioned from both sides, the losses are calculated for sensor couples SM12, SM15 and SM13, SM16. The real measured losses in force are compared with those theoretically calculated and are shown in column „10“.

The last column presents the values of force in measured sections after tendon anchoring.

Calculation of coefficient of friction

On the base of known geometry of tendon and experimentally measured values of force in particular sections of tendon it is possible to calculate values of coefficient of friction in straight parts k and in curvature μ . The input data were: lengths of straight parts of tendon l_i , angles in deviators and diaphragms a_i and experimentally measured losses in all sections of a tendon s_i .

The friction was calculated for tendons tensioned from one side that had at least three sensors installed (tendons DC1 K6P, DC3 K13P, and DC2 K13P). From experimentally obtained values of force in sections SM1 to SMi we can calculate the normed losses (it means the relation F/F_0) and from comparison with theoretically calculated losses in these sections we can get the system of two or three non-linear equations for values of coefficient of friction in straight parts k and in curvature μ . This system of equations can be solved only approximately, the calculated values are the best approximation according to method of minimum squares. Normed losses were calculated from values of force based on full value of stressing force on active side. It is necessary to remember that for exact calculation of coefficient of friction even the uncertainty of relative measurement of force 0.5 % is not sufficient.

From calculated values of coefficient of friction in straight parts and curvatures it is clear that the design value of coefficient of friction in curvature ($\mu = 0.1$) is adequate with respect to reality. However the coefficient of friction in straight part k should not be neglected, probable value is $k = 0.0001 \text{ m}^{-1}$ (some producers recommend to take the value 0.001 m^{-1}). In tendons 200 m long it means additional loss of force at the end of a tendon approximately 2 %.

Vysokohodnotný betón pre prax

High quality concrete for practical use

Ludovít NAĎ – Marián UHRÍN – Vladimír ŠIMKO

V intenciách zvýšeného záujmu základného a aplikovaného výskumu, ako aj stavebnej praxe o vysokohodnotný betón – betón vysokých pevností – vo vyspelých európskych štátoch a vo svete v poslednom desaťročí, sa u nás touto problematikou zaoberá aj výskumno-obchodná spoločnosť BETON VUIS, s. r. o. Bratislava v spolupráci s Inžinierskymi stavbami, a. s. Košice. Betón vysokých pevností, ako kvalitatívne lepší konštrukčný materiál v porovnaní s obyčajným betónom, láka inžinierov využiť ho v praxi, nakoľko ponúka nové možnosti. Využitie vysokoekonomických betónov je však podmienené dôkladným oboznámením sa s vlastnosťami a parametrami tohto kvalitatívne nového materiálu a zároveň prijatím potrebných technických noriem a predpisov.

Na pracovisku BETON VUIS je riešenie zamerané na konkrétne podmienky materiálnej základne východoslovenského regiónu. Výroba betónu vysokých pevností sa overovala v r. 1997 v centrálnej betonárni Inžinierskych stavieb, a. s. v Košiciach.

Pri sledovaní významných charakteristík betónov vysokých pevností vo výskume navrhovania mostných konštrukcií sa zohľadňujú podmienky využitia základných zložiek betónu zo západného Slovenska.

Materiálová báza

Vlastnosti vysokohodnotného betónu sú predurčované už jeho zložkami. Ich výberom, optimálnym návrhom zloženia betónu a vhodnou technológiou spracovania sa získajú požadované vlastnosti čerstvého a zatvrdnutého betónu vysokých pevností.

V príspevku je opísaný vývoj betónu vysokých pevností do 100 MPa pri používaní bežných u nás dostupných základných zložiek betónu. Rámcovo sa vychádza z predpokladu, že na výrobu betónu vysokých pevností je potrebné kamenivo s vyhovujúcim granulometrickým zložením, portlandský cement CEM I 52,5, superplastifikátor a kremičitý úlet.

Konkrétne návrhy zloženia betónu uvažovali tieto zložky betónu:

- cement CEM I 52,5, CEM I 52,5 R,
- kamenivo frakcia 0–4 lokality Milhošť a Petržalka, frakcie 4–8 a 8–16 lokality Trebejov a Petržalka,
- voda nezávadná z vodovodnej siete,
- prísada superplastifikátor LIQUIMENT N,
- prímies kremičitý úlet SIOXID z OFZ Istebné.

Riešenie predpokladá uplatnenie tohto betónu pre mostné staviteľstvo v monolitickom alebo prefabrikovanom variante, pri spriahnutých konštrukciách, resp. pri výstavbe výškových budov atď.

Doc. Ing. Ludovít Naď, CSc. – Inžinierske stavby, a. s. Košice; Ing. Marián Uhrín, CSc. – BETON VUIS, s. r. o. Bratislava; Ing. Vladimír Šimko – Inžinierske stavby, a. s. Košice.

In the last decade basic and applied research, as well as building industry practice in developed European countries and other parts of the world indicate a high interest in high quality (i. e. high strength) concrete. Due to this fact, the problem is also dealt with in the research-commercial company BETON VUIS s. r. o. in Bratislava in cooperation with Inžinierske stavby a. s. Košice. Civil engineers are interested in practical use of high strength concrete, as qualitatively enhanced structural material, since it offers new, hitherto unutilized opportunities. However, high strength concrete can be made use of on condition that detailed examination of properties and parameters of this qualitatively new material will be made and necessary technical standards and regulations will be accepted.

The workplace of BETON VUIS aimed its research at concrete made of materials from eastern Slovakia region. Last year high strength concrete production was verified in central concrete mixer plant of Inžinierske stavby in Košice.

High strength concrete which is intended to be built in bridge structures was made of basic components from west Slovakia region. Significant properties of this type of concrete were examined, as well.

Material basis

Properties of high quality concrete are above all predetermined by its components. A proper material selection, an optimum design of concrete mixture composition and an appropriate process technology result in required properties of fresh and hardened high strength concrete.

The contribution presents development of concrete with high strength up to 100 MPa made of basic components commonly available in our country. Basically, it is assumed that high strength concrete is to be produced from aggregates with a suitable grain-size distribution, portland cement CEM I 52.5, superplasticiser and silica fume.

Particular designs of concrete composition took into account the following concrete components:

- cement CEM I 52,5, CEM I 52,5 R,
- aggregates 0–4 grain size from locations of Milhošť and Petržalka, 4–8 and 8–16 grain sizes from locations of Trebejov and Petržalka,
- water unexceptinable from public pipe-line,
- admixture superplasticiser LIQUIMENT N,
- additive silica fume SIOXID from OFZ Istebné.

The presented concrete is supposed to be applied in bridge structures as a monolithic or precast alternative, in steel-concrete composite structures and in tower building structures.

Experimentálne laboratórne práce

Laboratórne riešenie sa skladalo z nasledujúcich prác:

- skúšky kameniva na laboratórne a poloprevádzkové overovanie,
- overenie vhodnosti cementov na výrobu betónu,
- návrh zloženia betónu s rýchlym nárastom pevností pri aplikácii plastifikačnej prísady, prispôsobenej pôvodu cementu a použitia prímies,
- sledovanie nárastu pevnosti betónu v tlaku a zistenie 80% pevnosti pre predpínanie,
- sledovanie priebehu zmrašťovania a dotvarovania betónu,
- preukazné skúšky betónu, podklad pre certifikáciu.

Experimentovalo sa tak, že sa menil podiel jednotlivých frakcií kameniva, obsah cementu a množstvo zámesovej vody, ako aj obsah prísady a prímies. Sledovali sa vlastnosti čerstvého betónu: konzistencia, objemová hmotnosť, teplota, čas spracovateľnosti a samotná zmes. Po zatvrdnutí betónu sa určovala pevnosť betónu v tlaku, postupne po 24 hodinách, 2, 3, 7 a 28 dňoch. Na základe výsledkov skúšok čerstvého a zatvrdnutého betónu sa korigoval obsah jednotlivých zložiek v betóne a vypracovala sa receptúra pre poloprevádzkové overovanie na centrálnej betonárni.

Skutočné zloženie vysokohodnotného betónu na 1 m³ h. b. je v tab. 1.

Tabuľka 1

Cement	Zámesová voda Mixing water	Prísada Admitresa LIQUIMENT N	Prímies Additive SIOXID
CEM I 52,5 (kg)	(l)	(l)	(kg)
435÷465	126÷160	8÷10	25÷30

Poloprevádzkové overenie

Pred poloprevádzkovými skúškami výroby vysokohodnotného betónu sa aplikovateľnosť výsledkov laboratórnych skúšok overila na niekoľkých zámesiach betónu s objemom 100 l. Vyrobili sa skúšobné telesá a nosníky pre aplikovaný výskum navrhovania mostných konštrukcií v rámci dodávok betónu triedy B 80 pri riešení VTP pre VUIS–Mosty, s. r. o. Bratislava.

Samotné overovanie v poloprevádzke sa uskutočnilo na centrálnej betonárni Inžinierskych stavieb, a. s. v Košiciach, pri bežných podmienkach, popri výrobe betónov nižších tried. Skúšali sa zámesi s objemom 1 m³ betónu. Čerstvý betón bol z miešačky vypustený do automomiešavača, z ktorého sa odobralo potrebné množstvo na skúšky čerstvého a zatvrdnutého betónu.

Podstatné výsledky poloprevádzkových skúšok sú zhrnuté v tab. 2.

Vyhodnocovanie výsledkov skúšok týkajúcich sa pevnostných charakteristík vysokohodnotných betónov, vzťahujúcich sa na laboratórne skúšky – t. j. smerná pevnosť a na poloprevádzkové skúšky – kontrolná pevnosť, je t. č. ešte individuálne, nezjednotené. Naše normové predpisy neuvádzajú zatiaľ vyššiu triedu betónu ako B 60. Vychádzajúc z literatúry [2] boli v rámci riešenia VTP P 92–15–114 [1] vypracované tabuľky informatív-

Experimental laboratory research

Laboratory solution consisted of the following work steps:

- aggregate tests for laboratory and semi-industrial verification,
- examination of cement suitability for concrete production,
- design of concrete composition with early strength increase using a plasticizing admixture corresponding with cement origin and the used additive,
- examination of concrete compressive strength increase and finding 80 % of strength for prestressing,
- examination of concrete shrinkage and creeping course,
- conclusive concrete tests, basis for certification.

Experiments were carried out in such a way that a portion of particular aggregate grain sizes, cement content, the amount of mixing water, as well as admixture and additive content were changed. Properties of fresh concrete were examined: consistency, density, temperature, processing time and the mixture itself. After concrete hardening, the concrete compressive strength after 24 hours, 2, 3, 7 and 28 days respectively, was determined. On the basis of test results of fresh and hard concrete, a portion of particular concrete components was corrected, and a formulation for semi-industrial verification in the central mixing plant was worked out.

Actual composition of high quality concrete for concrete volume of 1 m³ (Tab. 1)

Table 1

Cement	Zámesová voda Mixing water	Prísada Admitresa LIQUIMENT N	Prímies Additive SIOXID
CEM I 52,5 (kg)	(l)	(l)	(kg)
435÷465	126÷160	8÷10	25÷30

Semi-industrial examination

Before a semi-industrial testing of high quality concrete production was carried out, several batches of 100 l volume were made to examine applicability of laboratory test results. Test specimens and beams were made for applied research of bridge structure design within the framework of 80-class concrete supply for a scientific project for VUIS–Mosty s. r. o. Bratislava.

Semi-industrial examination itself was carried out in concrete mixing plant of Inžinierske stavby a. s. in Košice, under common conditions along with lower class concrete production. Tests were carried out on concrete batches of 1 m³ volume. Fresh concrete was poured out of a mixing machine into a concrete transport car from which a necessary amount of concrete was sampled to test fresh and hardened concrete.

Substantial results of semi-industrial tests are presented in the following Tab. 2.

Evaluation of test results concerning high quality concrete strength characteristics, namely direct strength achieved in laboratory tests and registered strength achieved in semi-industrial tests, has not been regularized yet. Our standard regulations do not yet present a higher concrete class than B 60. Referring to „Beton Kalender 95“ [2], tables presenting informative charac-

Tabuľka 2

Table 2

Konzistencia sadnutie kužľa Consistency slump (mm)	Objemová hmotnosť Density (kg/m ³)	Pevnosť v tlaku Compressive strength (MPa)			Pevnosť v ťahu pri ohybe Bending tensile strength (MPa)	Dynamický modul pružnosti Dynamic modulus of elasticity (GPa)
		1 deň	7 dní	28 dní		
80±150	2 475±2 580	32,5±51,1	55,8±78,2	85,7±96,8	8,8±10,4	52,2±57,2

nych charakteristík betónov vyšších tried (C 50/60 až C 95/115), a tie sa použili pri riešení problematiky betónov vysokých pevností.

Záver

V príspevku je zhrnuté riešenie problematiky vysokohodnotného betónu pre konkrétne podmienky a dostupnú materiálovú základňu. Prínosom sú výsledky dosiahnuté pri poloprevádzkovom overovaní výroby betónov vysokých pevností na centrálnej betonárni Inžinierskych stavieb, a. s. Košice.

Záverom možno konštatovať, že pri predpoklade overenej metodiky riešenia, počnúc experimentálnymi laboratornými skúškami po dôslednú technologickú disciplínu na centrálnej betonárni, je možné aj v našich podmienkach uvažovať s aplikáciou betónov vysokých pevností [3].

LITERATÚRA

- [1] Horák, I.: Betóny s vysokou začiatočnou a konečnou pevnosťou pre monolitické a predpäté konštrukcie. [Záverečná správa čiastkovej úlohy 01, etapa 02 projektu P 92-15-114]. BETON VUIS, s. r. o. Bratislava, 1995.
- [2] Beton Kalender 1995. Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1995.
- [3] Uhrín, M.-Horák, I.-Slovák, K.: Technická pomoc a experimentálne laboratorné práce pri riešení vývojových úloh technického rozvoja Inžinierskych stavieb a. s. Košice. [Záverečná správa]. BETON VUIS, s. r. o. Bratislava, 1997.

teristics of high class concrete (C 50/60 to C 95/115) were worked out and these were used in solving the problem of high strength concrete.

Conclusion

The contribution presents a summary of solving the problems concerning high quality concrete for particular local conditions and available material basis. Results attained during semi-industrial examination of high strength concrete production in concrete mixing plant of Inžinierske stavby a. s. Košice are particularly valuable.

It is possible to conclude that on condition of a verified solution method introduction, starting from experimental laboratory tests and concluding with a consequential technological discipline in the central concrete mixer plant, it is possible to consider an application of high strength concrete in our conditions [3].

REFERENCES

- [1] Horák, I.: Concrete with high initial and final strength for monolithic and prestressed structures. [Conclusive report of partial project 01, stage 02, project P 92-15-114]. BETON VUIS s. r. o. Bratislava, 1995.
- [2] Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1995.
- [3] Uhrín, M.-Horák, I.-Slovák, K.: Technical support and experimental laboratory work in solving technical development and research tasks in Inžinierske stavby a. s. Košice. [Conclusive report] BETON VUIS s. r. o. Bratislava, 1997.

Súdržnosť výstuže zo sklenených vlákien (GFRP) v betóne

Bond of glass fiber reinforced plastic (GFRP) bars in concrete

Ludovít NAĐ – Mulu MURUTS

Výstuž z nekovových vlákien v stavebných konštrukciách a v prvkoch ako náhrada za obyčajnú betonársku alebo predpínaciu oceľovú výstuž sa v praxi čoraz viac využíva. Ide o výstuž z vlákien uhlíkových, aramidových, čadičových a pod. Najviac sa však používajú výstuže zo sklenených vlákien, pretože sú cenovo najprístupnejšie. Hoci už v mnohých technicky vyspelých krajinách existujú aplikácie v náročných inžinierskych konštrukciách, v súčasnosti neexistuje norma, ktorá by bola zárukou správneho návrhu. Mnohé inštitúcie a podniky použili vlastné druhy týchto výstuží v konštrukciách. Pri návrhu vychádzali predovšetkým z vlastných experimentálnych výsledkov. Ide o jednosmerné vláknové výstuže na báze epoxidovej matrice. V rámci riešenia vedeckého grantu VEGA „Nekovové výstuže v betónových konštrukciách a prvkoch“ autori v laboratorných podmienkach vyrobili výstuže z usmernených sklenených vlákien, pre ktoré je medzinárodne zaužívaný anglický názov GFRP – Glass Fiber Reinforced Plastic (bars). Mechanické a fyzikálne vlastnosti a pevnostné charakteristiky týchto výstuží boli experimentálne zistené.

Nekovové výstuže zo sklenených vlákien (GFRP) boli vyrobené laminovaním. Na zistenie fyzikálno-mechanických vlastností sa použil teoretický výpočet na základe pomerného zastúpenia vlákien objemovo. Rozdiel medzi experimentálne získanými výsledkami a teoretickými výpočtami bol do 6 %. Kvôli zvýšeniu súdržnosti bola výstuž natretá epoxidovou živicom a posypaná pieskom. Keďže laminované výstuže zo sklenených vlákien (GFRP) sa majú použiť namiesto obvyklej betonárskej výstuže, výsledky experimentálnych skúšok sú podkladmi na návrh betónových nosníkov.

Experimentálne výsledky

Experimentálne výsledky skúšky súdržnosti a ťahových skúšok výstuže z nekovových vlákien sú ďalšími podkladmi na návrh betónových nosníkov vystužených výstužou GFRP.

V betónových vzorkách (betón B 45) kruhového prierezu s priemerom 150 mm bola výstuž zabetónovaná na dĺžke 145, 195, 245 a 295 mm. Výstuž GFRP „vlastnej výroby“ má obdĺžnikový priečny rez s plochou zodpovedajúcou kruhu ϕ 12 mm a obvod o málo prevyšujúci obvod tohto kruhu. Takto pripravené vzorky boli použité na skúšku súdržnosti. Usporiadanie skúšky – „vťahovacej skúšky“ je schematicky znázornené na obr. 1. Betónové vzorky boli umiestnené v skúšobnom lise tak, že sa rozopierali o oceľovú roznášaciu dosku. Vťahovanie výstuže na aktívnom konci, resp. jej vťahovanie na voľnom konci bolo merané mechanickými indikátormi. Na aktívnom konci výstuže bol súčasne umiestnený elektrický indukčný snímač.

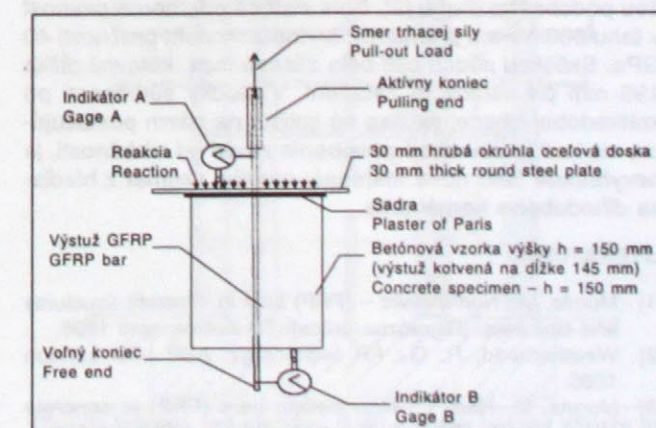
Doc. Ing. Ludovít Naď, CSc. – Inžinierske stavby, a. s. Košice;
Ing. Mulu Muruts – Stavebná fakulta TU Košice.

Non-metallic bars in building structures and elements in lieu of conventional reinforcing steel or prestressed steel is coming common today. The non-metallic bars are from fibers of Carbon, Aramid, Basalt etc. The most common non-metallic bars are from glass fiber, because their price is relatively low. Although in more developed countries there are applications in engineering structures, at this moment there is not any standard, which could be guaranteed to the right design. More institutions and enterprises applied their own Fiber Reinforced Plastic (FRP) bars, for their design they used their own experimental results. It is about unidirectional fabric bars in the base of epoxy matrix. In terms of scientific grant VEGA, „Non-Metallic bars in concrete structures and elements“ the authors made bars from unidirectional glass fibers in laboratory conditions, for which it is internationally known as GFRP – Glass Fiber Reinforced Plastic (bars). Mechanical and physical characteristics and strength characteristics of these bars were experimentally tested.

Non-metallic bars from glass fibers (GFRP) bars were produced by lamination. To get the physical and mechanical characteristics of these bars a theoretical calculation was used in the bases of percentage composition of the fibers by volume. Difference between theoretical and experimental values were 6 %. In order to develop a greater bond strength the bar were coated by epoxy and pasted by sand. Since the GFRP laminated bars will be applied in lieu of conventional reinforcing steel bar, the experimental results are the bases to the design of the concrete beams.

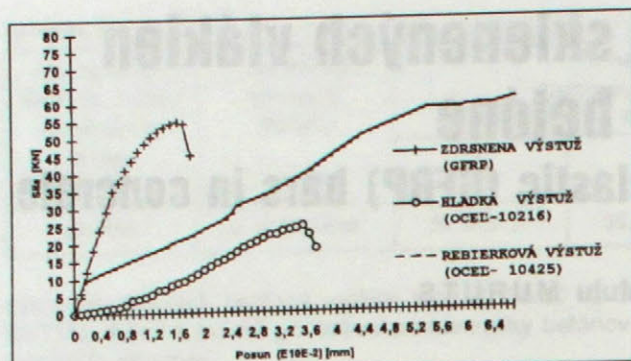
Experimental results

Experimental results of bond and pull-out tests of the Non-



Obr. 1. Schéma experimentálneho usporiadania „vťahovacej“ skúšky

Fig. 1. Test set-up for bond test of GFRP bars embedded in concrete



Obr. 2. Pracovný diagram „vyťahovacej“ skúšky – skúšky súdržnosti výstuže GFRP (posun meraný na aktívnom – „vyťahovanom“ konci – indikátor A)

Fig. 2. Load displacement diagram of pull-out tests – bond tests of GFRP bar (displacement measured at pulling end – gauge A)

mač pretvorenia (so základňou 50 mm), z ktorého údaj bol stanovený aj modul pružnosti výstuže.

Kvôli porovnaniu pevnosti v súdržnosti sa experimentálne skúšali aj dva druhy oceľovej výstuže, t. j. výstuž s hladkým povrchom a výstuž s periodickým povrchom. Výstuž, zabetónovaná na dĺžke 295, 245 a 195 mm sa pri skúške roztrhla. Výstuž, zabetónovaná na dĺžke 145 mm sa z betónu vytiahla. Priebeh experimentálnych výsledkov „vyťahovacích skúšok“ od začiatku posunu až po hodnotu maximálnej sily, pri ktorej sa výstuž z betónu vytiahla, je znázornený pracovným diagramom na obr. 2 pre aktívny koniec výstuže.

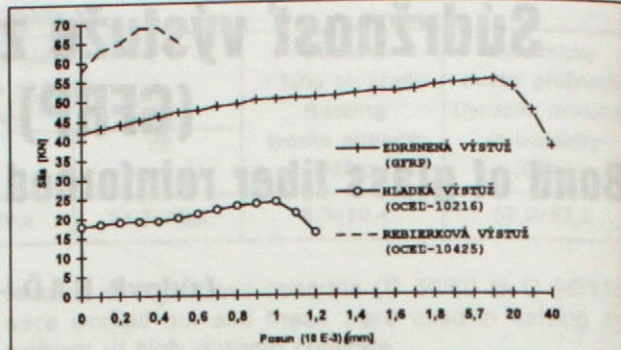
Maximálna sila, ktorú dosiahla oceľová výstuž s periodickým povrchom (10425-V) pri „vyťahovacej“ skúške, je 69 kN, keď sa pri tejto hodnote výstuž pretrhla. Pri experimentoch sme pozorovali, že porušenie súdržnosti výstuže GFRP nastáva tým, že sa porušuje matrica skôr než dosiahne výstuž svoju pevnosť. Pri skúškach na dvoch vzorkách GFRP zo šiestich, sa porušil betón priečnym ťahom.

Záver

Viacere druhy nekovových výstuží vykazujú veľmi dobré vlastnosti. Ich dôležité fyzikálno-mechanické charakteristiky sú uspokojivé v porovnaní s oceľou. Výstuž GFRP, ktorá bola experimentálne overovaná, má porovnateľné pevnostné charakteristiky s priemyselne vyrábanou výstužou podobného druhu [2]. Bola zistená priemerná pevnosť v ťahu 600 MPa a priemerná hodnota modulu pružnosti 40 GPa. Skúškou súdržnosti bola zistená max. kotevná dĺžka 195 mm pri statickom zaťažení. Výsledky súdržnosti pri krátkodobej ťhacej skúške sú takisto na návrh postačujúce, ale keďže dlhodobé pôsobenie závisí od súdržnosti, je nevyhnutné tieto nové materiály naďalej skúmať z hľadiska dlhodobého namáhania.

LITERATÚRA

- [1] Muruts, M.: Non-metallic – (FRP) bars in concrete structures and elements. [Rigorózná práca]. TU Košice, apríl 1996.
- [2] Weatherhead, R. G.: FR technology. ASP LTD London 1980.
- [3] Muruts, M.–Naď, L.: Non-metallic bars (FRP) in concrete structures. In: Zborník Concrete bridges. Štrbské Pleso, september 1997.
- [4] Muruts, M.–Naď, L.–Pešek, L.: Study on material characteristics of non metallic bars – (FRP) for concrete structures. In: Zborník z VI. Vedeckej konferencie SvF TU Košice, máj 1997.



Obr. 3. Pracovný diagram „vyťahovacej“ skúšky – skúšky súdržnosti výstuže GFRP (posun meraný na voľnom – „vyťahovanom“ konci – indikátor B)

Fig. 3. Load displacement diagram „pull-out“ tests – bond test of GFRP bar (displacement measured at free end – gauge B)

metallic bars are another bases to the design of concrete beams reinforced with GFRP bars.

In cylindrical concrete specimens of (concrete B 45) with a diameter of 150 mm a bar have been embedded to length of 145, 195, 245 and 295 mm. „Self produced“ GFRP bar has a rectangular section which corresponds an area of ϕ 12 mm and was slightly greater in circumference. These bars were used for bond tests. Schema of the test arrangements „pull-out tests“ is in Fig. 1. Concrete specimens were placed in the testing hydraulic jack, and they were supported by the steel plate. Pulling of the bar with the active end, respectively the free end were measured by mechanical gages. An electronic indicator with 50 mm base were placed in the direction of active end in order to monitor a self elongation of the GFRP bar, from where we get the elasticity moduli of the bar.

For comparison reasons an experimental tests have been done with two types of steel bars, i. e. smooth steel bar and steel bar with periodical ribs. Bars, embedded with a length of 295, 245 and 195 mm have been cutted during pull-out test. Bar with an embedment length of 145 mm have been pulled from the concrete. Diagrams of experimental tests „pull-out tests“ from the beginning till the value of maximum load, from which the bar have been pulled-out is expressed in the diagram in Fig. 2 (for the free end).

Maximum load of the steel bar with periodical ribs (10425-V) at „pull-out“ test, reached 69 kN when the bar have been cutted. In our experiment we observed, that bond interruption of GFRP bar is the resin type rather than the fiber type. During the pull-out test, experiments of two specimens from six have been interrupted due to concrete splitting.

Conclusion

Most types of Non-metallic bars shows a very good characteristics. Important characteristics of tested bars are adequate in comparison with steel. GFRP bar, which was experimentally tested, have similar characteristics with industrial manufactured GFRP bar [2]. Average strength of the experimentally tested bar was 600 MPa and average elasticity modules was 40 GPa. During the statical pull-out test maximum embedment length was found out to be 195 mm. The results of short time pull-out tests were also adequate to the design, since long time action depends up on bond, investigating these new materials is inevitable.

Posuvná skruž U-40 na moste D 211 diaľnice D1 Hybe–Važec

Sliding centering U-40 on the D1 motorway bridge Hybe–Važec

Milan ŠTADLER – Hildebrand UŽOVIČ – Jozef ĎURĎA – Vladimír HANZEL

Na diaľničnom úseku diaľnice D1 Hybe–Važec pod Tatrami je hlavným dodávateľom stavby Hydrostav, a. s. Bratislava. Na tomto pomerne krátkom úseku sa nachádza štrnásť mostov, z ktorých šesť zhotovuje Hydrostav, a. s. Rozpätia ich polí sú od 20 do 60 m. Stretli sa tu súčasne viaceré hlavné technológie výstavby betónových mostov. V tomto článku je opísaná posuvná skruž, použitá pri stavbe mosta D 211–00, nad Belianskym potokom.

Most D 211–00 nad Belianskym potok je dlhý 342 m, s poliami 30,23 + 7 x 40 + 30,23 m. Skladá sa z dvoch súbežných spojitých nosníkov s rovnakým vonkajším prierezom v celej dĺžke. V pôdoryse je zakrivený do tvaru písmena S, s polomerom 2 500 m, s dvoma prechodnicami. Niveleta diaľnice na moste je vo výškovom údolnicovom oblúku $R = 17\,000$ m, s klesaním $-3,64\%$ a následným stúpaním $+0,871\%$. Most prevedie diaľnicu nad členitým a zamokreným rašelinovým údolím Belianskeho potoka.

Boli navrhnuté tri alternatívy na podperné konštrukcie debnenia mosta. Ako najvýhodnejšia alternatíva sa ukázala posuvná skruž. Z toho ďalej vyplynula potreba navrhnuť a vyrobiť posuvnú skruž vlastnej konštrukcie. Termín výstavby mosta, čiže aj čas na návrh a výrobu skruže bol mimoriadne krátky.

Posuvná skruž (obr. 1) označená U-40 musela mať tieto parametre:

- vzdialenosť podpier – pilierov je 40 m,
- nosná konštrukcia z dvoch rovnobežných nosníkov s nadstavcami na oboch koncoch,
- hlavné nosníky musia byť rozoberateľné, z dielov, ktoré sú prepraviteľné po ceste,
- minimálne strojové vybavenie (pre krátkosť času) bez vlastných pohonov,
- presúvanie skruže do ďalšieho poľa musí byť bez pomocnej podpory,
- vybetónované piliere mosta nesmú byť skružou v žiadnej fáze výstavby zaťažené.

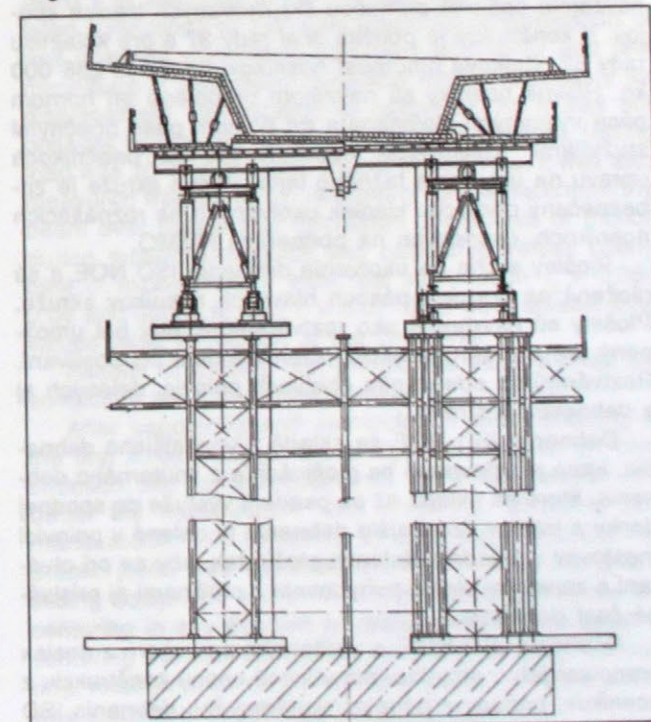
V pracovnej polohe je skruž podoprená na dvoch pilieroch mosta, na podpernej konštrukcii zmontovanej z dielcov podpier PIZMO. Na nosníkoch skruže sú osadené výsuvné plošiny, ktoré nesú debnenie ISD NOE. Po uložení výstuže do debnenia sa vybetónuje celé 40 m pole mosta naraz. Postupuje sa pri tom od vzdialenejšieho konca, smerom k už vybetónovanému poľu, t. j. proti smeru postupu stavby mosta. Predpätie sa do konštruk-

Ing. Milan Štadler, Ing. Hildebrand Užovič – Hydrostav a. s. Bratislava; Ing. Jozef Ďurďa, Ing. Vladimír Hanzel – Kovoprojekt Stavo, s. r. o. Bratislava.

Main supplier of the motorway D1 section Hybe–Važec is Hydrostav, a. s. joint stock company Bratislava. On this, relativ short section, there are fourteen bridges, six of them are build up by Hydrostav, a. s., the spans being from 20 to 60 m. Here were used many technologies of concrete bridge constructions. This article deals with sliding centering which was used on the bridge D211–00, over Beliansky potok.

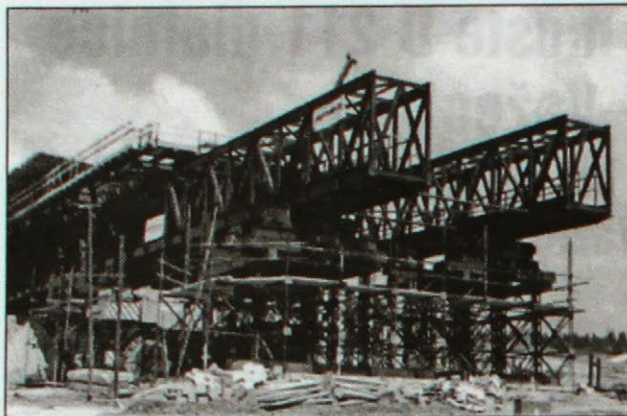
The length of the bridge D 211–00 over Beliansky potok is 342 m, with spans 30.23 + 7 x 40 x 30.23 m. It consists from two parallel continuous beams with the same external cross section over whole length. Ground plan of the bridge is S shaped with radii 2 500 m and two transition curves. Level line of the motorway on the bridge creates height arc $R = 17\,000$ m with decline of -3.64% and following rising of $+0.871\%$. The bridge guides the motorway across a broken and drenched peaty valley of Beliansky potok.

There were proposed three alternatives for supporting structures of bridge formwork. Most suitable alterna-



Obr. 1. Priečny rez skružou U-40 – vľavo poloha skruže pri presune, vpravo skruž v pracovnej polohe pri betonáži

Fig. 1. Cross section of the girder bridge U-40 – left shows the transport position, right shows the working position at concreting



Obr. 2. Čelo skruže s nábehovou časťou hlavných nosníkov

Fig. 2. Front of the girder bridge with starting part of main beams

cie vnesie po troch až štyroch dňoch, keď betón už dosiahne 80 % pevnosti. Potom už možno skruž oddebníť, spustiť a presunúť do ďalšieho poľa.

Vodorovná nosná konštrukcia skruže (obr. 1) je vyrobená z dvoch priestorových priehradových nosníkov dĺžky 77,7 m. Priečny rez hlavného nosníka je obdĺžnikový, s osovými rozmermi 2,1 x 2,985 m. Hlavné nosníky boli dimenzované podľa STN.

Pri výpočte síl na posun a pootáčenie skruže sa predpokladali tieto súčinitele trenia: súčiniteľ valivého trenia z pokoja do pohybu $f_0 = 0,15$ a pri pohybe $f_0 = 0,1$.

Hlavné nosníky sú zložené z troch častí – nosnej, využitej pri betonáži a dvoch nadstavcov na obidvoch koncoch, využitelných pri posunoch.

Jednotlivé montážne dielce hlavných nosníkov sú navzájom spojené pomocou skrutkovaných trecích spojov. V konštrukcii je použitá oceľ rady 37 a pre kofajnicu rady 52. Celková hmotnosť nosníkov skruže je 236 000 kg. Hlavné nosníky sú navzájom prepojené pri hornom páse výsvunými plošinami a pri dolnom páse priečnymi stužidlami. Konštrukcia nosníkov má na priečnikoch úpravu na uchytenie ťažného lana. Posun skruže je zabezpečený pomocou kladiek ukotvených na roznášacích nosníkoch, osadených na podperách PIŽMO.

Plošiny slúžia na ukotvenie debnenia ISD NOE a sú uložené na horných pásoch hlavných nosníkov skruže. Plošiny sú navrhnuté ako roztvárateľné, aby bol umožnený prejazd skruže okolo pilierov mosta pri posúvaní. Roztvárajú sa odsúvaním obidvoch polovic, delených aj s debnením v strede.

Debnenie ISD NOE sa skladá z vonkajšieho debnenia, ktoré je upevnené na plošinách a z vnútorného debnenia, ktoré sa ukladá až po osadení výstuže do spodnej dosky a trámov. Vonkajšie debnenie je delené v polovici mostovky v súlade s delením plošín tak, aby sa pri otvorení a zatváraní plošín pohybovala s plošinami aj príslušná časť debnenia.

Debnenie ISD NOE, s vnútorným povrchom z dosiek predpísaných v projekte, má vlastnú nosnú konštrukciu z nosníkov, profilov a podpier systémového debnenia ISD NOE. V debnení sa formuje aj potrebné vzopätie a priečny sklon profilu mostovky.

Skruž je uložená na roznášacie podpory, ktoré prenášajú vodorovné a zvislé účinky síl do podpier zmontovaných z prvkov PIŽMO. Laná, ktorými sa ťahá skruž pri

tive appeared sliding centering. Thus it was necessary to design and manufacture sliding centering of own project. The term of building up the bridge, so the time for design and manufacture of centering, was extraordinary short.

Sliding centering, signed U-40 had to meet following requirements:

- distance of supports – piers is 40 m,
- bearing construction create two parallel girders with extensions on both ends,
- main girder must be demountable into elements, which are transportable on the road,
- minimal machine equipment because of time shortage,
- moving the centering to the next field has to be done without auxiliary support,
- piers of the bridge must not be loaded by the centering in any phase of loading.

In working position is centering supported by two piers of the bridge on supporting structure assembled from parts of supports PIŽMO. On beams of the centering are situated pull out platforms, which are bearing the formwork ISD NOE. After placing reinforcement into formwork is the concrete laid in the 40 m field of the bridge at once. Concreting proceeds from the distant end in the direction to the ready field, that means against the direction of advance of bridge construction. The construction will be prestressed after three or four days, after the concrete reaches 80 % of its strength. Afterwards is it possible to stirp the centering, drop it and move to the next field.

Horizontal bearing structure of centering (Fig. 1) is made from two space trusses with length of 77.7 m. Cross section of main beam is rectangular with dimensions 2.1 x 2.985 m. The main beams were designed according STN.

For calculation of forces causing displacement and moving round of the centering were suggested this coefficients of friction: coefficient of rolling friction from rest into motion $f_0 = 0.15$ and during motion $f_0 = 0.1$.

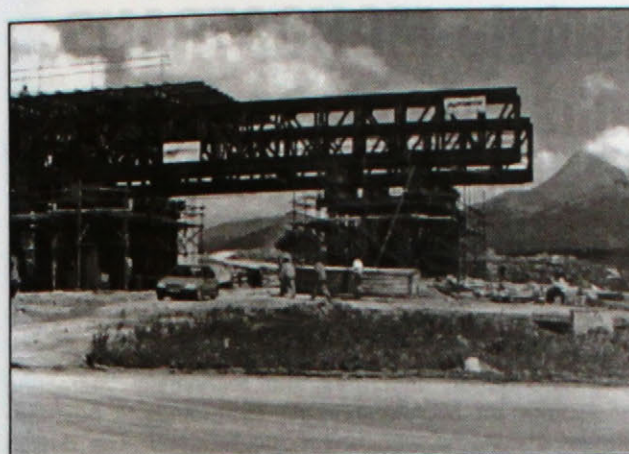
Main beams are composed of three parts, bearing part utilized during concreting and two extension pieces on both ends, utilized by displacements.

Individual assembling elements of main beams are mutually connected by the help of screwed friction joints. In the structure is used steel series 37 and for the rail series 52. Total weight of centering main beams is 236,000 kg. Main beams are mutually connected at the upper chord with pull out platforms and the lower chord with transverse stiffener. Structure of the beams has on the cross beams an arrangement for gripping of the pull rope. Displacement of centering is realised by the help of pulleys anchored on the beams on supports PIŽMO.

The platforms serve for anchoring of ISD NOE formwork and are placed on upper chords of centering main beams. The platforms are designed as to be unfurling, to enable passage of centering around the piers of the bridge at displacement. The platforms are opening by shifting aside both halves, splitted together with formwork in the middle.

Formwork ISD NOE is composed of external formwork which is fastened on platforms and of internal formwork, which is placed after the reinforcement of lower slab and beams is prepared. External formwork is split in the middle of the bridge floor in accordance with splitting of the platforms, so that by opening and closing the platforms, moves with platforms also adequate part of formwork.

Formwork ISD NOE with inside wooden plate surface (made from plates) prescribed in design has own bear-



Obr. 3. Skruž U-40 na podpore PIŽMO

Fig. 3. Girder bridge U-40 on supporting structure PIŽMO

posúvaní, vedú cez kladky, upevnené na roznášacích nosníkoch podpier PIŽMO. Konce lán sú uchytené na vahadlo, ktoré je pripojené na naviják ťažného mechanizmu. Celková hmotnosť skruže aj s debnením je pri presúvaní asi 450 000 kg. Pretože pozdĺžna os mosta D 211-00 nie je priama, ale zakrivená v tvare S, je treba skruž pri presúvaní aj pootáčať. Napriek náročnému pohybu a posunu už prvé aplikácie ukázali, že skruž sa dá aj v zložitých podmienkach stavby dobre ovládať.

Vzhľadom na to, že skruž podobnej konštrukcie v praxi Hydrostavu doteraz nebola vyrobená a používaná, rozhodli sme sa vykonať zafazovací skúšku jedného hlavného nosníka ešte pred použitím na stavbe, v areáli výrobného závodu. Cieľom skúšky bolo overiť vypočítané priehyby hlavného nosníka na stanovenie vzopätia pri betonáži mostovky a overiť a odskúšať veľkosti vypočítaných vodorovných síl potrebných na posun a pootáčanie skruže. Nakoľko nebolo možné simulovať plnú záťaž od betónovej zmesi pri betonáži, skúšobné zafazovanie malo hodnotu 25 % z celkovej hmotnosti betónovej zmesi. Zmeraná bola aj ťahová sila pri posune nosníka po kladkách a z nej sa vypočítal súčiniteľ valivého trenia:

- z kľudu do pohybu $f_0 = 0,08$ až 0,09,
- pri pohybe $f_0 = 0,07$ až 0,08.

Tieto hodnoty boli menšie ako hodnoty, s ktorými sa počítalo pri statickom výpočte a návrhu skruže.

Výsledky zafazovacej skúšky potvrdili platnosť všetkých predpokladov uvažovaných pri návrhu a projektovaní nosníkov.

Po betonáži a manipulácii so skružou v prvých troch poliach mosta sa riešili na stavbe úpravy na uľahčenie a vylepšenie manipulácie so skružou. Spúšťanie a manipulácia so skružou na ručných hydraulických zdvihádoch bolo nahradené hydraulickým zdvihacím a posúvacím zariadením HYRA-M, ktorým bolo možné skruž aj v ktorejkoľvek polohe posunu pootáčať. Jeden cyklus presunu skruže, ktorý obsahoval oddebnenie, spustenie skruže, posúvanie skruže, pootáčanie skruže a zdvihnutie do pracovnej polohy sa ustálil na dobu 3-4 dní.

Skruž U-40 dĺžky 342 m bola navrhnutá, vyrobená a zavedená do používania na stavbe v mimoriadne krátkom čase. Na stavbe sa osvedčila a určite nájde uplatnenie aj na stavbách ďalších mostov a. s. Hydrostav.



Obr. 4. Pohľad na posuvnú skruž U-40 s debnením ISD NOE
Fig. 4. View of the movable centering U-40 with the formwork ISD NOE

ing structure consisting of beams, profiles and supports of system formwork ISD NOE. In formwork there will be formed necessary rise span and cross inclination of bridge floor profile.

Centering is placed on distributing supports, which transfer horizontal and vertical effects of forces into supports assembled from elements PIŽMO. Ropes, used for pulling of centering are led through pulleys fastened upon distributing beams of supports PIŽMO. The ends of ropes are fastened upon balance beam which is connected with winch mechanism. Total weight of centering with formwork during moving is cca 450,000 kg. As the centre line of the bridge D 211-00 is curved in the shape S is it necessary the centering at moving also rotate. In spite of demanding movement and displacement, already first trials have shown, that the centering is even in complicated conditions of construction good controllable.

Because the centering of similar construction have since yet never been used in Hydrostav's activity, we decided to make loading test of one main beam before using it in situ. The aim of the test was to check calculated deflections of the main beam for determination of rise span for concreting purposes and verify and test magnitude of calculated horizontal forces, necessary for displacement and rotation of centering. As it was not possible to simulate full load caused by concrete, testing load was 25 % of the total weight of concrete. It was also measured tractive force, necessary for displacement the beam over pulleys and calculated coefficients of friction during motion: Measured and calculated values coefficient of rolling friction: from rest into motion $f_0 = 0.08-0.09$ and during motion $f_0 = 0.07-0.08$ were smaller than values used for design of the centering.

Results of loading test proved the validity of all assumptions used in design of beams.

After concreting and manipulation with centering in the first three fields of the bridge were solved on construction site some adjustments for making easier and better the manipulation with centering. Dropping and manipulation with centering by the help of manual hydraulic jacks was substituted with hydraulic lifting and sliding equipment HYRA-M, which enabled to rotate the centering in any position of displacement. One cycle of centering transfer containing stripping, dropping, transferring, rotation of centering and lifting into working position was stabilized at the time of 3-4 days.

Centering U-40 with length 342 m was designed, produced and established in construction site in extraordinary short time. It proved reliable on the site and will find application on further bridge structures of a. s. Hydrostav.

Príklady použitia technológie MONOSTRAND v pozemných konštrukciách

Examples of MONOSTRAND technology application in buildings

Milan CHANDOGA – Jaroslav HALVONIK

V príspevku sú uvedené štyri technicky zaujímavé realizácie technológie MONOSTRAND – dodatočne predpätých konštrukcií s predpätím bez súdržnosti, ktoré projektovo a dodávateľsky zabezpečila firma PROJSTAR PK, s. r. o. Bratislava od roku 1995.

1. Projekt a realizácia dodatočne predpätých stropov RK kostola na sídlisku Dlhé Diely v Bratislave

V roku 1995 bol uvedený do užívania nový RK kostol na sídlisku Dlhé Diely v Bratislave. Spodná časť – kolumbárium slúži na ukladanie urnien. V hornej časti objektu dominuje obradný priestor – chrám pre 600 ľudí, po obvode ktorého sú umiestnené bytové a administratívne priestory.

Z konštrukčného hľadiska si osobitnú pozornosť zasluhujú obidve stropné dosky nad kolumbáriom a obradným priestorom kostola. Monolitické dosky boli navrhnuté a realizované ako dodatočne predpäté s nesúdržnou výstužou MONOSTRAND ϕ 15,5 mm/1 800 MPa (označené symbolom M6') a kotvené kompaktnými kotvami PROJSTAR CH.

Kolumbárium

Zvislá nosná konštrukcia kolumbária (obr. 1) je zo železobetónu. V pôvodnom návrhu bol nad kolumbáriom železobetónový rámový strop. Variant predpätého stropu bol cenovo porovnateľný a navyše umožnil:

- zredukovať množstvo stĺpov až o 40 %,
- bodovo podoprieť väčšiu časť dosky, a tým odstrániť trámy, ktoré zmenšovali svetlú výšku podlažia,
- urýchliť výstavbu vďaka veľmi jednoduchému debneniu a vystuženiu dosky.

Stropná doska konštantnej hrúbky 200 mm je predpätá káblami, ktoré sú vedené len v podperných pruhoch (obr. 2). Ich počet vyšiel z potreby vykryť zostatok dimenzačných momentov po odčítaní momentovej únosnosti prierezu vystužených vopred určenou mäkkou (betónárskou) výstužou. Pri dolnom povrchu sú dosky vystužené zvarnými sieťami (KARI) z rebrových drôtov ϕ V8 mm s okami 150/150 mm. Pri hornom povrchu nad podperami sú umiestnené na stavbe zvarné siete z výstuže ϕ V12 mm s okami 100/100 mm.

Vhodne zvoleným geometrickým vedením káblov v doske predpätie redukovalo šmykové sily v podopretí natoľko, že nebolo treba navrhnuť doplnkovú šmykovú výstuž.

Doc. Ing. Milan Chandoga, CSc. – PROJSTAR PK, s. r. o. Bratislava; Ing. Jaroslav Halvonik, CSc. – KBKM SvF STU Bratislava.

The contribution describes four technically interesting application of MONOSTRAND technology – post-tensioned structures with unbonded tendons. The design work was done by PROJSTAR PK, s. r. o. that has also been a contractor for technology and equipment since 1995.

1. Project and construction of post-tensioned slabs of Roman Catholic church in Bratislava's district Dlhé Diely

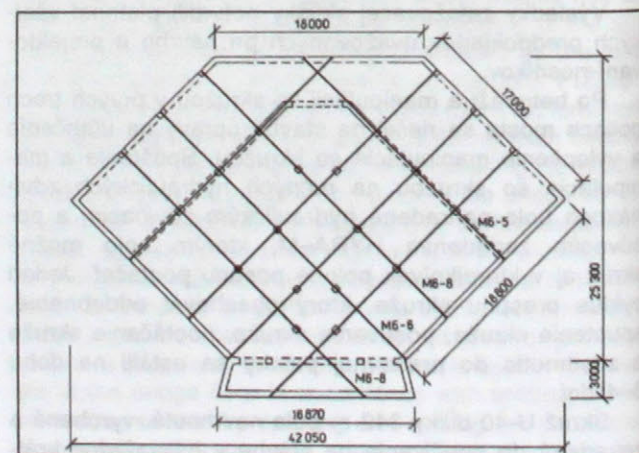
In 1995 new Roman Catholic church in one of Bratislava's district – Dlhé Diely – was built by RENOS, a. s. and PROJSTAR PK, s. r. o. The floor plan of church is irregular 6-angle. The lower part is serving for storing of urns. The main area of upper part is ceremonial area where up to 600 people can assemble. The area is surrounded with small units for living and administration of offices.

From structural point of view a special attention deserve both slabs over columbarium and ceremonial area of church. Monolithic slabs were proposed and constructed as post-tensioned with unbonded tendons – MONOSTRAND – ϕ 15.5/1,800 MPa (marked with symbol M6') and anchored with compact anchors PROJSTAR CH.

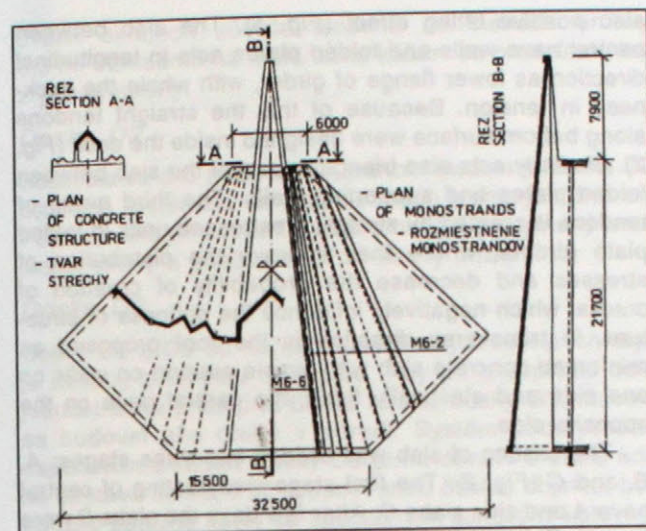
Columbarium

Vertical bearing structure of columbarium (Fig. 1) is from reinforced concrete. The original proposal was slab and girder floor (joist ceiling) from reinforced concrete. New option – post-tensioned slab – offered similar financial requirements and, which is more, allowed to:

- reduce amount of columns up to 40 %,



Obr. 1. Pôdorys kolumbária a poloha predpínacích káblov
Fig. 1. Plan of columbarium and tendon scheme



Obr. 2. Pôdorys strešnej dosky a poloha predpínacích káblov
Fig. 2. Plan of church and tendon scheme

Vďaka predpätiu sa mohla podstatne zredukovať výška trámov T1, ktoré prenášajú väčšinu zvislého zaťaženia stien a stropu chrámovej časti kostola, a to na 500 mm.

Armovacie práce vrátane montáže predpätia trvali 4 pracovné dni. Predpätalo sa po dosiahnutí 80 % pevnosti betónu B 30.

Obradný priestor kostola – chrám

Pôdorys chrámu je zhodne s kostolom tvarovaný do nepravidelného šesťuholníka (obr. 2), ktorý má v smere hlavnej osi dĺžku 21,5 m a v kolmom smere max. rozpätie 32,5 m. Rozmery jednotlivých strán šesťuholníka a orientácia hlavnej osi kostola predurčili tvar nosných prvkov a ich pôdorysnú orientáciu. V smere hlavnej osi (vstup – presbytérium) je navrhnutá hlavná loď chrámu (obr. 3 a 4), ktorá prenáša rozhodujúcu časť zaťaženia strechy. Aby sa dosiahla vnútorná harmónia podhľadu a zároveň skrátili 13 m rozpätia bočných dosiek, pozdĺž hlavnej lode sú umiestnené dve menšie trojuholníkové lomenice. Nosné prvky strechy-lomenice sa teoreticky zbiehajú do jedného bodu. Strecha je v miernom pozdĺžnom spáde, ktorý harmonizuje s celkovou architektonickou koncepciou a zároveň jednoduchým spôsobom rieši jej odvodnenie.



Obr. 3. Pohľad na strešnú konštrukciu chrámu – vstup
Fig. 3. Church roof, partial view

Strešná doska má konštantnú hrúbku 200 mm. Zvislé steny hlavnej lode majú hrúbku 300 mm. Veľmi dôležité sa ukázalo zabezpečenie tepelnej dilatácie strechy. Neposuvné uloženie je len na čelnej železobetónovej stene.

Predpínacia výstuž v stenách hlavnej lode má parabolický tvar, ktorý zabezpečuje okrem vnesenia tlakovej si-

- support larger part of slab on nodes and therefore take out girders, that lowered the clear height of storey,
- speed the construction time due to very simple formwork and reinforcement in slab.

The slab of constant thickness 200 mm is prestressed with tendons, that are placed only in supporting lines (Fig. 2). Their number was calculated from

residual design moments after subtraction of moment capacity of sections reinforced by beforehand specified reinforcement. The bottom surface of the slab is reinforced by welded mesh made from bars of diameter ϕ V8 mm, with spacing of bars 150/150 mm. The top surface of the slab over the support node is reinforced by mesh welded on site from bars ϕ V12 mm with spacing 100/100 mm.

Appropriate choice of geometrical arrangement of tendons in slab caused that the prestressing reduced shear force in support to that level, that no additional shear reinforcement was needed. Due to prestressing the height of girders T1, which carry the majority of vertical load from walls and roof of ceremonial area, could be reduced to 500 mm.

The formwork, including assembly of prestressing, lasted four working days. Stressing started after achieving 80 % of strength of concrete B 30.

Ceremonial area of the church – temple

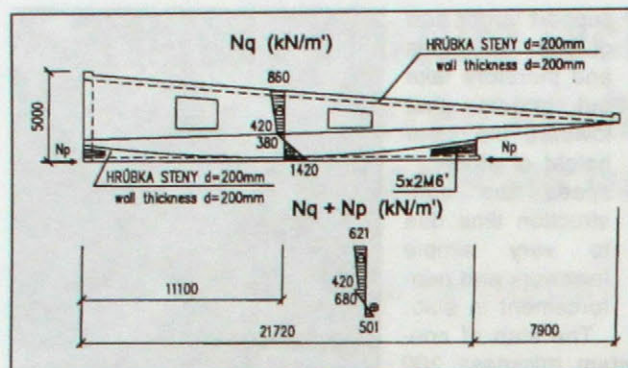
The floor plan of ceremonial area (temple) is also irregular 6-angle, similarly as the whole building (Fig. 2). Its span along the main axis is 21.5 m and span in direction perpendicular to the main axis is 32.5 m. Dimension of each side of 6-angle and orientation of the main axis determine the shape of main load-bearing structural elements and their orientation in floor plan. The central nave of temple, which carry the majority of load from roof, is situated along the direction of the main axis (entrance – choir) (Fig. 3 and 4). Two smaller triangular folded plates are situated along the central nave for shortening of 13-meter-span slabs on sides and to achieve the internal harmony of ceiling. The bearing elements have theoretical intersection node behind altar. The roof is in slight longitudinal pitch, which is in harmony with whole architectonical conception and in the same time it is also a suitable solution for a drainage.

Thickness of roof slab is 200 mm constantly. The thickness of vertical walls of central nave is 300 mm. The assurance of thermal dilatation of roof has turned to be very important. The slab is fixed only into front reinforced concrete wall, on other walls there is expansion bearing.

Prestressed tendons in walls of central nave have parabolic shape, which ensures besides introducing the pressure, covering tensile stresses in central nave walls,



Obr. 4. Pohľad na strešnú konštrukciu chrámu – presbytérium
Fig. 4. Church roof



Obr. 5. Priebeh normálových síl v rozhodujúcom priereze hlavnej loďe

Fig. 5. Distribution of normal external forces in the main girder of the roof

ly, potrebnej na vykrytie ťahových namáhaní v stene hlavnej lode, aj priaznivé zdvihové účinky (obr. 5). Doska medzi stenami hlavnej lode a lomenicami pôsobí v pozdĺžnom smere ako spodná pásnica nosníka, ktorá je po celej výške prierezu namáhaná ťahom. Z toho dôvodu boli do dosky navrhnuté priame káble vedené pri spodnom povrchu (obr. 2). Podobne pôsobí aj trojuholníková časť dosky medzi lomenicami a podpernými stenami. Tretiu skupinu káblov tvoria priame predpínacie jednotky v lomenicových nosníkoch, kde zlepšením napätostných pomerov znižujú pravdepodobnosť vzniku trhlin, ktoré nepriaznivo ovplyvňujú tuhosť konštrukcie. V priečnom smere je strecha riešená ako železobetónová doska, ktorá je na jednej strane kĺbovo podporená stenami a na druhej strane pružne votknutá do hlavnej lode.

Betonáž dosky bola rozdelená na tri etapy A, B, C, (obr. 2). Ako prvá sa betonovala hlavná loď A a bočné dosky C. S niekoľkodenným odstupom boli zabetónované dosky B. Takto časovo oddelená betonáž a dôsledné ošetrovanie betónu pri extrémne vysokých teplotách (35 až 40 °C) mali zabrániť vzniku väčších zmrazovacích trhlín.

Postupnosť predpínania káblov a ich vplyv na napätosť dosky bola overená statickým výpočtom. Ako prvé boli napnuté káble sekcie A, nasledovali káble sekcií C a B. Nakoľko kvalita betónov hlavnej lode nedosahovala požadované parametre počas celého predpínania, sledoval sa priebeh obidvoch zvislých stien hlavnej lode.

2. Dodatočne predpäté dosky viacúrovňového parkoviska Nemocnice s poliklinikou v Petržalke

V roku 1996 firmy RENOS, a. s. a PROJSTAR PK, s. r. o. realizovali tri dodatočne predpäté parkovacie dosky v areáli Nemocnice s poliklinikou v Petržalke. Základná modulová sieť podopretia dosiek je 8,4 m. Hrúbka všetkých troch dosiek je konštantná 0,22 m. Priemer stĺpov je jednotný ϕ 300 mm. Stĺpy sú z ovinutého betónu. Vodorovné účinky sú zachytené obvodovými stenami (dosky D1, D3) a schodiskovými stenami (doska D2).

Na obr. 6. je schematicky znázornený pôdorys všetkých troch dosiek D1, D2 a D3. Dosky sú z betónu B 30.

Doska D1

Bola budovaná ako prvá v poradí. Vytvára nástupnú konštrukciu pre dosky D2, D3 ako aj spojovací článok pre prízemné parkoviská pod všetkými doskami. Doska je na

also positive lifting effect (Fig. 5). The slab between central nave walls and folded plates acts in longitudinal direction as lower flange of girder, with whole the thickness in tension. Because of this the straight tendons along bottom surface were designed inside the deck (Fig. 2). Similarly acts also triangular part of the slab between folded plates and supporting walls. The third group of tendons is created by straight prestressed units in folded plate girders, where they improve the distribution of stresses and decrease the probability of creation of cracks, which negatively influence the stiffness of structure. In transverse direction is the roof proposed as reinforced concrete slab with simple support on walls on one side and elastically fixed into central nave on the opposite side.

The casting of slab was divided into three stages: A, B, and C (Fig. 2). The first stage was casting of central nave A and side slabs C. After few days the slabs B were casted. This time-division of casting and through curing of concrete during extremely high temperatures (35–40 °C) have to prevent the structure from higher thermal cracking.

The procedure of tendon stressing and its influence on stresses in slab were verified by statical analysis. At first the tendons of section A were tensioned, and after that the tendons of section C and B.

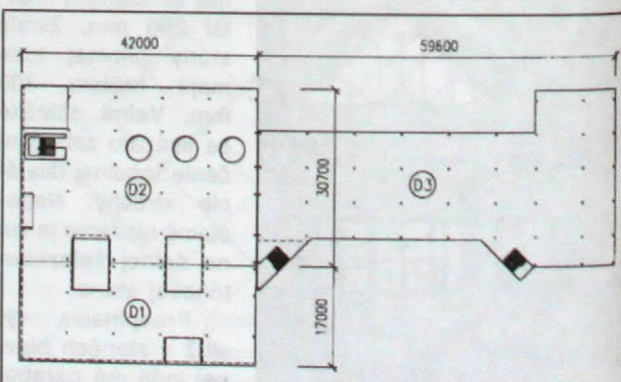
2. Post-tensioned slabs of multilevel parking in Hospital and outpatient clinic in Petržalka (Bratislava, SR)

In 1996 companies RENOS, a. s. and PROJSTAR PK, s. r. o. constructed three post-tensioned slabs for parking of cars in the area of Hospital and outpatient clinic in Petržalka. The basic distance between supporting nodes of the slab, that creates an array, is 8.4 m. The thickness of all three slabs is 220 mm constantly. The diameter of circular columns is ϕ 300 mm. The columns are reinforced by spiral reinforcement. Horizontal actions are carried by external walls (slabs D1 and D3) and walls in stairway (slab D2).

Fig. 6 shows the scheme of floor plan of all three slabs D1, D2, and D3. The concrete grade of slabs is B 30.

Slab D1

The slab D1 was constructed as the first one. It creates an entering structure for slabs D2 and D3 and it is also



Obr. 6. Parkovisko Petržalka – schéma usporiadania dosiek
Fig. 6. Parking place in Petržalka – scheme of position of
slabs

is

dvoch okrajoch súvisle uložená na stenách hrúbky 0,3 m. Vzhľadom na malú dĺžku káblov sa predpínalo len z jednej strany.

Doska D2

Budovala sa ako posledná. V jednom module je doska D2 oslabená systémom veľkorozmerových kruhových otvorov. Podobne ako pri doske D3 dlhší smer bol predpínaný len z jednej strany a priečny smer zo strany dosky D1.

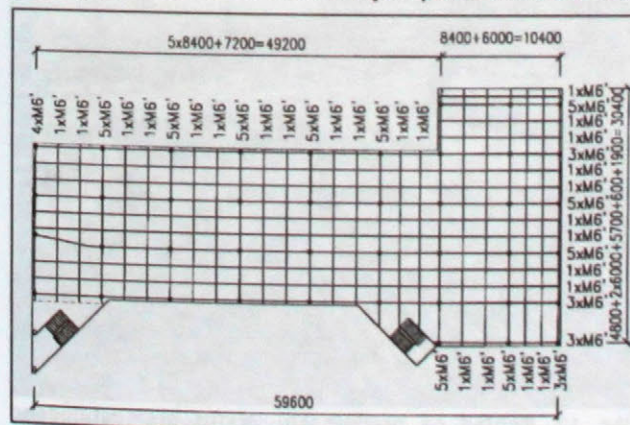
Doska D3

Dosky D2 a D3 sú na jednej výškovej úrovni a ich styk je riešený prekrytým dilatáciou. Aby pri predpínaní bola jednostranne prístupná dlhšia strana dosky D3, musela sa budovať ako druhá v poradí. Systém pôdorysného usporiadania káblov dosky D3 je na obr. 7. V časti, kde sa stretáva doska s už vybudovanou časťou objektu, boli použité pasívne kotvy so špeciálnymi tlakovými kotevnými čelustami nalisovanými silou 250 kN do jedno- a dvojlanových kotiev PROJSTAR CH. Vzhľadom na postup výstavby boli ako prvé po 7 dňoch od betonáže napínané predpínacie káble v dlhšom smere dosky. Toto predpätie umožnilo okamžité oddebenie dosky a použitie debnenia pre dosku D2. Kvôli redukcii priehybu mladého betónu boli v mimopodperových pruhoch ponechané štyri stojky DOKA. Priečne laná boli napínané až po dosiahnutí 28-dňovej pevnosti betónu.

Nesúdržné predpínacie láná MONOSTRAND AD ϕ 15,5 mm/1 800 MPa sú kotvené v kompaktných kotvách PROJSTAR CH-1, CH-2. Na obr. 8 je doska D3 tesne pred betonážou. Detail predkotvených lán v jedno- a dvojlanových kotvách PROJSTAR je na obr. 9. Dolná výstuž dosiek je zostavená z neštandardných typov zváraných sietí. V dlhšom smere je výstuž hustoty 5 ϕ V8/m, resp. 6,6 ϕ V8/m. Priechne prúty sú vzdialené až 1,4 m a slúžia len na zabezpečenie polohy hlavných prútov. Sieťe sa ukladali vedľa seba bez presahov. Použitím rovnakých typov sietí v druhom smere boli minimalizované počty presahov sietí. Tento systém vystužovania spája prednosti zváraných sietí (veľká rýchlosť, nízka prácnosť na stavbe) s ekonomickosťou (minimálne straty ocele vyplývajúce z presahov sietí).

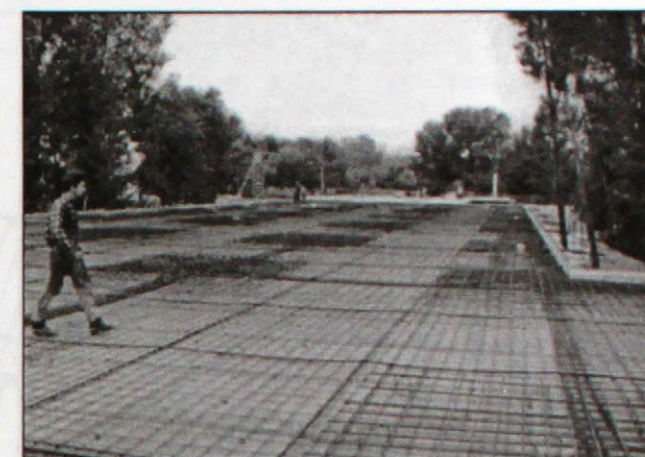
3. Objekt PFC Kaštielska v Bratislave

V roku 1996 začala výstavba PFC Kaštieľska. Objekt má jedno podzemné a 11 nadzemných podlaží a bude uve-



Obr. 7. Doska D3 – schéma vedenia káblov

Fig. 7. Slab D3 – configuration of tendons



Obr. 8. Pohľad na výstuž dosky D3

Fig. 8. Reinforcement of slab D3

a connection to ground floor parking under all slabs. The slab is on two sides supported by walls 300 mm thick. With respect to small length of tendons the prestressing was applied only from one side.

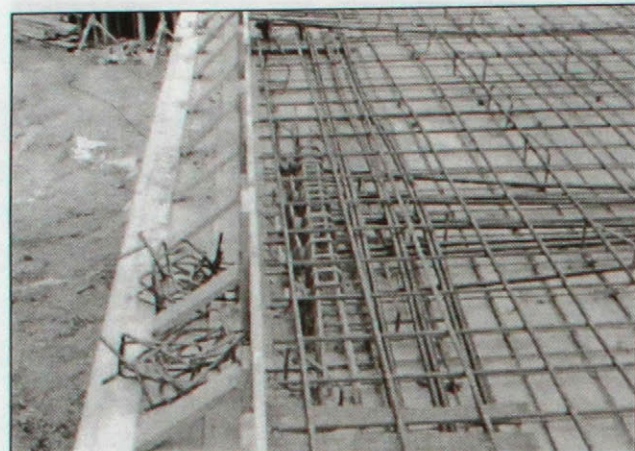
Slab D2

The slab D2 was constructed as the last one. One line of slab is weakened by system of circular holes with large diameters. Similarly as in the slab D3 the longer direction of slab was tensioned only from one side and the transverse direction from side of slab D1.

Slab D3

The slabs D2 and D3 are on the same height level and their connection is solved by covered waterproof dilatation. In order to ensure free access to the longer part of the slab on one side for prestressing, the slab D3 had to be constructed as the second one. Configuration of tendons in slab D3 is on *Fig. 7*. In the area, where the slab meets already constructed parts of object, passive anchors were used, with special pressing anchoring wedges pressed with force of 250 kN into mono- and double-strand anchors PROJSTAR CH. With respect to procedure of construction the tendons in longer direction of slab were tensioned after 7 days since casting. This prestressing allowed to demould the slab and to use the formwork for slab D2. In order to reduce the deformation of young concrete, four supporting members DOKA were left in midspan lanes between supports. Transverse tendons were prestressed only after 28 days of age of concrete.

Unbonded tendons MONOSTRAND AD ϕ 15.5/1,800 MPa are anchored with compact anchors PROJSTAR CH-1, CH-2. Fig. 8 shows the slab D3 right before casting. The detail of strands anchored in mono- and double-strand anchors PROJSTAR is on Fig. 9. Bottom reinforcement of the slab is created from special types of welded meshes. Diameter of longitudinal bars is ϕ V8 mm and their spacing is 200, and 150 mm, respectively. The spacing of transverse bars is 1.4 m. They serve only for keeping the position of main bars. Meshes were placed next to each other without overlapping. Using the same meshes in perpendicular direction minimized the number of overlaps. This system of reinforcement puts together advantages of welded meshes (high speed of construc-



Obr. 9. Detail pasívneho kotvenia káblov
Fig. 9. Detil of passive anchoring of tendons

dený do prevádzky v tomto roku. Generálnym dodávateľom a zároveň investorom je firma RENOS, a. s.

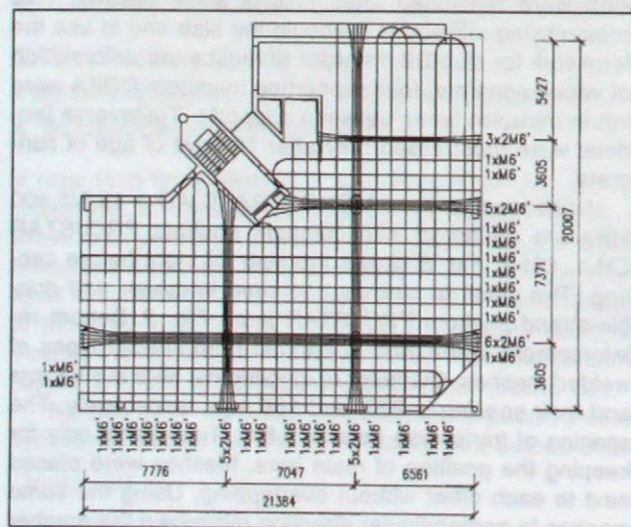
Stropy prvého, tretieho a štvrtého podlažia

Stropné dosky nad suterénom, druhým a tretím podzemným podlažím sú z predpätého betónu B30. Monolitická doska konštantnej hrúbky 0,25 m má v niektorých častiach rozpätie až 13,5 m.

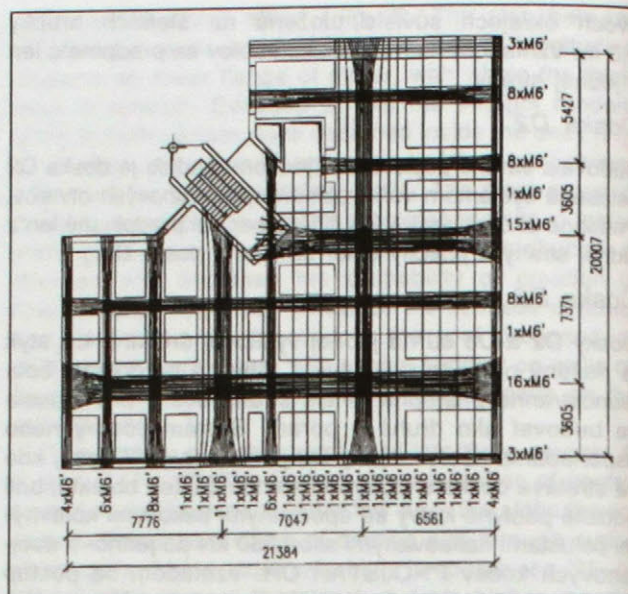
Predpätie umožnilo navrhnuť dosku bez trémov a zároveň splniť kritérium maximálneho priehybu. Typická geometria káblov predpätia MONOSTRAND je na obr. 10.

Dosky sú predpäté nesúdržnými lanami MONOSTRAND $\phi 15,5$ mm/1 800 MPa, ktoré sú kotvené v kompaktných kotvách PROJSTAR CH-1, CH-2.

Použitím progresívnej technológie MONOSTRAND a debniaceho systému DOKA bolo možné podstatne urýchliť výstavbu monolitických konštrukcií. Stropné konštrukcie boli betónované naraz bez prerušenia. Po 7–10 dňoch bolo vnesené asi 50 % predpätia, ktoré umožnilo konštrukciu oddebníť a debnenie použiť pre ďalšie podlažie. Na 100 % predpínacej sily boli napínané všetky medzipodperové káble.



Obr. 10. Schéma vedenia káblov - 4. NP
Fig. 10. Configuration of tendons - 4th floor



Obr. 11. Schéma vedenia káblov - technické podlažie
Fig. 11. Configuration of tendons - technical floor
tion, low labour consumption) and economical profit (minimum losses of steel due to lapping of meshes).

3. Building PFC Kaštiefska in Bratislava (SR)

In 1996 commenced the construction of PFC Kaštiefska in Bratislava. The building has 11 floors above ground level and one underground floor. The beginning of service is the year 1998. General contractor and client is RENOS, a. s.

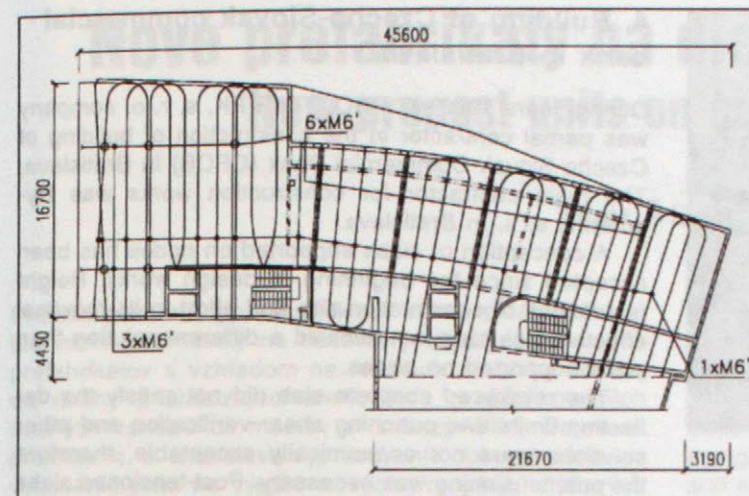
Roofs of the first, third and fourth floor

Slabs above the basement, second, and third floor are from prestressed concrete (concrete grade B30). The span of monolithic slab with constant thickness of 250 mm is in some parts up to 13.5 m.

Prestressing allowed to propose the slab without girder and fulfil the criteria of maximum deflection. Typical geometry of MONOSTRAND - prestressing tendons - is on Fig. 10.



Obr. 12. Pohľad na predpínaciu výstuž premostujúceho roštu
Fig. 12. A view to prestressing tendons of bridging grid



Obr. 13. Schéma vedenia káblov - 6. NP
Fig. 13. Configuration of tendons - 6th floor

V podperových pruhoch, kde je výrazná koncentrácia predpätia a je veľké nebezpečenstvo porušenia kotevnej zóny mladého betónu, vneslo sa v prvej etape len 50 % predpínacej sily. Druhá časť predpätia bola vnesená až po dosiahnutí 28-dňovej pevnosti betónu.

Premostujúci rošt nad štvrtým nadzemným podlažím

Zmena zvislého nosného systému medzi 4. a 5. nadzemným podlažím je riešená premostujúcim doskovo-trémovým systémom, t. j. roštom. Aby sa minimalizovala jeho výška, bola navrhnutá stropná konštrukcia ako predpätá. Predpätý rošt (obr. 11) je vysoký 1,05 m. Horná doska má hrúbku 0,25 m. Rozhodujúce predpätie je umiestnené v trémových prvkoch. V doskách je len také množstvo predpätia, aby sa zabezpečila minimálna tlaková napätosť v štádiu predpínania (obr. 12).

Rošt sa betonoval na dve etapy. V prvej etape sa vybetonovali len trémy. Po doplnení debnenia a výstuže sa dobetonovala doska. Prepínanie lán MONOSTRAND bolo rozdelené do 3 etáp. V prvej etape po dosiahnutí 80 % z 28-dňovej pevnosti betónu boli napnuté všetky káble v doske a 30 % lán trémových káblov. Ďalšie dve etapy predpínania sa vykonali postupne po vybudovaní dvoch, resp. štyroch bytových podlaží.

4. Budova ČSOB na Nám. SNP v Bratislave

V rokoch 1996–97 sa firma PROJSTAR PK, s. r. o. subdodávateľsky podieľala na výstavbe budovy ČSOB v Bratislave. Hlavný dodávateľ stavebných prác bol Hydrostav, a. s. v Bratislave.

Koncepcia bodovo podopretých stropov bola prijatá hneď na začiatku projektových prác. Výškové obmedzenie obstaraného priestoru a snaha o jeho maximálne využitie neprípúšťali iné riešenie ako bodovo podopreté stropné dosky.

Nakoľko železobetónová bodovo podopretá doska nevyhovovala na priehyb a

The slabs are prestressed with unbonded strands MONOSTRAND $\phi 15,5/1800$ MPa, which are anchored with compact anchors PROJSTAR CH-1, CH-2.

Application of progressive technology MONOSTRAND and formwork system DOKA allowed to speed up significantly the construction of monolithic structures. The structures were casted without interruption. After 7–10 days approx. 50 % of prestressing was introduced, which allowed to demould the structure and to use this formwork for next floor. All midspan tendons were prestressed with 100 % of prestressing force.

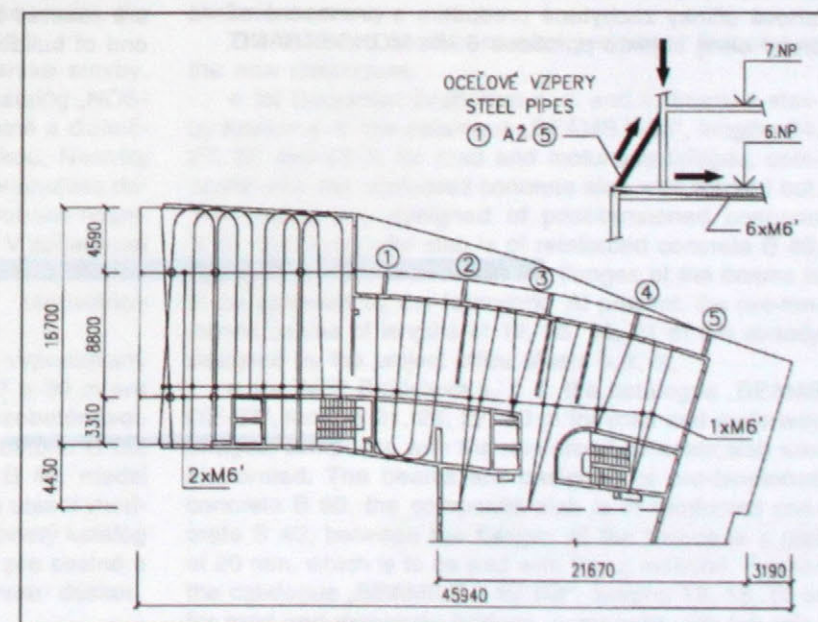
In supporting lines, where is significant concentration of prestressing and high danger of failure of young concrete in anchorage zone, only 50 % of prestressing force were introduced in the first stage. The rest of force was

introduced only after achieving 28-day strength of concrete.

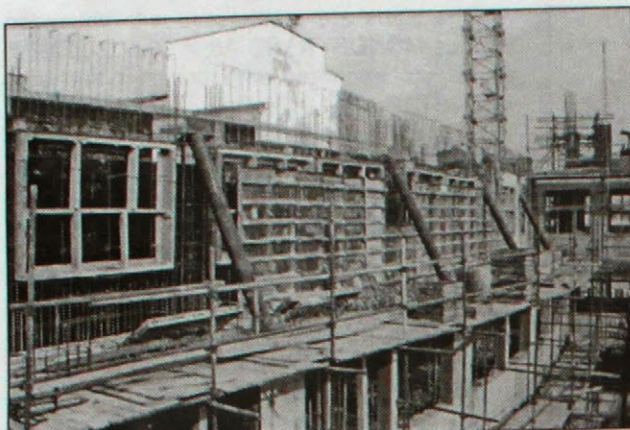
Bridging slab-girder system - grid

The change in vertical bearing system between 4th and 5th floor is solved by application of bridging slab-girder system - grid. This floor structure was proposed as prestressed, in order to minimize its height. The height of prestressed grid (Fig. 11) is 1.05 m. The top deck is 250 mm thick. The main part of prestressing is placed inside of girder elements. The prestressing of slabs is designed only for ensuring the minimum pressure during time of prestressing (Fig. 12).

The grid was casted in two steps. The first step was casting of girders. After adding other moulds and reinforcement the slab was casted. Stressing of MONOSTRAND had 3 steps. In the first step after achieving 80 % of 28-day-strength of concrete all tendons in slab and 30 % of strands in girder tendons were stressed. Next two steps of stressing were done after construction of two, or four floors respectively.



Obr. 14. Schéma vedenia káblov - 7. NP
Fig. 14. Configuration of tendons - 7th floor



Obr. 15. Pohľad na oceľové vzpery

Fig. 15. A view to a steel stanchion

prepichnutie a iné riešenia boli neekonomické, bolo potrebné použiť dodatočné predpätie. Predpäté dosky hrúbky 0,24 m sú z betónu triedy B 30.

Tak sa podarilo navrhnuť objekt s dvoma podzemnými a 10 nadzemnými podlažiami. Konceptia predpätia dosiek vychádza z možnosti priamej redukcie zafazenia, resp. zosilnenia ohybovej tuhosti dosky na prieby.

V podzemných podlažiach, kde nemožno uvažovať s poddajnosťou masívnych obvodových stien, boli použité parabolicky zakrivené káble s maximálnym zdvihovým účinkom. V nadzemných podlažiach, kde sú obvodové steny zostavené z prefabrikátov, boli použité priame káble zdvihnuté len pri stĺpoch. Tieto káble poskytujú doske dostatočné tlakové napätie, ktoré obmedzuje vznik trhlin a zvyšuje ohybovú tuhosť dosky.

Na prechode medzi 6. a 7. nadzemným podlažím navrhol architekt terasu, a preto dochádza k posunu časti obvodových stien do vnútra stropnej dosky 6. podlažia (obr. 13 a 14). Konštrukčné riešenie prenosu zafazenia ďalších štyroch podlaží bolo obmedzené nielen dispozične, ale aj zakriveným tvarom hlavnej obvodovej steny. Na obr. 15 je výsledné riešenie. Obvodové steny sú vzájomne prepojené oceľovými vzperami. V dolnej časti sú ťahové účinky zachytené predpätím a prenesené až na druhý okraj objektu pomocou 6 lán MONOSTRAND.

4. Building of Czecho-Slovak commercial bank in Bratislava

During years 1996–97 PROJSTAR PK, s. r. o. company was partial contractor in the construction of building of Czecho-Slovak Commercial Bank (CSOB) in Bratislava. The main contractor for construction works was Hydrotstav, a. s. in Bratislava.

A conception of slabs supported on nodes has been accepted since the beginning of design works. Height restrictions of construction site and effort in its maximal effectiveness have not allowed a different solution than slabs supported on nodes.

The reinforced concrete slab did not satisfy the deflection limits and punching shear verification and other solutions were not economically acceptable, therefore the post tensioning was necessary. Post-tensioned slabs from concrete grade B 30 are 240 mm thick.

This system allowed to propose a building with 2 underground floors and 10 floors above ground level. The conception of slab prestressing resulted from possibility of direct reduction of loads, and increasing the flexural stiffness of slab in deformation, respectively. In the underground floors, where we could not take into account the pliability of external walls, the parabolically curved tendons with maximal lifting effect were used. In floors above the ground level, where the external walls are made from precast concrete elements, straight tendons were used, lifted only on columns. These tendons grant enough of pressure in the slab, which restricts the creation of cracks and increases the flexural stiffness of the slab.

Between the 6th and 7th floor the architect proposed a terrace, therefore a part of external walls is moved deeper in the middle of roof slab of 6th floor (see Fig. 13 and 14). Structural solution of load transmission of next four floors was limited not only by overall disposition but also due to curved shape of main external wall. Fig. 15 presents the final solution. The external walls are interconnected by steel struts. In the bottom part tensile actions are covered by prestressing and transferred to opposite end of building by 6 units of MONOSTRANDS.

Nové prefabrikáty na diaľničných mostoch New precast units on motorway bridges

Tibor ŠEFČÍK

Pretože pôvodné typové podklady už nespĺňali súčasné technické podmienky na riešenie predpätých mostných prefabrikátov a vzhľadom na rozmach výstavby diaľnic, do úvahy prichádzajúci zhotoviteľia prefabrikovaných nosných konštrukcií mostov si zabezpečili u Dopravoprojekt, a. s. Bratislava vypracovanie dokumentácie na vykonanie prác na výrobu nových predpätých tyčových mostných prefabrikátov. Táto dokumentácia vlastne plní úlohu podnikových typových katalógov.

Účelom príspevku je poskytnúť technickej verejnosti základné informácie o nových prefabrikovaných mostných nosníkoch.

Nové nosníky

Pri návrhu nových prefabrikovaných nosníkov sa vychádzalo z nasledujúcich kritérií a poznatkov:

- nosné konštrukcie zhotovené z nových nosníkov majú byť spriahnuté (betón–betón),
- uprednostňovať vopred predpäté prvky pred dodatočne predpätými,
- ako predpätie jednotky používať láná ϕ Ls 15,5/1 800,
- používať betóny vyšších pevností (B 60),
- zohľadniť nové poznatky na krytie výstuže betónom podľa STN 73 6206/zmena 2,
- zohľadniť špecifické požiadavky a skúsenosti jednotlivých zhotoviteľov.

Výsledkom sú predpäté prefabrikované nosníky, ktoré spĺňajú súčasné technicko-kvalitatívne podmienky na také výrobky kladené.

Vypracovanie nových katalógov si zabezpečili tieto zhotoviteľia:

- Doprastav, a. s. Bratislava a Inžinierske stavby, a. s. Košice, pre ktorých bol vypracovaný katalóg „NOSNÍKY I–96“ dĺžky 24, 27, 30 a 42 m pre cestné a diaľničné mosty spriahnuté železobetónovou doskou. Nosníky sú z dodatočne predpätého betónu B 50, spriahujúca doska zo železového betónu B 40, medzi prírubami nosníkov treba preklenúť šírku 0,50 m debnením. V súčasnosti sú už vyprojektované nosníky dĺžky 12, 15, 18 a 21 m z predom predpätého betónu projektovou kanceláriou Mosta, s. r. o. Bratislava.

- ZIPP, s. r. o. Bratislava, pre ktorý bol vypracovaný katalóg „NOSNÍKY DZ–97“ dĺžky 21, 24, 27 a 30 m pre cestné a diaľničné mosty spriahnuté železobetónovou doskou. Nosníky sú z predom predpätého betónu B 60, spriahujúca doska zo železového betónu B 40, medzi prírubami nosníkov je škára 20 mm, ktorá sa utesní vhodným materiálom. Ďalej bol pre ZIPP vypracovaný katalóg „NOSNÍKY TT–97 DZ“ dĺžky 12, 15 a 18 m pre cestné a diaľničné mosty spriahnuté železobetónovou doskou.

As the original regulations no longer met the present-day technical requirements for the design of the precast prestressed bridge elements and with regard to the increased construction of the motorways, the producers under consideration of the precast bridge deck structures arranged with Dopravoprojekt, a. s. Bratislava the design and elaboration of detailed drawing for the production of the new precast prestressed bridge beams. This documentation serves as the corporate typified catalogues.

The aim of this contribution is to provide technical public with basic information about the new precast bridge beams.

New beams

The design of new precast beams is based on the following criteria and requirements:

- bridge decks made of the new beams should be composite (concrete–concrete),
- preference of pre-tensioned elements to post-tensioned ones,
- the tendons Ls ϕ 15.5/1,800 to be utilised as the prestressing units,
- the use of concrete of higher strength (B 60),
- new requirements on concrete cover according to the STN 73 6206/change 2 were taken into account,
- special requirements and experience of individual producers were respected.

The result of the design are prestressed precast beams fulfilling the given present-day technical-qualitative requirements.

The following producers arranged about elaborating the new catalogues:

- for Doprastav Bratislava a. s. and Inžinierske stavby Košice a. s. the catalogue „BEAMS I–96“, lengths 24, 27, 30 and 42 m for road and motorway bridges, composite with the reinforced concrete slab was worked out. The beams are designed of post-tensioned concrete B 50, the composite slab is of reinforced concrete B 40, the width of 0.50 m between the flanges of the beams is to be spanned by the formwork. At present, the pre-tensioned beams of lengths of 12, 15, 18, 21 m are already designed by the project office Mosta s. r. o.,

- for ZIPP Bratislava s. r. o. the catalogue „BEAMS DZ–97“, lengths 21, 24, 27, 30 m for road and motorway bridges, composite with the reinforced concrete slab was elaborated. The beams are designed of pre-tensioned concrete B 60, the composite slab is of reinforced concrete B 40, between the flanges of the beams is a gap of 20 mm, which is to be pad with fitting material. Further the catalogue „BEAMS TT–97 DZ“, lengths 12, 15, 18 m for road and motorway bridges, composite with reinforced concrete slab was worked out. The beams are likewise designed of pre-tensioned concrete B 60, the

Ing. Tibor Šefčík – Dopravoprojekt, a. s. Bratislava.

Obr. 1
Fig. 1

NOSNÍKY I-96

DL [m]	ZÁKLADNÉ ROZMERY [m]			BETÓN B 500 (B45)	
	VÝROB. DĹŽKA	ROZP.	H VÝŠKA	KUBATÚRA [m ³]	HMOTNOSŤ [t]
24	23.72	23.00	1.10	10.93	28.42
27	26.72	26.00	1.25	13.12	34.11
30	29.72	29.00	1.40	15.48	40.25
42	41.72	41.00	2.00	26.71	69.44

NOSNÍKY DZ 97

DL [m]	ZÁKLADNÉ ROZMERY [m]			BETÓN B 600 (B55)	
	VÝROB. DĹŽKA	ROZP.	H VÝŠKA	KUBATÚRA [m ³]	HMOTNOSŤ [t]
21	20.72	20.00	1.00	6.152	16.00
24	23.72	23.00	1.10	7.459	19.39
27	26.72	26.00	1.25	9.095	23.65
30	29.72	29.00	1.40	10.884	28.30

NOSNÍKY TT-97 DZ – KRAJNÉ

DL [m]	ZÁKLADNÉ ROZMERY [m]			BETÓN B 600 (B55)	
	VÝROB. DĹŽKA	ROZP.	H VÝŠKA	KUBATÚRA [m ³]	HMOTNOSŤ [t]
12	11.96	11.40	0.78	3.098	8.06
15	14.96	14.40	0.86	4.407	11.46
18	17.96	17.40	0.93	5.783	15.04

NOSNÍKY TT-97 DZ – VNÚTORNÉ

DL [m]	ZÁKLADNÉ ROZMERY [m]			BETÓN B 600 (B55)	
	VÝROB. DĹŽKA	ROZP.	H VÝŠKA	KUBATÚRA [m ³]	HMOTNOSŤ [t]
12	11.96	11.40	0.78	6.918	17.987
15	14.96	14.40	0.86	9.731	25.301
18	17.96	17.40	0.93	12.632	32.243

NOSNÍKY IST-97

DL [m]	ZÁKLADNÉ ROZMERY [m]			BETÓN B 600 (B55)	
	VÝROB. DĹŽKA	ROZP.	H VÝŠKA	KUBATÚRA [m ³]	HMOTNOSŤ [t]
9	8.96	8.50	0.70	2.03	5.28
12	11.96	11.50	0.80	2.93	7.82
15	14.96	14.50	0.90	3.93	10.22
18	17.96	17.50	1.00	5.04	13.10
21	20.96	20.50	1.10	6.25	16.25
24	23.96	23.50	1.20	7.58	19.71
27	26.96	26.50	1.30	10.19	26.49
30	29.96	29.50	1.40	11.86	30.85

Nosníky sú takisto z predom predpätého betónu B 60, spriahujúca doska zo železového betónu B 40, medzi prírubami nosníkov je teoretická škára 5 mm, nosníky sa ukladajú na doraz k sebe.

• Inžinierske stavby, a. s. Košice, pre ktoré bol vypracovaný katalóg (v spolupráci s Katedrou betónových konštrukcií a mostov, Stavebná fakulta STU Bratislava a ISPO, s. r. o. Prešov) „NOSNÍKY IST-97“ dĺžky 9, 12, 15, 18, 21, 24 a 30 m pre cestné a diaľničné mosty spriahnuté železobetónovou doskou. Nosníky sú z predom predpätého betónu B 60, spriahujúca doska zo železového betónu B 40, medzi nosníkmi treba debnením preklenúť šírku 1,07 m (pri dĺžkach nosníkov 9 až 24 m) alebo šírku 0,65 m (pri dĺžkach 27 až 30 m).

Tvar a hlavné rozmery jednotlivých druhov nosníkov sú na obr. 1.

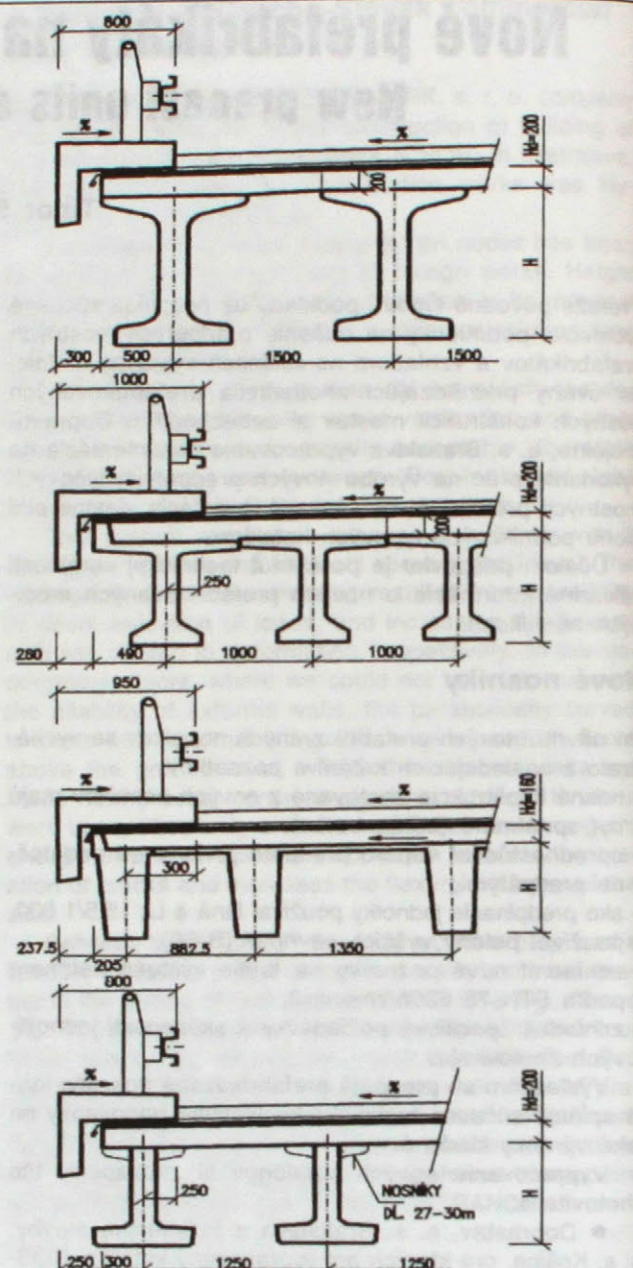
Všetky druhy nosníkov boli už vyrobené a zabudované v konkrétnych mostných objektoch.

composite slab is of reinforced concrete B 40, between the flanges of the beams is theoretically a gap of 5 mm, practically the beams are placed close together,

• for Inžinierske stavby Košice a. s. the catalogue „BEAMS IST-97“, lengths 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 m for road and motorway bridges, composite with the reinforced concrete slab was elaborated (in cooperation with the Department of Concrete Structures and Bridges, Faculty of Civil Engineering STU Bratislava and ISPO, s. r. o. Prešov). The beams are designed of pretensioned concrete B 60, the composite slab is of reinforced concrete B 40, between the beams the width of 1.07 m (by the beams of lengths of 9 to 24 m) or the width of 0.65 m (by the beams of lengths of 27–30 m) is to be spanned by the formwork.

The shape and the main dimensions of the individual types of the beams are on the following page.

All types of the beams were already manufactured and built in the real bridges.



Prefabrikované diaľničné mosty DZ-97 – skúsenosti z realizácie

Prefabricated highway bridges DZ-97 – implementation experiences

Ján SCHMUCK

Dopravoprojekt, a. s. Bratislava na podnet ZIPP, s. r. o. Bratislava pripravil v r. 1997 nové riešenia predom predpätých železobetónových nosníkov pre diaľničné mosty. Autorom vzorovej technickej dokumentácie týchto mostov je Ing. Tibor Ševčík. Pre mosty do rozpätia 18 m sú nosníky prierezového tvaru TT, resp. T, pre nosníky od 20 do 30 m sú nosníky prierezového tvaru I. Oboje riešenia sa v r. 1997 úspešne uplatnili pri výstavbe desiatich diaľničných mostov na úsekoch Hybe–Važec a Nemšová–Ladce. ZIPP tu aplikoval svoje skúsenosti z výstavby priemyselných hál, kde už je problematika výroby, dopravy i montáže nosníkov do rozpätí 30 m zvládnutá. Podobne aj stropy viacpodlažných priemyselných, resp. občianskych konštrukcií z predom predpätých rebrových panelov TT boli predlohou pre mostné konštrukcie malých rozpätí.

V príspevku sú stručne zhodnotené prvé skúsenosti v oblasti návrhu, výroby, dopravy i montáže a kompletáže mostov.

Návrh a projektovanie mostnej konštrukcie

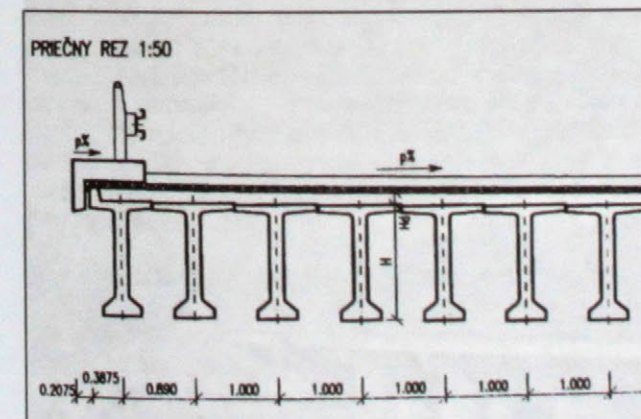
Nosníky sú navrhnuté z betónu B 55 ako predom predpäté, spriahnuté železobetónovou doskou. Na rozdiel od konštrukcií v pozemnom staviteľstve, kde ZIPP navrhuje najmä tzv. čiastočné predpätie, mostné nosníky sú na-

The company Dopravoprojekt a. s. Bratislava has prepared in 1997 new solutions of pretensioned prestressed ferro-concrete girders for highway bridges. The author of the sample documentation of those bridges is Mr. Tibor Ševčík. For bridges with a span of 18 meters the girders have a T or TT section and for the spans of 20–30 meters those girders have an I section. Both solutions were implemented successfully in 1997 in the construction of ten highway bridges on the highway-stages Hybe–Važec and Nemšová–Ladce. The ZIPP company utilized here its experiences in the construction of industry sheds, where it fully manages already the issue of the manufacturing, assembly and transportation of girders with a span of up to 30 meters. Also ceilings of multistory industrial of civil buildings made from prefabricated pre-stressed ribbed TT elements were used as models for small-span bridge structures.

Now let's briefly evaluate the first experiences in the field of projecting, manufacturing, transport, assembly and the completion for the bridges.

Designing and projecting of bridge structures

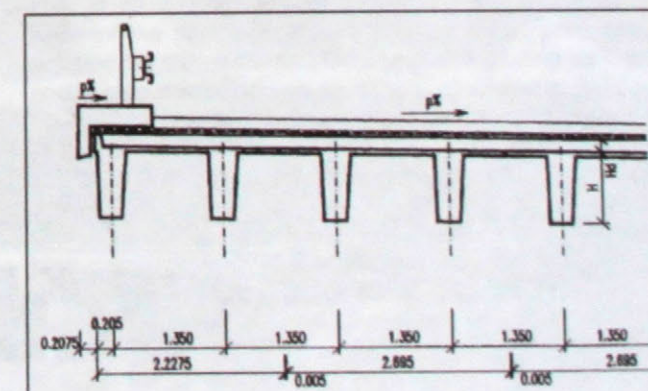
The girders were designed to be made of B 55 concrete as pretensioned pre-stressed and coupled with a ferro-concrete plate. Unlike with structures in civil engineering – where the ZIPP company uses the so called partial pre-stressing, the bridge girders are designed as fully pre-stressed elements with a maximum use of material inputs disallowing any cracks in the concrete. This leads



Obr. 1. Priechý rez konštrukciou mosta z nosníkov I DZ-97 s rozšírenou hornou prírubou

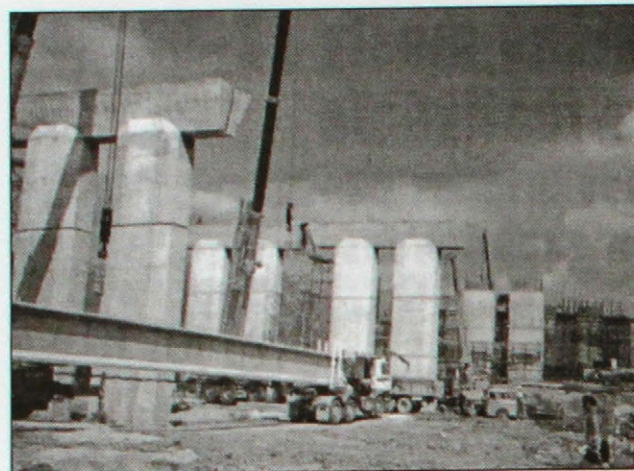
Fig. 1. Cross section of a bridge structure made of I DZ-97 girders with a widened upper flange

Ing. Ján Schmuck – ZIPP, s. r. o. Bratislava.



Obr. 2. Priechý rez konštrukciou mosta z nosníkov TT DZ-97

Fig. 2. Cross section of the bridge made of TT DZ-97 girders



Obr. 3. Doprava nosníkov I D7-97-30 na stavbu obj. 213 D1 Hybe-Važec

Fig. 3. Transportation of I D7-97-30 girders to the site 213 D1 Hybe-Važec

vrhnuté ako plne predpäté s maximálnym využitím materiálových vstupov bez pripustenia trhlin v betóne. Toto vedie k vyšším vzopätiam nosníkov.

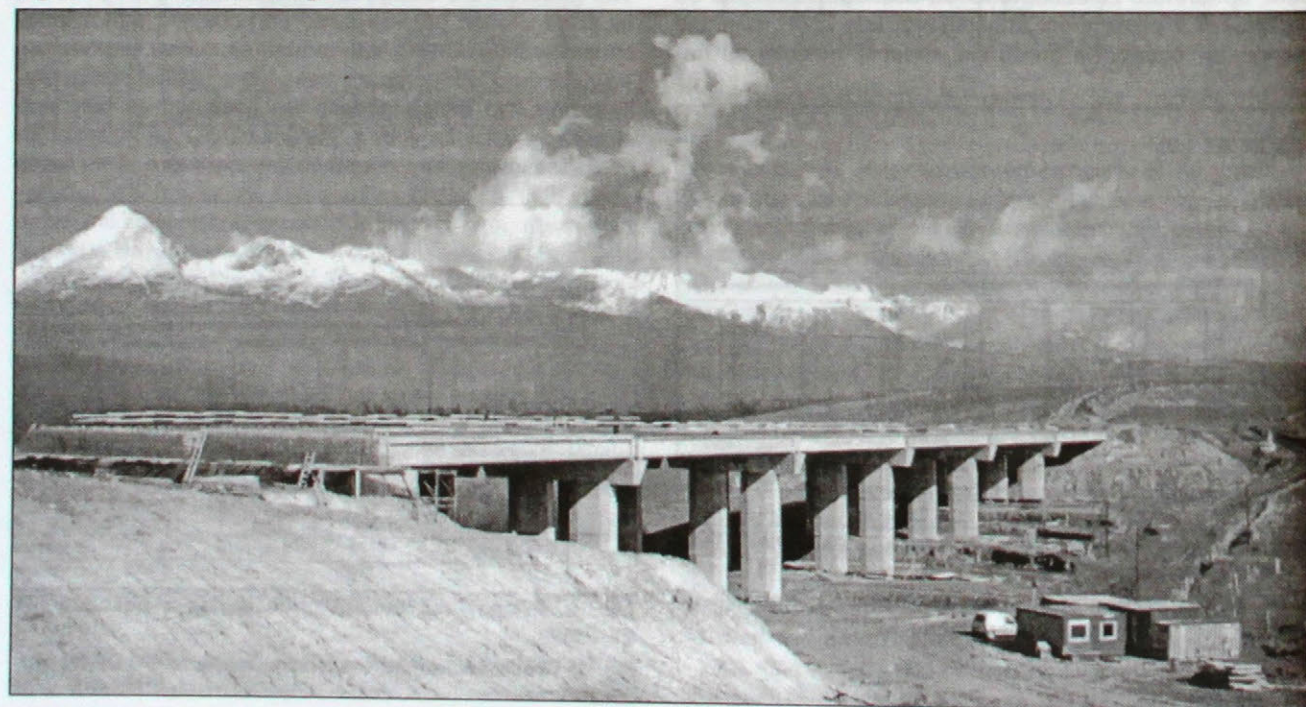
Kladne boli prijaté tieto nové detailné riešenia:

- nosníky s bočnými prírubami, ktoré uľahčujú debnenie spriahujúcej dosky,
- na šikmých mostoch šikmé ukončenie v čelách, čo zjednodušuje betónáž priečnikov,
- široká horná príruha nosníkov, ktorá minimalizuje debnenie spriahujúcej dosky a zvyšuje bezpečnosť práce na moste; prínosom by malo byť aj zvýšenie tuhosti nosníkov v priečnom smere,
- prefabrikované betónové žľaby, ktoré sa dajú montovať i v zimných mesiacoch.

Výhľadom pre ďalší rozvoj je spojitá konštrukcia mostov, ktorá sa vytvorí zmonolitnením prefabrikovaných

Obr. 4. Zmontovaný most

Fig. 4. The assembled bridge



to higher rise of the girders – which is also pointed at in the technical sample documentation by Dopravoprojekt.

The following solutions of the details were taken very positively:

- girders with side flanges enabling an easier shuttering of the coupling plate,
- with inclined bridges; an inclined ending in the faces, what makes the concrete formwork easier,
- a wide upper girder flange minimizing the formwork of the composite slab and improving the safety of work on the bridge; another benefit should be the rigidity increase in the cross direction,
- prefabricated concrete channels – which can be assembled even during the winter months.

The outlook for further development: A continuous bridge structure which will be created by the „monolithization“ of prefabricated girders and prefabricated saddle-back-boards. Span increase above 30 meters.

Manufacturing of the girders

The ZIPP company manufactured for the mentioned bridges within just 6 month in 1997 – approx. 400 pre-tensioned pre-stressed girders and this amount was not by far the limit of our manufacturing capacities. Often it was necessary to co-ordinate the manufacturing process of different girders according to the real status of the structure preparation – out of the framework of the terms originally agreed on. Because the assembly of the girders is by far much faster than their manufacturing – it is also necessary to dimension the intermediate storage facilities properly.

Transportation and storage

The ZIPP company managed the transportation of the girders by rail to the intermediate storage facility at the destination station – on three specially modified wagons. From there on the girders were transported right to the

nosníkov i úložných prefabrikovaných prahov; zväčšenie rozpätí nad 30 m.

Výroba nosníkov

ZIPP vyrobil pre uvedené mosty v priebehu 6 mesiacov r. 1997 asi 400 predom predpätých nosníkov, čo vôbec neznamenal plné vyťaženie jeho výrobných kapacít. Často bolo treba koordinovať postup výroby rôznych typov nosníkov podľa postupu prípravy stavieb mimo rámec dohodnutých termínov. Pretože montáž nosníkov prebieha podstatne rýchlejšie ako ich výroba, sú potrebné správne dimenzované medzisklady dielcov.

Doprava a skladovanie

ZIPP zabezpečil dopravu nosníkov po železnici na trojici upravených železničných vagónov na medziskladu v stanici určenia. Odtiaľ sa preprava na stavbu vykonávala fahačmi so špeciálnymi ovládateľnými terénnymi oplenskými návesmi. Týmto spôsobom bola zvládnutá doprava aj do ťažšie prístupných miest, terén však musel byť primerane upravený. Pri doprave sa nepoškodil žiadny zo 400 nosníkov. Pri vykládke na stanici sa v dôsledku poruchy žeriava poškodil iba jeden nosník. Nosníky sa skladovali na spevnených plochách s betónovými cestnými panelmi.

Montáž

ZIPP vystačil pri montáži s dvoma kolovými žeriavmi. Napriek náročným terénnym podmienkam montáž prebiehala rýchlo, bez komplikácií. Terén v mieste montáže bol však vždy primerane upravený a odvodnený. Najväčší 6-poľový most, objekt 213 Hybe-Važec, so 168 nosníkmi rozpätia 30 m bol zmontovaný v priebehu jedného mesiaca. Rýchlosť montáže vysokokvalitných nosníkov sa javí popri cene konštrukcie ako najväčší prínos prefabrikovaného riešenia.

Kompletáž mostov

Spriahujúca doska sa spočiatku realizovala pri 30 m nosníkoch do strateného debnenia z azbestocementových dosiek. Rozšírením hornej príruby sa potreba debnenia pri nových typoch nosníkov minimalizuje. Betónáž dosky sa uskutočňuje v jednej fáze vibračnou lištou na celú šírku mosta. ZIPP pripravil riešenie prefabrikovaného žľabu, včítane jeho stykov, a vyvinul montážne zariadenie s presnou možnosťou smerového a výškového nastavenia.

Porovnanie s inými konštrukciami

Skúsenosti s prvými realizáciami potvrdzujú vysokú konkurenčnú schopnosť betónovej prefabrikovanej spriahnu-tej konštrukcie najmä v porovnaní s konštrukciami väčších rozpätí. Predovšetkým vysoká kvalita a rýchlosť výstavby pri cenovej výhodnosti sú hlavnými argumentmi na presadenie týchto konštrukcií v projektoch.

Obr. 5. Záber z montáže nosníkov TT DZ-97-15 na stavbe obj. 213 Nemšová-Ladce

Fig. 5. The assembly of the TT DZ-97-15 girders on the object 213 Nemšová-Ladce



site by special controllable off-road trailers. In this way we have managed also to get to the hard accessible areas – but the terrain had to be modified appropriately. Out of the 400 manufactured girders – not a single one got damaged in the course of the transportation. Due to a failure of the crane – just one girder was damaged at the discharge at the railway station. The girders were stored on grounds stabilized by concrete road panels.

Assembly

Two truck mounted cranes were enough for the ZIPP company. In spite of the unfavourable site conditions, the assembly went on smoothly, failure free and fast. But the terrain on the site was always modified and drained. The largest 6 field bridge (object 213 Hybe-Važec) with 168 girders of 30 m span was assembled in just one month. The high pace of the assembly of high-quality girders seems to be the biggest benefit of a prefabricated solution – besides the price of the structure.

Completion of the bridges

At the beginning the composite slab of 30 m girders was made into a permanent formwork – made of asbest-concrete plates. By widening the upper flange we minimize the formwork demand with those new girder types. The slab is cast using a finishing beam across the entire width of the bridge. The ZIPP company has prepared a solution for the prefabricated channel including its joints and it also developed an assembly device with the possibility of a precise direction and height adjustment.

Comparison with other structures

Our experiences with the first implementations prove the high competitive ability of the prefabricated composite structure – especially as to large span structures. The high quality and pace of the assembly in connection with a price advantage are the main arguments for carrying through those structures in construction projects.

Most cez Váh a elektrárenský kanál pri Beckove

Bridge over the Váh river and the channel near Beckov

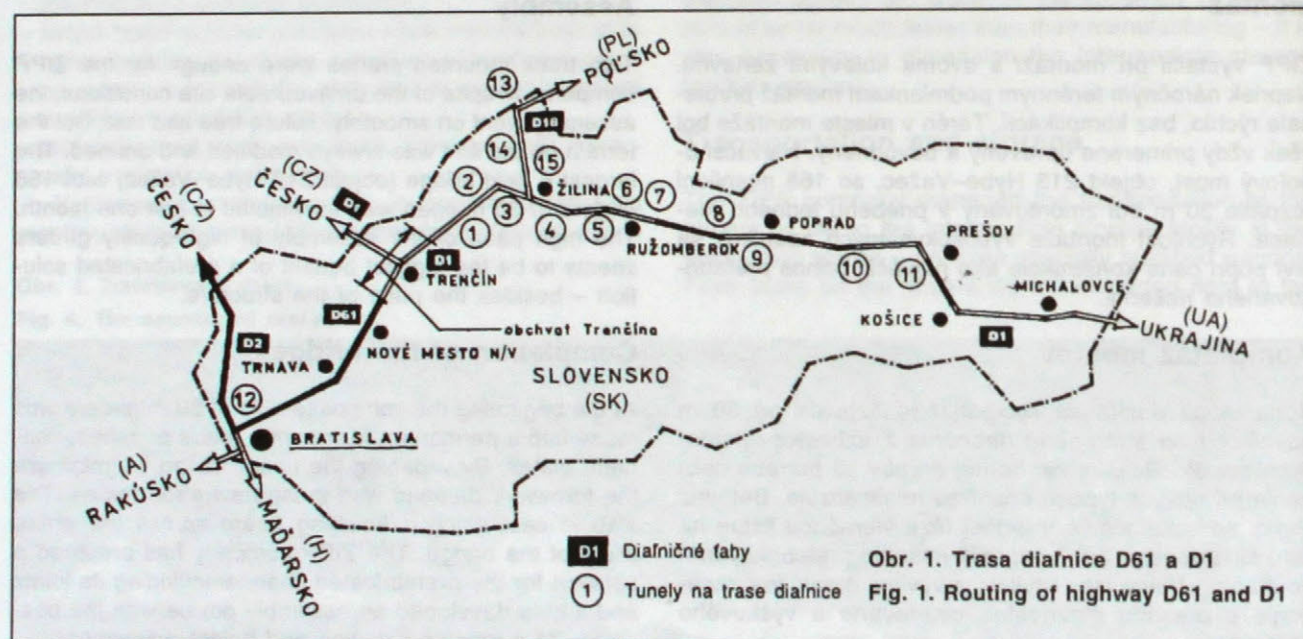
Miroslav ŠAGÁTH – Vladimír JANČIGA

Súčasťou diaľničného prepojenia sever-juh (transeurópska magistrála E75) je v súčasnosti budovaný úsek diaľnice D61 Nové Mesto nad Váhom–Chocholná. Jeho najvýznamnejším objektom je most cez Váh a elektrárenský kanál pri Beckove, ktorým by sa malo začať obdobie výrazného rozvoja výstavby diaľničných mostov. Most má inundačnú časť 9 polí z nosníkov I-96 dĺžky 366 m a letmo betónovanú časť dĺžky 336 m.

Diaľnica D61 Bratislava–Trenčín je súčasťou medzinárodného tahu E75 a Transeurópskej magistrály sever-juh. Jej dobudovaním sa prepojí diaľnica na D1 na medzinárodnú diaľničnú sieť ČR aj v smere západ–východ. Úsek Nové Mesto nad Váhom–Chocholná spája dve najväčšie sídla oblasti, a to Nové Mesto nad Váhom a Trenčín (obr. 1).

The section of the D61 highway Nové Mesto-Chocholná, already under construction, is the part of European highway connection North-South. The most important object of this highway section is the bridge over the river Váh and the Váh channel near Beckov. The bridge should be start of large development of bridge construction on Slovak highways.

Highway D61 Bratislava–Trenčín is the part of the international motorway E75 and TEM–Trans European Motorway North–South. The connection of both communications will be finished by its construction and consequently it will be connection of Slovakia to the international traffic network East–West. The location of the highway D61 is in the area with the busiest traffic in Slovak Republic. The section Nové Mesto nad Váhom–Chochol-



Obr. 1. Trasa diaľnice D61 a D1
Fig. 1. Routing of highway D61 and D1

Nosná konštrukcia

Celková dĺžka mosta je 702 m, z toho 9 inundačných polí tvorí 366 m (ich rozpätia sú premenlivé 40,1 až 41,6 m) a letmo betónované 4 polia tvoria 336 m konštrukcie (71 + 102,5 + 102,5 + 60 m), obr. 2.

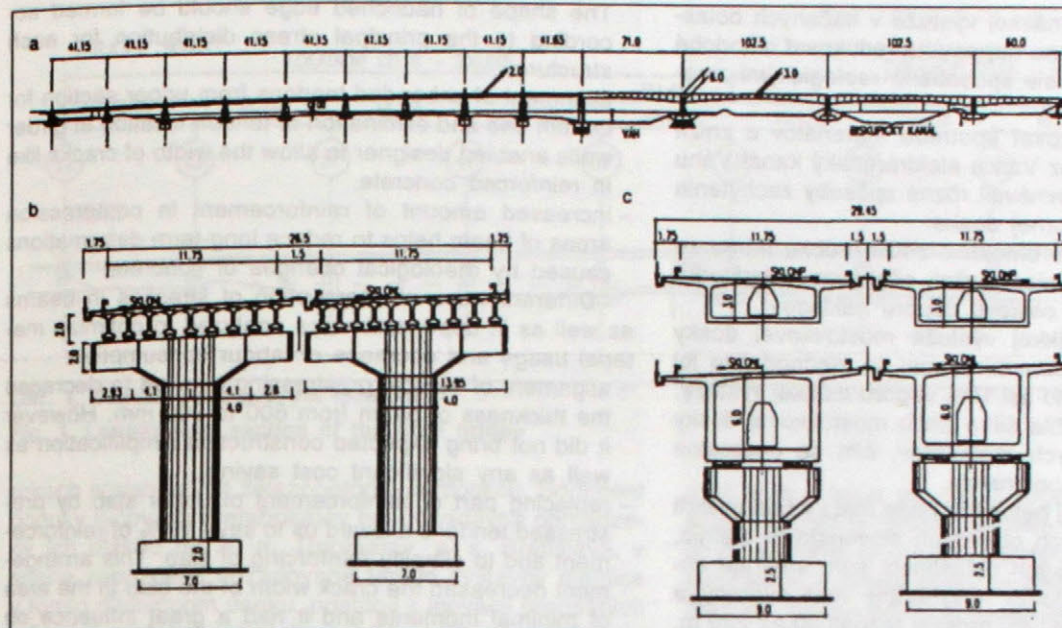
Priečny rez inundačnej časti je riešený ako spriahnutý [1] výšky 2 m. Tvoria ho atypické prefabrikované nosníky I-96 z betónu B 50, výšky 1 800 mm a spriahujúca

Ing. Miroslav Šagáth – MOSTA, s. r. o. Bratislava; Ing. Vladimír Jančíga – Doprastav, a. s. Bratislava.

ná connects two largest towns located in the area; Trenčín and Nové Mesto nad Váhom. The area is one of the most settled and economically developed in Slovakia with possibility of its further development (Fig. 1).

Superstructure

Total length of the bridge is 702 m; nine fields of flood bridge have the length 366 m together (spans vary from 40.1 to 41.6 m) and four spans of the bridge built by free cantilever method have length 336 m ($71 + 102.5 + 102.5 + 60$ m) see Fig. 2.



Obr. 2. Most cez Váh a elektrárenský kanál Váhu pri Beckove

a – pozdĺžny rez,
b – priečny rez
inundačnej časti,
c – priečny rez let-
mo betónovaným
mostom

Fig. 2. The bridge over river Váh and the channel near Beckov

a - longitudinal section, *b* - cross section of inundation part, *c* - cross section of free cantilever bridge

doska z B 45 priemernej hrúbky 200 mm. Osová vzdialenosť nosníkov je 1 450 mm.

Priečny rez letmo betónovanej časti má tvar uzavretej komôrky. Jej výška sa mení od 3 m nad krajnými oporami do 6 m nad medzifahľými podperami (obr. 2). Predpätie nosnej konštrukcie zabezpečujú tri druhy káblov s predpínacím napätím 1 430 MPa:

- interné káble v hornej a dolnej doske priečného rezu sa skladajú z káblov zložených z 12 lán ϕ Ls 15,5/1 800;
- externé káble vedené v komôrke sú zložené z 18 bezadýchnych lán ϕ Ls 15,5/1 800;
- priečne predpätie hornej dosky zabezpečujú jednotlivé bezadýchne laná ϕ Ls 15,5/1 800.

Technológia výstavby

Pri výstavbe mosta boli navrhnuté dve technológie:

- *Prefabrikované nosníky* tvaru I-96 sú základným prvkom inundačných predpolí mosta.
- *Letmá betónáž* je druhou technológiou použitou na tomto objekte. Dodnes sa touto úspešnou technológiou realizovalo u nás 7 veľkých objektov, najväčší s konzolou dlhou až 120 m (most Lafranconi v Bratislave). Rozbor spotreby materiálov na tieto objekty však ukázal veľké rozdiely. I keď spotreba materiálov na m² nie je najspôfahlivejší ukazovateľ pre porovnanie dvoch konštrukcií, predsa poskytnie lepší pohľad na objekty. V riešenom prípade umožnil základnú orientáciu pri navrhovaní konštrukcie.

Doterajšie skúsenosti potvrdili niekoľko základných princípov zavedených do letmej betonáže už pri moste Lafranconi:

- tvar nábehovej hrany výrazne ovplyvňuje priebeh napätí. Použitie nábehu v tvare paraboly $2'$ znižuje podmernú únosnosť prierezov v polovici konzoly. Pre každý riešený prípad je vhodné vytvoriť tvar nábehovej hrany v závislosti od priebehu hlavných napätí;
- vedenie káblov od horného okraja prierezu k dolnému mimo prierez a vylúčenie vedenia interných káblov zo stien trávom umožňuje pripustiť v trávach šírku trhlín ako v nepredpätom betóne (železobetóne);

Cross section of flood bridge is designed as a composite structure with two meters height [1]. It is created by atypical precast girders I-96 of prestressed concrete B 50, with height 1,800 mm and composite slab with thickness 200 mm. The spacing of precast girders is 1,450 mm.

Cross section of part built by cantilever method is designed as a box girder. Its height varies from three meters over abutments to six meters over the piers (Fig. 2).

Prestressing of the bridge is done by three types of tendons with prestressing stress 1,430 MPa:

- internal tendons situated in upper and bottom slab from 12 tendons ϕ Ls 15.5/1,800;
- external unbonded tendons situated in box girder from 18 tendons ϕ Ls 15.5/1,800;
- prestressing in cross section is realized by separated nonadhesive tendons ϕ Ls 15.5/1,800 situated in upper slab.

Construction technology

There were designed two technologies for construction of bridge over the River Váh and its channel:

- *Precast I-96 shape girders* are basic elements of the flood bridge.
- *Free cantilever method* is second construction technology used for bridge construction. Seven large structures were built by this technology in Slovakia up till now. The Lafranconi Bridge is the biggest one with cantilever 120 m long. Although the material usage per square meter is not the most reliable indication to compare structures built by different technologies, it enables us to make the analysis from other point of view. In our case it served as a basic orientation to make decision about design of structure.

Our experiences have already confirmed some basic principles implemented during construction of the Lafrancini Bridge by free cantilever method:

- a shape of haunched edge has a big influence on stress distribution. An application of the haunch with parabolic shape of 2' decreases relative loading capacity of cross sections in the middle of cantilever.

– zvýšené množstvo mäkkej výstuže v tlačných oblastiach trámov podstatne napomáha redukovat dlhodobé deformácie konštrukcie spôsobené reologickými zmenami betónu.

V snahe optimalizovať spotrebu materiálov a znížiť prácnosť na moste cez Váh a elektrárenský kanál Váhu pri Beckove sme porovnávali rôzne spôsoby zachytenia napätí v trámoch a hornej doske:

– zvislé predpätie síce umožnilo znížiť hrúbku trámu zo 60 na 50 cm, neprinieslo však očakávané zjednodušenie výstavby ani celkovú úsporu nákladov;
– náhradou časti mäkkej výstuže mostovkovej dosky predpätými bezadhezovými lanami sa zjednodušilo jej armovanie a prinieslo asi 10% úsporu mäkkej výstuže. Okrem toho sa znížila šírka trhlín mostovkovej dosky v oblasti minimálnych momentov, čím sa podstatne ovplyvnila kvalita konštrukcie.

Technológia letmej betonáže bude mať i v budúcnosti uplatnenie na mnohých objektoch slovenských diaľnic, predovšetkým v horských oblastiach, kam smeruje súčasná výstavba. Preto je nevyhnutné mať overený a spoľahlivý spôsob výstavby mostov rozpätí 90 až 220 m.

LITERATÚRA

- [1] Greguš, J.: Most cez inundačné územie Váhu pri Beckove. In: Zborník prednášok „Betón na Slovensku v r. 1994–1998“, s. 64–69. Doprastav, a. s. OZ Bratislava-Petržalka.

Estakáda cez inundačné územie Váhu pri Beckove

Bridge over the inundation area of Váh river near town Beckov

Ján GREGUŠ

Najvýznamnejším mostom úseku diaľnice D61 medzi Novým Mestom nad Váhom a Trenčínom je premostenie Váhu a elektrárenského kanála pri Beckove, ktorého celková dĺžka je 702 m. Príspevok je zameraný na riešenie premostenia inundácie Váhu.

Diaľničný úsek medzi Novým Mestom nad Váhom a Trenčínom je súčasťou diaľnice D61 Bratislava–Trenčín, zahrnutej do medzinárodného ťahu E75 a Transeurópskej magistrály sever–juh. Program výstavby diaľnic na Slovensku je po roku 1995 náročný na stavebné kapacity hlavne mostného staviteľstva a vyžaduje prehodnotiť možnosť existujúcich technológií výstavby mostov formou inovácie v snahe zachovať osvedčené postupy. Vhodnou technológiou výstavby mostov je prefabrikácia, ktorá je na Slovensku najrozšírenejšou technológiou nosných konštrukcií mostov tyčovými prefabrikátmi, v posledných

The shape of haunched edge should be formed according to the principal stress distribution for each structure,

– alignment of unbonded tendons from upper section for bottom one and elimination of tendon location in girder walls enabled designer to allow the width of cracks like in reinforced concrete,

– increased amount of reinforcement in compression areas of beam helps to reduce long-term deformations caused by rheological changes of concrete.

Different ways of interception of stresses in beams as well as in upper slab were analyzed to optimize material usage and decrease of labour consumption:

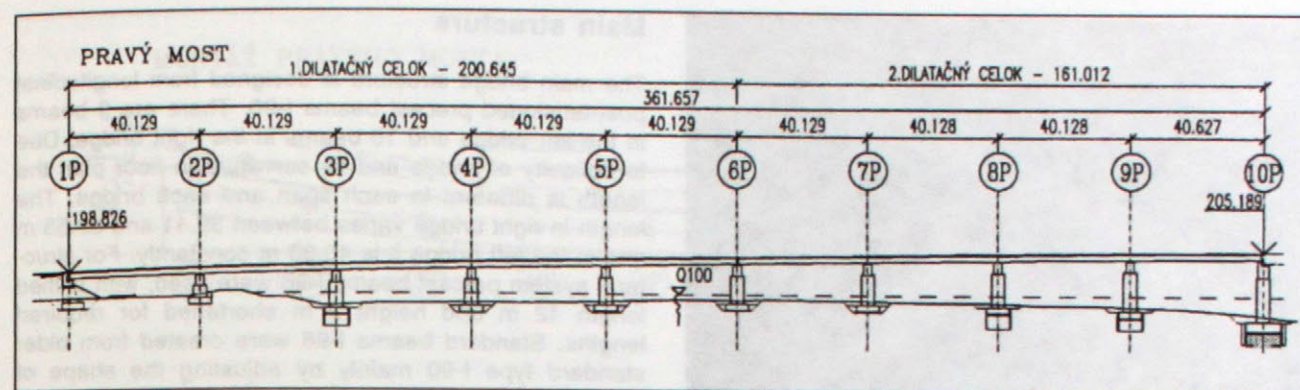
– alignment of vertical prestressing allowed to decrease the thickness of beam from 600 to 500 mm. However it did not bring expected construction simplification as well as any significant cost saving,

– replacing part of reinforcement of upper slab by prestressed tendons allowed us to save 10 % of reinforcement and to simplify reinforcing of slab. This arrangement decreased the crack width of the slab in the area of minimal moments and it had a great influence on the quality of structure.

The technology of free cantilever method will be applied on many Slovakian highway bridge structures in future. It is very important to have verified and reliable construction method of bridges with spans among 90 to 220 m for mainly mountain areas where future highway construction will be performed.

The most important bridge in D61 highway section between towns Nové Mesto nad Váhom and Trenčín is crossing the Váh river and power plant channel near town Beckov. Its overall length is 702 m. This contribution deals with solution of bridge crossing the inundation area of Váh river.

Highway section between towns Nové Mesto nad Váhom and Trenčín is the part of highway D61 Bratislava–Trenčín. This highway is included into international route E75 and transeuropean route North–South. Program of highway construction in Slovakia is after 1995 very demanding, especially for designers and construction capacities of bridge engineering. It requires to evaluate the capability of existing technologies in bridge construction and their innovation together with keeping verified methods. In this respect the technology of precast concrete is very suitable. The most common precast concrete technology in Slovakia is structural system cre-



Obr. 1. Pozdĺžny rez pravým mostom

Fig. 1. Longitudinal section of the right bridge

rokoch spriahnutých železobetónovou doskou. Sortiment ponuky tyčových prefabrikátov bol donedávna obmedzený ich dĺžkou do 30 m. Doprastav, a. s. Bratislava, v snahe zabezpečiť požadované tempo výstavby diaľnice v tomto diaľničnom úseku, pristúpil k inovácii predpätých tyčových prefabrikovaných nosníkov I-90 a predĺžil typovú radu až na 42 m [1]. Súčasne sa mierne upravil tvar priečneho rezu a zásadne sa zmenilo pozdĺžne predpätie. Inovované nosníky, pod názvom I-96, sa použili na vybudovanie nosnej konštrukcie 9 polí mosta cez Váh a elektrárenský kanál pri Beckove, a to na premostení ľavobrežnej inundácie Váhu v dĺžke 367,8 m (ľavý most), resp. 361,66 m (pravý most). Každý z obidvoch mostov je staticky a funkčne samostatný.

V tomto úseku smerove os diaľnice prechádza z oblúka $R = 1\,100$ m do prechodnice, priečny sklon je konštantný 4 % po celej dĺžke mosta. Niveleta v úseku premostenia stúpa v sklone 2,2 % a plynule prechádza do výškového oblúka $R = 11\,250$ m. Výškový rozdiel obidvoch koncov nosnej konštrukcie je 7,36 m. Obidva mosty sú po dĺžke rozdelené do dvoch dilatačných celkov 5 + 4 polia. Premostenie inundácie priamo nadväzuje na premostenie Váhu a elektrárenského kanála na pilieroch 10L a 10P [2]. Šírka komunikácie na mostoch je daná kategóriou diaľnice v tomto úseku, voľná šírka ľavého mosta je 11,75 m, voľná šírka pravého mosta je premenná 12,95 až 11,75 m.

Zakladanie

Zakladanie je navrhnuté plošné v otvorených stavebných jamách, piliere v blízkosti koryta Váhu a ochrannej hrádze pod ochranou oceľových štetovnicových stien vo vrstve štrkov. Zvýšené požiadavky na založenie pilierov 10L a 10P z dôvodu minimalizácie sadania viedli k potrebe zlepšiť piesčité štrky pod ich základmi. Použila sa metóda zhotovenia stĺpov dýzovou injektážou, kde pomocou lúča cementovej suspenzie vystupujúceho z hlavy dýzy pod tlakom 300 až 400 atm sa zemina premieňa na zmes cementu, zeminy a vody. Postupným otáčaním hlavy dýzy sa vytvorili stĺpy priemeru 1,2 m. Pod jedným základom bolo zhotovených 64 stĺpov dĺžky 4,3 m, siahajúcich až do vrstvy navetralých slieňovcov.

Nosná konštrukcia

Nosná konštrukcia je navrhnutá z pozdĺžnych, dodatočne predpätých tyčových prefabrikátov I-96, v ľavom mos-

ated from precast beams, in recent years as composite structure with reinforced concrete deck slab. The length of beams was in the past limited by 30 m. In effort to guarantee required speed of highway construction contractor – Doprastav a. s. – decided to renovate the production of precast concrete beams I-90 and to extend the offer of beam types up to the length 42 m [1]. The cross section of the beam has also been adjusted and system of longitudinal prestressing has been significantly changed. New beams, known as I-96, have been used as bearing structural system of 9-span bridge across the Váh river and power plant channel near town Beckov particularly for crossing the leftbank inundation area with length 367.8 m (left bridge) and 361.66 m (right bridge), respectively. Each of two bridges is independent from both static and function points of view.

In mentioned highway section the route follows a horizontal curve with radius of 1,100 m and continues in transition curve. The transverse decline is 4 % constantly along the whole bridge. Longitudinal incline in the section of bridge structure is 2.2 % and it continues in a vertical curve with radius of 11,250 m. The difference in altitude of both end nodes of bridge structure is 7.36 m. Both bridges are divided into 2 dilatation part (5 + 4 spans). The bridge crossing the Váh river and power plant channel directly continues from piers 10L and 10P as the bridge crossing the inundation area. The width of carriageway is determined by category of highway in particular section. Free width of left bridge is 11.75 m constantly, the width of right bridge varies between 12.95 m and 11.75 m.

Foundation system

Shallow foundations in open trench are proposed, piers close to Váh river bed and levee are protected by steel interlocking pile wall set in the gravel layer. Increased requirements for foundations of piers 10L and 10P due to minimizing the settlement lead to necessity of improving the layer of sand gravel under the foundations. We used the method of creation of piles by jet injection. In this method the jet of cement suspension leaving the head of nozzle under pressure of 300–400 atm transforms a soil into a mixture of cement, soil and water. As the head of nozzle rotates the piles of diameter 1.2 m are created. There were 64 piles 4.3 m long constructed under one foundation that reached the layer of decayed marlite.

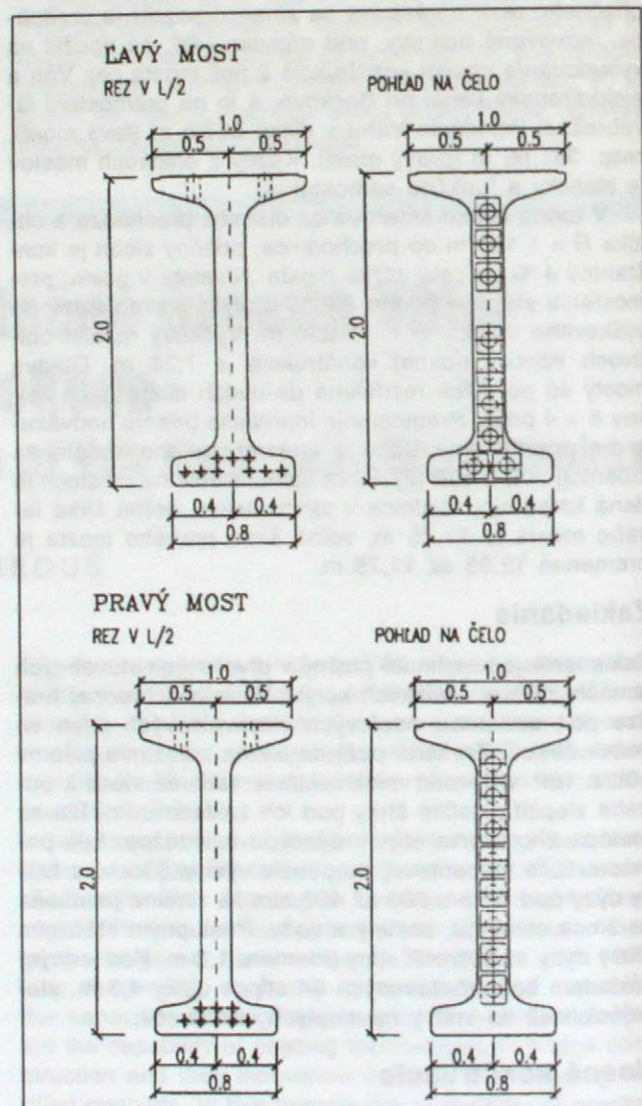


Obr. 2. Pohľad na stavenisko mosta
Fig. 2. A view to a construction site

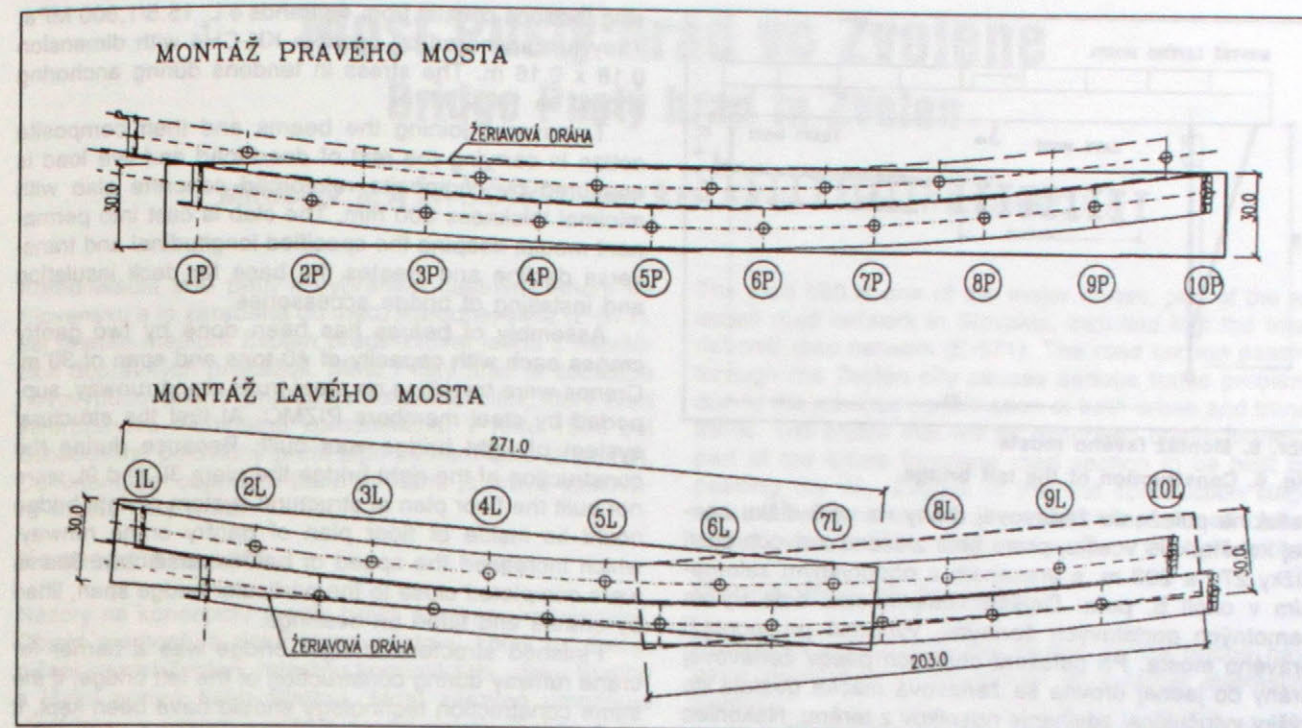
te je 9 nosníkov, v pravom 10 nosníkov (obr. 2 na s. 29). Vzhľadom na šikmost premostenia a jeho pôdorysné zakrivenie, dĺžky nosníkov nie sú rovnaké v každom poli a v každom moste. Ich dĺžka je v pravom moste premenná od 39,41 m do 39,53 m, v ľavom moste je dĺžka nosníkov konštantná 40,3 m. Pre nosnú konštrukciu bola použitá typová dĺžka tyčového prefabrikátu I-96, dĺžky 42 m a výšky 2 m, skrátením na požadované dĺžky. Typové nosníky I-96 vznikli inováciou staršej typovej rady I-90, a to hlavne úpravou tvaru priečneho rezu, predĺžením typovej rady na 42 m a zmenou predpínacieho systému. Nové tyčové prefabrikáty I-96 sa teraz vyrábajú v typových dĺžkach 24, 27, 30 a 42 m s výškami 1,15, 1,25, 1,4 a 2 m. Medzifahľé dĺžky sa vyrábajú skrátením najbližšej vyššej typovej dĺžkovej rady. Tvar priečneho rezu je konštantný po celej dĺžke nosníka, horná a dolná príruha je rovnaká pre všetky typové dĺžky. Toto riešenie umožňuje vyrábať nosníky všetkých typových dĺžok v jednej univerzálnej forme a zefektívniť tak ich výrobu. Rôzne typové výšky sa docieľujú iba zmenou výšky stojiny, a to vkladáním vložiek do zvislej časti bočnice ocelevej formy. V závislosti od prepravných možností a podmienok sa môžu nosníky vyrábať v celku alebo z troch častí betónovaných na pseudokontaktnú škáru a na stavenisku zopnutých predpätím do jedného celku. Výroba vcelku, vzhľadom na prepravné a zdvíhacie možnosti na Slovensku, prichádza do úvahy iba pri dĺžkach do 30 m. Jednotlivé dielce príslušného nosníka sa ukladajú na pevné, ale pritom klzné podložky, výškovo a smerovo sa vyrovnávajú do priameho smeru, navlečú sa predpínacie láná a na čelá pseudokontaktných škár sa nanesie

Main structure

The main bridge structure is designed from longitudinal post-tensioned precast beams I-96. There are 9 beams in the left bridge and 10 beams in the right bridge. Due to obliquity of bridge and its curvature in floor plan the length is different in each span and each bridge. The length in right bridge varies between 39.41 and 39.53 m and in the left bridge it is 40.30 m constantly. For structural system precast beams I-96 were used, with unified length 42 m and height 2 m shortened for required lengths. Standard beams I-96 were created from older standard type I-90 mainly by adjusting the shape of cross-section, prolonging of beams up to 42 m and changing the system of prestressing. New precast beams I-96 are produced with length 24, 27, 30, and 42 m and heights 1.15, 1.25, 1.4, and 2 m. Beams with length between these values are produced by shortening of the closest higher length type. The shape of cross section is constant along whole beam. Upper and bottom flanges are the same for all lengths. This solution allows to use the same formwork for beams of all types and make the production more effective. Different heights of beams are



Obr. 3. Nosníky I-96
Fig. 3. Beams I-96



Obr. 4. Pôdorys žeriavových dráh pri montáži nosníkov I-96

Fig. 4. Floor plane of crane runway during assembly of beams I-96

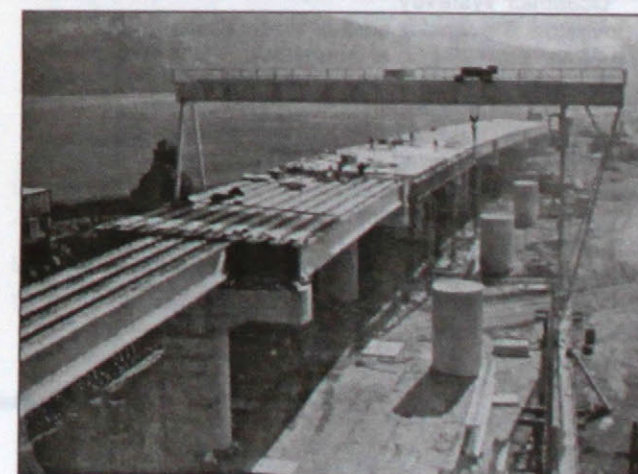
epoxidový tmel. Predpätím prvých troch káblov sa čelá pseudokontaktných škár vzájomne pritlačia, prebytočný tmel sa zo škáry vytlačí a nechá vytvrdnúť. Nasleduje napnutie zostávajúcich káblov v predpísanom poradí a ich injektáž cementovou maltou. Predpätie do nosníkov sa môže viesť až po dosiahnutí pevnosti betónu 40 MPa. Ako predpínacie jednotky sú použité spletené láná ϕ Ls 15,5/1 800 MPa, združené do 4-lanových káblov a kotvených kotvami KK-CH4 s rozmerom 0,18 x 0,16 m. Káble sa kotvia pri napätí 1 432 MPa.

Priečne spojenie a spolupôsobenie nosníkov pri prenose zvýšeného stáleho a pohyblivého zaťaženia zabezpečuje spriahujúca železobetónová doska s minimálnou hrúbkou 0,2 m. Doska je betónovaná do strateného debnenia v predpísanom pozdĺžnom a priečnom sklone a vytvára priamy podklad pre izoláciu mostovky a kotvenie mostného príslušenstva.

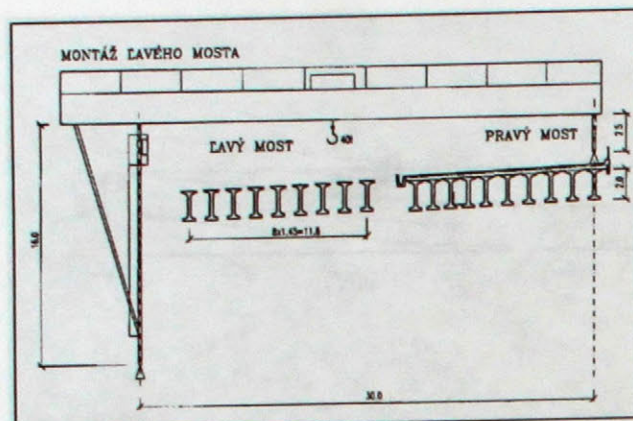
Montáž nosníkov sa vykonala dvoma portálovými žeriavmi 40 t s rozchodom 30 m. Žeriavy sa pohybovali po ocelej priehradovej žeriavovej dráhe uloženej na ocelej podperách PIŽMO. Prvá sa montovala nosná konštrukcia pravého mosta. Rozhodnutím nezhotovíť piliere 3L a 9L v čase montáže pravého mosta, bolo umožnené vtesnať pôdorys nosnej konštrukcie pravého mosta do pôdorysu žeriavovej dráhy v celej dĺžke. To podstatne zjednodušilo a urýchlilo práce pri montáži nosníkov. Nosníky sa kompletovali vedľa príslušného mostného póla, alebo v jeho bezprostrednej blízkosti a odtiaľ sa dvíhali dvojicou portálových žeriavov a ukladali na hrncové ložiská.

Pri montáži ľavého mosta bola pre žeriavovú dráhu prekážkou už zmontovaná nosná konštrukcia pravého mosta. Ako jediné riešenie, pri použití tej istej techniky ako pri pravom moste, bolo postaviť pravý pás žeriavovej dráhy na už zmontovanú a zmonolitnenú nosnú konštrukciu pravého mosta. Jej šírka však nie je dostatočne

created by changing only the height of the web. This is done by inserting of horizontal formwork elements into the vertical steel form. Depending on transport facilities and conditions it is possible to produce beams divided into three parts that are joined together by prestressing on site. The production of complete beams, taking into account the transportation and lifting possibilities in Slovakia, is reasonable only up to 30 m of length. Separate parts of beam are placed on plates, that are rigid but allowing to move, then are straightened, prestressing strands are installed and the faces of gaps are painted with epoxide glue. By stressing the first three tendons the faces are pressed, excessive glue is pushed out of gap and left to harden. Then follows the stressing of the rest of tendons follows together with their grouting by cement grout. The prestressing can be introduced only after concrete reaches the strength 40 MPa. Prestres-



Obr. 5. Pohľad na montáž nosníkov pravého mosta
Fig. 5. Assembly of beams I-96



Obr. 6. Montáž ľavého mosta

Fig. 6. Construction of the left bridge

veľká na položenie žeriavovej dráhy na celú dĺžku nosnej konštrukcie vcelku, preto bola zložená z dvoch častí dĺžky 271 a 203 m, s presahom a pôdorysným zalomením v okolí 6. poľa. Ďalšou komplikáciou bola výška samotných portálových žeriavov, výhodná pri montáži pravého mosta. Pri položení obidvoch pásov žeriavovej dráhy do jednej úrovne sa žeriavová mačka dostala do výšky vylučujúcej zdvíhanie nosníkov z terénu. Nakoniec sa aj tento problém podarilo odstrániť skrátením pravých nôh portálových žeriavov o 13,5 m.

Záver

Začiatkom roka 1998 boli zmontované nosníky pravého mosta spriahnuté železobetónovou doskou, prebiehali práce na betonáži odvodňovacieho žlabu pravého mosta, kotvení zvodičiek, kladení ríms, osadzovanie zábradlia a montáži nosníkov ľavej nosnej konštrukcie. Most má byť dokončený a odovzdaný do užívania v auguste 1998.

Pri výstavbe dlhých premostení sa dodávateľ stavebných prác často potýka s krátkou lehotou potrebnou na ich realizáciu. Riešením je rozdeliť premostenie na vhodné technologické celky dané charakterom prekážky. Príkladom je aj opísané premostenie Váhu a elektrárenského kanála, keď na premostenie inundácie Váhu bola navrhnutá technológia pozdĺžnych tyčových prefabrikátov a na premostenie koryta Váhu a kanála technológia letmej betonáže [2].

Účastníci výstavby:

- investor: Slovenská správa ciest, Bratislava,
- projekt: Mosta, s. r. o. Bratislava,
- realizácia: Doprastav, a. s. Bratislava.

LITERATÚRA

- [1] Šefčík, T.: Nové prefabrikáty na diaľničných mostoch. In: Zborník prednášok „Betón na Slovensku v r. 1994–1998“, s. 78–79.
- [2] Šagát, M.–Jančíga, V.: Most cez Váh a elektrárenský kanál pri Beckove. Inžinierske stavby, 44, 1996, č. 7, s. 311–314.

sing tendons consist from 4 strands $\phi L_1 15.5/1,800$ MPa. They are anchored by anchors KK-CH4 with dimension 0.18×0.16 m. The stress in tendons during anchoring should be 1,432 MPa.

Transverse joining the beams and their composite action in carrying the rest of dead load and live load is ensured by composite reinforced concrete slab with minimal thickness 200 mm. The slab is cast into permanent mould, keeping the specified longitudinal and transverse decline and creates the base for deck insulation and installing of bridge accessories.

Assembly of beams has been done by two gantry cranes each with capacity of 40 tons and span of 30 m. Cranes were travelling on steel truss crane runway, supported by steel members PIZMO. At first the structural system of right bridge was built. Because during the construction of the right bridge the piers 3L and 9L were not built the floor plan of structural system of right bridge could lie inside of floor plan of gantry crane runway, which increased the speed of beams assembly. Beams were completed close to the particular bridge span, lifted by cranes and fitted on bearings.

Finished structure of right bridge was a barrier for crane runway during construction of the left bridge. If the same construction technology should have been kept, it was necessary to place the right line of crane runway on already constructed structure of right bridge. Its width, however, is not sufficient, therefore it consists from two parts with lengths 271 and 203 with floor plane change in direction in 6th span. Another problem arose from height of gantry crane. After putting both lines of crane runway on the same level the lifting device was not able to reach the beams on the ground. This problem was solved by shortening the right crane feet of 13.5 m.

Resume

At the beginning of 1998 beams of right bridge were assembled and composite reinforced concrete slab was cast. In progress were also casting the leads of right bridge, installing the bridge accessories, and assembly of beams of the left bridge. The bridge should be finished by August 1998.

A contractor often has very limited time for construction of long bridges. This can be solved by dividing the structure into suitable technological sections, determined for example by type of crossed object. Described crossing the Váh river and power plant channel is also an example; the bridge crossing the inundation area is made from precast concrete beams and for bridge across the Váh river and power plant channel the technology of free cantilevering has been accepted.

Organizations involved in project:

- client: Slovenská správa ciest Bratislava,
- design: Mosta, s. r. o. Bratislava,
- contractor: Doprastav, a. s. Bratislava.

Most Pustý hrad vo Zvolene

Bridge Pustý hrad in Zvolen

Miroslav MAŤAŠČÍK – Ján ŠOLTÝS – Anna PETRÍKOVÁ

Komunikácia I/50 patrí k vybraným cestným ťahom na Slovensku a je zaradená do medzinárodnej siete (E-571). Jej priebeh mestom Zvolen predstavoval jednu z najväčších dopravných prekážok. Most Pustý hrad je súčasťou novovybudovaného prieľahu mestom Zvolen, ktorý tvorí štvorpruhová rýchlostná komunikácia. V roku 1996 bol dobudovaný polovičný profil tejto komunikácie (2 pruhy). Dominantným objektom tohto prieľahu je práve opisovaný most Pustý hrad.

Koncepcia mosta

Názory na koncepciu mosta prešli zaujímavým vývojom. Objekt premoštuje rieku Hron, sústavu ťahajú pri železničnej stanici Zvolen, miestnu komunikáciu, rieku Slatinu a lávku ponad rieku Slatinu. Most zároveň umožňuje viesť trasu v úzkom koridore medzi riekou Slatina a strmým svahom vrchu Pustý hrad. Náročné je najmä jeho kríženie s veľmi frekventovanou železničnou traťou, ktorá musela byť počas celej výstavby mosta v prevádzke. Hlavné táto prekážka spôsobila, že v prvej etape projektových prác projektant navrhol nosnú konštrukciu z prefabrikovaných priečne delených prvkov (segmentov), ktoré sa mali montovať pomocou montážneho mosta „zhora“.

Toto, na prvý pohľad logické riešenie, bolo v ďalšom štádiu projektových prác podrobené nasledujúcej opONENTÚRE.

Komunikácia je zhodou okolností vedená tak, že most okrem už uvedených prekážok premoštuje aj stavebný dvor firmy Doprastav. Na tejto ploche bola už v tom čase vybudovaná betonárka a hala na ohýbanie betonárskej výstuže. Aj keď v čase projektových prác nebola ešte známa firma, ktorá bude stavbu realizovať, existujúce stavebné kapacity priamo pod mostom projektanta inšpirovali k zmene koncepcie výstavby mosta. Preto bola nosná konštrukcia definitívne navrhnutá z monolitického dodatočne predpätého betónu. Stiesnené priestorové pomery nad železničnou traťou neumožnili použiť niektorú progresívnejšiu technológiu výstavby monolitických mostov, napr. výsuvnú skruž. Most bol vybudovaný na podpernej skruži PEINER. Napriek použitiu tejto, dnes už nie najmodernejšej technológie, výsledné ekonomické parametre monolitického variantu zásluhou už spomínaných skutočností boli priaznivejšie, ako boli ekonomické parametre pôvodného prefabrikovaného variantu.

Vývojom názorov prešiel aj úsek trasy pod kopcom Pustý hrad. V prvej etape projektových prác viedla komunikácia v tomto úseku na systéme oporných a zárubných múrov. Toto riešenie si však vyžadovalo značný objem zemných prác a veľmi nešetrný zásad do svahu kopca Pustý hrad. Preto bola koncepcia návrhu trasy aj konštrukčného riešenia mosta prehodnotená a výsledné riešenie je nasledujúce: Niveleta v tomto úseku je vede-

The road I/50 is one of the major routes, part of the selected road network in Slovakia, included into the International road network (E-571). The road section passing through the Zvolen city causes serious traffic problems due to the adverse combination of both urban and transit traffic. The bridge that will be described briefly further is part of the future four-lane road section to be built by-passing the city Zvolen. In the first construction stage, which is being carried out at present, it is proposed to open to traffic only a half of the road profile – the right bridge.

Conception of design

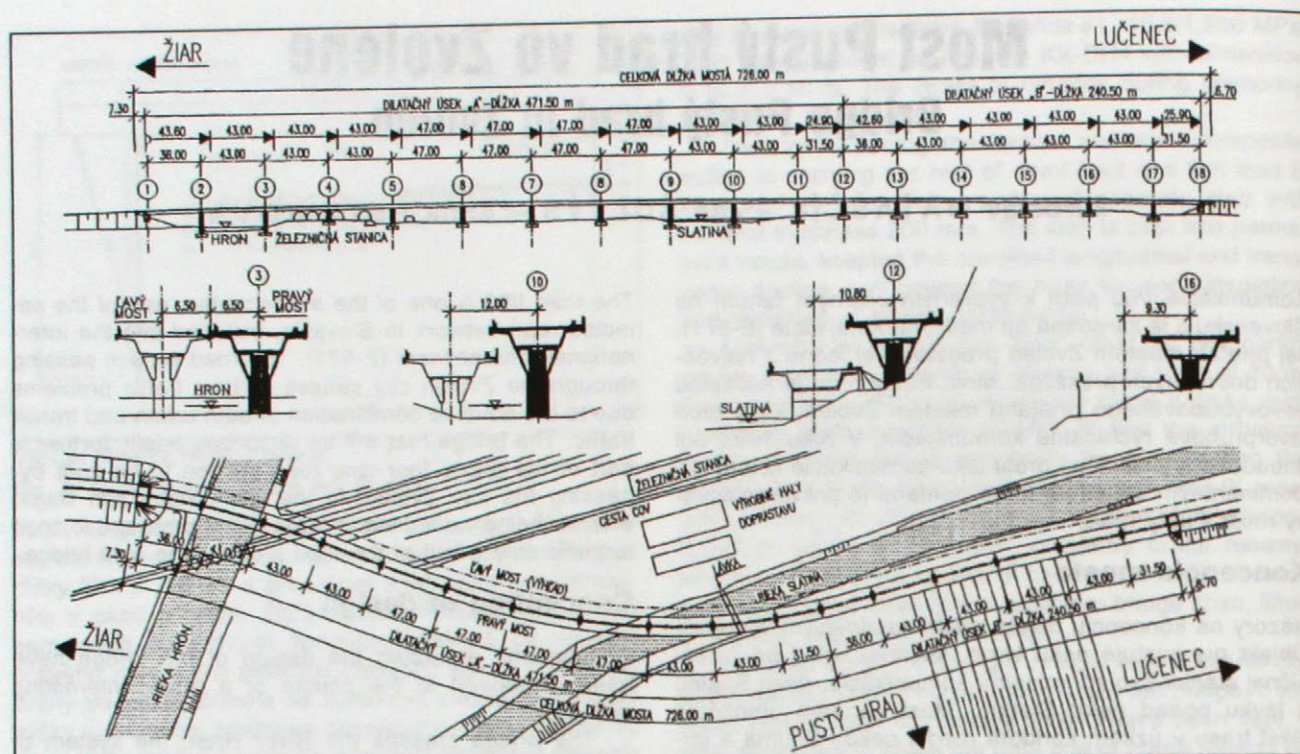
Conceptions regarding the design of the bridge have been developed in the course of a rather interesting process.

The bridge crosses the River Hron, the system of railway lines near Zvolen railway station, the Slatina river and a foot bridge over it. The bridge enables running the route within a narrow corridor between the River Slatina and the steep slope of the hill „Pustý hrad“. Crossing a busy railway line which should be in operation throughout the construction period, proved to be the major very difficult precondition in stage of bridge design. Due to this obstacle the bridge designer at the beginning of design works decided to construct the bridge deck as a system of precast, transversally separated elements – segments, which that will be erected by means of launching girder from „above“. Such, at the first sight reasonable solution, was in the next design stage subject to the following discussion.

The Zvolen by-pass alignment has been, by a coincidence, designed in a such way that the bridge crosses, apart from the above mentioned obstacles, also the building yard of Doprastav, one of the biggest civil engineering company in Slovakia. A new concrete mixing plant as well as a production hall for shaping/bending of reinforcing steel bars had been built up in the yard before the design works the contractor of the bridge was not known, the existing equipment and facilities, situated directly under the future structure, inspired the designer to modify conception of the bridge superstructure design. Taking into account all together, the superstructure was designed as cast-in-place, post tensioned, prestressed, concrete structure. Limited space above the railway track did not allow to use more progressive technologies such as a mobile false work or incremental launching. The bridge has been built on the false work of PEINER type. Despite of using it, from the contemporary point of view not very modern and sophisticated technology, the resulting economic parameters, owing to already mentioned facts, are more favourable than economic parameters of the original proposal i. e. precast segmental structure.

Various conceptions concerning the section under the „Pustý hrad“ hill were considered in the design stage. At first, the road in this section was assumed to be supported by the system of retaining walls. Such proposal, ho-

Ing. Miroslav Maťaščík – Dopravoprojekt, a. s. Bratislava; Ing. Ján Šoltýs, Ing. Anna Petriková – Doprastav, a. s. Bratislava, závod Zvolen.



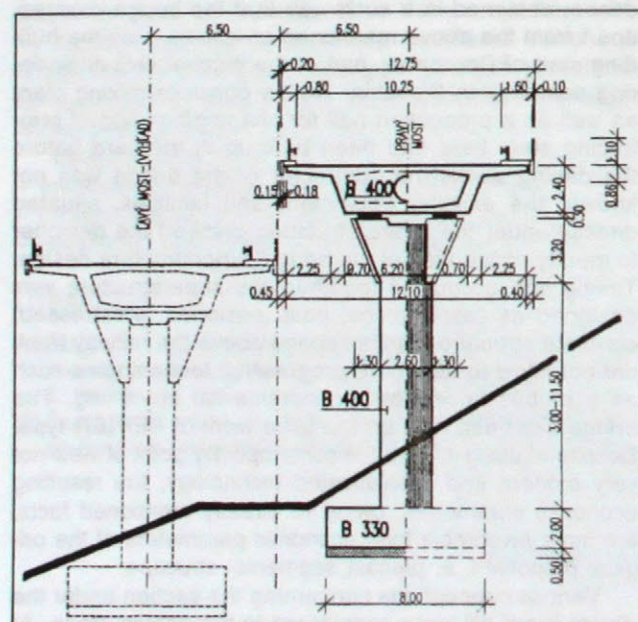
Obr. 1. Prehľadná schéma mosta

Fig. 1. Longitudinal section of the bridge

ná v dvoch úrovniach – samostatne pre pravý a ľavý most. V úseku, kde je koridor medzi riekou Slatina a svahom kopca Pustý hrad najužší, je ľavý most podsunutý pod mostovkovú konzolu pravého mosta. Týmto riešením sa vedenie trasy oveľa lepšie prispôbilo konfigurácii terénu a vedenie trasy na mostoch priveľmi nenarušá okolitú krajinu scenériu. Dvojúrovňové riešenie mostov okrem toho optimalizovalo spotrebu materiálov aj objem zemných prác, takže si nevyžiadalo zvýšenie finančných nákladov oproti pôvodnému riešeniu (oporné múry).

Základné technické parametre mosta:

– dĺžka mosta 726 m,



Obr. 2. Pričný rez

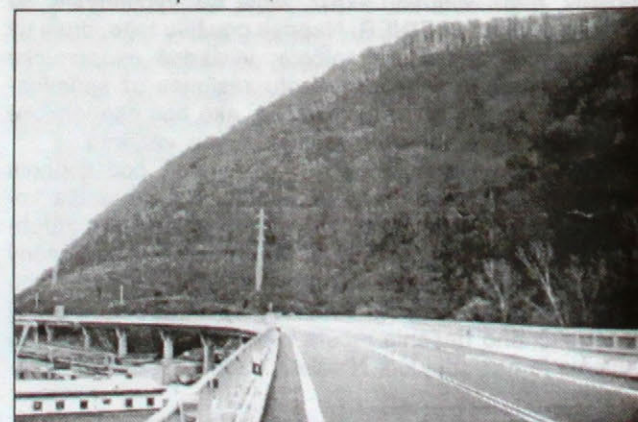
Fig. 2. Cross section

wever, required extensive earthworks and an considerable impact into the slope of the „Pustý hrad“ hill. Therefore the proposal had to be revised, and the following technical measures to be adopted: Different alignment of the left and right bridge. In the section of the narrowest corridor between the river Slatina and the slope of the hill the grade line as well as the centre line of the left bridge would be lowered and situated under the right bridge deck be lowered and situated under the right bridge deck slab cantilever. By this technical solution the bridge meets much better the requirements resulting from an actual terrain configuration and protection of beautiful natural environment surrounding the site. Moreover, the two-level design of the bridge optimizes the quantities of structural materials as well as those of earthworks. Besides that, such solution has not required higher costs in comparison to the original design – the system of retaining walls.

The result of this conceptual design is the bridge, which basic parameters/data will be described further.

Principal parameters of the bridge:

- length of the bridge 726 m,
- number of spans 17,



Obr. 3. Pohľad na most – smer Pustý hrad

Fig. 3. View at the bridge – direction Pustý hrad

- počet polí 17,
- dĺžka polí 31,5 až 47 m,
- šírka mosta 12,75 m,
- výška mosta nad terénom 4 až 13 m.

Spodná stavba

Podpery mosta sú v dolnej časti stĺpy a v hornej časti sú to stenové prvky votknuté do stĺpa. Tento tvar podpory umožnil kolmé podopretie nosnej konštrukcie napriek tomu, že kríženie mosta so všetkými prekážkami je šikmé s rôznym uhlom kríženia.

Nosná konštrukcia

Nosnú konštrukciu mosta tvorí spojitý nosník jednokomorového priečneho rezu. Je rozdelená na dva dilatačné celky dĺžky 471,5 m a 240,5 m. Nosná konštrukcia bola vybudovaná po poliach od opory 1 k podpore 12 a súčasne od podpory 12 k opore 18. Ložiská sú hrncové a počas výstavby mosta boli niektoré posuvné ložiská zablokované, čím sa zmenili na neposuvné.

V pozdĺžnom smere je konštrukcia navrhnutá ako pnie predpätá. Predpätie jednotky tvoria káble z lán L_{15,5/1} 800 MPa. 70 % káblov je stykovaných pomocou káblových spojok v pracovnej škáre. Asi 30 % káblov je vedených od priečnika po priečnik a v pracovnej škáre nie sú stykované. Tieto káble boli vytvorené z 9 lán ϕ 15,5 z toho dôvodu, že ich bolo treba nasúvať v úseku od pracovnej škáry po priečnik do už zabetónovaných prázdnych káblových kanálov. Menší počet lán umožňoval pohodlnejšie a spoľahlivejšie nasunutie lán do zabetónovaných kanálov.

Spotreba materiálov: pilóty 143 m³, štetovnice typu Larssen 376 t, betón 11 028 m³, betonárska výstuž 1 253 t, predpínacia výstuž 321 t.

Vzhľadom na zlé skúsenosti s kvalitou kotviacich kužeľíkov, boli obavy z možnosti uvoľnenia niektorých lán v spojkách. Tieto náhradné káble by pokrývali iba kladné medzipodporové ohybové momenty. Záporné nadpodporové momenty by mali byť (v prípade spomínaného úniku lán) pokryté 10 predpínacími tyčami, ktoré by sa nasúvali do otvorov vynechaných v priečniku (v úrovni pod hornou mostovkovou doskou) a zakotvili by sa do rebier vzdialených 6,5 m od priečnika po jeho oboch stranách.

V priečnom smere je konštrukcia predpätá iba v úseku priečnikov pomocou predpínacích tyčí CPS ϕ 32.

Záver

Výstavba mosta si nevynútila žiadne zásadné zmeny oproti projektu, takže práce na moste prebehli plynule (jedna etapa 21 dní).

Stavbu financovala Európska banka pre obnovu a rozvoj a tak bola pod prísny dozor expertov tejto inštitúcie. Fakt, že z ich strany neboli vznesené žiadne zásadné pripomienky k realizácii objektu je dokladom, že definitívne zvolená koncepcia mosta bola správna a projektová dokumentácia mala úroveň dosahovanú v iných vyspelých európskych krajinách.

Účastníci výstavby:

- obstarávateľ: Slovenská správa ciest Bratislava,
- projektant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- realizátor: Doprastav, a. s. Bratislava, závod Zvolen

LITERATÚRA

- [1] Mafaščík, M.–Šoltýs, J.–Petříková, A.: Most Pustý hrad vo Zvolene. Inžinierske stavby, 44, 1996, č. 7, s. 315–318.



Obr. 4. Pohľad na most – smer Hron

Fig. 4. View at the bridge – direction Hron river

- length of spans 31.5–47 m,
- width of the bridge 12.75 m,
- height of the bridge above ground level 4–13 m.

Substructure

The piers of the bridge are of hammerhead type formed of circular columns and upper parts made of wall elements embedded into the column. Such shape of a pier enables perpendicular supporting of the superstructure despite different angles crossing the obstacles.

Superstructure

The bridge superstructure represents a continuous single-cell box beam. It consists of two expansion units/parts, the lengths of which are 471.5 m and 240.5 m respectively. It is assumed that entire beam will be constructed gradually span by span from the abutment No. 1 to the pier No. 12 and at the same time from the pier No. 12 to the abutment No. 18.

Movable and fixed bridge neoprene bearings have been designed to support the superstructure. In the course of construction, however, some of movable bearings will be temporarily blocked thus acting as the fixed ones.

70 % of prestressing cables will be coupled in working joints between individual working stages, while 30 % will pass from one cross beam to the next one.

Structural materials: piles 143 m³, sheet pile walls Larssen 376 t, concrete 11,028 m³, steel reinforcement 1,253 t, prestressing steel 321 t.

Conclusion

At present, the construction works on the right bridge are nearly completed. The construction of the bridge has not required any substantial variations and modifications so far. The works are carried out in accordance with the approved schedule, smoothly with the average speed of 1 working stage in 21 days.

The project is partly financed by the European Bank for Reconstruction and Development. So it is under thorough supervision of the experts from this financial institution. The fact, that up to now they have had no objections to the way of construction, can also be taken as an evidence of the right and sound design. It means that final alternative of bridge design was chosen properly and design documentation has a level which is usual in other developed countries.

Participants:

- client: Slovenská správa ciest Bratislava,
- designer/consultant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- contractor: Doprastav, a. s. Bratislava.

Most cez Súčanku pri obci Skalka

Bridge over Súčanka river at Skalka

Miroslav MAŤAŠČÍK – Katarína TÁBORSKÁ – Lubomír HRNČIAR

Úsek diaľnice medzi obcami Chocholná a Nemšová je časťou diaľničného tahu D1 – severo-južnej transeurópskej magistrály E75, ktorá v blízkej budúcnosti prepojí diaľničnú sieť Maďarska a Poľska. Tento úsek diaľnice tvorí obchvat mesta Trenčína a jeho uvedenie do prevádzky v roku 1997 umožnilo odklon tranzitnej dopravy mimo mesto. Diaľnica je v tomto úseku vedená v členitom teréne, čo si vynútilo vybudovať viaceré mostné objekty. Medzi najväčšie a najnáročnejšie patrí diaľničný most cez riečku Súčanka pri obci Skalka.

Charakteristika územia a premostenia

Súčanka však nebola tou hlavnou prekážkou, ktorú objekt premostuje. Najnáročnejším premostovaným úsekom bol strmý svah brala nad obcou Skalka, ktorý má pod mostom sklon až 45°. Navyše, svah je síce zložený z nateraz stabilizovaných suťových materiálov, ale celé toto územie bolo latentne zosuvné a každý stavebný zásah do terénu hrozil narušením krehkej stability.

Spodná stavba

Spodnú stavbu mosta tvoria dvojice stĺpov šesťuholníkového prierezu. Rámová podpera je tvarovaná ako zdvojená z dvoch štandardných podpier. Návrh ani realizácia väčšiny podpier neboli spojené s mimoriadnymi problémami, iba rámové podpory boli extrémne namáhané v stavebnom štádiu, v ktorom bolo vahadlo nesymetrické až o tri lamely.

Nosná konštrukcia

Most tvoria dve súbežné diaľničné estakády. Nosná konštrukcia oboch mostov je spojitý 6-poľový komorový nosník premennej výšky (nábeh pri rámovej podpore) z dodatočne predpätého betónu B 40.

Prevažná časť nosnej konštrukcie bola budovaná technológiou letnej betonáže, iba krátke úseky pri krajných oporách boli vybudované na skruži PIŽMO. Aby sa vyhlo požiadavkám stavby na efektívne využitie betónovacích vozíkov, a aby sa minimalizoval úsek pri krajných oporách 10 budovaný na PIŽME (obtiazny terén), veľké vahadlo nad rámovou podperou bolo budované s excentricitou až tri lamely. To značne preťažovalo základovú dosku aj driek podpory a komplikovalo návrh vedenia káblov.

Predpätie

Technológia letnej betonáže v zásade predurčuje spôsob vedenia káblov. Projektant mal možnosť výberu z nasledujúcich systémov:

Ing. Miroslav Maťaščík, Ing. Katarína Tábořská – Dopravoprojekt, a. s. Bratislava; Ing. Lubomír Hrnčiar – Doprastav, a. s. Bratislava.

The D1 motorway section between Chocholná and Nemšová is a part of the north-south European road E75, which – in the near future – would connect the motorway networks of Hungary and Poland. This motorway section is a by-pass of Trenčín and its operation since 1997 has enabled to get transit transport out of the city. The section runs along a dissected landscape, and thus several bridges were required. Among the largest and most difficult ones there is the motorway bridge over Súčanka river at the village Skalka.

Characteristics of the location and the bridge

Súčanka river was not the major obstacle to be bridged. The most difficult section was a steep rock over Skalka, with a decline of 45° under the bridge. Moreover, the slope consists from recently stabilised detritus, and all this area is a potential landslide. Any intervention to the landscape was threatening with a disruption to the fragile stability.

Substructure

The bridge substructure is made by pair of hexagonal piers. The shape of frame support is created by twinning standard supports. Neither the design nor the implementation of the most supports was particularly problematic, just the frame supports were under an extreme load during the construction when the cantilever was asymmetric by three segments.

Superstructure

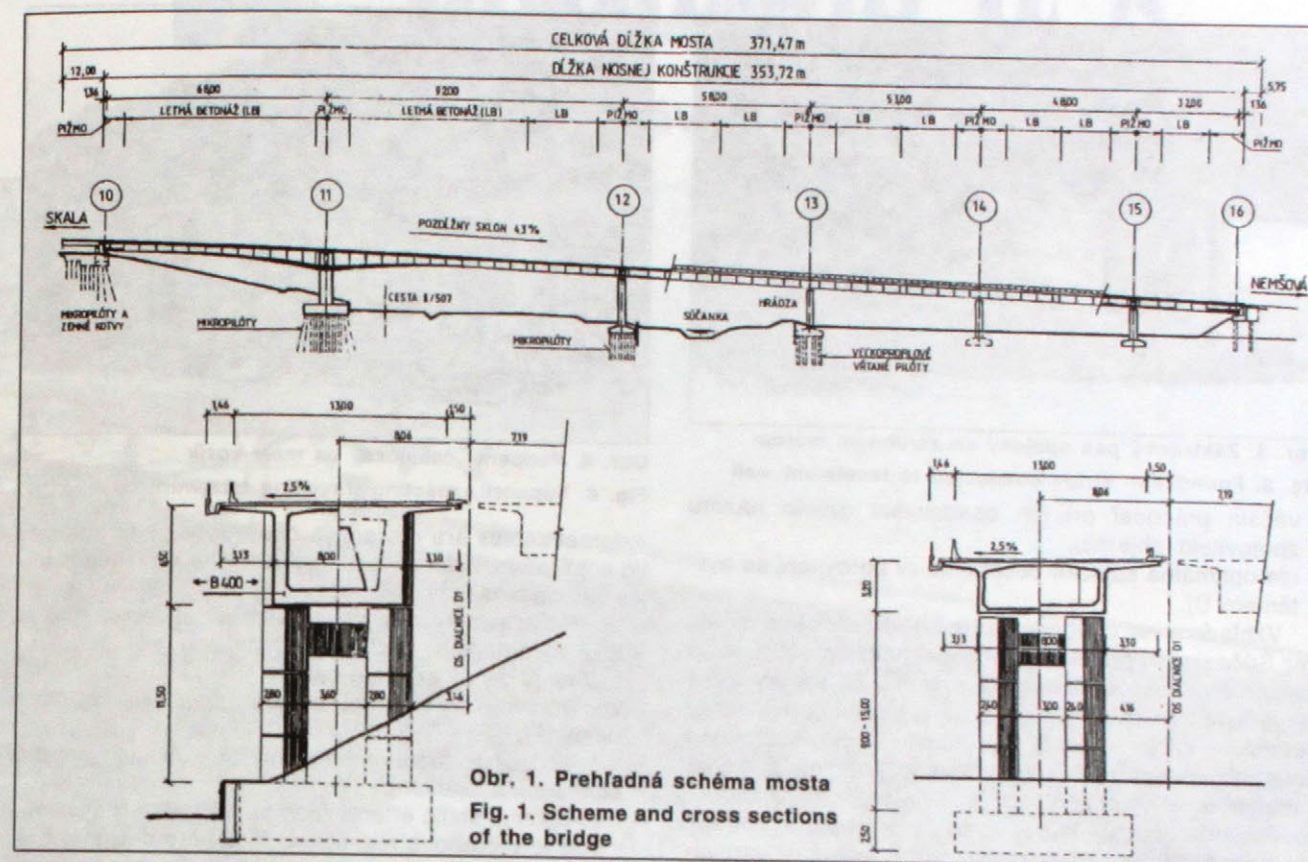
The bridge consists of two parallel bridges. The deck of both bridges is a continuous box girder of variable height (haunch at frame support) from prestressed concrete (B 40) with 6 spans.

The major part of the deck was built by balanced cantilever method, only short sections at abutments were built on falsework. To fulfil the requirements on efficiency of travelling formwork and to minimise the section at abutment 10 built on falsework (difficult landscape), the large cantilever over the frame support was asymmetric by three segments. Thus, the foundation slab and frame support was considerably overloaded and the cable arrangement was complicated as well.

Prestressing

The cantilever technology basically sets out the arrangement of tendons. The designer had choice from the following systems:

- system of straight tendons in upper and lower flange – system A,
- a system of straight and polygonal tendons in upper and lower flange and webs – system B,
- a system of straight tendons in the cross-section and polygonal external tendons – system C.



- systém rovných káblov vedených v priereze (v hornej a dolnej doske) – systém A,
- systém rovných a parabolických káblov v priereze (v hornej a dolnej doske a v trámoch) – systém B,
- systém rovných káblov v priereze a polygonálne vedených „voľných“ káblov – systém C.

Systém A je technologicky veľmi pohodlný a umožňuje značné vyľahčenie prierezu (káble nie sú vedené v trámoch), ale k statickému pôsobeniu takéhoto systému možno mať výhrady. Značné množstvo letmo betónovaných mostov s uvedeným spôsobom vedenia káblov vykazuje väčšie priehyby od dotvarovania ako predpokladal projekt. Je podozrenie, že príčinou je chýbajúci zdvižový účinok parabolických alebo voľných káblov.

Systém B je staticky optimálny, vedenie káblov je logické. Je však konzervatívny tým, že časť záporných káblov je vykotvovaná v trámoch a aj parabolické káble sú vedené v trámoch. To neumožňuje tak výrazné vyľahčenie prierezu ako pri systéme A. Pri mostoch s rozpätím poľa do 150 m je však možné bez väčších problémov nadimenzovať prierezy s parametrami, ktoré umožňujú viesť káble aj v trámoch.

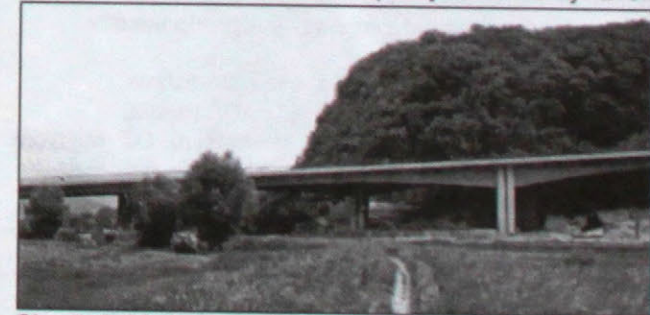
Systém C je najviac opodstatnený pri mostoch z rozpätiami nad 150 m. Dvíhané voľné káble čiastočne neutralizujú problémy s dotvarovaním. Ďalšou výhodou tohto systému je potenciálna vymeniteľnosť voľných káblov v prípade problémov s ich kvalitou alebo životnosťou. Voľné káble sú však aj „módou“ a ich automatické používanie nie je vždy opodstatnené. Nevýhody systému sú tieto:

- vymeniteľnosť obmedzeného množstva káblov posúva túto prednosť do relatívnej roviny,
- vyššia cena voľných káblov,
- „zraniteľnosť“ voľných káblov (možnosť ich poškodenia),

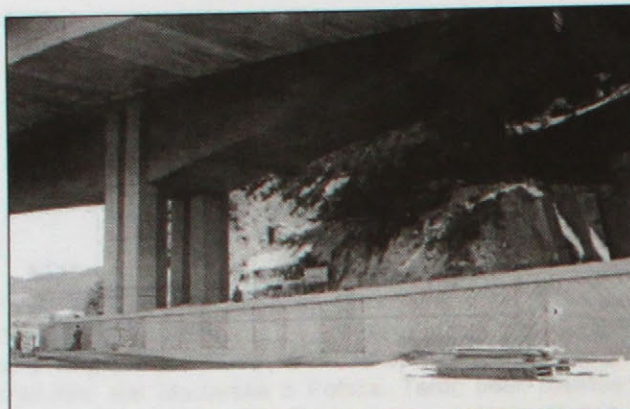
The A system is very comfortable from the view of technology and enables a considerable reduction of the cross-section (the tendons are not placed in webs), its statics, however, is not optimal. A relatively high number of bridges with this system of tendon layout have higher deflections due to creep than expected by the design. There is a suspicion that the uplift effect of polygonal and external tendons is missing.

The B system is optimal from the view of statics, the arrangement of cables is logical. It is, however, conservative, because a part of negative tendons is anchored in the webs and the polygonal tendons are placed in webs, too. This does not enable such a significant reduction of the cross-section (as with A system). The design of bridges with spans up to 150 m is quite uncomplicated with parameters allowing carrying the cables even in webs.

The C system is the best justified for bridges with spans over 150 m. Draped external cables partially neutralise the creeping problems. Another advantage of the system is the potential replaceability of external cables in case of problems with their quality or durability. Even



Obr. 2. Pohľad na most od Skalky
Fig. 2. View at the bridge from Skalka



Obr. 3. Základový pás spojený so zárubným múrom
Fig. 3. Foundation stripe connected to revetment wall

- väčšia prácnosť pri ich osadzovaní (podľa názoru zhotoviteľa objektu),
- nie optimálne statické pôsobenie (v porovnaní so systémom B).

Vzhľadom na uvedené, pri návrhu predpätia mosta cez Súčanku sa projektant rozhodol použiť systém, ktorý zlučuje prednosti systému B a systému C. Všetky káble sú vedené v priereze a sú použité aj parabolické staticky optimálne káble vedené v trámoch. Sú však urobené konštrukčné opatrenia (zabudované kotevné dosky a kábové kanály v priečnikoch a deviátory v medzipodporových prierezoch), ktoré umožnia v prípade potreby (únik predpätia počas výstavby, neprimerané dotvarovanie, potreba zvýšenej zafaržiteľnosti mosta) dodatočne pridať voľné káble a zvýšiť tým únosnosť mosta.

Tento systém návrhu káblov považujeme pri mostoch podobných parametrov za optimálny. Jediným nedostatkom je menšie realizačné „pohodlie“ vzhľadom na káble vedené v trámoch, ale táto krátkodobá nevýhoda je bohato vyvážená ostatnými uvedenými prednosťami.

Na moste cez Súčanku bolo predpätie použité aj v konštrukčnom prvku, kde sa bežne nepoužíva, a síce v základovej doske. Už spomínané extrémne namáhanie základovej dosky od nesymetrického vahadla rámovej podpory 11 a snaha o „plytký“ základ minimálnou konštrukčnou výškou viedli k tomu, že základová doska bola navrhnutá ako predpätá. Ako predpínacie jednotky sa použili káble 13 ϕ Ls 15,5/1 800 MPa.

Záver

Most cez Súčanku je v súčasnosti už v prevádzke. Jednotlivé oblúky dokumentujú, že vhodne zapadá do nádhornej prírodnej scenérie nad obcou Skalka. Veríme, že nielen svojím vzhľadom, ale aj bezproblémovou prevádzkou potvrdí správnosť projektových predpokladov.

Účastníci výstavby:

- investor: Slovenská správa ciest Bratislava,
- projektant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- realizátor: Doprastav, a. s. Bratislava, OZ Mlynské nivy.

LITERATÚRA

- [1] Mafaščik, M.–Táborská, K.: Premostenie rieky Súčanka pri obci Skalka. Inžinierske stavby, 44, 1996, č. 7, s. 296–300.



Obr. 4. Podpera „čakajúca“ na malý vozík
Fig. 4. Support expecting travelling formwork

external cables are nowadays often used, their automatic application is not always justified. The system has following weaknesses:

- the replaceability of a limited number of cables makes this advantage a relative one,
- higher price of external cables,
- vulnerability of external cables (possibility of their damage),
- higher labour requirements for their fixation (in the contractor's opinion),
- non-optimal static effects (compared to the B system).

Due to the above mentioned facts, the designer has decided to apply a system sharing the advantages of systems B and C. All the cables are internal, polygonal cables optimising the statics are carried in the webs. There have been taken appropriate measures, such as built in anchoring plates and cables ducts in cross beams and deviators between the supports, which in case of necessity (loss of prestress during construction, inappropriate creeping, higher load to the bridge) would allow to add external cables, increasing thus the bridge bearing capacity.

This system of tendon arrangement is considered to be optimal at bridges with similar parameters. The only drawback is less „comfort“ during construction due to cables placed in webs. This short-term disadvantage, however, is well balanced by other already mentioned advantages.

At the bridge over Súčanka, prestress was applied also in the foundation slab. The already mentioned extreme stress to the subbase from the asymmetric cantilever and an attempt on „shallow“ foundations with a structural height as small as possible, have led to a prestressed foundation slab. Cables of 13 strands ϕ Ls 15,5/1,800 MPa were used as prestressing units.

Conclusions

The Súčanka bridge has recently been put in operation. The photographs attached are an illustration of how well it harmonises with the beautiful landscape over Skalka. We hope the bridge would confirm the correctness of design not only by its outlook, but mainly by its smooth operation.

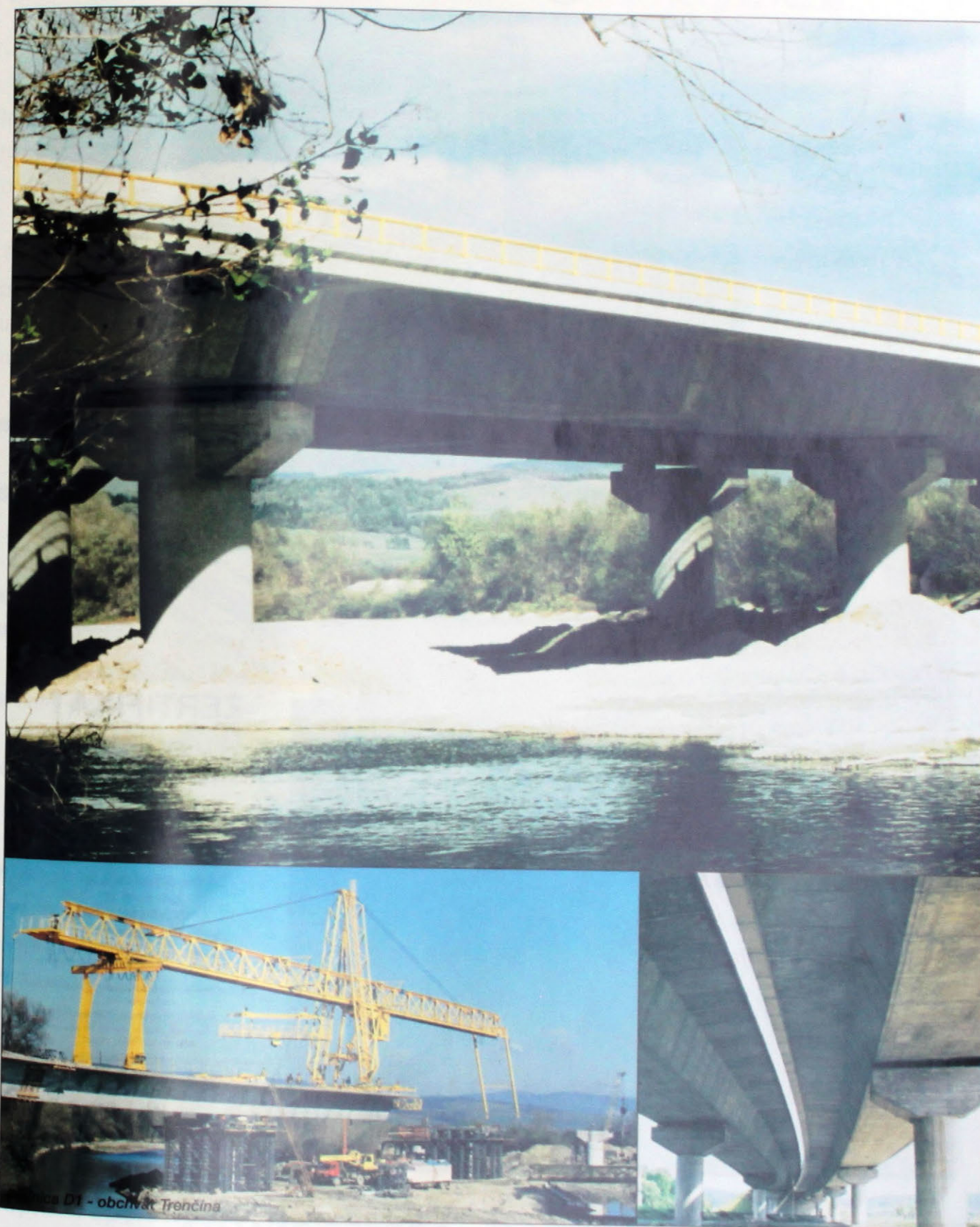
Participating organisations:

- investor: Slovenská správa ciest Bratislava,
- design: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- contractor: Doprastav, a. s. Bratislava, OZ Mlynské nivy.



Doprastav, a. s.

odštepny závod Bratislava–Petržalka



Doprastav, a.s. odštepny závod Bratislava–Petržalka
Blagoevova 28, 852 61 Bratislava–Petržalka

Tel.: 07/840 318
Fax: 07/846 309



DOPRASTAV, a. s.®

Drieňová 27, SK-826 56 Bratislava



ZERTIFIKAT



Die Zertifizierungsstelle
der TÜV Management Service GmbH
bescheinigt,
daß das Unternehmen

DOPRASTAV, a.s.
Drieňová 27
SK-826 56 Bratislava
für den Geltungsbereich

Durchführung von Verkehr-, Ingenieur-,
Wasser-, Industrie-, Wohnungs- und Zivilbauten
ein Qualitätsmanagementsystem eingeführt hat
und anwendet.

Durch ein Audit, Bericht-Nr. 24024879
wurde der Nachweis erbracht, daß die Forderungen der
DIN EN ISO 9002:1994
erfüllt sind. Dieses Zertifikat ist gültig bis Dezember 2000

Zertifikat-Registrier-Nr. 12 100 9091 TMS

München, 1998-02-25

R. La
TÜV Management Service GmbH
Instandhaltungsbereich TUV Südwestfalen



TRADÍCIA • KVALITA • PROFESIONALITA
Your Contractor in Civil Engineering

INŽINIERSKE STAVBY

AKCIOVÁ SPOLOČNOSŤ



STAVBY

KOŠICE

Inžinierske stavby, a. s. Košice
has a firm and permanent place
on the construction work market.

The main part of the Company's
production programme is made
up of the following types of
construction work:

- bridges, roads, airport
runways, tramway tracks
- gas pipelines of all types,
including wide-diameter
welded pipes
- pipeline compressor plants
- urban hot-water heating
networks
- water mains, treatment plants
and cisterns
- hydromelioration (irrigation)
projects, watercourse training,
dams and levees
- sewerage systems, waste
water purification plants of all
types
- municipal solid refuse tips
- industrial constructions



Kontakt:

Inžinierske stavby, a. s. Košice
Správa spoločnosti – marketing
Priemyselná 7, 042 45 Košice

Tel.: +421/95/633 94 55, 633 48 11-15
Fax: +421/95/633 78 31, 633 01 47

NÁŠ VÝROBNÝ PROGRAM

ZARIADENIA PRE BETONÁRKY

- silá a zásobníky, dopravníky, podperné konštrukcie, plošiny a rebriky

ŠPECIÁLNE FORMY NA BETONOVÉ PRVKY

- formy pre mostové nosníky, TT, T
- dráhy na výrobu stropných dosiek
- formy garáží, kobiek transformátorov
- vertikálne batérie
- bunkové formy na výrobu segmentov pre mosty

UNIVERZÁLNE DEBNIACE SYSTÉMY TYPY

- MTS, US - kruhové debnenie na výstavbu čističiek odpadových vôd

ZARIADENIA PRE CEMENTÁRNE

- potrubia rozličného tvaru, dopravníky, triediace stroje, cyklóny a filtre

ZARIADENIA PRE LETMÚ BETONÁŽ MOSTOV

- betónovacie vozíky, formy pre segmentové technológie výstavby mostov
- oceľové pomocné konštrukcie

KOTEVNÝ MATERIÁL

- kotevné objímky, čeluste, skrutky

NADROZMERNÉ OCELOVÉ KONŠTRUKCIE Z PROFILOVANEJ OCELE A PLECHU

- akosti 11 373 STN-EN 10027-1, S 235 JRG1
- 11 523 STN-EN 10027-1, S 235 JO

PROGRAM OF OUR PRODUCTION

EQUIPMENTS FOR CONCRETE MIXING PLANTS

- storage bins, transporters, supporting constructions, platforms, ladders

SPECIAL FORMS FOR CONCRETE ELEMENTS

- forms for TT, T bridge beams
- form for garages, form for electric transformer cells
- cells for segmental precast bridges

UNIVERZAL FORMWORK SYSTEMS

- MTS, US - circular formworks for sewage treatment plants

EQUIPMENT FOR CEMENT FACTORIES

- pipelines of various form, transporters, screening machines, cyclon separators and filters

EQUIPMENTS FOR BRIDGES BUILT WITH FREE CANTILEVER METHOD

- concreting carriages, universal cell forms, steel service structures

ANCHORING MATERIAL

- anchorage barrels, wedges, bolts

OVER AVERAGE STEEL STRUCTURES FROM ROLLED PROFILES AND SHEETS

- quality of 11 373 STN-EN 10027-1, S 235 JRG1
- 11 523 STN-EN 10027-1, S 235 JO



Segmentové mosty na Slovensku Segment bridges in Slovakia

Ladislav BAČA

Vedenie trasy diaľnice D1 v úseku Skala-Nemšová v km 2,3195 prekonáva prírodnú prekážku - rieku Váh mostným objektom Most cez rieku Váh. Objekt je navrhnutý a realizovaný technológiou letmej montáže. Ide o technológiu, ktorá sa s úspechom vyskúšala už na realizovaných úsekoch diaľnice, resp. mostných estakádach v rokoch 1990 až 1994. Dosiahnuté parametre výstavby, rýchlosť výstavby, presnosť smerového a výškového vedenia nosnej konštrukcie umožnili vylúčiť napr. vyrovnávací betón mostovky, rektifikačné „mokré“ škáry a pod. Problematická pohľadová nejednotnosť sa uspokojivo vyriešila vhodnými receptúrami betónu, návrhom uzatváracích náterov s prímiesou pigmentov, s úspechom sa odskúšali a dlhodobo experimentálne overili nové technológie predpinania káblov jednotlivo a pod.

Zmenené podmienky na trhu mostných technológií v začiatku 90. rokov veľmi rýchlo viedli k nutnosti zaistiť konkurencieschopnosť segmentových mostných sústav najmä zrealizovaním ich ceny, s poukazaním na ich kvalitu a celkovú spoľahlivosť.

Most cez rieku Váh v km 2,3195

Navrhnutý je ako dva súbežné identické mostné objekty, ktoré po statickej stránke predstavujú 10-poľový spojitý nosník s rozpätím poľí (28,4 + 43,2 + 49,8 + 4 x 57,4 + 52 + 49,8 + 32,8) m, s celkovou dĺžkou mosta 500,82 m (obr. 1). Most je v smerovom oblúku s polomerom 2 000 m v konštantnom pozdĺžnom sklone 0,5 % a v jednom priečnom sklone 2 %. Rozdelenie jednotlivých poľí je navrhnuté tak, aby rešpektovalo tok rieky Váh, ako aj podmienky technológie výstavby - postupom vpred.

Spodná stavba - vnútorné podpory sú navrhnuté ako bodové, kruhové piliere ϕ 3 000 mm s rozšírenou priečnou, umožňujúcou uloženie nosnej konštrukcie prostredníctvom dvojice ložísk HKL nosnosti do 13 000 kN na spodnú stavbu. Založenie spodnej stavby je v časti inundácie navrhnuté ako plošné zakladanie v otvorených stavebných jamách s obvodovými štetovnicovými stenami dĺžky 12,5 až 14 m. Pilieri situované v toku rieky Váh sú založené prostredníctvom VP pilót ϕ 1,24 m dĺžky 12 m v počte 12 ks/základ. Ochrana drieku pilierov proti abrazívnemu účinku vodného toku, pôvodne navrhnutá kamenným obkladom, bola zabezpečená kryštalizačným viacnásobným náterom. Tento sa aplikoval po výškovú úroveň Q_{100} . Aplikáciou náteru sa znížili stavebné náklady a zväčšila prietokná plocha v profile asi o 8 %. Konzolové vyloženie priečle spodnej stavby a veľkosť zafarbenia si vynútilo jej priečne predpnutie, ktoré sa realizovalo tyčovou predpinacou výstužou CPS 32 v celkovom počte $2 \times 13 = 26$ ks/priečla.

The route of D1 motorway in the Skala-Nemšová section at km 2.3195 crosses a natural obstacle - the Váh river - by means of the bridge structure „Bridge over the Váh River“. The structure has been designed and built using the free-cantilever method. This technology has been successfully verified in the already built section of the motorway and on the other long bridges built by this method in 1990-1994. Construction parameters, progress of the construction, accuracy of the directional and vertical guiding of the superstructure made it possible to exclude, for example, the levelling concrete on the bridge surface the rectifying „wet“ joint, etc. As regards the lack of uniform appearance, this problem has been satisfactorily dealt with using appropriate concrete mix formulae, and closing paints with pigment admixtures. New technologies of individual cable pre-stressing have been successfully tested and experimentally verified on long-lasting test.

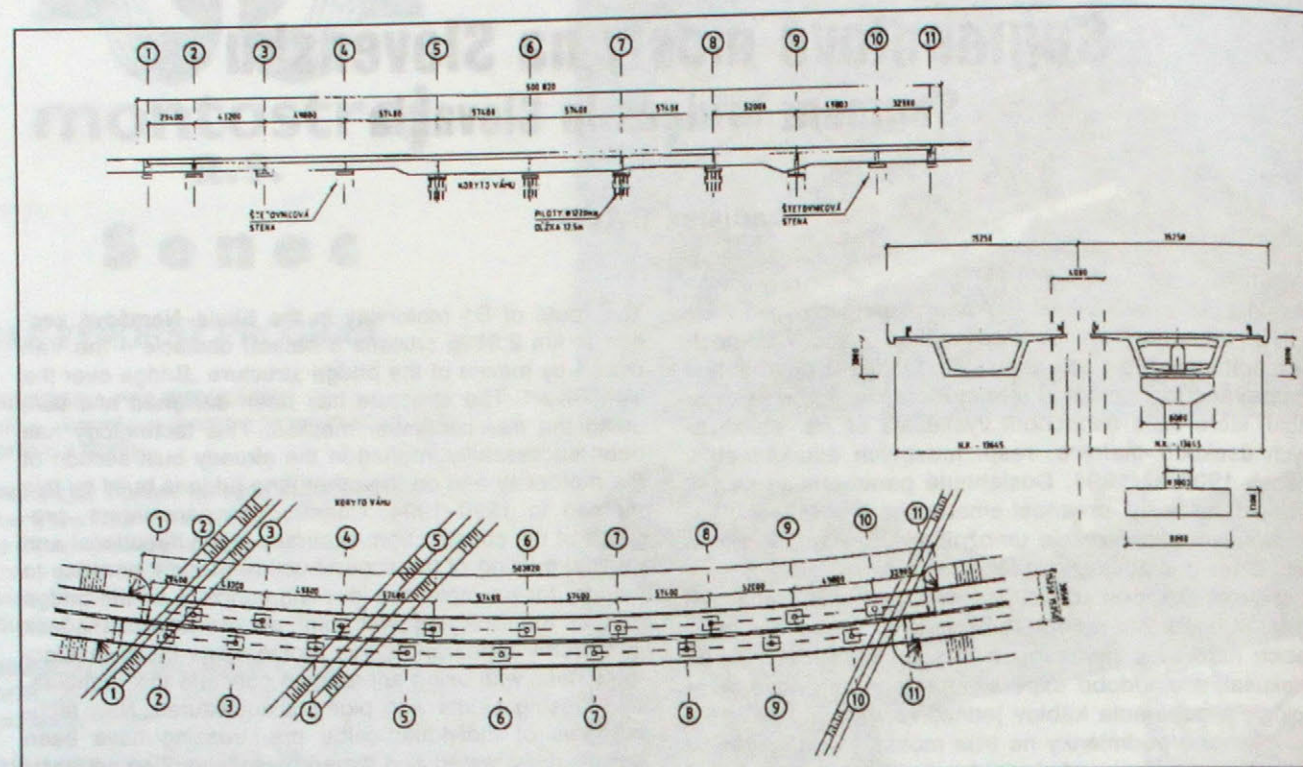
The changes that took place in the bridge technology market in the early nineties rapidly brought about the need to ensure the competitiveness of segment bridge systems, in particular by making their price more realistic and by pointing to their quality and overall reliability.

Bridge over the Váh river at 2.3195 km

Is designed as two parallel identical bridge structures. From the static point of view, they represent a 10-span continuous girder with the spans of (28.4 + 43.2 + 49.8 + 4 x 57.4 + 52 + 49.8 + 32.8), total length of the bridge being 500.82 m. The bridge is built in the directional curve of $R = 2,000$ m radius, constant longitudinal gradient of 0.5 %, and uniform transversal gradient of 2 %. The division of individual spans has been designed so as to respect the course of the Váh river and the conditions given by construction technology - cantilever construction method by assembling precast segments.

The substructure - internal point supports are designed as circular columns of 3,000 mm diameter with a wider crossbeam making it possible to place the superstructure using a pair of HKL bearings with carrying capacity of up to 13,000 kN on the substructure. The foundation of the substructure in the flood area has been designed as spread foundation in open construction pits with peripheral sheet pile walls of 12.5 to 14 m length. The piers situated in the Váh riverbed are founded using piles of 1.24 m diameter and 12 m length, the total of 12 pcs/foundation. The protection of the pier shaft against abrasive effects of the water flow, originally proposed as stone revetment, has been ensured using multiple crystallising coating. The coating was applied up to the Q_{100} level. The application of the coating resulted in the reduction of construction costs and in the increase of the flow area in the profile by approx. 8 %. Because of the cantilevered lining of the substructure crossbeam and the size of the load, it was necessary to carry out its trans-

Ing. Ladislav Bača, CSc. - Geoconsult, s. r. o. Bratislava.



Obr. 1. Most cez Váh na diaľnici v km 2,3195

Fig. 1. Longitudinal section and plan of the bridge

Nosná konštrukcia – je navrhnutá zo segmentov typ DPS – FI výšky 3 m so šírkou priečného rezu 13,95 m v úrovni hornej dosky a šírky 6 m v úrovni dolnej dosky, konštantnej výšky 3 m. Vnútorne segmenty – hrúbka trámov je v závislosti od namáhania odstupňovaná, a to 0,38 m a 0,5 m. Podobne aj spodná doska má premennú hrúbku od 0,2 do 0,35 m.

Vnútorne nadpodperové segmenty, z dôvodu prekročenia hmotnosti viac ako 65 t a pri požiadavke ich dotvárania na stavbu v kompletnom vystrojení, sú navrhnuté ako delené v dĺžkach polovice segmentu 1,5 m. Delenie segmentu je v osi úložnej priamky zvislou deliacou rovinou. Vzájomný styk sa realizoval na kontaktnú škáru. Tento systém delenia vnútorných nadpodperových segmentov sa ukázal v čase ako spoľahlivý, bezpečný spôsob tak z hľadiska silového namáhania, ako aj vlastnej montáže priečnikov a vahadla.

Systém nosnej konštrukcie využíva ako predpínacie jednotky všetky druhy predpínacieho vystrojenia – súdržné i nesúdržné káble s vonkajším predpínacím systémom, použitie tyčových predpínacích jednotiek pri postupných montážnych operáciách.

Vedenie dráh voľných káblov využíva systém deviatorov, ktorých tvarová optimalizácia výrazne zjednodušila nároky na početnosť prvkov debnenia deviatorov. V zásade pracujeme len zo 4 základnými tvarmi deviatorov a ich modifikáciami. Súčasťou vybavenia komorového prierezu sú výstužné rebrá, prenášajúce vztlakové sily deviatora do prierezu a využívajú sa ako kotviace miesta pre montážne predpínacie prvky. V každom poli nosnej konštrukcie sú navrhnuté voľné káble v zostave 18 ϕ Ls 15,5 mm/1 800 MPa v celkovom počte 2 x 4 = 8 káblov, v krajných poliach v počte 2 x 3 = 6 káblov. Káble sú uložené v rúre HDPE ϕ 125/4,8 mm. Laná sa napínajú

verse pre-stressing, using bar pre-stressing reinforcement CPS 32, the total of 2 x 13 = 26 pcs/cross beam.

The superstructure has been designed from DPS-FI type segments of 3 height, with a 13.95 m cross section at the level of the upper slab and 6 m width at the level of the lower slab, and a constant height of 3 m. Internal segments – the thickness of the girders is graded, depending on the load, ranging from 0.38 m to 0.5 m. The lower slab is also of variable thickness, ranging from 0.2 to 0.35 m.

Because the weight of 65 t has been surpassed and because there is a requirement that they be supplied to the construction site as a complete assembly, the pier internal segments have been designed as sectional, at the length of one half of the segment, i. e. 1.5 m. The segments are sectioned along the bearing line by means of a vertical dividing plane. The mutual contact is effected to the contact cold joint. This system of sectioning pier segments over the supports has shown, over time, to be reliable and safe both as regards the stress and the assembly of cross girders and balance beam.

Prestressing units used in the superstructure system include all types of prestressing means – grouted cables in ducts, unbonded external tendons, bars.

A system of deviators is used in guiding the trajectory of unbonded (external) cables. Owing to the optimisation of their shape, it was possible to reduce significantly the requirements concerning the number of parts of deviator forms. Basically, we work only with 4 basic deviator shapes and their modifications. The fittings of the chamber section include the reinforcing ribs which carry the lifting forces of the deviators to the cross section and are used as anchoring sites for prestressing assembly units. In each span of the, superstructure, external cables are designed in the configuration of 18 ϕ Ls 15.5 mm/1,800, the total of 2 x 4 = 8 cables, in outer spans 2 x 3 = 6 cables. The cables are led through a HDPE tube of 125/4.8 mm diameter. The stressing of the

postupne, po jednotlivých lanách. Doteraz vykonané skúšky napätosti kábla a zvolený pracovný postup predpínania in situ preukázal spoľahlivosť postupného predpínania jednotlivých lán v systéme kábla, kde úbytok napätosti oproti „klasickému“ predpínaniu je max. 11 %. Po predpnutí všetkých lán sa voľný priestor v rúre HDPE vyinjektuje cementovou injektážnou maltou v 2 stupňoch.

Segmentové konštrukcie umožňujú jednoduché a bezporuchové zriadenie príslušenstva mosta. Horný povrch segmentu je rovinný, vystrojený úchytnými a kotvými prípravkami pre systémové kotvenie bezpečnostného zariadenia, odvodnenia, vedenia inžinierskych sietí. Zariadenie izolačného systému, vzhľadom na rovinnosť a bezpriekovitý horného povrchu segmentu, je jednoduché a bez nárokov na realizáciu komplikovaných detailov.

Segmentová konštrukcia svojím technologickým, stavebným, montážnym postupom umožňuje „vsunúť“ do jej zostavy aj monolitické časti. Tento postup sa pozitívne odskúšal pri zriaďovaní monolitického nadpodporového priečnika estakádneho mosta V1 v Bratislave.

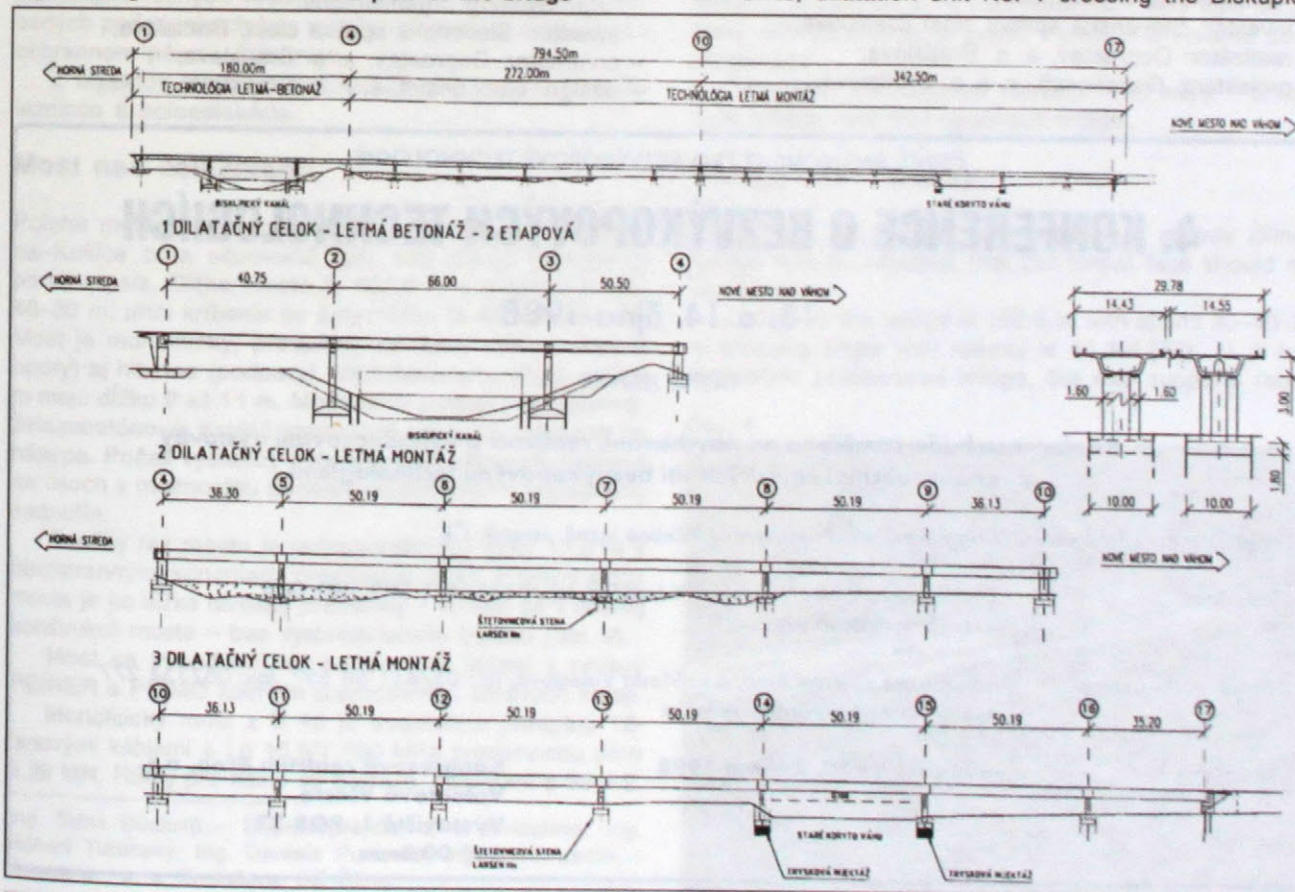
Tento princíp umožňuje kombinovať samostatné monolitické a montované kinematické celky, vytvárať netradičné mostné objekty. Príkladom tohto postupu je objekt na diaľnici D61 Horná Streda–Nové Mesto nad Váhom.

Most cez Biskupický kanál a rieku Váh

Mostný objekt v celkovej dĺžke mosta 794,5 m (obr. 2) tvoria tri samostatné dilatačné celky, kde dilatačný celok

Obr. 2. Most cez Biskupický kanál a Váh – segmentová konštrukcia

Fig. 2. Longitudinal section and plan of the bridge



strands is done gradually, one by one. The tests of cable stress performed to date and the selected procedure of pre-stressing in situ have confirmed the reliability of gradual pre-stressing of individual strands in the cable system, where the loss of stress compared with the „classical“ prestressing is max. 11 %. After all the cables have been pre-stressed, free space in the HDPE tube will be grouted with cement mortar injections in two stages.

The segment structures enable a simple and problem-free mounting of bridge accessories. The upper planar surface of the segment is fitted with gripping and anchoring fixture for the systemic anchoring of safety equipment, drainage, guiding of suppli network. The establishment of an insulation system is simple, given the obstacle free of the upper surface of the segment, and does not require execution of complicated details.

The segment structure makes it possible, thanks to the technological, building and assembling procedures involved, to „insert“ also monolithic parts. This method has been tested with positive results in the monolithic on pier segment and cross beam in the bridge V1 in Bratislava.

This principle makes it possible to combine independent kinematic monolithic elements and assemblies, and to create unconventional bridge structures. One example of such method is the bridge of D61 motorway on the Horná Streda–Nové Mesto nad Váhom.

Bridge over the Biskupice channel and the Váh river

The bridge structure, with overall bridge length of 794.5 m (Fig. 2), consists of three independent dilatation units; dilatation unit No. 1 crossing the Biskupice



Obr. 3

č. 1 premostujúci Biskupický kanál je navrhnutý ako 3-poľový spojitý priamopásový nosník budovaný technológiou dvoj etapovej letnej betonáže. Dilatačné celky č. 2 a č. 3, navrhnuté ako 6 a 7-poľové spojitý sústavy, sú realizované technológiou letnej montáže na vyššie opísaných princípoch. Nosná konštrukcia sa skladá zo segmentov typu DPS-FI, kde geometriu segmentu v pohľadovej ploche preberá aj monolitická časť mosta.

Ďalší inovačný proces segmentovej technológie pri komorových prierezoch je v optimalizácii usporiadania voľných káblov, vo vedení ich dráh, vedení káblov cez dve polia, upresnení polohy kotiev v miestach nadpodperových segmentov, postupe ich predpínania, ako i v problematike uplatnenia priečneho predpätia segmentov monostrandami.

Zúčastnené organizácie:

- investor: Slovenská správa ciest Bratislava,
- realizátor: Doprastav, a. s. Bratislava,
- projektant: Geoconsult, s. r. o. Bratislava.



Obr. 4

channel is designed as a 3-span continuous girder, built in situ using two-stage free cantilever method with the constant height. Dilatation units No. 2 and No. 3 designed as 6- and 7-span continuous systems are executed using the free cantilever method according to the aforesaid principles. The superstructure consists of DPS-FI type precast segments, where the geometry of the segment in the end view is also reflected in the monolithic part of the bridge.

Another innovative solution of segment technology in the chamber cross section is represented by the optimisation of the configuration of external cables, guiding of their trajectory guiding of cables through two spans, precision of the location of anchors in the sites of on piers segments, method of their pre-stressing and transverse pre-stressing of segments with monostrands.

Participating organisations:

- investor: Slovenská správa ciest, Bratislava,
- contractor: Doprastav, a. s. Bratislava,
- design: Geoconsult, s. r. o. Bratislava.

ČESKÁ SPOLEČNOST PRO BEZVÝKOPOVÉ TECHNOLOGIE

4. KONFERENCE O BEZVÝKOPOVÝCH TECHNOLOGIÍCH

13. a 14. října 1988

LÁZNĚ JESENÍK

Konference bude zaměřena na navrhování, realizaci a vyhodnocování výstavby a rekonstrukci inženýrských sítí bezvýkopovými technologiemi.

Místo konání konference: Kongresový sál, Priessnitzovy léčebné lázně, Jeseník, ČR

Pořadatel: DORG, s.r.o. Česká Ves, Ing. Jiří Jedlička, tel.: 0645/411 203, 401 066, e-mail: dorg@ova.pvt.net.cz

Organizační garant: Kongresové centrum Brno, a.s., Vlasta Valentová, tel.: 05/411 58 657, fax: 05/334 277 e-mail: congressbrno@traveller.cz

Přihlašování: nejpozději do 30. května 1998

Kongresové centrum Brno, a.s.
Valentová Vlasta
Výstaviště 1, POB 22
647 00 Brno

Rekonštrukcia cesty I/18 Košariská–Dubná skala – mostné objekty

Reconstruction of the road I/18 Košariská–Dubná skala – bridge constructions

Edita BÚCIOVÁ – Róbert TURANSKÝ – Daniela PURTZOVÁ – Karol LESÁK

Cesta I/18 je súčasťou medzinárodnej cestnej siete európskeho ťahu E85. Rekonštruovaný úsek sa nachádza v kaňone Váhu cez chránenú oblasť Malej Fatry – v súbehu rieky a železnice. Intenzívna ťažká doprava spôsobila nakláňanie už vojnou poškodených oporných múrov. Vytvorili sa pozdĺžne trhliny na ceste, čo spolu s nepriaznivými smerovými pomermi ohrozovalo zjazdnosť celého úseku.

Stavbu investorsky zabezpečil CIÚ Banská Bystrica. Kompletnú projektovú dokumentáciu vypracoval Dopravoprojekt, a. s. Bratislava. Realizáciu zabezpečil Doprastav, a. s. Bratislava, OZ Žilina na základe medzinárodnej súťaže na realizáciu stavby.

Stavba bola čiastočne financovaná z pôžičky EBOR v Londýne a realizovala sa v období r. 1994 až 1996 za 27 mesiacov.

Rekonštruovaný úsek v dĺžke 2 046 m, s dvoma mostami, zárubnými a opornými múrmi, poloestakádou a preložkami rôznych vedení, sa realizoval vo veľmi stiesnených podmienkach bez vylúčenia verejnej dopravy a v ochrannom pásme železnice.

Z objektov stavby boli najzložitejšie – most nad železnicou a poloestakáda.

Most nad železnicou

Poloha mosta nad dvojkoľajnou železničnou traťou Žilina–Košice bola situovaná tak, aby nebol zasiahnutý portál tunela. Dĺžka mosta je 102,6 m s rozpätiami 30–40–30 m, uhol kríženia so železnicou je 46,39° (obr. 1). Most je monolitický, predpätý, založený plošne (krajné opory) aj hlbínne (podpery). Vibrobaranené pilóty ϕ 1,23 m majú dĺžku 9 až 11 m. Medzifahle podpery sú stenové, železobetónové. Krajné gravitačné opory sú založené na násyp. Počas výstavby bola nosná konštrukcia uložená na lisoch s možnosťou dodatočnej eliminácie prípadného sadnutia.

Priečny rez mosta je jednodomôrkový šírky 12,8 m s obojstrannými konzolami premennej dĺžky. Priečny sklon mosta je po dĺžke nivelety premenlivý – vyriešil sa v nosnej konštrukcii mosta – bez vyrovnávacieho betónu (obr. 2).

Most sa vybudoval na podpornom lešení z prvkov PEINER a PIŽMO kolmým premostením oboch koľají.

Monolitický most z B 40 je dodatočne predpätý 12-lanovými káblami ϕ Lp 15,5/1 800 MPa predpínacou silou 2,36 MN. Rúrky pre káble sú oceľové, bezšvové ϕ 80 x 2.

Ing. Editá Búciová – Dopravoprojekt, a. s. Bratislava; Ing. Róbert Turanský; Ing. Daniela Purtzová; Ing. Karol Lesák – Doprastav, a. s. Bratislava, OZ Žilina.

Road I/18 is a part of european international traffic network E85. Reconstructed section is situated in protected territory Malá Fatra in the contact of river Váh canyon and railway. Heavy traffic caused inclination of retaining walls, which were deteriorated already during the war. There were created longitudinal cracks on the road, what together with unfavorable direction situation endangered practicability of the whole section.

Investor of the construction was CIÚ Banská Bystrica, complete design documentation ensured Dopravoprojekt Bratislava a. s. Realisation was ensured on the base of international competition by Doprastav a. s. enterprise Žilina.

Bridge construction was partly financed from the loan EBOR in London. Construction was realized in 27 months, in the years 1994–1996.

Reconstructed section in the length of 2,046 m with two bridges, retaining walls, half approach bridge and relaying of various lines was realised in very tight conditions without excluding public traffic, in protective zone of railways.

The most complicated constructions were – bridge over railway and half approach bridge.

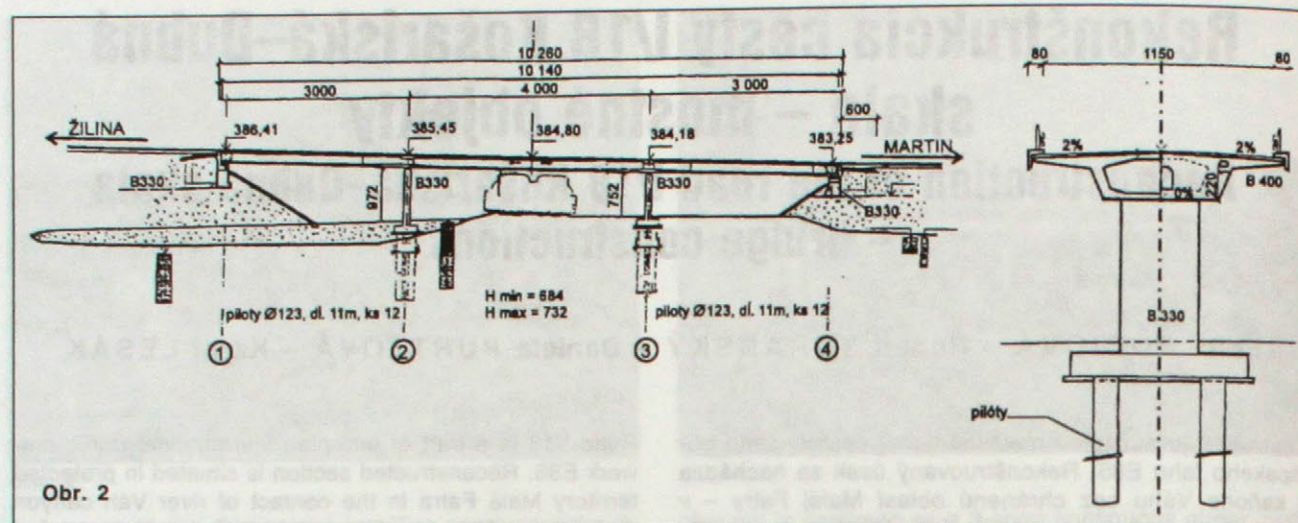
Bridge over railway

Location of the bridge over double-track railway Žilina–Košice was so situated, that the tunnel face should not be interfered.

Length of the bridge is 102.6 m with spans 30–40–30 m crossing angle with railway is 46.39° (Fig. 1). It is a monolithic prestressed bridge, the end supports (abut-

Obr. 1





Betonárska výstuž 10 425 (V) je doplnená sieťovinou KARI.

Výstavba mosta začala v marci 1995 a v novembri 1995 bol celý objekt vrátane príslušenstva a vozovky hotový. Hneď po ukončení prác sa na most presmerovala doprava, aby sa mohli ukončiť práce na príslušnom cestnom telese.

Poloestakáda

V tesnom súbehu cesty so železnicou, kde nemohol byť umiestnený oporný múr, bol navrhnutý 18-poľový poloestakádny most dĺžky 254,7 m (obr. 3). Pôvodne navrhnuté plošné zakladanie mosta pod ochranou mikropilótových stien budovaných z vozovky sa kvôli zmene hĺbky zakladania a premávke muselo zmeniť. Spodná stavba sa založila na koreňových mikropilótach z GEWI tyčí s antikoroznou ochranou. Celkove sa zabudovalo 1 040 m týchto mikropilót.

Nosnú konštrukciu tvoria opakované prosté polia z dodatočne predpätých prefabrikátov KA90 dĺžky 14 m. Krajný železobetónový nosník plného prierezu je na styku s komunikáciou riešený ako záverný múrik s prechodovou doskou. Konštrukcia priečného rezu má spriahovaciu 0,2 m železobetónovú dosku (obr. 4).

Výstavba objektu začala v marci 1995 a v novembri toho roku bol most spozdáný. Práce boli pri súčasnej premávke mimoriadne náročné.

Obr. 3



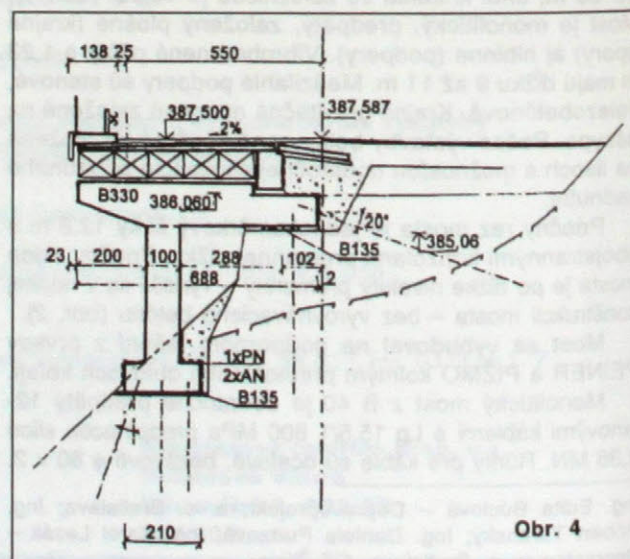
ments) are square founded, intermediate supports have deep foundations. Piles ϕ 1.23 m with lengths 9 till 11 m were driven in by vibro pile driver. Intermediate supports are reinforced concrete walls. End gravitational supports (abutments) are founded on embankment. Bearing structure was during construction placed on jacks, with possibility additionally eliminate possible subsidence.

One chamber cross section of the bridge is 12.8 m wide with double sided cantilevers with variable length. Cross inclination of the bridge is over the length of formation line variable – and was solved in bearing structure of the bridge – without equalising concrete (Fig. 2).

The bridge was built up on supporting scaffolding from elements PEINER and PIŽMO by perpendicular bridging both rails.

Monolithic bridge made from concrete B 40 is post-tensioned with 12-strand tendons ϕ Lp 15.5/1,800 MPa with prestressing force 2.36 MN. Steel seamless cable conduits are of diameter ϕ 80 x 2. Reinforcing steel 10 425 (V) is replenished with netting KARI.

Building up the bridge started in march 1995 and in november 1995 was the whole construction including accessories and roadway, ready. Immediately after finishing the bridge the traffic was redirected over the bridge for enabling to finish works at adjacent road bed.



Obr. 5

Účastníci výstavby:

- investor: Cestný investorský útvar Banská Bystrica,
- projektant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- zhotoviteľ: Doprastav, a. s. Bratislava, OZ Žilina.

LITERATÚRA

- [1] Búciová, E.–Hošek, S.–Bekeč, J.–Lesák, K.–Turanský, R.: Rekonštrukcia cesty I/18 Košariská–Dubná skala. Inžinierske stavby, 43, 1995, č. 9–10, s. 326–330.

Half approach bridge

In tight contact of the roadway and railway, where there was not possible to place retaining wall, it was designed a half approach bridge of length 254.7 m with 18 fields (Fig. 3). Originally designed square foundation of the bridge under the protection of micropile walls build up from roadway, had to be modified because of foundation depth changes and existing traffic. Subgrade foundation was build on root micropiles from GEWI, bars (rods) with anticorrosive protection. Total there were build in 1,040 m of this micropiles.

Bearing construction create repeated simple fields from posttensioned prestressed precast units KA 90 with length of 14 m. End reinforced concrete beam with full cross section is in the contact with road solved as closing wall with transition slab. Construction of cross section has 0.2 composite reinforced concrete slab (Fig. 4).

Construction of the bridge started in march 1995 and in november of the same year the bridge was functioning. The works during running traffic were extremely demanding.

Construction participants:

- investor: Cestný investorský útvar Banská Bystrica,
- designer: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- producer: Doprastav, a. s. Bratislava, OZ Žilina.



IBF

Mezinárodní stavební veletrh

Brno – výstaviště, Česká republika



URBIS

Mezinárodní veletrh technologií, výrobků a služeb pro rozvoj obcí a měst

21. – 25. dubna 1998

Dva veletrhy a specialita navíc

Ve dnech 21. – 25. dubna tohoto roku se na brněnském výstavišti uskutečnili dvě veletržní akce, které dohromady obsáhnou vše, co se dá shrnout pod pojem „bydlení“ v celém širokém slova smyslu. **Mezinárodní stavební veletrh IBF**, který se konal již potřetí, zahrnuje vše, co souvisí se stavebnictvím. Operativně reaguje na současnou potřebu oživit v České republice bytovou výstavbu, zaostávající dosud za stavem v Evropské unii. Aktuálně je tedy zaměřen na stavební materiály a výrobky, které posouvají celé stavební odvětví vpřed a dávají mu naději na další budoucí rozvoj. Souběžně pořádaný **Mezinárodní veletrh technologií, výrobků a služeb pro rozvoj obcí a měst URBIS** je největším komunálním veletrhem v České republice a stal se již tradičním místem setkávání starostů, primátorů a dalších zástupců státní správy. Oba veletrhy se velmi úzce doplňují, protože právě obecní a státní zakázky tvoří podstatnou část z celkové produkce stavebnictví. Celá stavební problematika, a tedy i téma bydlení, je spojením těchto dvou veletrhů posunuta do mnohem širších dimenzí. Nejde už například jen o samotné byty a domy, ale o podmínky k bydlení, životní podmínky, přeměnu měst a obcí ve skutečná centra poskytující svým obyvatelům uspokojivou kvalitu a způsob života, vyvážení řady oblastí a aktivit zde probíhajících. Specialitou, která oba veletrhy na brněnském výstavišti doplnila, je stálá výstava rodinných domů **EDEN 3000**, jejíž první etapa byla právě v době konání těchto dvou veletrhů slavnostně otevřena.



Brněnské veletrhy
a výstavy a. s.

Výstaviště 1, 647 00 Brno, Tiskové středisko – Pavilon O
Tel.: 05/4115 2816, fax: 05/4115 3079
Internet: <http://www.bvv.cz>, e-mail: ihrazdil@bvv.cz

Most D 211-00 na diaľnici D1 Hybe-Vážec cez Beliansky potok

Bridge D 211-00 on the motorway D1 Hybe-Vážec across Beliansky potok

František VYLETELKA – Elena PRISTAČOVÁ – Miroslav MAŤAŠČÍK

Na výstavbe diaľnice D1 Hybe-Vážec je v km 7,47100 navrhnutý predpätý most D 211-00, jednokomorového prierezu, premostujúci údolie Belianskeho potoka.

Základné údaje mosta D 211-00:

- celková dĺžka mosta: 342 m,
- počet polí: 9 (30,23 + 7 x 40 + 30,23 m),
- max. výška piliera: 16,5 m.

Parametre mosta zohľadňujú tvar premostovanej prekážky a sú prispôbené technológii použitej pri výstavbe nosnej konštrukcie (obr. 1).

Nosná konštrukcia bola budovaná z dodatočne predpätého betónu na výsuvnej skruži.

Tvar podpier aj nosnej konštrukcie bol prispôbený tejto technológii.

Predpínacie káble sú tvorené 13 lanami. 60 % káblov je stykovaných spojkami v pracovnej škále, 40 % káblov

On the motorway construction D1 Hybe-Vážec is on the kilometer 7.47100 proposed the prestressed bridge D 211-00, with the one-chamber cross section bridging the valley of Beliansky potok.

Basic data of the bridge D 211-00:

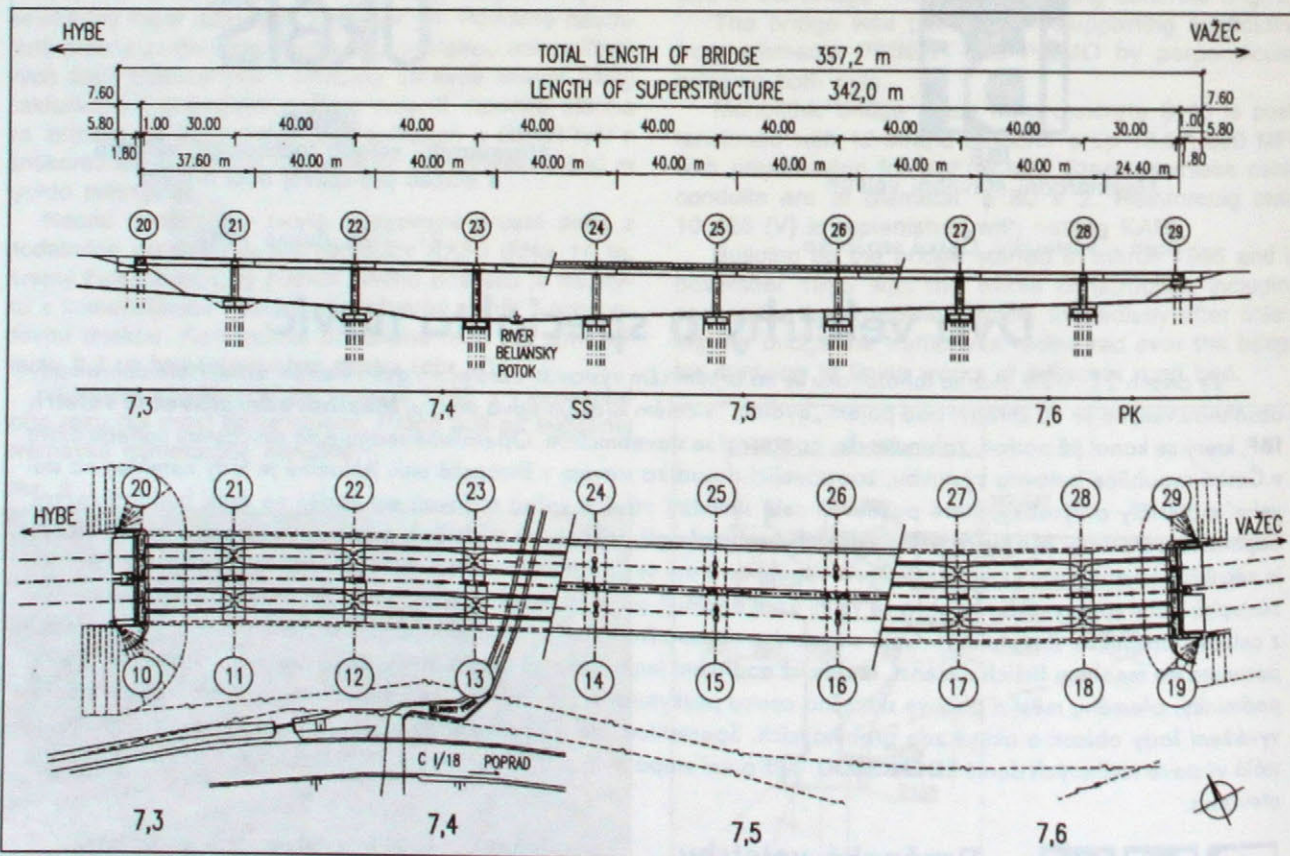
- total length of the bridge: 342 m,
- number of fields: 9 (30.23 + 7 x 40 + 30.23 m),
- maximum height of the pillar: 16.5 m.

Parameters of the bridge take into account the shape of the bridged barrier and are adapted to the technology used at building up bearing construction (Fig. 1).

Bearing construction is made from posttensioned prestressed concrete using sliding centering.

Shape of supports and bearing construction was adapted to this technology.

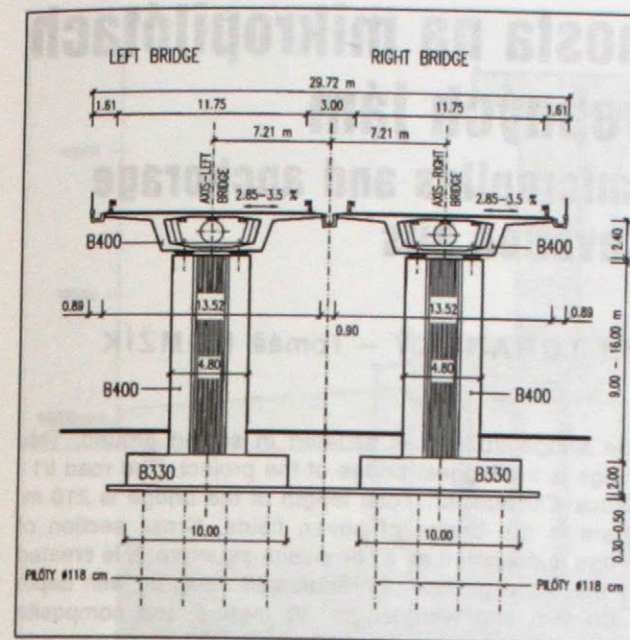
Prestressing tendons have 13 strands. 60 % of ten-



Ing. František Vyletelka; Ing. Elena Pristačová – Hydrostav, a. s. Bratislava, OZ Šafa; Ing. Miroslav Maťaščík – Dopravoprojekt, a. s. Bratislava.

Obr. 1. Pozdĺžny rez a pôdorys mosta

Fig. 1. Longitudinal section and plan of the bridge



Obr. 2. Priechový rez

Fig. 2. Cross section

prechádza cez pracovnú škálu bez spojovania a sú ukotvené v priečnikoch.

Existujúce geologické pomery (podmáčané rašelinové podložie do hĺbky 3 m) určili spôsob založenia objektu – plošné základy na veľkopriemerových železobetónových pilótach priemeru 1 240 mm a vylúčili možnosť realizácie vodorovnej nosnej konštrukcie mosta na pevnej skruži. V štádiu prípravy výstavby bola preto navrhnutá a vyrobená podperná posuvná skruž U-40, ktorá okrem základných podpier, umiestnených na základných pätkách piliera, nevyžaduje ďalšie medzipodpery.

Posuvnú skruž tvoria dva priehradové priestorové nosníky (obr. 3) obdĺžnikového prierezu, rozmerov 2,5 x 3,5 m, dĺžky 77,7 m, ktoré sú od seba osovo vzdialené 8 m.

Na hlavných nosníkoch sú na nosných kladkách uložené posuvné plošiny pre uloženie samotného debnenia mosta. Spojenie hlavných nosníkov je vytvorené výsuvnými plošinami pri hornom páse a priečnymi stužidlami pri dolnom páse. Zvislú podpernú konštrukciu tvorí systém PIŽMO s upravenými atypickými stužidlami.

Betónáž mostného poľa sa realizovala v jednej etape, čo znamená, že celé pole mosta v dĺžke 40 m sa betonovalo v jednom zábere. Betónáž postupuje od vysunutej konzoly debnenia, smerom k už hotovému poľu mosta. Na zabezpečenie spracovateľnosti betónovej zmesi počas celej betonáže bola navrhnutá receptúra betónovej zmesi B 35, s prísadami na spomalenie tuhnutia na 5 hodín.

Technologický takt jedného 40 m poľa bol 21 až 24 dní. Ku koncu roka 1997 bolo hotových 8 polí mosta, k termínu apríl 1998 je nosná konštrukcia jedného mosta dokončená. Použitie výsuvnej skruže sa ukázalo ako veľmi efektívne, vzhľadom na dosiahnuté maximálne tempo výstavby niekoľkých polí 18 až 21 dní na pole.

Účastníci výstavby:

- obstarávateľ: Slovenská správa ciest Bratislava,
- projektant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- zhotoviteľ: Hydrostav, a. s. Bratislava, OZ Šafa.



Obr. 3. Pohľad na posuvnú skruž U-40 s debnením ISD NOE
Fig. 3. View on the movable centering U-40 with the formwork ISD NOE

dons are jointed by couplings in construction joints, 40 % of tendons go through construction joints without jointing and are anchored in cross beam.

Existing geological relations (dipped peat ballast into depth of 3 meters) assigned the way of the object foundation – area foundations on the big diameter reinforced concrete piles of the diameter 1,240 mm.

The improper geological terms eliminated the possibility of the realization of the horizontal load-carrying bridge construction on the fixed centering. On the construction preparation stage was therefore proposed and processed the supporting movable centering U-40, which besides the basic supports placed on the basic foots of the pillar, doesn't request any others intermediate supports.

Movable centering is created of lattice girder with rectangle cross section 2.5 x 3.5 m, of the length 77.7 m, which are axial distant one from another 8 m.

On the main beams are on the load-carrying pulleys placed movable platforms for the placing of the single bridge formwork. The connection of the main beams is created with the pushing out platforms by the upper band and with the lateral reamers by the lower band. The system PIŽMO create the vertical supporting construction, with the modified atypical reamers.

The pouring of concrete of the bridge field is realized on one stage, which means, that the whole bridge diameter of the length 40 m is concreted at once. The pouring of concrete goes forward from the pushed out formwork console, in the direction to the completed bridge field. For the workability arrangement of the concrete mixture during the whole casting were proposed the composition of the concrete mixture B 35, with ingredients for the set deceleration for 5 hours.

The technological tact of one field of the length 40 m was 21–24 days. Till the end of the year 1997 were completed 8 fields of the bridge and to the date 04/98 is the load-carrying construction of one bridge ready.

Using of sliding centering has shown to be very effective as to the maximal speed of building up the bridge – 18 to 21 days a field.

Participants:

- client: Slovenská správa ciest Bratislava,
- designer/consultant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- contractor: Hydrostav, a. s. Bratislava, OZ Šafa.

Obj. 207-00 zakladanie mosta na mikropilótach a kotvenie stavebných jám

207-00 Bridge foundation on micropiles and anchorage of slopes of excavation pits

Jozef SIKORA – Martin PANEK – Róbert TURANSKÝ – Tomáš KOMŽÍK

Mostný objekt 207-00 na tejto stavbe je situovaný v zosuvnom území. Tento objekt je najväčším mostným objektom stavby „Cesta I/11 Čadca-Ošadnica“. Konštrukčne ide o prefabrikovaný 7-poľový most so spriahujúcou doskou. Celková dĺžka mosta je 210 m. Nosná konštrukcia mosta je z nosníkov I-90 výšky 1,4 m a dĺžky 30 m. Spriahujúca doska je premennej hrúbky od 19,4 cm do 27 cm z betónu C 25/30 (B 33). Šírka spriahujúcej dosky 12,83 m. Šírkové usporiadanie mosta výhľadovo vyhovuje diaľničným parametrom a v budúcnosti sa uvažuje, že bude slúžiť pre jeden smer diaľnice. Pri výstavbe cesty I/11 bolo potrebné, vzhľadom na svahovité územie predisponované zosuvnými procesmi, zabezpečiť stabilizáciu výkopov stavebných jám na zakladanie mostných pilierov a zároveň vlastné piliere zakladať hlboko pod šmykovú plochu. Pôvodný návrh zakladania mostných pilierov sa riešil založením pilierov na širokoprilové pilóty ϕ 1 260 mm. Vzhľadom na výskyt ťažko vrtateľných polôh zdravých pieskovcov v zosuvnom delúviu, pristúpilo sa na alternatívne riešenie zakladania na injektované mikropilóty, ktoré projektovo aj realizačne riešila firma GEOstatik, s. r. o. Žilina.

Trasa v tomto úseku prechádza zložitým geologickým prostredím v svahovitom teréne. Územie je budované flyšoidnými horninami paleogénu, a to ílovcami a pieskovcami. Pokryv svahu tvorí deluviálny zosuvný komplex reprezentovaný hliníto-kamenitými sufami. Mocnosť zosuvných delúvií dosahuje 6 až 7 m. Členitosť svahu je podmienená geologicko-tektonickou stavbou, geomorfologickým vývojom a rozvojom geodynamických javov – svahových deformácií. Práve v tejto časti územia vedie trasa cesty mostným objektom, ktorého zakladanie si vyžiadalo aj netradičný spôsob zabezpečovania svahu kotvením v zosuve.

Mostné piliere sú priamo situované v zosuvoch. Výkopom stavebných jám pre základy mostných pilierov by došlo k podrezaniu svahov, a tým k reaktivácii potenciálnych zosuvov s nasunutím zeminy na stavenisko a existujúcu komunikáciu, ako aj k oslabeniu pokrývných materiálov vo vyšších častiach svahov.

Paženie stavebných jám kotvením a klincovaním

Svahy výkopov stavebných jám pre založenie mostných pilierov v zosuvnom území bolo treba navrhnuť tak, aby

Ing. Jozef Sikora; Ing. Martin Panek – GEOstatik, s. r. o. Žilina, Ing. Róbert Turanský, Ing. Tomáš Komžík – Doprastav, a. s. Bratislava, OZ Žilina.

The bridge 207-00 is situated in sliding ground. This bridge is the biggest bridge of the project „The road I/11 Čadca-Ošadnica“. Total length of the bridge is 210 m. There is the bridge of seven fields. Cross section of bridge is designed as a composite structure. It is created by 9 precast girders of prestressed concrete with depth 1400 mm and with length 30 meters and composite slab with a thickness from 19.4 cm to 27 cm of concrete C 25/30 (B 33). The width of composite slab is 12.83 m. The cross section of the bridge suits to the parameters of the highway and it will be one side of the highway in the future. Because the area of the construction of the road I/11 is predisposed by sliding processes it was necessary to support excavation pits for foundation of the piers and at the same time the piers to found under sliding surface.

Foundation of the piers was originally designed by the large diameter piles ϕ 1,260 mm. Because of occurrence of hard bored sandstones in sliding deluvium the foundation was created by grouted micropiles. Design and realization of micropiles was done by GEOstatik Co.Ltd Žilina.

The route in this area is in difficult geological structure in the terrain of slopes. Slope dissection was created by geological-tectonic structure geomorphological surroundings and expansion of geodynamical phenomena-slopes deformation. The foundation in this area was solved by untraditional way of supporting of slope – by anchorage in drift.

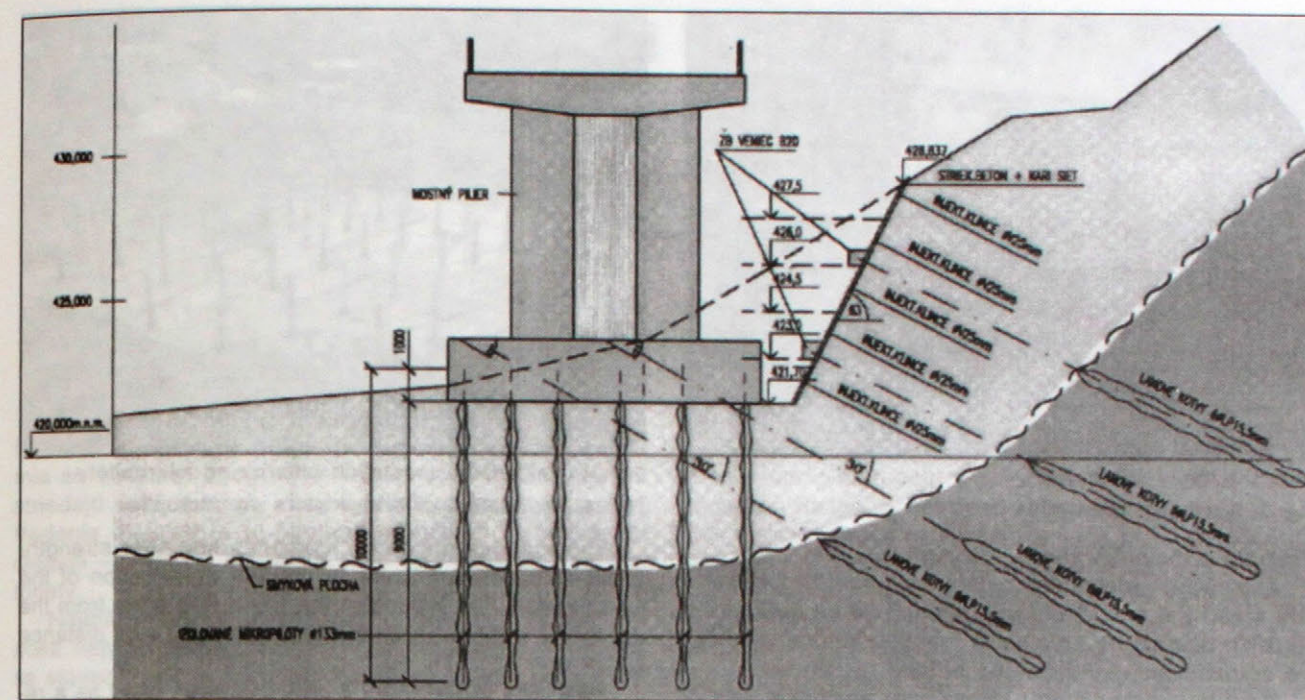
Area consists of flysch ground – sandstones and clay-stones. Cover of slope consists of deluvial sliding complex – loam stone debris. The depth of sliding slopes is 6-7 meters. The slopes would be cut by excavation of foundation of bridge piers and it would cause reactivation of potential drifts.

Bracing of foundation pit by anchoring and nailing

It was necessary to design slopes of foundation pits for piers and abutment to protect stability of sliding area as a whole as well as stability of slopes over the road.

Being possible to excavate the foundation of the pier to the level of the piling is necessary to support the slopes of the foundation pit against sliding (Fig. 1).

In order not to break the stability of the area and not to activate earth pressure on the pier No. 4 is designed everlasting stabilisation of the slopes of foundation pit. It was used the technology of the anchoring of the slope



Obr. 1. Založenie piliara na mikropilótach a kotvenie svahov

Fig. 1. Foundation of pier on micropiles and anchoring of slope

sa zabezpečila stabilita zosuvného územia ako celku, ako aj stabilita samotných svahov nad cestou.

Aby bolo možné vykopať základ piliara po úroveň pilótovania, je potrebné zaistiť svahy základovej jamy proti zosunutiu (obr. 1) tak, aby sa nenarušila stabilita územia ako celku a v budúcnosti sa neaktivizovali zemné tlaky na pilier č. 4. Preto je navrhnutá stabilizácia svahov stavebnej jamy v trvalej úprave. Použila sa technológia kotvenia svahu po jednotlivých etážach cez horizontálne kotevné trámy so zaistením výkopov svahu klincovaním (obr. 2).

Na zabezpečenie stability svahu stavebnej jamy, ako aj zosuvu nad stavebnou jamou, bolo navrhnuté kotvenie svahu horninovými kotvami ϕ 6 Lp 15,5 mm v dvoch výškových úrovniach v trvalej antikorozynej úprave premennej dĺžky 16 m. Kotvy sú opreté o kotevné monolitické trámy. Cez vynechané prestupy v kotevných trámoch sú kotvy napnuté na požadovanú silu $F_{\text{dov}} = 800$ kN. Korene kotiev dĺžky 8 m sú umiestnené pod šmykovú plochu zosuvu v paleogénom podloží.

Dočasné zabezpečenie stability svahu pred kotvením bolo navrhnuté a úspešne zrealizované spôsobom klincovanej zeminy s krycou striekanou betónovou vrstvou. Takto je zabezpečená stabilita svahu počas celej výstavby.

Jednotlivé klince sa po nastriekaní betónu vrtajú na dĺžku 5 m. Do predvrtaného otvoru ϕ 76 mm, ktorý sa vyplnil cementovou injekčnou zmesou, sa zasunul klinc ϕ V 25 mm. Jednotlivé klince sú ukončené hlavou so závitom, na ktorú sa naskrutkuje roznášacia doska 200 x 200 x 10 mm s maticou a podložkou. Aby bolo zabezpečené krytie klinca, boli na klince osadené centrátohy na troch miestach po dĺžke klinca.

Po zatiahnutí injekčnej zmesi sa dotiahla matica momentovým kľúčom, aby sa zamedzilo deformáciám konštrukcie. Pri klincovaní svahu sa postupovalo od vrchu smerom nadol po jednotlivých pracovných úrovniach.

one floor by another using horizontal anchoring beam with supporting of slopes by nailing.

It was designed anchoring of the slope by earth anchors 6ϕ Lp 15.5 mm in two high levels (to protect of stability of the slope and sliding over building pit). 16 meters long anticorrosive anchors are leaned on anchor cast in-situ concrete beam. The anchors are prestressed to required force $F = 800$ kN. The roots of anchors are 8 meters long and they are situated under sliding surface of subgrade.

Temporary protection of the stability of the slope before anchorage was designed and constructed by shotcrete, reinforcement nailed to the slope. The nails of the length of 5 meters were bored to the slope after shotcreting. The nail ϕ V 25 mm was inserted to the hole ϕ 76 mm which was filled by cement mortar. The nails are completed by the head with screw. It is screwed the deck 200 x 200 x 10 mm with nut and base on this head.

Obr. 2. Prikotvenie svahu cez kotevné trámy

Fig. 2. Anchoring of slope through anchoring beams





Obr. 3. Vrtanie mikropilót

Fig. 3. Boring of micropiles

Výšková vzdialenosť medzi klincami je 1,5 m.

Ako výstuž striekaného betónu bola použitá KARI sieť 150 x 150 x 6 mm. Striekaný betón B 20 sa aplikoval s použitím prímеси na urýchlenie tuhnutia betónu a zníženie zmršťovania vytuhnúťého betónu.

Použitou technológiou klincovanej zeminy a kotevných trávov bol zabezpečený výkop stavebnej jamy v zosuvnom území do hĺbky 10 m.

Zakladanie mostných pilierov na mikropilóty

Zakladanie pilierov mosta sa riešilo hĺbkovo pomocou injektovaných mikropilót (obr. 3) v kombinácii s horninovými kotvami, ktoré slúžia na zachytenie vodorovných síl od aktívnych zosuvov, v ktorých sú mostné piliere založené.

Pri zakladaní piliera č. 4 boli použité mikropilóty s dvojťou protikoróznou ochranou a s dovoleným namáhaním $F_{\text{dov}} = 500$ kN. Mikropilóty sú dĺžky 10 m, s votknutím pod šmykovú plochu zosuvu. Injektáž mikropilót sa realizovala cez manžety v osovej vzdialenosti 0,5 m po celej dĺžke mikropilóty tak, aby sa zamedzilo účinkom vzperu a zaistilo sa zároveň spolupôsobenie mikropilót s okolitou zemínou (obr. 4). Mikropilóty majú injekčnú rúrku, aby bola možná prípadná opakovaná injektáž ich koreňovej časti na dosiahnutie požadovanej únosnosti. Na základe výsledkov preukaznej zaťažovacej skúšky sa potvrdila požadovaná únosnosť.

Zachytenie horizontálnych síl zosuvu je zabezpečené horninovými lanovými kotvami cez základový blok mostného piliera dĺžky 20 m a s koreňovou časťou dĺžky 8 m. Kotvy sú 6 ϕ Lp 15,5 m s trvalou antikoróznou ochranou pri dovolenom namáhaní $F_{\text{dov}} = 800$ kN.



Obr. 4. Zakladanie mostných pilierov na mikropilóty

Fig. 4. Foundation of bridge piers on micropiles

The nut was driven by moment's key after strengthening of injection mixture to prevent deformation of the construction. The nailing of the slope was done from the top to the bottom on each working level. Level distance is 1.5 m.

KARI net 150 x 150 x 6 mm has been used as a reinforcement of shotcret. Shotcret B 20 has been used with addition for acceleration of the concrete hardening and lowering of the concrete creep.

By using the technology of the nailed earth and anchors beams was supported the excavation pit in sliding area to the 10 meters depth.

Foundation of bridge piers on micropiles

Foundation of bridge piers was designed by using grouted micropiles combined with earth anchors, which catch horizontal force from active slides, where are bridge piers founded (Fig. 3).

There were used double anticorrosive protection micropiles with allowed stress allowance of 500 kN for foundation of pier No.4. The length of micropiles is 10 meters with sticking under sliding surface. Injection of micropiles was done through collars in the distance of 0.5 m in whole length of micropiles to inhibit effect of buckle and to ensure co-operation of micropiles with the ground (Fig. 4). There are injection tube in micropiles to ensure repeating injection of micropile's root to reach required capacity.

Interception of horizontal forces of the slide was designed by earth rope anchors through the basements of the pier. The length of anchors is 20 meters and the root is 8 meters long. Anchors are 6 ϕ Lp 15.5 m, with anticorrosive protection about allowed stress $F = 800$ kN.

Konštrukcie cestných tunelov na diaľničnej sieti na Slovensku

Construction of road tunnels on the motorway network in Slovakia

Štefan CHOMA – Koloman V. RATKOVSKÝ

Navrhované koridory trasy diaľnice sú situované do územia so zložitou topografiou Západných Karpát, kde sa striedajú údolné nivy, hlboké údolia a horské masívy. Vedenie diaľnice je tu spojené s veľkými inžinierskymi dielami – umelými objektami, ako sú mosty, estakády a tunely.

Najmä tunely sú zo všetkých druhov inžinierskej činnosti najviac späté s horninovým prostredím, v ktorom sa stavebné dielo realizuje. Tunelová stavba veľmi citlivo reaguje na všetky zmeny horninového prostredia, na prítomnosť rôznych porúch a anomálií, vyskytujúcich sa v trase realizovaného podzemného diela. Túto skutočnosť treba rešpektovať najmä v zložitých geologických podmienkach.

Tunelové stavby na cestných fahoch veľmi zohľadňujú dopravné podmienky tým, že skracujú dĺžku trasy, znižujú spotrebu pohonných látok, sú navrhované vo veľmi priaznivých výškových a smerových pomeroch, minimalizujú emisie škodlivín z výfukových plynov, záber pôdy a lesného fondu je zanedbateľný atď. Mnohé z týchto vymenovaných faktorov majú vplyv aj na podmienky zlepšenia životného prostredia.

Diaľničná sieť s tunelovými objektami

Diaľničná sieť, na ktorej sú navrhnuté tunelové objekty, sa dotýka najmä diaľničných fahov D1, D2 a D18. Tunely majú premennú dĺžku od 300 do 7 400 m. Prehľad navrhnutých tunelových objektov je na obr. 1.

V súčasnosti je rozpracovaných 100 km diaľnic, vo viacerých úsekoch. V roku 1998 bude dobudovaný diaľničný fah D61 a časť diaľnice D1 po Ladce a do prevádzky bude uvedený úsek diaľnice D2 Bratislava–štátna hranica Rakúska a Maďarska.

Výhľadové časové horizonty sú:

- ukončenie súvislého úseku diaľnice a s daním do prevádzky sa uvažuje od hraníc s Maďarskom a Rakúskom po hranicu s Poľskom do r. 2000,
- súvislý úsek diaľnice až po hranicu s Ukrajinou v r. 2005, čím by projekt výstavby diaľnic na Slovensku bol v prvej fáze ukončený a Slovensko bude tak pripravené na napojenie sa na európsky tranzitný systém.

Toho času sa razí tunel Branisko v dĺžke 4 800 m v plnom profile, ďalej prieskumná štôľňa tunela Ovčiarso a robia sa geologické vrtacie prieskumné práce pre tunel Višňové–Martin a tunel Sitina. Ostatné tunely sú v rôznom stupni rozpracovanosti.

Ing. Štefan Choma; Doc. Ing. Koloman V. Ratkovský, CSc. – Slovenská správa ciest Bratislava.

The proposed motorway routes are situated in areas with a very complex topography of the Western Carpathian Mountain Range, where deep valleys alternate with mountain ranges. These motorways include many engineering structures – artificial objects such as bridge and tunnels.

Tunnels are tightly connected with the rock environment in which construction takes place. Tunnels are very sensitive to all changes in the rock environment, the presence of various faults and anomalies exist along the route of construction. This fact has to be respected, especially in complex geological conditions.

Tunnel structures make transport conditions on road very efficient as they shorten the route, decrease fuel consumption, minimise emission of harmful exhausts, enable the designer to select a very efficient vertical and horizontal alignment, and minimise the need for land and forest acquisition. Many of the above mentioned issues are of great influence on the improvement of the environment.

Tunnel structures on the motorway network

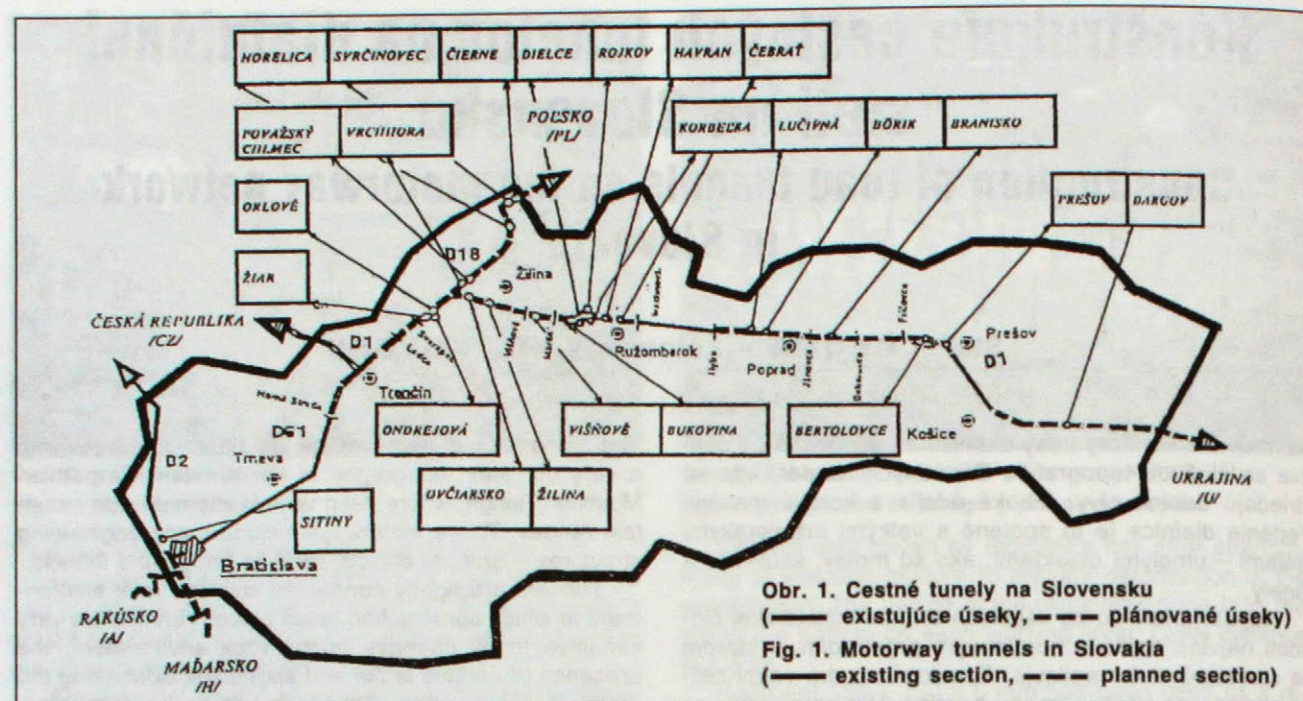
Most of the tunnel structures are located on the D1, D2 and D18 motorway routes. The length of the tunnels varies from 300 m to 7,500 m. All proposed tunnels on the motorway network including their length are shown on the map of the Slovak Republic (Fig. 1).

At present approx. 100 km of motorways are under construction. By the end of 1998 the D61 route and part of the D1 route up to Ladce will be completed as well as the D2 motorway section in Bratislava, Viedenská road – the state border of SR/H and SR/A.

The following time schedule has been set:

- to complete and put into operation the continuous motorway section from the borders with Austria and Hungary to the border with Poland by the year 2000;
- to complete and put into operation the continuous motorway section up to the border with the Ukraine by the year 2005, which would accomplish the first phase of the motorway construction programme in Slovakia, and thus connect Slovakia to the European motorway network.

At present the Branisko Tunnel (in the length of 4,800 m) as well as the pilot adit of the Ovčiarso Tunnel are under construction and various geological survey work for the Višňové–Martin and the Sitina Tunnels is being performed. Other tunnels are in various stages of preparation.



Návrh technológie razenia

Na rozdiel od väčšiny stavebno-technických povrchových objektov, projektanti tunelov sa musia zaoberať aj úvahami o voľbe raziacich metód a ich kompatibilitosti s podzemným prostredím razenia a v mestských oblastiach ešte i s prihliadnutím na špecifické otázky vplyvu šírenia vibračných účinkov a hluku počas výstavby tunela a následnej dopravnej prevádzky.

Voľba technológie razenia tunela musí preto zodpovedať daným požiadavkám prostredia a závisí predovšetkým od geologických podmienok. Slovensko je súčasťou veľmi zložitého alpsko-karpatského horotvorného pásma s premenlivou geologickou stavbou. Tunelové stavby, ktoré budú prechádzať týmto prostredím, veľmi citlivo reagujú na všetky zmeny horninového prostredia, na prítomnosť porúch a anomálií, vyskytujúcich sa v trase realizovaného podzemného diela.

Pri výstavbe tunelov v geologických podmienkach Slovenska predpokladáme použitie dvoch progresívnych technológií razenia, a to:

- Novou rakúskou tunelovacou metódou (NRTM),
- pomocou tunelovacieho stroja, označeného ako metóda TMB.

Obidve technológie vychádzajú z aplikácie najnovších poznatkov mechaniky skalných hornín a zemín a správania sa horninového prostredia pri vytváraní tunelového diela.

Základné myšlienky NRTM sú všeobecne známe. Hlavná výhoda a prednosť tejto metódy je v jej univerzálnosti, prispôbitelnosti daným horninovým podmienkam a tvarovému usporiadaniu tunelového prierezu. Najčastejším a najbežnejším spôsobom rozpojovania skalných hornín je vŕtacia a trhacia technika, prípadne použitie raziacich strojov s výložníkovou frézou.

Pre jednoduchosť a ľahkú prístupnosť tejto technológie sa táto metóda zatiaľ používa pri stavbe tunelov a štôlní najčastejšie.

Na tunely dlhšie ako 2 km a pri vhodných geologic-

Driving techniques

Beside other important tasks the designers of tunnels have to decide upon an appropriate driving method. This task is crucial especially in cities, where vibration and noise during construction have to be minimised.

Therefore, the proposed driving method has to respond to the demands of the environment and is mainly dependent upon the geological conditions. As the Slovak territory belongs to the complex Alpine-Carpathian mountain range of a variable geological composition, choosing the most appropriate driving technology is very important.

The following two progressive driving techniques have been proposed to be applied for the construction of tunnels in the geological conditions of Slovakia:

- the New Austrian Tunnelling Method (NATM)
- TBM driving method – using a tunnelling machine.

Both techniques apply the latest knowledge from rock and soil mechanics and behaviour of rock environment influenced by construction of tunnels.

The basic ideas of the NATM are well known. The main advantage of this method lies in its versatility and its ability to adjust to both rock conditions and the layout of the tunnel cross-section. Widely recognised ways of rock disintegration in this method are the Drill and Blast method and the application of Tunnel Sequential Machines (TSM) – machines with a beam cutter. Due to its simplicity and availability, this method is mostly used for tunnel and adit driving.

For tunnels longer than 2 km and in suitable geological conditions, the use of the tunnel boring machine (TBM) is highly recommended. The TBM is a tunnelling machine which is able to cut the whole tunnel cross-section simultaneously and all work behind the cutting head is completely mechanised. The TBM creates a circular tunnel cross-section. The use of a TBM of a diameter of approx. 12 m is planned for the construction of the Višňové tunnel.

The output of driving using the tunnelling machine is

kých podmienkach sa uvažuje razenie s použitím tunelovacieho stroja TBM. Pod týmto pojmom rozumieme tunelovací stroj, ktorý jedným pracovným úkonom opracúva celý tunelový profil naraz a všetky práce za rozpojovacu hlavou sú komplexne mechanizované.

Tunelovací stroj s frézovou hlavou, rotujúcou okolo pevnej osi, vytvára kruhový prierez tunelového otvoru v hornine. Jeho použitie sa uvažuje pri stavbe tunela Višňové s priemerom tunelového stroja asi 12 m.

Výkony razenia tunelovacím strojom sú 3 až 4-krát vyššie ako pri použití konvenčnej metódy razenia. Nadobúdacie náklady sú však vysoké, pri použití určitej dĺžky tunela sa však eliminujú, resp. sú nižšie ako pri metóde NRTM.

Tunelové stavebné konštrukcie

Ostenia štôlní a tunelov sa odlišujú konštrukčne podľa metódy použitej pri razení. V našich podmienkach sa stretávame s dvoma odlišnými spôsobmi, a to:

- ostenia štôlní a tunelov používané pri razení metódou NRTM
- ostenia štôlní a tunelov používané pri razení tunelovacím strojom (TBM).

Ako najdôležitejší faktor, ktorý má vplyv na konštrukčné usporiadanie ostenia, je použitá technológia výstavby a inžiniersko-geologické podmienky v trase tunelového diela. Uvažujeme s razením len v skalných horninách.

Pri razení s nasadením vŕtacej a trhacej techniky, resp. raziacich strojov s výložníkovou frézou metódou NRTM sa používa obvykle dvojvrstvé ostenie pre tunelové profily. Prvotné (primárne) ostenie je zo striekaného betónu s dočasným zabezpečením líca skalného výrubu zodpovedajúceho porušenosti a stlačiteľnosti horniny (kotvy, oceľové skruže v kombinácii s oceľovou sieťovinou umiestnenou v striekanom betóne). Druhotné (sekundárne) ostenie je z monolitického betónu ukladané do pojazdného oceľového debnenia. Vlastná ochranná izolačná vrstva z fólií sa ukladá pred betonážou na vrstvu zo striekaného betónu.

Charakteristický príklad tunelového ostenia tunela Branisko a jeho detailné konštrukčné usporiadanie je na obr. 1 v príspevku na s. 57.

Tunelové rúry nad 2 000 m sa navrhujú s prieskumnou štôľňou, umiestnenou v druhej tunelovej rúre, ktorej plný profil sa bude raziť až po vybudovaní celého diaľničného tahu. Konštrukcia ostenia je v danom prípade jednoduchá, je bežne jednovrstvová s provizórnym zabezpečením výrubu z kotiev (najvhodnejšia z plastických kotiev), oceľových skruží, sieťoviny a striekaného betónu hrúbky 50 až 150 mm pri razení konvenčným spôsobom. Pri použití raziaceho tunelovacieho stroja – mechanizo-

Obr. 2. Návrhy priečných rezov cestných tunelov razných s TBM (dvojvrstvé ostenie)

a – tunel s pozdĺžnym vetraním: 1 – gabarít, 2 – vozovka a jej konštrukcia, 3 – kolektor, 4 – prúdový ventilátor, 5 – skladba ostenia (výplň medzery medzi ostiením a lícom výrubu, tubingy, medzilozolácia, monolitický betón); b – tunel s priečnym vetraním: 1 – primárne tubingové ostenie, 2 – sekundárne monolitické ostenie, 3 – medzilozolácia, 4a – podpera, 4b – betónový medzilostrop, 5 – odvodňovací kanál vozovky, 6 – stredný odvodňovací kanál, 7 – pozdĺžna drenáž, 8 – betón. dno, 9 – priečna drenáž, 10 – chodník, 11 – kanál pre odvod znečisteného vzduchu, 12 – kanál pre prívod čerstvého vzduchu

3–4 times greater than by using other conventional driving methods. The financial costs of the TBM are high but they diminish beyond a certain tunnel length and are comparatively lower than when using the NATM.

Structural parts of tunnels

Construction of lining in drifts and tunnels varies according to the chosen driving technique. Generally we use two basic types:

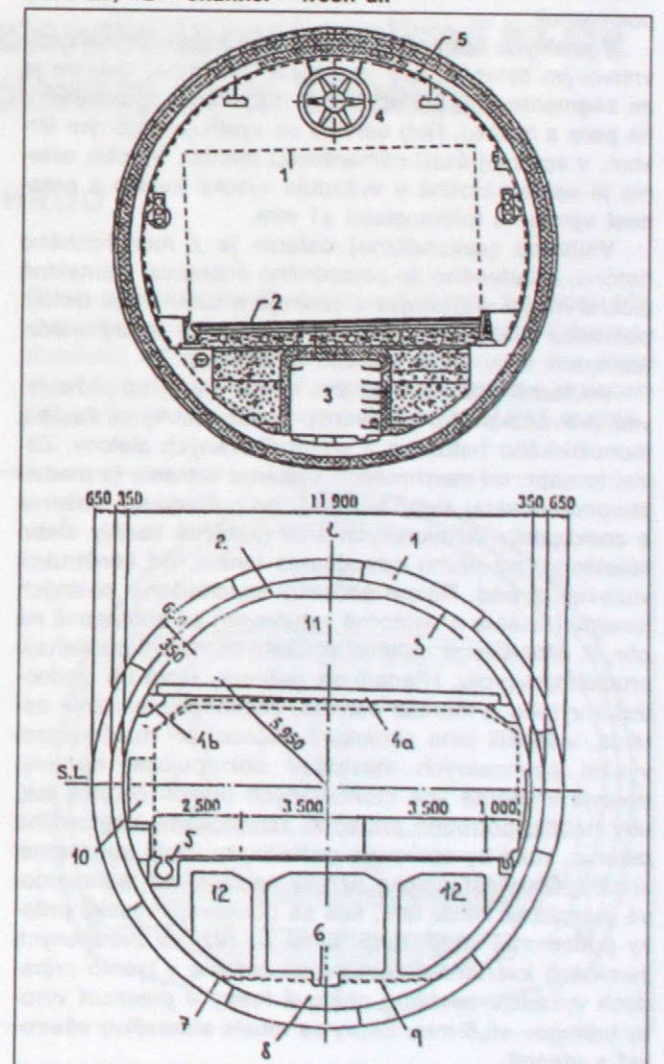
- lining used for the NATM
- lining used for the TBM.

The layout of the tunnel lining basically depends on the building technique used and the geological conditions found in the line of a tunnel.

The two-layer lining is usually used when driving by the Drill and Blast method, the NATM, and TBM. The

Fig. 2. Cross-sections of road tunnels driven by TBM (two-layer lining)

a – tunnel with longitudinal ventilation: 1 – clearance, 2 – pavement, 3 – collector, 4 – booster fan, 5 – lining composition (gap filling between lining and rock, tubing, sealing, cast-in-situ concrete); b – tunnel with transverse ventilation: 1 – primary pre-cast lining, 2 – secondary cast-in-situ lining, 3 – sealing, 4a – concrete inter-ceiling, 4b – cantilever, 5 – pavement drainage conduit, 6 – central drainage conduit, 7 – longitudinal drainage, 8 – concrete bottom, 9 – transverse drainage, 10 – sidewalk, 11 – channel – polluted air, 12 – channel – fresh air



vaného štítu sa ostenie skladá prevažne z prefabrikovaných dielcov – tubingov, kde priestor medzi lícom horniny a rubom ostenia sa vyplňuje maltou alebo drobným štrkom.

Pri razení s nasadením mechanizovaných tunelovacích strojov sa používa jednovrstvové a dvojevrstvové ostenie, závislé od použiteľného druhu tunelovacieho stroja a od hydrogeologických podmienok. Ide o tunelovacie stroje:

- s rozpernými doskami, TBM – gripper,
- s ochranným plášťom, TBM – štít.

V prvom prípade tunelovací stroj nemá ochranný plášť a pohybuje sa dopredu cyklickým spôsobom. V danom prípade líce výrubu je nechránené a podľa potreby sa zabezpečuje kotvami, oblúkovými skružkami a sieťovinou, na ktorú sa nanáša striekaný betón hrúbky 50 až 300 mm a často tvorí definitívne ostenie.

Pre kvalitatívne lepší pohyb strojového prívěsu za tunelovacím strojom a celého dopravného systému dnu a von z tunelovej rúry ukladá sa na dno za telesom stroja do cementovej malty prefabrikovaný dielec (tubing).

V druhom prípade tunelovací stroj má ochranný plášť, tvorí akýsi druh posuvného paženia, posúva sa dopredu kontinuálne pomocou horizontálnych hydraulických výsuvných lisov (hydromotorov) umiestnených po vnútornom obvode plášťa štítu. Ostenie môže byť jednovrstvové alebo dvojevrstvové podľa hydrogeologických podmienok.

V skalných horninách sa častejšie stretávame s dvojevrstvom ostiením, kde vonkajšie (primárne) ostenie je zo segmentových prefabrikátov (tubingov), spojovaných nápero a drážku. Rub ostenia sa vyplňuje drobným štrkom, v spodnej časti cementovou maltou. Výroba ostenia je veľmi náročná a vyžaduje vysokú kvalitu a presnosť výroby, s toleranciami ± 1 mm.

Vnútorné (sekundárne) ostenie je z monolitického betónu, ukladaneho do pojazdného debnenia. Kontaktná plocha medzi vnútorným a vonkajším ostiením sa izoluje pomocou plášťových fólií. Medzivrstvové škáry medzi tubingami sa v tomto prípade neutesňujú.

Vnútorné ostenie cestného tunela závisí od požiadaviek prevádzkového vybavenia, ktorého prvky sú často z monolitického betónu a z prefabrikovaných dielcov. Závisí to napr. od navrhnutého systému vetrania (s medzistropnou doskou alebo bez nej), od požiadavky uloženia a zoskupenia inžinierskych sietí (káblové kanály alebo kolektory), od druhu odvodnenia tunela, od konštrukcií vozoviek a pod. Rôzne spôsoby usporiadania cestných tunelov (ostenia a vnútorné vybavenie) sú zobrazené na obr. 2. Montované ostenie vnútorných ostiení podliehajú prudkému vývoju. Hľadajú sa riešenia, ktoré by zjednodušili výrobu a montáž ostenia, zdokonalili tesnenie ostenia, vylepšili jeho statickú funkčnosť pri maximálnom využití pevnostných vlastností obklopujúcej horniny, upravili vnútorné líce montovaných prvkov ostenia tak, aby nebolo potrebné prípadné zabudovanie vnútorného ostenia, ktoré by splňovalo požiadavky účelu podzemnej stavby. Obzvlášť vysoké nároky na tunelové jednovrstvé ostenie sa kladú tam, kde sa očakávajú vysoké prítoky podzemnej vody, resp. tunel sa razí vo zvodnených zeminách kvartéru. Segmentové ostenie v týchto prípadoch vyžaduje osobitné oceľové formy a presnosť výroby tubingov $\pm 0,5$ mm. Škáry sa musia starostlivo ošetrovať a utesniť.

primary lining is made of shotcrete together with anchors, steel arches combined with a steel mesh. The secondary lining is made of cast-in-situ concrete laid in form. The protective insulation foil layer is laid on the shotcrete primary lining before concreting. The typical example of this tunnel lining Branisko is shown in Fig. 1 (pp. 57).

Tunnels over 2,000 m are designed with the pilot drift located in the line of the second tunnel tube, whose full cross-section will be driven after the construction of the whole motorway route is completed. In this case, lining construction is very simple. When driving by the conventional method is usually a one-layer lining provisionally strengthened with anchors (preferably plastic anchors), steel arches, mesh and shotcrete 50–150 mm thick. When using the TBM-shield the lining structure is formed by tubing – pre-cast segments, where gaps between the rock and lining are filled with mortar or fine gravel.

When driving by the TBM, one or two-layer lining is used subject to hydro-geological conditions and tunneling machine type, which can be:

- TBM – gripper
- TBM – shield.

In the first case the tunnelling machine has no protective skin plate and moves forward in a cyclic motion. In this case the right side of the excavated rock is unprotected and where needed, is secured by anchors, steel arches and mesh fixed with shotcrete 50–300 mm thick often forming a permanent lining.

For better quality of trailer movement behind the tunneling machine and whole transport system, the tubing is laid in cement mortar on the bottom behind the machine.

In the second case a skin plate protects the tunneling machine and moves forward continuously with the help of hydraulic jacks placed in the inner circuit of the shield. The lining is of one or two-layer depending on hydro-geological conditions.

In rocks, a two-layer lining is preferable where the primary lining is made up of tubing connected by tongue and groove. The external circumference of the lining is filled with fine gravel and the bottom part, with cement mortar. Lining production must be of high quality and accuracy, with a tolerance ± 1 mm.

The secondary lining is made of cast-in-situ concrete laid in portable form. Shield foils insulate the contact plane between the inner and outer lining. Inter-layer gaps between the tubing are not sealed in this case. The secondary lining of road tunnels depends on the demands made on service equipment whose parts are made of cast-in-situ concrete and/or precast concrete units. It depends for example on the designed ventilation system (with or without inter-ceiling slab), on the required positioning of public utilities – collectors, tunnel drainage, road pavement construction, etc. Various cross-sections of road tunnels are shown in Fig. 2.

Pre-cast concrete lining is subject to enormous development. New solutions are under research which would simplify the production and assembly of lining, improve its sealing and bearing capacity, and adjust the right side of the pre-cast tubing so the secondary lining would not be necessary, etc. Where a high inflow of underground water is expected, particularly high demands are made on the one-layer tunnel lining. In this case the segmented lining requires special steel forms and very accurate production with a tolerance of $\pm 0,5$ mm. All gaps have to be sealed carefully.

Záver

Výstavba diaľničnej siete s mnohými tunelovými objektami v SR je veľkým krokom vpred, čo prispieje k zvýšeniu sociálneho, spoločenského a kultúrneho života v našej krajine. Cez Slovensko budú prechádzať dôležité európske koridory, a preto má ich výstavba mimoriadne dôležitý význam.

Skúsenosti s výstavbou tak náročného diela s požadovaným strojovým vybavením, ako i použitím nových progresívnych betónových konštrukcií v našich dodávateľských firmách sú zatiaľ skromné. Bude preto potrebné využiť všetky vlastné skryté rezervy, rozširovať si svoje odborné vedomosti, zapojiť do činnosti popredné naše a využiť i zahraničné kapacity, získať špičkovú zahraničnú technológiu a potrebné finančné prostriedky, aby sa toto veľkolepé dielo podarilo.

Conclusion

Motorway network construction including many tunnels in the Slovak Republic is a significant step forward which results in an increase in the quality of social and cultural life in our country. Many important European corridors will run through Slovakia which makes this construction programme even more important.

Among our contractors there exists a lack of experience with such a demanding construction programme and in the application of required technological equipment and new progressive concrete structures. It will be therefore necessary to increase our professional skills and knowledge, to involve our experts, together with their foreign counterparts and to obtain the high-quality foreign technology and necessary financial means to fulfil all of these tasks successfully.

Tunel Branisko – prvý diaľničný tunel realizovaný na stavbe diaľnice D1 na Slovensku

Tunnel Branisko – the first motorway tunnel realized by the construction of the motorway D1 in Slovakia

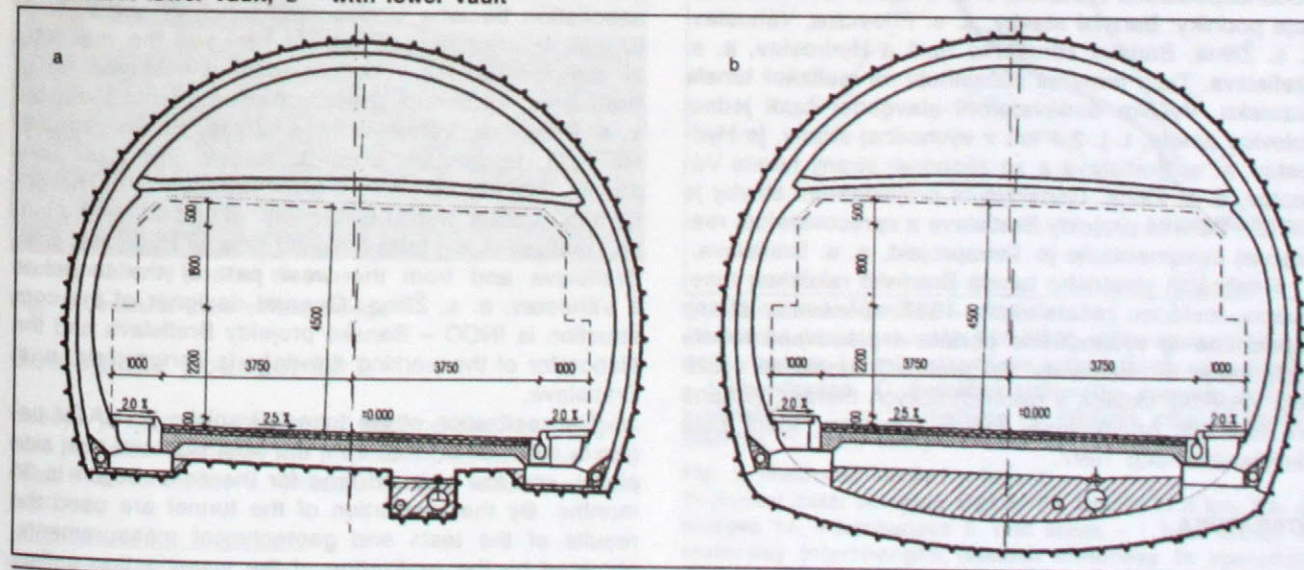
Peter HRMO

Pohorie Branisko predstavuje najobtiažnejší úsek diaľnice D1 v úseku Behárovce–Branisko, kde v relatívne krát-

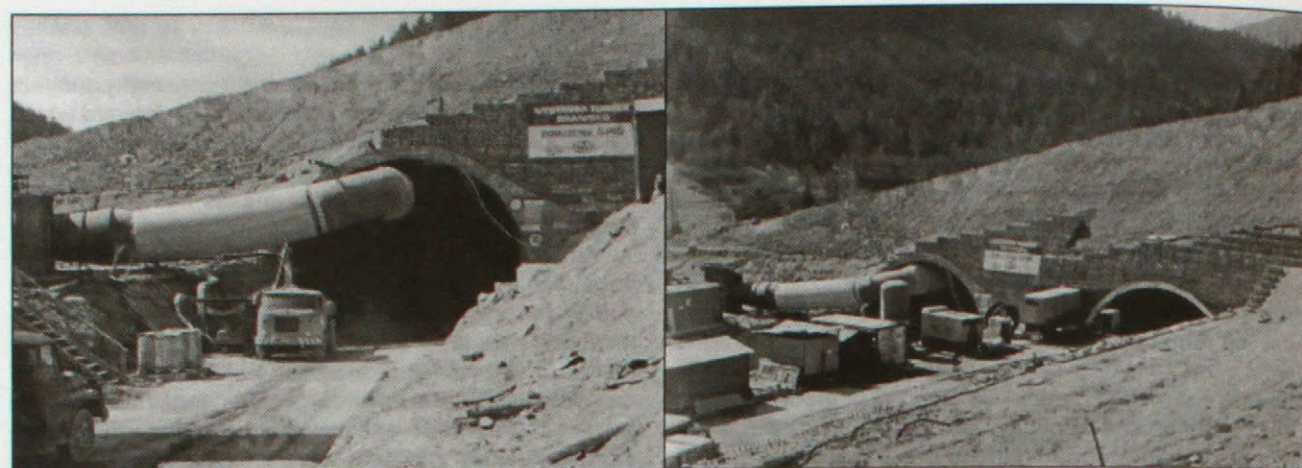
Chain of mountains Branisko represents the most difficult sector of the motorway D1 in the sector Behárovce–Branisko, where in relative short sector with the direct ground plan length of not whole one kilometer, is necessary to overcome the height difference of 246 metres.

Obr. 1. Prierezy tunelovej rúry
a – bez spodnej klenby, b – so spodnou klenbou

Fig. 1. Cross section of tunnel pipe
a – without lower vault, b – with lower vault



Ing. Peter Hrmo – Hydrostav, a. s. Bratislava.



Obr. 2. Tunel Branisko – vstup z východnej strany
Fig. 2. Tunnel Branisko – entry from eastern side

kom úseku v priamej pôdorysnej dĺžke ani nie celého jedného kilometra treba prekonať výškový rozdiel 246 m.

Tunel Branisko je projektovaný pre diaľničnú dopravu a skladá sa z dvoch tunelových rúr, z ktorých v prvej etape sa buduje len jedna, južná tunelová rúra. Do vybudovania severnej tunelovej rúry bude južná tunelová rúra slúžiť pre obojsmernú premávku.

Základné technické parametre tunela:

- dĺžka razenej časti tunela je 4 823,55 m,
- svetlá šírka tunela 9,5 m,
- šírka vozovky medzi obrubníkmi je 7,5 m,
- šírka chodníkov 2 x 1 m,
- výška prejazdneho profilu tunela je 4,5 + 0,1 m,
- svetlá šírka nad obrubníkmi je 2,2 m.

V tuneli budú vybudované štyri jednostranné a dve dvojstranné zálivy šírky 3 m a dĺžky 40 m. Zálivy budú slúžiť na odstavenie vozidiel s poruchou, prípadne na otáčanie osobných vozidiel v prípade neprejazdnosti tunela. Vzdialenosť zálivov je 700 až 750 m.

Investor, Slovenská správa ciest, objednal realizáciu tunela priamym zadáním u Združenia Branisko, ktoré združuje firmy realizujúce výlomové aj stavebné práce. Lídrom združenia sa po dohode členov združenia stala Vodohospodárska výstavba, š. p. Bratislava, ktorá zastupuje podniky: Banské stavby, a. s. Prievidza, Váhostav, a. s. Žilina, Banské združenie Spiš a Hydrostav, a. s. Bratislava. Tieto firmy sa zúčastňujú na realizácii tunela Branisko. Vyšším dodávateľom stavebnej časti jednej polovice tunela, t. j. 2,4 km z východnej strany, je Hydrostav, a. s. Bratislava a zo západnej strany tunela Váhostav, a. s. Žilina. Generálnym projektantom stavby je INCO – Banské projekty Bratislava a spracovateľom realizačnej dokumentácie je Terraprojekt, a. s. Bratislava.

Realizácia vlastného tunela Branisko rakúskou tunelovacou metódou začala v roku 1997, súčasne zo strany západného aj východného portálu a plánovaná lehota výstavby je 36 mesiacov. Pri realizácii tunela sa využívajú výsledky skúšok a geotechnických meraní, získané pri realizácii prieskumnej štôlne Branisko, ktorá bola ukončená v roku 1997.

LITERATÚRA

- [1] Frankovský, M.: Tunel Branisko – prvý rok výstavby. Inžinierske stavby, 45, 1997, č. 6, s. 229–231.

The tunnel Branisko is designed for the motorway transport and consists of two tunnel tubes, from which is only one built in the first stage – the south tunnel tube. Before the north tunnel tube is built, the south tunnel tube will serve for the both-way transport.

- Basic technical parameters of the tunnel Branisko:
- the length of the tunnelling part of the tunnel is 4823.55 m,
 - the clear width of the tunnel is 9.5 m,
 - the width of the roadway between the kerbs is 7.5 m,
 - the width of the pavements is 2 x 1 m,
 - the height of the cross-over profile of the tunnel is 4.5 m + 0.1 m,
 - the clear width above the kerbs is 2.2 m.

Four one-way and two double-way bays of the width 3 m and length 40 m will be built in the tunnel. The bays will serve to put the defected cars aside, in case that the tunnel can't be passed. The distance between the bays is from 700 to 750 metres.

The client – Slovenská správa ciest – ordered by direct commission the tunnel realization by Združenie Branisko, that associate the companies realizing excavation and construction works. The leader of the association became Vodohospodárska výstavba, š. p. Bratislava after the agreement between the members of the association. Vodohospodárska výstavba, š. p. Bratislava represents the companies: Banské stavby, a. s. Prievidza, Váhostav, a. s. Žilina, Banské združenie Spiš, Hydrostav, a. s. Bratislava. These all take part in the realization of the tunnel Branisko. The general contractor of the building part of one half of the tunnel, that is 2.4 km from the east side, is Hydrostav a. s. Bratislava and from the west part of the tunnel is it Váhostav, a. s. Žilina. General designer of the construction is INCO – Banské projekty Bratislava and the elaborator of the working drawings is Terraprojekt, a. s. Bratislava.

The realization of the tunnel Branisko by NATM began in 1997, all at once from the west side and east side portal, and the planned time for the construction is 36 months. By the realization of the tunnel are used the results of the tests and geotechnical measurements, obtained by the realization of the investigation gallery Branisko, which was completed in 1997.

Most 207–00 nad diaľnicou D2/D61 Bratislava– štátna hranica SR/MR a SR/Rakúsko Bridge 207–00 over D2/D61 motorway Bratislava–Slovak/ Hungarian and Slovak/Austrian border

Vladimír PUKANČÍK – Vladimír BUDINSKÝ

Úsek diaľnice D2/D61 predstavuje severojužné dopravné spojenie v priestore južne od Bratislavy. Ide o diaľničnú stavbu od mosta Lafranconi po hraničný priechod s Maďarskom s diaľničnou križovatkou pri Jarovciach s odbočením na hranicu s Rakúskom.

Súčasnou diaľničnou križovatkou pri moste Lafranconi bolo aj dobudovanie mosta nad diaľnicou – objekt 207–00.

Všeobecné údaje

Mostný objekt na vetve mimoúrovňovej križovatky diaľnic D2 a D61 premoštuje 2. a 3. poľom existujúcu diaľnicu D2. Most je smerove v oblúku $R = 249,2$ m a výškove v zakružovacom oblúku $R = 1\,500$ m. Uhol križenia je $34,6^\circ$. Dĺžka mosta je 186,6 m. Tvorí ho 5 poľí, ktoré sú vybudované ako monolitická spojitá konštrukcia z dodatočne predpätého betónu. Šírkové usporiadanie na moste zodpovedá polovičnému profilu diaľnice s voľnou šírkou medzi zvodidlami 11,75 m. Pričný sklon vozovky je jednostranný 4,5 %.



Obr. 1. Celkový pohľad na most
Fig. 1. General view of the bridge

Geologické podmienky

Územie je tvorené kvartérnymi sedimentami na neogénom podloží. Kvartér tvoria prevažne piesčité štrky mocnosti 8 až 13 m, ktoré vykazujú značné rozdiely v uľahlosti.

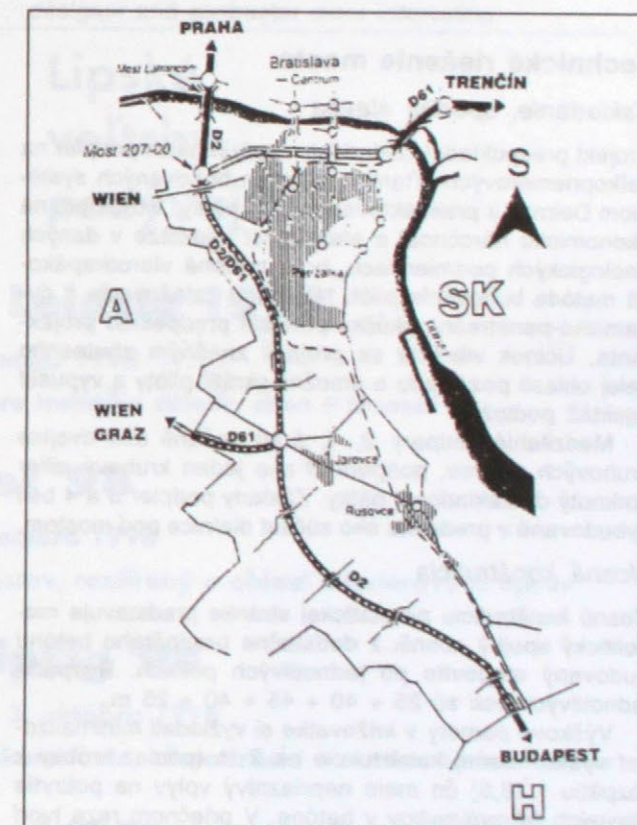
Ing. Vladimír Pukančík – Dopravoprojekt, a. s. Bratislava; Ing. Vladimír Budinský – Cesty Nitra, a. s.

The D2/D61 motorway section is the north/south link located south of the capital Bratislava. The section represents the motorway projects starting from Lafranconi Bridge up to the border crossing with Hungary as well as Austria.

The bridge 207–00 represents an inevitable part of the Project to complete the interchange at Lafranconi Bridge.

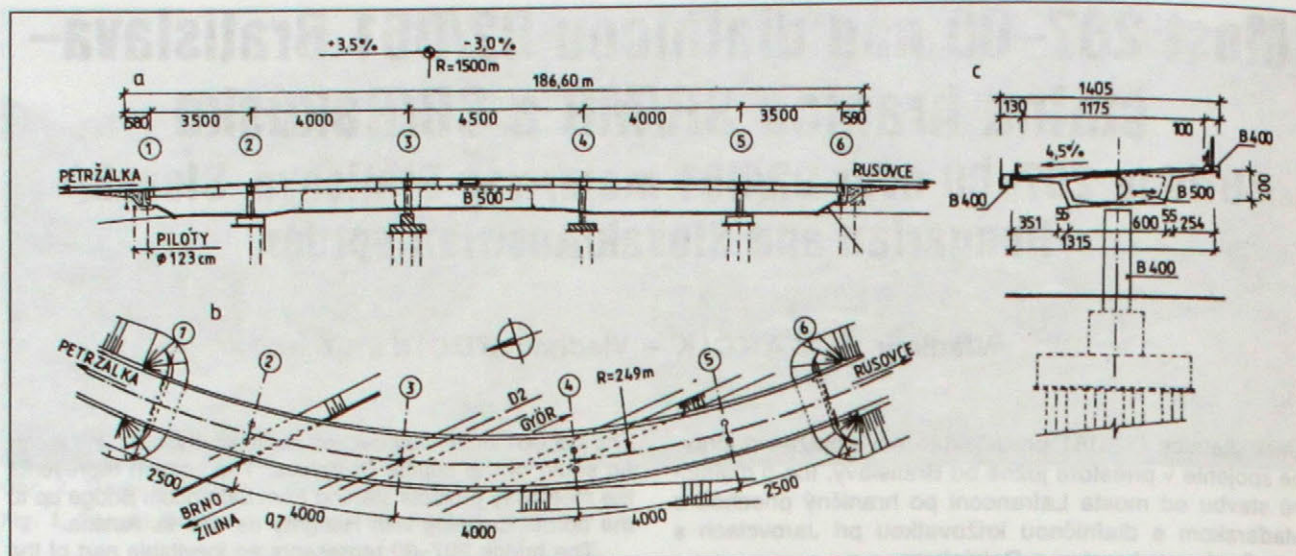
General Data

The bridge 207–00 situated at an interchange branch is



Obr. 2. Diaľnica D2/D61 – situácia
Technické údaje: kategória D26.5/100, dĺžka stavby 17,8 km, počet mostov 13, mimoúrovňové križovatky 2, odpočívadlo – 1 obojsmerné; O diaľničná križovatka, — diaľnica v prevádzke, — diaľnica vo výhľade, — stavba diaľnice, — cesty

Fig. 2. Motorway D2/D61 – layout
Technical data: category D26.5/100, length 17.8 km, No. of bridges 13, interchanges 2, rest areas – 1 both sided; O motorway interchanges, — motorway in operation, — motorway under construction, — motorway construction addressed, — roads



Obr. 3. Most 207-00 na diaľnici D2/D61
a – pozdĺžny rez, b – pôdorys, c – priečny rez
Fig. 3. Bridge 207-00 on the motorway D2/D61
a – longitudinal section, b – ground plan, c – cross section

Technické riešenie mosta

Zakladanie, spodná stavba

Projekt predpokladal zakladanie medzifahlých podpier na veľkopriemerových vŕtaných pilótoch budovaných systémom Delmag s preinjektovaním päty pilóty. Vzhľadom na ekonomickú náročnosť a efektívnosť injektáže v daných geologických podmienkach, bola zvolená vibrodrapáková metóda budovania pilót. Následné zatažovacie a dynamicko-penetračné skúšky potvrdili predpoklad projektanta. Účinok vibrácie sa prejavil značným zhrutnením celej oblasti pozakladu a umožnil skrátiť pilóty a vypustiť injektáž podložia.

Medzifahlé podpory 2, 4, 5 sú riešené ako dvojice kruhových pilierov, podpera 3 ako jeden kruhový pilier votknutý do základovej pätky. Základy podpier 3 a 4 boli vybudované v predstihu ako súčasť diaľnice pod mostom.

Nosná konštrukcia

Nosnú konštrukciu po statickej stránke predstavuje monolitický spojitý nosník z dodatočne predpätého betónu budovaný etapovite po jednotlivých poliach. Rozpätia jednotlivých polí sú 25 + 40 + 45 + 40 + 25 m.

Výškové pomery v križovatke si vyžiadali minimalizovať výšku nosnej konštrukcie na 2 m (pomer hrúbky k rozpätiu 1/18,5) čo malo nepriaznivý vplyv na pokrytie hlavných ťahov/šmykov v betóne. V priečnom reze tvorí nosnú konštrukciu komôrka výšky 2 m s asymetrickými konzolami 2,5 a 3,5 m.

Návrh asymetrických konzol bol vyvolaný úpravou šírkového usporiadania na moste, pričom základy podpier 2 a 3 boli vybudované už v predstihu. Táto asymetria sa prejavila posunom ťažiska nosnej konštrukcie o 76 cm smerom von z pôdorysného oblúka, čo sa, pri pomerne malom smerovom oblúku, javilo vhodné z hľadiska redukcie krútiacich účinkov. Podrobný statický výpočet s priestorovým modelom však ukázal, že vplyv vyloženia vnútornej konzoly bol významnejší ako vplyv pôdorysné-

passing over the existing motorway D2. The bridge is curved in both planes. The crossing angle is 34.6°.

The bridge length is 186.3 m. The bridge consists of 5 spans of in-situ cast prestressed concrete. The roadway width conforms to a half motorway sectional profile with 11.75 m clearance between safety barriers.

The subsoil consists of quaternary sediments, mostly sand gravel of thickness 8 to 13 m, on a neogen bed. The in-situ tests reported considerably high variations in sediments compactness.

Foundation and substructure

It was supposed to set the piers on large diameter cast-in-place bored piles (system Delmag) with additional cement grout injection of the pile toe. Taking into consideration economy and effectiveness of injection in given geological strata a vibro-grap method of pile construction was chosen. Following dynamic-penetration site tests have confirmed the designers assumptions. The vibration effect has resulted in significant compaction of surrounding subsoil enabling thus to shorten the pile length and to exclude injection. Conforming the restrictions under the bridge the piers consist of double or single circular pier embedded into foundation slab.

Superstructure

Structurally, the deck is designed as a continuous beam of in-situ cast prestressed concrete constructed by span-by-span method on fixed falsework with four spans of 25 + 40 + 45 + 25 m. Restricted by vertical clearances in the interchange, the depth has to be minimised to 2 m (depth/span ratio 1/22.5). On its cross-section the deck is made of a single box beam with asymmetric cantilevers of 2.5 and 3.5 m. This solution induced due to additional arrangement of cross-sectional profile characteristics on the bridge was made at times when foundation of piers 2 and 4 had already been built. The asymmetry resulted in a shift of the centre of gravity out of the horizontal curve ($R = 249$ m) by 76 cm. It seems to be rather convenient from the view of torsion reduction. A detail structural analysis of 3D beam finite element model, however, has revealed reduction of torsion due to asymmetry but increased magnitude of vertical forces on internal piers. This is the reason why internal bearings at piers 2, 4, and 5 are „illogically“ larger (11, or

ho zakrivenia osi mosta. Z tohto dôvodu sú aj vnútorné ložiská (hrncové ložiská kruhové) na podperách 2, 4, 5 „neologicky“ väčšie (11, príp. 13 MN) ako ložiská vonkajšie (5, príp. 7,5 MN).

Pozdĺžne predpätie nosnej konštrukcie zabezpečujú káble vytvorené z 12 lán ϕ Ls 15,5/1 800 MPa. Navrhnuté sú ako priame káble pri hornom a dolnom okraji a zdvíhané káble vedené v trámoch. Časť káblov je spojovaná v pracovnej škáre na konci príslušnej etapy, min. 40 % káblov cez škáru prebieha. Limitovanie hrúbky trávov kvôli zníženiu vlastnej tiaže a nové požiadavky na zvýšené krytie výstuže betónom neumožnili spojovať v tráme vedľa seba viac ako jeden kábel. To si spätne vyžiadalo riešiť pomerne zložité pôdorysné vedenie káblov v oblasti pri podperách. Aj z tohto dôvodu bola časť káblov kotvená v samostatných blokoch na spodnej doske, resp. pri trámoch.

Záver

Napriek tomu, že mostný objekt predstavuje klasický typ konštrukcie, bolo potrebné počas projektových a realizačných prác riešiť niekoľko zaujímavých technických a teoretických problémov, čo prispelo k zaujímavosti a prospešnosti diela z pohľadu projektanta a aj zhotoviteľa.

respectively 13 MN) than the external bearings (7, or respectively 7.5 MN).

The longitudinal prestressing consists of tendons of 12 strands ϕ Ls 15.5/1,800 MPa. The tendons are designed as straight tendons at a top and bottom flange and draped tendons in webs. A part of the tendons has been coupled in construction joints at the end of the respective construction section. Minimum 40 % of continuity tendons pass through the construction joints without coupling.

Limiting of the web thickness due to dead-weight reduction and new requirements to increase the concrete cover has not allowed to couple horizontally more than one tendon in the web. Consequently it was necessary to solve relatively complicated tendons layout in the area of piers. For this reason some tendons were anchored in concrete blocks situated in the fillet between the web and the flange or on bottom flange.

Conclusion

The bridge is an example of a typical bridge structure. Despite of this, due to implementation of the Project in stages with consequent changes, several technological and theoretical issues had to be addressed during its design and construction. This has made the work of both designer and contractor more interesting.



Lipské
veľtrhy
požívajú:

DACH+WAND Leipzig 1998

20. až 23. mája 1998

Medzinárodný veľtrh a kongres pre techniku stiech, stien a tesnení

HolzTec '98

3. až 6. septembra 1998

Odborný veľtrh pre spracovanie dreva a plastov, rozšírený o oblasť interiérových úprav

SHKG Leipzig '98

30. septembra až 3. októbra 1998

Nový odborný veľtrh pre sanitárnu techniku, vykurovanie, klimatizáciu a automatizáciu budov

denkmal '98

28. až 31. októbra 1998

Európsky veľtrh pamiatkovej starostlivosti a obnovy miest

Leipziger Messe GmbH, PF 10 07 20, D-04007 Leipzig
Presse- und Öffentlichkeitsarbeit
E-mail: pr@leipziger-messe.de, Internet: <http://www.leipziger-messe.de>
Tel.: (03 41) 6 78-0, fax: (03 41) 6 78-81 82

Zastúpenie Lipských veľtrhov pre SR
LS CONSULTA, s. r. o., Karpatská 2, SK-811 05 Bratislava
Tel.: ++421/7/35 22 76, 35 22 78
Fax: ++421/7/35 22 91

Most D 202-00 na diaľnici D1 Hybe-Vážec

Bridge D 202-00 on the motorway D1 Hybe-Vážec

Karol BOHUNICKÝ – Margita GAŠPARÍKOVÁ

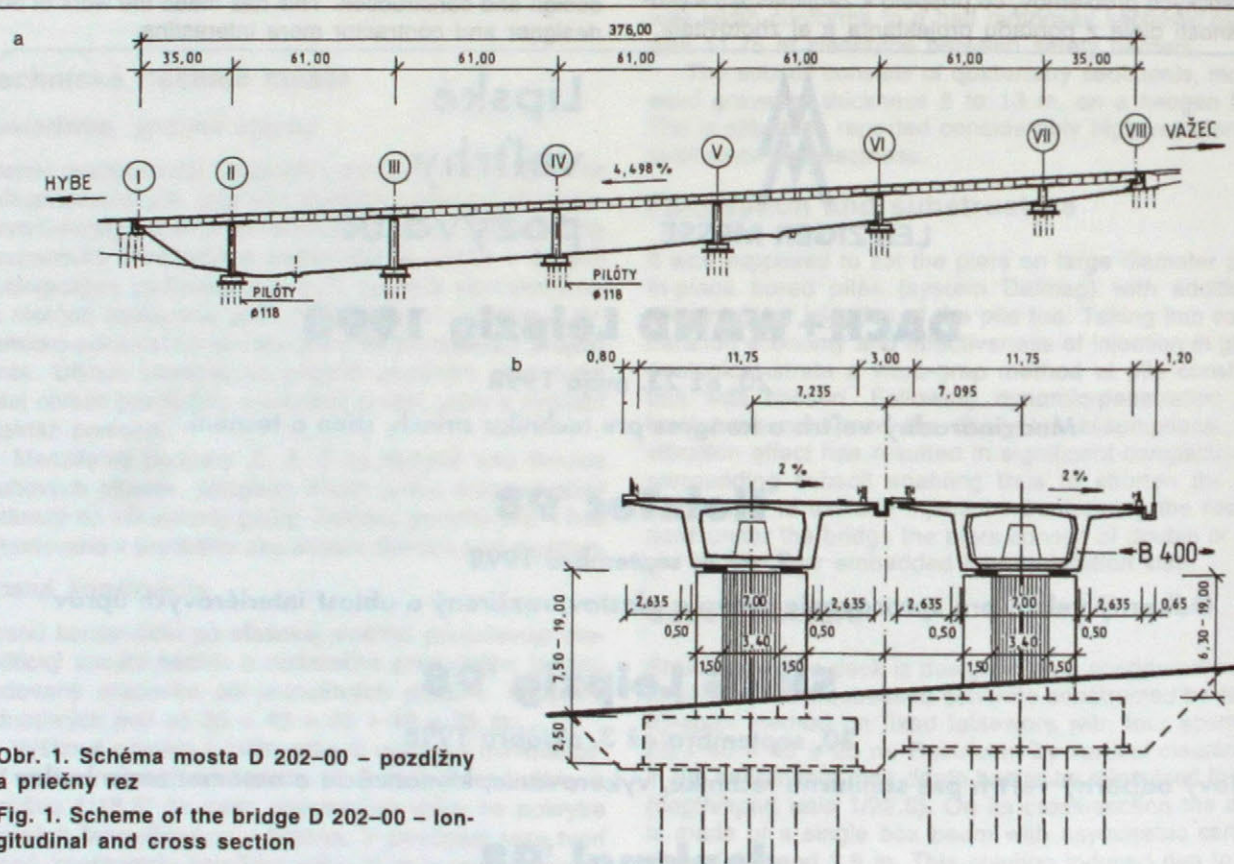
Na stavbe diaľnice D1 Hybe-Vážec v km 3,24750 je situovaný most D 202-00 Východná. Je to most na diaľnici, ktorý sa skladá z dvoch mostných navzájom rovnobežných objektov. Mostný objekt preklenuje údolie s bezmenným potokom a poľnou cestou. Uhol kríženia s poľnou cestou je 70°. Vofná výška pod mostom je maximálne 20 m.

Most je navrhnutý na zaťažovaciu triedu A podľa STN 73 6203. Nosná konštrukcia mosta je monolitická spojitá, z dodatočne predpätého betónu, budovaná technológiou letmej betonáže z medzifahých podpier.

Dĺžka mosta 375 m je rozdelená na 7 polí s rozpätím

On the motorway construction D1 Hybe-Vážec on the kilometer 3.24750 is situated the bridge D 202-00 Východná. That is the bridge on the motorway, which consists of two bridge objects, together parallel. The bridge object arch the valley with the stream without name and the field road. The angle of the crossing with the field road is 70°. The free height under the bridge is maximal 20 m.

The bridge is proposed for the loading class A in accordance with STN 73 6203. The bearing structure of the bridge is monolith connected, from the additionally prestressed concrete, built in the technology of free cantilever construction of the between lying piers.



Obr. 1. Schéma mosta D 202-00 – pozdĺžny a priečny rez

Fig. 1. Scheme of the bridge D 202-00 – longitudinal and cross section

35 + 5 x 61 + 35 m. Šírka mosta je 28,5 m. Stavebná výška mosta je 3,4 m. Most je priamopásový. Horná doska má v priečnom smere nábehy hrúbky 250 až 500 mm. Dolná doska má v pozdĺžnom smere premennú hrúbku 250 až 550 mm. Trámy majú v pozdĺžnom smere takisto premennú hrúbku 450 až 600 mm. Nosná kon-

The bridge length of 375 m is divided into 7 fields with the span 35 + 5 x 61 + 35 m. The width of the bridge between the railings is 27.5 m. The construction height is 3.4 m. The bridge is straight. The upper slab is in the constant width of 250 mm. The lower slab has in the lengthwise direction the various width of 250–550 mm. The beams have in the lengthwise direction also the various width 450–600 mm. For the bearing structure of the bridge is used the concrete B 40. The reinforcement

Ing. Karol Bohunický – Hydrostav, a. s. Bratislava; Ing. Margita Gašparíková – Dopravoprojekt, a. s. Bratislava.



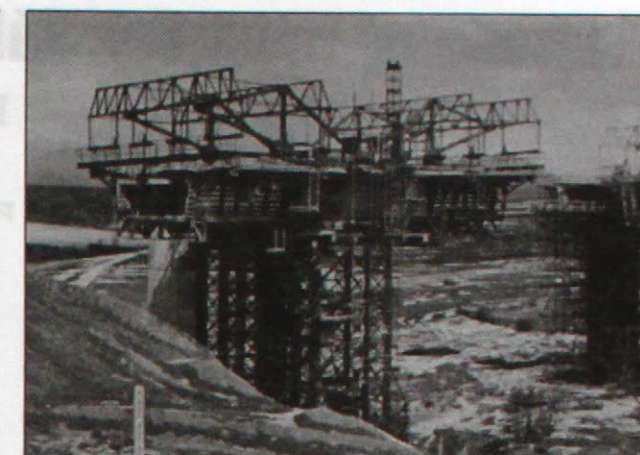
Obr. 2. Pohľad na most pred dokončením
Fig. 2. View at the bridge before completing

štrukcia mosta je z betónu B 40, betonárska výstuž 10 425-V a predpínacia výstuž z lán 12 ϕ LP 15,5/1 800 MPa. Napätie pri predpínaní je 1 430 MPa. Použili sa kotvy typu Projstar.

Most je založený na veľkopriemerových pilótach ϕ 1 180 mm. Na pilóty sú nabetónované železobetónové monolitické pätky, do ktorých sú kotvené piliere. Pilieri sa betonovali postupne po výške 3 m. Nosná konštrukcia mosta nad podperami má priečniky hrúbky 1 000 mm. V priečniku sú vynechané otvory pre prechod celou komôrkou. Most je letmo betónovaný ako vahadlo, ktoré je osadené na pilieri so zárodokom 10,5 m a piatimi lamelami dĺžky 4,85 m. Vahadlo sa robí betónovými vozíkmi. Po dobetónovaní vahadla sa zmonolitňuje stredná časť v dĺžke 2 m debnením zaveseným na koncoch vahadla. Zárodok bol betónovaný na podpernej konštrukcii Hünebeck a stabilizačná veža pod vahadlo je z konštrukcie PIŽMO.

Účastníci výstavby:

- investor: Slovenská správa ciest Bratislava,
- projektant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- realizátor: Hydrostav, a. s. Bratislava, OZ Mochovce.



Obr. 3. Betonáž posledného poľa
Fig. 3. Concreting of the last field

is proposed from the grade 10 425-V and the post-tensioning reinforcement is with the ropes ϕ 12 Lp 15.5/1,800 MPa. The tension by the post-tensioning is 1,430 MPa. The anchors, which are used, are of the type Projstar.

The bridge is based on the big diameter piles ϕ 1,180 mm. On the piles are placed the reinforced concrete monolith foots, in which are tied pillars. The pillars were concreted gradually by the height of 3 m. The bearing structure of the bridge above the supports is braced with the cross beam of the thickness 1,000 mm. In the cross beam are omitted the openings for the passage during the whole chamber. The bridge is concreted like a cantilever, which is settled on the pillar with the germ of 10.5 m and with five lamellas of the length 4.85 m. The saddle is made with the concreted barrows. After the saddle concreting is the middle part monolithed on the length of 2 m with the casinghang on the ends of the saddle. The germs were concreted on the supporting construction Hünebeck and the stabilisation tower under the saddle is from the construction PIŽMO.

Participants:

- client: Slovenská správa ciest Bratislava,
- designer/consultant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- contractor: Hydrostav, a. s. Bratislava, OZ Mochovce.

Oblúkový most cez Váh v Považskej Bystrici

Arch bridge over the Váh river in Považská Bystrica

Vladimír PIONTEK

Vedľa existujúceho päťpoľového oblúkového mosta bolo treba postaviť z kapacitných dôvodov nový most. Návrh nového oblúkového mosta sa ukázal z architektonického hľadiska vzhľadom na starý most ideálnym riešením, pretože sa musel niveletou, tvarom a rozpätiami polí prispôbiť starému mostu. Most prechádza cez inundačné územie, koryto rieky Váh a energetický kanál, na ktorom sa v budúcnosti uvažuje s plavebnou prevádzkou. Podpery nového mosta musia byť v zákryte s podperami existujúceho mosta aj z hydrotechnického hľadiska.

Rozpätia polí nového mosta sú 45 + 2 x 50 + 45 + 50 m. Rozpätia prvých štyroch polí nového mosta sú totož-

Next to the existing five-span arch bridge over the Váh river (built during 1946–48) another bridge was required. With regard to the existing one and from the designers view, the best solution was to design another arch bridge.

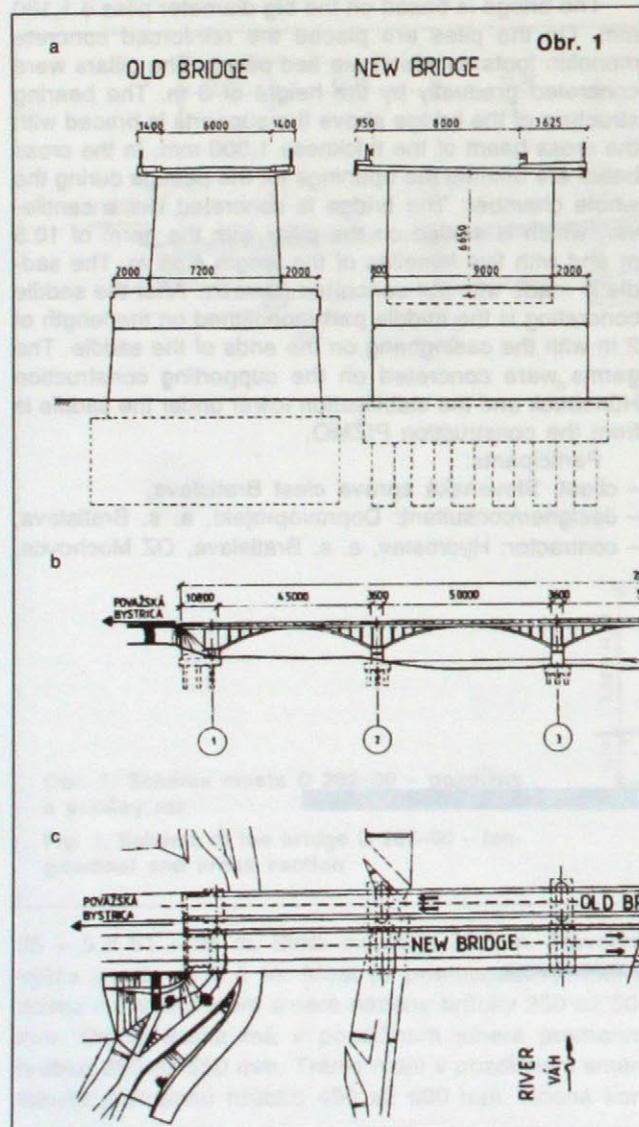
The new bridge had to be adapted to the old one by its vertical alignment, shape and spans. The bridge goes over a flood area and the river bed plus power plant channel where in future navigation is expected. The new bridge piers must be in their plan in line with those of the old bridge due to hydro-technical reasons. The new bridge spans are 45 + 2 x 50 + 45 + 50 m. The first four spans of the new bridge are identical with those of the existing one. The 5th span follows navigation requirements (Fig. 1).

The arches are in their bases fixed in massive piers. The rise of arches is 6.65 m in the middle. The cross-section height is 0.6 m at the top and 0.77 m at the base. The whole bridge is of reinforced-concrete. The arch and the walls are of concrete C-/28 (B 30), the deck of C-/35 (B 40). The static effects of arches in individual segments are individual. There is a dilatation joint dividing the deck over each pier.

The subsoil is made of a layer of coarse alluvial gravel, with a layer of sandstone and marlite underneath.

The old bridge has got spread footings. Due to the vicinity of the old bridge foundations and lack of information concerning their real position, deep founding has been preferred.

All the bridge piers have been based on large diameters piles (ϕ 1,230 mm) excavated by a vibratory grab.



Ing. Vladimír Piontek – Dopravoprojekt, a. s. Bratislava.

né s rozpätiami existujúceho mosta. Rozpätie piateho poľa nad kanálom zohľadňuje požiadavku pre plavebný gabarit (obr. 1).

Oblúky sú v pätkách votknuté do masívnych podpier mosta. Vzopätie oblúkov v stredu je 6,65 m. Hrúbka oblúkov vo vrchole výtane mostovky je 60 cm, v pätkách 77 cm. Celá nosná konštrukcia je zo železobetónu. Oblúk a steny sú z betónu C-/28 (B 33), mostovka z C-/35 (B 40). Staticky pôsobia oblúky v každom poli samostatne. Nad každou podperou je mostovka predelená dilatčnou škárou.

Podložie pre založenie mosta tvorí aluviálna vrstva hrubého štrku, pod ktorou sa nachádza vrstva pieskovcov a slieňovcov.

Starý most je založený plošne. Vzhľadom na blízkosť základov starého mosta a zároveň ich nepotvrdenú skutočnú realizáciu, bolo navrhnuté hlbinné zakladanie.

Všetky podpery mosta sú založené na veľkopriemetrových pilótach ϕ 123 cm hĺbených vibrodrapákovou metódou. Pilóty sú votknuté do armovaných základových pätičiek a do vrstvy poloskalných hornín.

V tomto ojedinelom prípade, keď vedľa tradičnej oblúkovej konštrukcie bolo treba postaviť nový most, bolo hlavnou prioritou zachovať ráz daný pôvodnou mostnou konštrukciou. Najpriateľnejším riešením bolo zopakovať tvar oblúkov už existujúceho mosta (obr. 2).

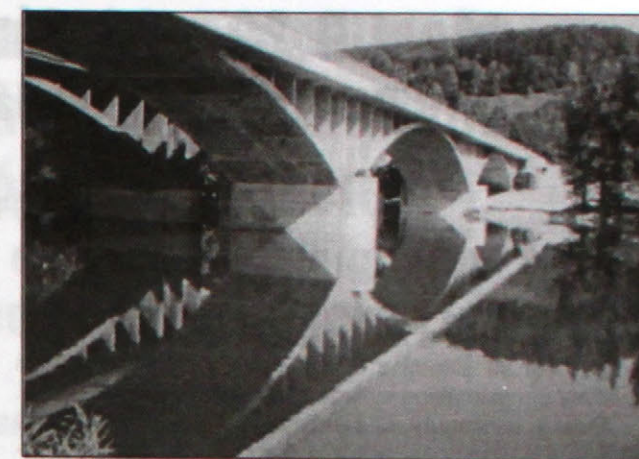
Technológia výstavby na pevnej skruži bola použitá vzhľadom na nerovnakú dĺžku polí a ojedinelosť výstavby takejto oblúkovej konštrukcie.

Zúčastnené organizácie:

- investor: Slovenská správa ciest – investorský útvar Banská Bystrica–Žilina,
- projektant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- realizácia: Cestné stavby, s. r. o. Žilina.

LITERATÚRA

- [1] Piontek, V.: Oblúkový most cez Váh v Považskej Bystrici. Inžinierske stavby, 45, 1997, č. 3, s. 123–124.



Obr. 2

The piles have been fixed in reinforced base toes and into a semi-rock layer.

Conclusions

In this unique case, where a new bridge was built right next to a traditional arch structure, priority No. 1 was to preserve the original nature derived from the original bridge. The best acceptable solution was to repeat the shape of arches of the existing bridge (Fig. 2).

The superstructure was cast-in-place on a fix falsework. The technology was applied due to unequal length of individual segments and the unusual repetition of the arch structure.

The bridge was put into operation in 1997.

Construction participants:

- investor: Slovenská správa ciest – investičný útvar Banská Bystrica–Žilina,
- design: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- producer: Cestné stavby, s. r. o. Žilina.

Most D 207-00 Jánošíkova studnička

Bridge D 207-00 Jánošíkova studnička

Milan ŠTADLER

Na stavbe diaľnice D1 Hybe-Važec je v km 5,74450 vyprojektovaný most D 207-00 Jánošíkova studnička. Diaľničný most sa skladá z dvoch rovnobežných mostných objektov s maximálnou výškou pod mostom viac ako 20 m.

Most je navrhnutý na zafazovaciu triedu A podľa STN 73 6203. Nosná konštrukcia je monolitická, spojitá, z dodatočne predpätého betónu, budovaná technológiou letmej betonáže z medzifalých podper.



Obr. 1. Prvé nasadenie betónových vozíkov

Fig. 1. First using of concrete barrows

Dĺžka mosta 375 m je rozdelená na 7 polí, s rozpätím 35 x 5 x 61 a 35 m. Priečny rez mosta je jednodomrková konštrukcia s obojstrannými konzolami vyloženými 3,13 m. Celková šírka domrkovej konštrukcie s konzolami je 13,27 m. Výška komôrky je v pozdĺžnom smere konštantná 3,3 m. Horná doska má konštantnú hrúbku 250 mm. Dolná doska a trámy majú premenlivú hrúbku. Priečny sklon mosta je vytvorený natočením komôrky. Na nosnú konštrukciu je použitý betón B 40. Predpínaciu výstuž tvoria laná 12 ϕ Lp 15,5/1 800 MPa, ktoré sa predopnú na 1 470 MPa. Kotvy sú typu MONOS 2400.

Spodná stavba sa skladá z dvoch opôr I. a VIII. a zo šiestich medzifalých podpier – pilierov II. až VII. Podpery sú založené na monolitických pátkach uložených na vŕtaných pilótach.

Investorom stavby diaľnice D1 je Slovenská správa ciest, a. s. Bratislava. Projektantom mosta D 207-00 je Dopravoprojekt, a. s. Bratislava. Realizátorom stavby mosta D 207-00 je Hydrostav, a. s. Bratislava, OZ Podunajské Biskupice.

Ing. Milan Štadler – Hydrostav, a. s. Bratislava.

On the motorway construction D1 Hybe-Važec is on the kilometer 5.74450 designed the bridge D 207-00 Jánošíkova studnička. The motorway bridge consists of two parallel bridges of the maximal height under the bridge more than 20 meters.

The bridge is designed for the loading class A according STN 73 6203. The bearing structure is monolithic, continuous made from post-tensioned prestressed concrete built with free cantilever method.

The bridge length of 375 m is divided into 7 fields with spans 35 + 5 x 61 + 35 m. The cross section of the bridge is one chamber construction with double sided cantilevers with reach 3.13 m. Total width of the chamber construction with cantilevers is 13.27 m. The height of the chamber is in longitudinal direction constant 3.3 m. Upper slab has constant thickness 250 mm. Lower slab and beams are of variable thicknesses. Cross inclination of the bridge is created by chamber rotation. For bearing structure is used concrete B 40. Prestressing steel are strands 12 ϕ Lp 15.5/1,800 MPa which are prestressed to 1,470 MPa. The anchors are of the type MONOS 2400.



Obr. 2. Nosná konštrukcia pred dokončením

Fig. 2. Bridge superstructure before completion

Subgrade (lower construction) consist of two abutments I. and VIII. and of six intermediate piers II.-VII. Monolithic base of piers are placed on bored piles.

The building owner of the motorway D1 is Slovenská správa ciest Bratislava. The designer of the bridge D 207-00 is Dopravoprojekt, a. s. Bratislava. The construction of the bridge 207-00 realized Hydrostav, a. s. Bratislava, OZ Podunajské Biskupice.

Diagnostikovanie a oprava nedostatočne zainjektovaných káblových kanálikov

predpätých betónových mostov

Diagnostics and rehabilitation of incompletely grouted cable ducts in prestressed concrete bridges

Ján KUCHARÍK – Miroslav ČERVEŇAN

Každoročne sa na Slovensku realizujú opravy a rekonštrukcie diaľničných a cestných mostov a medzi nimi sa vyskytujú i mosty z dodatočne predpätého betónu. Opravy a rekonštrukcie sa vykonávajú na základe projektov, ktoré vychádzajú z výsledkov prehliadok a diagnostických prieskumov týchto objektov. Ak má stavebný zásah priniesť požadovaný efekt, je nutné, aby sa diagnostikovali existujúce poruchy konštrukcie a stanovil sa ich rozsah a intenzita. V prípade mostov z dodatočne predpätého betónu je pre vypracovanie kvalitného projektu dôležité poznať:

- stav injektáže káblových kanálikov,
- stav korózie predpínacej výstuže,
- veľkosť predpínacej sily.

Zistenie týchto údajov vyžaduje vykonať diagnostický prieskum, ktorý je náročný na prístrojové vybavenie a vyžaduje skúsený personál. Nemenej náročné je zhodnotenie výsledkov prieskumu a definovanie záverov, ktoré budú slúžiť ako vstupy pre projektové riešenie.

V prípade, že ochrana predpínacej výstuže nie je dostatočná, treba navrhnuť a vykonať opravu – reinjektáž káblových kanálikov. To vyžaduje použiť špeciálne technológie a vhodné materiály.

Diagnostický prieskum stavu a ochrany dodatočne predpätej výstuže

Najefektívnejšou metódou identifikácie nedostatočne injektáže káblových kanálikov je vizuálna kontrola pomocou endoskopu. Kontroluje sa stav injektáže predovšetkým v miestach, kde je najväčší predpoklad, že nastalo sadnutie injektážnej malty vplyvom odlúčenia a odparenia vody, ako sú kotevné oblasti a najvyššie miesta káblovej dráhy. Pre kontrolu endoskopom sa najprv vyvŕta otvor priemeru 10 až 12 mm (v závislosti od hrúbky endoskopu), prechádzajúci cez kryciu vrstvu a oceľovú trubku. Ak injektáž nie je dostatočná, skontroluje sa zároveň i výskyt vlhkosti a korózie predpínacej výstuže. Endoskop umožňuje i vytvorenie fotosnímkov kontrolova-

Obr. 1. Endoskopická kontrola nezainjektovanej predpínacej výstuže so šupinkovou koróziou

Fig. 1. Inspection by endoscope in incompletely grouted prestressed cable with corrosion

Ing. Ján Kucharík, CSc.; Ing. Miroslav Červeňan – VUIS-Mosty, s. r. o. Bratislava.

In Slovakia every year highway and road bridges are being repaired and reconstructed, among them the bridges made of post-tensioned concrete. Repairs and rehabilitations are based on the design elaborated as a result of observations, diagnostics and inspection on these structures. To increase the efficiency of rehabilitation it is necessary to inspect the existing damages in the structure and to determine their range and intensity. To elaborate a highly qualified design for rehabilitation of post tensioned concrete bridges the following items must be observed:

- the quality of concrete in cable ducts,
- the state of corrosion in pre-stressing tendons,
- magnitude of pre-stressing force.

To obtain these data it is necessary to make inspection, which requires high level equipment, and experienced staff. And it is also difficult to evaluate the inspection results and to define the conclusions, which will serve as an input for the repair design.

In case of insufficient protection prestressing tendons, it is indispensable to design and realize the re-grouting of cable ducts. This requires the use of special technologies and convenient materials.

Inspection of the corrosion protection in post-tensioned tendons

The most efficient method of identifying insufficient grouting of cable duct is visual control by means of endoscope. The state of grouting is being checked in places with the highest probability of appearing cavities. As a



ného miesta (obr. 1 a 2). Odkrytie výstuže v sonde umožňuje priamu kontrolu a detailné posúdenie korózie, je však náročné a predstavuje nepriaznivý zásah do konštrukcie.

Rozsah nezainjektovaného úseku a tesnosť káblového kanálika sa stanovuje informatívne prefúknutím stlačeným vzduchom, alebo naplnením tlakovou vodou. Pomerne presne možno stanoviť objem nezainjektovaného a dostatočne tesného úseku pomocou vákuovacej vývevy, ktorá je súčasťou zariadenia na vákuovú reinkjektáž. Pomocou vývevy sa z dutiny odčerpá vzduch, pričom sa meria jeho objem, ktorý zodpovedá veľkosti dutiny.

Na kontrolu injektáže sa používajú aj nedeštruktívne metódy, ktoré sa vyznačujú rôznym stupňom presnosti a výškou obstarávacích nákladov. Ide o:

- kontrolu ultrazvukom,
- prežiarenie röntgenom.
- prežiarenie gama žiaričom alebo lineárnym urýchľovačom.

Spoločnou nevýhodou týchto metód je, že musia byť prístupné protiahle povrchy konštrukcie. V prípade prežarovania sa získané snímky musia po meraní vyvolať, t. j. výsledky nie sú známe hneď pri meraní. Z uvedeného vyplýva i istá obmedzenosť použitia týchto metód.

Sledovanie pomocou prenikania radarových alebo infračervených vln predstavuje metódy pomerne nákladné a z hľadiska efektívnosti menej spoľahlivé.

Vyhodnocovanie diagnostických prieskumov – posúdenie stavu predpínacej výstuže

Na diagnostikovanie stavu predpínacej výstuže neexistuje u nás zatiaľ jednotne akceptovaný postup. Na základe viacročných skúseností zostavili VUIS-Mosty internú klasifikáciu stupňa korózie predpínacej výstuže zisťovateľného vizuálnou prehliadkou:

- výstuž bez korózie – výstuž má pôvodnú oceľovosivú farbu,
- jemná povrchová korózia – korózia vytvára súvislý jemný povlak, ktorý možno trením o mäkkú látku (koža, textil) odstrániť, úbytok profilu nie je merateľný,
- jamková korózia – korózia vo forme bodiek vytvárajúcich priehlbinky oslabujúce prierez,
- stredne silná povrchová korózia – korózia vytvára povlak, ktorý oslabuje profil do 0,1 mm,
- silná povrchová korózia – viditeľné sú kryštáliky a zrnká korózie, povrch výstuže nie je rovný, oslabenie profilu je 0,2 až 0,3 mm,
- šupinková korózia – korozívne produkty sa odlupujú od jadra výstuže, oslabenie je viac ako 0,4 mm.

Korózia predpínacej výstuže prebieha odlišne od korózie mäkkej výstuže. Okrem klasickej korózie ocele, ktorá predstavuje oxidáciu železa a vznik jeho oxidov, významná je i medzikryštalická a vodíková korózia. Kým oxidácia znamená oslabenie plochy výstuže, ďalšie druhy korózie narúšajú vnútorné väzby a spôsobujú zmenu mechanických vlastností (pevnosť v ťahu, pričnom ťahu, ťažnosť atď.)

Z hľadiska vplyvu korózie na výstuž sú podstatné tri aspekty:

- zníženie prierezovej plochy,
- zníženie pevnosti v ťahu,
- zníženie predpínacieho napätia (predpínacej sily).

result of waterbleed and evaporation (for example in the anchorage zones and the highest points of cable ducts).

To check the ducts by endoscope a hole is rilled (10–12 mm diameter – depending on the thickness of endoscope), which crosses the cover layer and the steel tube. In case of insufficient grouting the state of humidity and corrosion in prestressing tendons must be checked.

The endoscope enables to make a photograph of the checked spot (Fig. 1, 2). Uncovering the tendon in the probe enables direct examination and detailed judgement on corrosion, but it is difficult and it means negative interference into the structure. The size of non-injected area and the tightness of cable ducts is determined only approximately by blowing in compressed air or filling by compressive water. It is possible to determine quite accurately the volume of ungrouted and sufficiently tight section by means of vacuum pump, which is a part of re-injecting equipment. The vacuum pump pumps the air out of the cavity in the duct, while measuring its volume which depends on the size of the cavity.

To inspect the grouting there are also other non-destructive methods which differ in accuracy and expenses. They are:

- ultrasonic method,
- X-raying method,
- Gamma radiography method.

The common disadvantage of these methods is the necessity of having full access to opposite surfaces of the structure. In case of X-raying or gamma radiography method the obtained shots must be developed, so that the results are not available during the measuring process. As a consequence, these methods are not used in a large scale.

Scanning by radar or infrared waves are costly and less efficient and less reliable methods.

Evaluation of inspection surveys of the state of prestressing tendons

In our country there is no widely accepted procedure for inspection of the state of prestressing tendons. Based on several years of experience VUIS-Mosty Ltd. made up the classification of the corrosion grade for prestressing reinforcement obtained by visual inspection:

- zero corrosion – reinforcement has the original steel-gray colour,
- slight surface corrosion – slight surface layer which can be replaced by soft cloth, profile reduction is not measurable,
- pit corrosion – corrosion in form of spots, forming small holes weakening the cross-section,
- medium sized surface corrosion – corrosion creates a surface layer which reduces the diameter up to 0.1 mm,
- intensive surface corrosion – visible crystals and particles of corrosion products, surface is rough, the profile is weakened up to 0.2–0.3 mm,
- peel off corrosion – products of corrosion are peeled off the wire, the thickness is reduced more than to 0.4 mm.

The development of corrosion of prestressing reinforcement is different from the corrosion of mild reinforcement. Besides typical steel corrosion (oxidation of iron and development of its oxides) development of inter-crys-

Tabuľka 1. Výsledky skúšok pevnosti predpínacej výstuže v závislosti od priemeru výstuže
Table 1. Strength test results of prestressing reinforcement depending on the diameter of wire

Vzorka Sample	Priemer vzorky (mm) Diameter				Sila F_m Force (kN)	Pevnosť σ_m Strength (MPa)	Pevnosť $\sigma_{m, \text{priem}}$ Strength (MPa)
	D1	D2	D3	$D_{\text{priem.}}$			
A1	4,55	4,50	4,55	4,533	28,0	1 735	1 694 (100 %)
A2	4,50	4,55	4,50	4,533	27,5	1 704	
A3	4,60	4,60	4,65	4,617	27,5	1 642	
B1	4,30	4,20	4,50	4,333	23,4	1 587	1 580 (93,3 %)
B2	4,55	4,50	4,55	4,533	26,7	1 654	
B3	4,40	4,50	4,50	4,467	23,5	1 500	
C1	4,70	4,55	4,65	4,633	27,7	1 643	1 669 (98,5 %)
C2	4,55	4,55	4,60	4,567	27,6	1 685	
C3	4,55	4,55	4,55	4,550	27,3	1 679	
D1	2,90	3,20	3,10	3,067	10,0	1 353	1 267 (74,8 %)
D2	3,40	3,80	3,50	3,567	13,8	1 380	
D3	3,45	3,40	3,35	3,400	9,7	1 068	

Zníženie prierezovej plochy možno zmerať. Problémom je skutočnosť, že výstuž sa dodáva v tvarových toleranciách, t. j. prierez nie je ideálne kruhový, a takisto v rozmerových toleranciách. To znamená, že menší úbytok 0,1 až 0,2 mm je problematické posúdiť.

Zníženie pevnosti v ťahu nie je dostatočne experimentálne overené a zdokumentované v odbornej literatúre. Vo VUIS-Mosty sa preto vykonali skúšky z odbraných vzoriek patentovaných drôtov odstránených káblov. Posudzovali sa vzorky z týchto typov výstuže:

- výstuž bez korózie – A,
- výstuž s jamkovou koróziou – B,
- výstuž so stredne silnou koróziou – C,
- výstuž so šupinkovou koróziou – D.

Vzorky boli zbavené výstuže, viackrát sa odmeral ich priemer a v ťhacom stroji sa zistila sila, pri ktorej nastalo porušenie. Pevnosť σ_m bola stanovená zo zistenej sily pri porušení F_m a skutočnej prierezovej plochy výstuže. Výsledky skúšok sú v tab. 1.

Na základe výsledkov skúšok bolo odporúčané pre statické posúdenie uvažovať z charakteristikami patentovaného drôtu uvedenými v tab. 2.

Veľkosť predpínacej sily v prevádzkovej konštrukcii je ovplyvnená technologickou disciplínou pri vnášaní predpätia, skutočným priebehom strát predpätia a zmenou mechanických vlastností predpínacích výstuží. Preto je problematické prognózovať veľkosť predpätia len na základe kontroly stavu výstuže z hľadiska korózie.

Vhodné riešenie predstavuje overenie veľkosti predpínacej sily zistením veľkosti napätia v betóne, alebo priamo predpínacej sily vo výstuži prístrojom na meranie predpínacej sily. Na zisťovanie veľkosti napätia v betóne uprednostňujeme metódu uvoľňovania napätí jadrovým vývrtom. Jej princíp je založený na umelom zásahu do konštrukcie, ktorý spôsobí, že v určitom mieste nastane nulová napätosť. Táto zmena sa prejaví deformáciou na povrchu betónu a práve meraním tejto deformácie sa stanovuje veľkosť pôvodnej napätosti. Prednosťou tejto metódy je, že umožňuje určiť absolútnu hodnotu napätosti.

Obr. 2. Endoskopická kontrola predpínacej výstuže v dutine so sadnutou injektážnou maltou

Fig. 2. Inspection by endoscope in cable duct with settled mortar

talic and hydrogen corrosion can be found. While oxidation causes reduction of cross-sectional area, the other kinds of corrosion destroy internal structure and cause deterioration of mechanical properties (tensile strength, deflected tensile strength, ductility and others).

Corrosion affects the prestressing tendons in three important ways:

- reducing cross-sectional area,
- reducing tensile strength,
- reducing prestressing force.

It is possible to measure the reduction in cross-sectional area. Problems arise from the fact, that prestressing reinforcement is supplied in shape tolerances. The cross-section is not exactly circular, and there are also size tolerances. It means that small reductions ranging from 0.1–0.2 mm are difficult to assess.

Reduction of tensile strength has not been sufficiently verified by experimental methods and there are no published references. In the company VUIS-Mosty we have tested samples of prestressing wires in the replaced cables. The samples of the following types of reinforcement corrosion have been assessed:

- wires with no corrosion – A,
- wires with pit corrosion – B,
- wires with medium sized surface corrosion – C,
- wires with peel off corrosion – D.

The samples were cleaned off corrosion, their cross-section was measured several times and the force which caused the ruptures in wires was determined by the ten-



Tabuľka 2. Charakteristiky predpínacej výstuže v závislosti od stupňa korózie
Table 2. Characteristics of prestressing wires depending on different degree of corrosion

Stupeň korózie Degree of corrosion	Úbytok ϕ Reduction (mm)	Pevnosť R_m Strength (%)	Maximálna sila F_m Max. force	
			ϕ 4,5 (%)	ϕ 7 (%)
1 bez korózie without corrosion	0	100	100	100
2 jemná povrchová slight surface corrosion	0	98	98	98
3 jamková pit corrosion	0	90	90	90
4 stredne silná medium sized surface c.	0,1	95	91	92
5 silná intensive surface corrosion	0,3	85	74	78
6 šupinková peel off corrosion	podľa skut. measured	70	ϕ skut x 0,7 R_m real diameter	

Najčastejší spôsob využitia tejto metódy je zisťovanie tlakovej rezervy v priereze, t. j. stanovenie účinnosti predpätia. Zistené napätie zahŕňa účinky, ktoré sú viacmenej stabilizované (vlastná tiaž, predpätie, objemové zmeny betónu pod.) a účinky, ktoré sa výrazne menia počas krátkeho času (dopravné zaťaženie, teplota). Na krátkych mostoch preto nie je možné merať počas premávky, pri väčších mostoch je nutné zabrániť vytvoreniu zhluku vozidiel na moste počas meraní. Zároveň je potrebné zistiť priebeh teploty v jednotlivých prierezoch, výpočtom určiť napätie od teploty a jeho veľkosť od zistenej hodnoty napätia odpočítať.

Výsledky diagnostického prieskumu stavu injektáže na vybraných mostných objektoch

V rámci technológie opráv nedostatočne zainjektovaných káblových kanálikov pracovníci VUIS-Mosty vykonali rozsiahly prieskum a diagnostiku stavu injektáže. Známe sú informácie z 11 mostov v Slovenskej republike a v Českej republike.

Pri diagnostike sa zisťoval stav zainjektovania, tesnosť a objem zistenej dutiny. Tento objem bol kontrolný údaj, ktorý sa porovnával s objemom injektážnej malty, spotrebovanej pri injektáži. Na základe objemu káblového kanálika a objemu výstuže na dĺžke 1 m sa určila tzv. teoretická doinjektovaná dĺžka. Skutočná dĺžka mohla byť samozrejme iná, lebo pôvodný nedoinjektovaný priestor sa môže nachádzať nad sadnutou maltou, vyplňajúcou dno kanálika.

V tab. 3 sú uvedené vybrané údaje z reinjektáže 11 mostných objektov. Celkovo sa kontrolovalo 10 242 otvorov, resp. miest, pri ktorých bol predpoklad výskytu poruchy zainjektovania dutiny. V 3 731 prípadoch sa zistila porucha, t. j. nedostatočná alebo úplne neuskutočnená injektáž, ktorá sa musela opraviť zväčša metódou vákuovej reinjektáže. Údaje v tab. 3 ukazujú, že poruchy injektáže na prefabrikovaných nosníkoch a monolitických mostných konštrukciách majú často rozdielny charakter a príčinu.

Pri prefabrikovaných nosníkoch, ktoré sa injektujú na stavenisku pred definitívnym uložením do konštrukcie

sile test. Tensile strength σ_m was determined by the rupture causing force F_m and the real cross-section area of wires. The tests results are published in Tab. 1, Tab. 2. shows the characteristics of the corroded wires, obtained by test results which are recommended for structure analysis.

The magnitude of prestressing force in the exploited structure is determined by application of technology rules during the process of prestressing, real volumes of prestressing loss and change of mechanical properties of prestressing reinforcement. Therefore it is difficult to predict the magnitude of prestressing on the base of inspection of the corrosion state in cables.

One of the best solutions is to verify the magnitude of the prestressing force by measuring stress in concrete, or by measuring directly the prestressing force in wires or strands by prestressing force measuring instrument.

To measure the stresses in concrete we prefer the hollow core drill method. It is based on the action applied on structure which causes zero stress in sample area. This change is reflected by deformation on the concrete surface. By measuring this distortion by gages we can determine original stresses. The advantage of this method consists in the possibility to determine the absolute value of stresses.

This method is most frequently used for detecting pressure allowance in concrete cross-section, i. e. quantifying prestressing efficiency. Stresses in concrete are caused by constant effect (structure load, prestressing, rheological changes in concrete, etc.) and highly changeable effects such as traffic load and temperature influences. In short bridges is not possible to perform measurement during the traffic, in case of long-span bridges it is necessary to eliminate the traffic jam on the bridge during measurement. We must also find temperature gradients in different cross-section, calculate stresses from temperature effects and subtract its size from the estimate value of stresses.

Result of inspection of grouting state in selected bridges

In the research of rehabilitation technologies for incompletely grouted cable ducts, VUIS-Mosty Ltd. performed

prevažuje najmä porucha nedoinjektovaných úsekov v kotevných oblastiach v dĺžke 0,5 až 2 m, čo predstavuje asi 5 % dĺžky káblového kanálika. Táto porucha je spôsobená nadmerným sadnutím malty, ktoré veľmi ľahko môže nastať, ak sa pri technologickom postupe výroby malty nedodrží požadovaný vodný súčiniteľ injektážnej malty. Pri týchto prefabrikovaných nosníkoch sa vyskytli i ďalšie typy porúch, napr. úplne nezainjektovaný kábel, vytečená malta z dutiny atď. Tieto poruchy sa ale štatisticky významne neprejavili v danom súbore porúch.

Pri monolitických mostných konštrukciách sa vo väčšej miere prejavujú práve poruchy nezainjektovania celých, resp. výrazne dlhých častí káblových dutín, ktoré sú síce počtom nie časté, ale ide o poruchy väčšieho rozsahu.

Je niekoľko príčin, že druhy a rozsah porúch pri oboch typoch mostných predpätých konštrukciách sú rozdielne. Prefabrikované nosníky sa síce injektujú na stavenisku, ale prakticky na medziskládke s relatívne dobrým prístupom k injektážnym, odzdušňovacím a výtoko-

extension survey and inspection of grouting, thus gathering data from 11 bridges in Slovak and Czech Republic respectively.

During the inspection quality of grouting tightness and volume of indicated cavity was detected. The volume of cavity was compared to the volume of grouting mortar used at repair to secure the required quality of repair. The volume of cable duct and volume of reinforcement within 1 m length determined the theoretical length of the re-grouting cable.

The real length can differ from the theoretical one, as the original non-grouted space can be situated above settled mortar, which fills the bottom of the duct.

Tab. 3 shows the selected data from the repair (re-grouting) of 11 bridges. The total number of inspected cavities or spots with high probability of deteriorations is 10 242.

In 3,731 cases incompletely grouted or ungrouted ducts were found which had to be injected by vacuum re-grouting method.

Tabuľka 3. Vybrané údaje z reinjektáží mostných objektov v SR a ČR

Table 3. Some data from the repair of bridges in Slovak and Czech republic

Číslo No.	Opis konštrukcie, rok injektáže Type of structure, year of repair	Počet kontrolovaných otvorov Number of inspected holes	Počet (%) nezainjektovaných otvorov Number (%) of incompletely grouted cavities	Celková reinjektovaná dĺžka (m), resp. objem dutín (l) Total repaired length (m) and volume of cavities (l)	Priemerná, reinjektovaná dĺžka (m), resp. objem dutiny (l) Average length of repaired cavity (m) and their volume (l)
1	15-poľový cestný most, prefabrikované nosníky, ČR 1994 15-span road bridge, precast beams	4 860	1 035 (21,3 %)	1 554 m 3 575 l	1,5 m 3,45 l
2	5-poľový diaľničný most, prefabrikované nosníky I-67/30 m, ČR 1994 5-span highway bridge, precast beams I-67	1 487	978 (65,8 %)	1 233 m 1 480 l	1,26 m 1,51 l
3	2-poľový diaľničný most, prefabrikované nosníky KA 73/18 m, ČR 1995 2-span highway bridge, precast beams KA	896	248 (27,6 %)	470 m 288 l	1,9 m 1,16 l
4	3-poľový cestný komôrkový most, ČR 1995 3-span road box girder bridge	neznámy unknown	326	603 m 700 l	1,85 m 2,14 l
5	2-poľový trámový predpätý monolitický cestný most, ČR 1995 2-span girder monolithic bridge	600	129 (21,5 %)	770 l	5,97 l
6	5-poľový cestný most, prefabrikované nosníky I-73, SR 1996 5-span road bridge, precast beams I-73	256	96 (37,5 %)	127 l	1,33 l
7	2 jednopoľové diaľničné mosty prefabrikované nosníky I-74/30 m, ČR 1996 2 single highway bridges, I-73 beams	160	75 (46,9 %)	87 m 94 l	1,16 m 1,25 l
8	2 diaľničné mosty po 4 poliach prefabrikované nosníky I-67/27 m, ČR 1997 2 highway 4-span bridges I-67 beams	462	284 (61,5 %)	250 m	0,9 m
9	3-poľový cestný most, prefabrikované nosníky, ČR 1997 3-span road bridge, precast beams	1 138	686 (60,3 %)	2 470 l	3,6 l
10	2 dvojpoľové diaľničné mosty, monolitická predpätá komôrková konštrukcia, ČR 1997 two 2-span highway bridges, monolithic concrete box girder	96	6 (6,3 %)	95 l	15,8 l
11	5-poľový spojitý monolitický komôrkový predpätý most nad diaľnicou, SR 1997 5-span monolithic concrete box girder	287	194 (67,6 %)	1 086 m	5,6 m

vým otvorom. Dĺžka nosníkov nepresahuje 30 m, čo umožňuje kontrolu injektáže i v miestach stykov prvkov nosníkov. Označenie, poloha a vzájomná prepojenosť injektážnych a výtokových otvorov sa pri nosníkoch opakujú a umožňujú rutinnú a zabehnutú prácu.

Monolitické alebo segmentové predpäté spojité mostné konštrukcie majú naproti tomu pomerne dlhšie dráhy káblových kanálikov, ktoré sú často vedené a označené komplikovane. Takisto často nie je možný stály prístup k celej konštrukcii počas injektáže, a tým aj jej kontrola. Injektážna súprava sa na takýchto konštrukciách musí presúvať, prístup a pracovný priestor pri niektorých injektážach môže byť ťažko prístupný. Tieto technologické podmienky sa ako príčiny nekvalitného injektovania priechnej výstuže prejavujú i na mostoch z prefabrikovaných nosníkov. Priechna predpätá výstuž sa takisto injektuje až po uložení nosníkov na opory a technologické podmienky injektáže tejto výstuže sú podobné ako pri monolitických mostoch. Pri segmentových konštrukciách sa vyskytuje i problém kvalitného napojenia injektážnych kanálikov v miestach stykov segmentov a možnosť výskytu vzájomného neželaného prepojenia káblových dutín, resp. nezistiteľného a neopraviteľného výtoku injektážnej malty počas injektáže, pretože miesta výtoky malty nemusia byť operatívne prístupné.

Pre podrobnejší rozbor príčin porúch injektáže sa dajú aplikovať i ďalšie informácie získané počas reinjektážnych prác, napr. podrobnejšie štatistické rozdelenie jednotlivých kategórií veľkostí nezainjektovaných dĺžok. Tieto poznatky môžu pomôcť pri odhade množstva potrebných reinjektážnych prác pri plánovaní rekonštrukcií mostov, ako aj pri tvorbe podmienok spoľahlivosti ochrany predpätej výstuže v závislosti od technologických postupov a podmienok v metodikách návrhu alebo hodnotenia spoľahlivosti mostnej konštrukcie.

Záver

Nedostatočne zainjektované káblové dutiny patria medzi typické poruchy moderných predpätých mostných konštrukcií. Uvedenej problematike diagnostikovania, klasifikovania a opráv porúch káblových dutín sa venuje zvýšená pozornosť a sú súčasťou výskumného programu. V rámci neho bolo vyvinuté zariadenie pre vákuovú reinjektáž a nové druhy modifikovaných injektážnych malt s vyššími kvalitatívnymi parametrami (nízke sadanie, minimálne zmršťovanie a vyššia pevnosť). Výsledky sa úspešne aplikovali pri opravách mostov.

LITERATÚRA

- [1] Technicko-kvalitatívne podmienky pre opravy a rekonštrukcie mostov; časť 19.1 Reinjektáž káblových kanálikov, SSC Bratislava, 1997.
- [2] Injektáž káblových dutín modifikovanou maltou, výstup RV 3/1 vedecko-technického projektu 95-5180-712, VUIS-Mosty 1997.
- [3] Technologické pravidlá pre injektáž káblobetónu, výstup RV 3/2 VTP 95-5180-712, VUIS-Mosty 1997.
- [4] Červeňan, M.: Reinjektáž káblových kanálikov pri rekonštrukciách mostov. In: Zborník kolokvia Rekonštrukcie a zosilňovanie betónových mostov, Praha 1993.
- [5] Metódy a zariadenia na zisťovanie vlastností a sledovanie správania sa mostov a na diagnostikovanie porúch, výstup PV 4/2.1 VTP 95-5180, VUIS-Mosty 1997.

The data in Tab. 3 show that incomplete grouting in prestressed beam bridges and cast in situ concrete bridges have often different character and cause.

In precast post-tensioned concrete beams, which are injected in situ before assembling the most frequent deterioration are the ungrouted parts of cable ducts in anchorage zone throughout the length 0.5–2 m, which represents 5 % of cable duct length. This effect is caused by bleeding of mortar, which can occur during the mixing process when w/c – ratio has not been observed. In the precast beams also other types of damages occurred, i. e. completely ungrouted tendon, leaking mortar from duct, etc. These damages are not statistically considerable in the observed group of damages.

In monolithic concrete bridge structures occur also ungrouted cavities of great lengths. They are less frequent, but more dangerous.

There are several reasons why the two kinds of prestressed concrete bridge structures show damages of different kind and size. The precast beams are grouted in situ but there is a good access to grouting holes, vents and outlet holes. The beams are usually not longer than 30 m, which enables grouting inspection to be performed even in the joints of beams elements. Location of grouting and outlet holes is constant and therefore easy to work with.

Monolithic or segmental multispan bridges have longer cable ducts with complicated rout of cables. This type does not enable free access to the structure and therefore the thorough inspection is not possible. Grouting equipment must be replaced and in some grouting position the access is difficult. These technological conditions cause problems during grouting in transverse prestressed tendons in bridges assembled from precast beams. Transverse prestressed tendons are grouted after assembling. Technological conditions are similar to those in monolithic structures.

In case of segmental structures the problem is high quality connection of cable duct in segment joints or slight leakage of grout mortar.

The analysis of causes of incomplete grouting cable ducts can contribute to define the volume of repair works when organizing bridge rehabilitation programme. This analysis can be applied in stating the rules and regulations of protection of prestressed reinforcement arising from technologies and conditions of application. The output of this analysis can be applied in reliability analysis of bridge structures.

Conclusion

Incompletely grouted cable ducts are a typical damage in prestressed concrete bridge structures. The above mentioned problems of diagnostics, inspection and classification of damages in grouted ducts are paid special attention in the research programme in Slovakia. In this programme we have developed special equipment for vacuum grouting and new types of modified grouting mortars with higher parameters (low bleeding, minimal shrinkage and higher strength). These results are applied in the repair of incompletely grouted cable ducts.

The actual situations in materials and technologies resulting from research enables higher level of bridge rehabilitation.

Obnova a zosilnenie predpätia viaduktu Podtureň

Rehabilitation and strengthening of the Podtureň viaduct prestress

Ladislav BÚCI

Viadukt Podtureň prevádza diaľnicu D1 pri Liptovskom Mikuláši na dĺžke 1 038 m cez široké údolie rieky Váh a vo výške do 35 m nad terénom. Postavený bol v rokoch 1979 až 1983 technológiou letmej montáže (obr. 1).



Obr. 1. Celkový pohľad na viadukt

Fig. 1. General view of the viaduct

Počas 15-ročnej prevádzky mosta boli pozorované na ňom niektoré nedostatky rôzneho pôvodu. Hlavné z nich súvisia so zatekaním z vozovky do nosnej konštrukcie a cez kontaktné škáry medzi segmentami ku káblom predpínacej výstuže. Ich životnosť môže byť veľmi ohrozená koróziou najmä v miestach, kde nie sú dostatočne chránené injektážou. Aj z týchto dôvodov, na základe rozsiahleho overenia kvality pôvodnej injektáže a stavu káblov, analýzy pozorovaných trhliniek a pretvorení, sa rozhodlo o sanácii predpätia.

Situačný opis premostenia

Viadukt tvoria dva súbežné samostatné objekty, navrhnuté ako spojité nosníky, s rozpätiami poľí 58 až 70 m. Nosná konštrukcia každého z nich je delená na 3 dilatované celky, vzájomne spojené klbami uprostred skrátených poľí. V priečnom smere má nosná konštrukcia komôrkový prierez stálej výšky 3,8 m (obr. 2).

Spôsob predpätia nosnej konštrukcie zodpovedá technológii výstavby (obr. 3). Použité sú káble z lán 10 ϕ Lp 15,5/1 600 s veľkosťou predpínacej sily 1 160 kN.

The D1 motorway near Liptovský Mikuláš crosses a wide valley of the river Váh by the 1,038 m long viaduct Podtureň some 35 m above the ground level. The bridge was built during 1979–1984 free cantilever method (Fig. 1).

During 15 years of its operation, some defects of different origin have been observed. The major ones are related to leaking from the bridge carriageway into the cells of ist superstructure and to prestressing cables through joints between precast segments. The cables durability may thus be seriously jeopardised by corrosion, in particular at places insufficiently protected by grouting. For this and some other reasons, and based on an extensive quality inspection of the original grouting and condition of cables, and an analysis of cracks and deflection, it was decided to carry out remedial works.

A brief description of the bridge

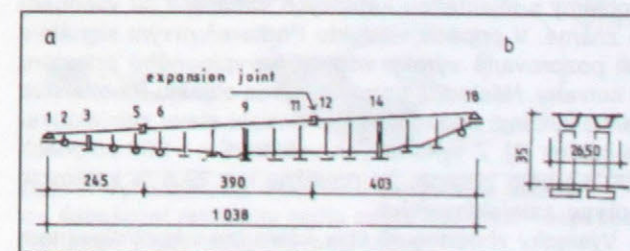
The viaduct consists of 2 parallel independent structures designed as continuous beams with spans of 58–70 m. The segmental superstructure of each of them has been divided into 3 dilatation units, interconnected by expansion joints in the middle of the shortened spans. In its cross-section, the superstructure is of box girders of constant height of 3.8 m (see Fig. 2).

The prestressing cables layout is in compliance with the applied method of construction (Fig. 3). The cables used consist of 10 strands ϕ Lp 15.5 mm/1,600 with prestressing force of 1,160 kN/cable.

Defects observed and their reasons

All defects observed and diagnosed (except for leaking, which will be remedied by water-proofing membranes replacement) are related to the deck prestressing and are the following:

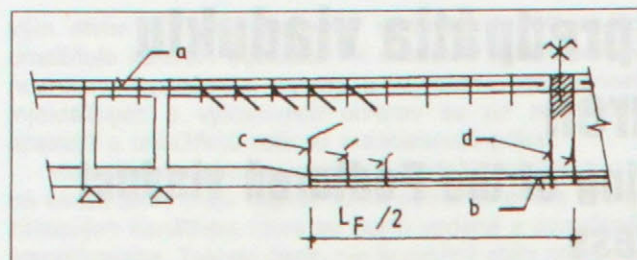
– cracks in superstructure webs,



Obr. 2. Pozdĺžny a priečny rez mosta

Fig. 2. Longitudinal and cross section of the bridge (scheme)

Ing. Ladislav Búci, CSc. – Dopravoprojekt, a. s. Bratislava.



Obr. 3. Pozdĺžny rez usporiadania káblov
a – horné káble, rady A, B–E, b – dolné káble, rad F, c – pozorované roztvorenia škár a šikmé trhlinky, d – zmrašťovacie škáry

Fig. 3. Cables layout – longitudinal section
a – cables at the level of the upper flange (A, B–E), b – cables at the level of the bottom flange (F), c – observed opening up of joints and inclined cracks, d – shrinkage cracks on both sides of the cast in situ segment

Pozorované nedostatky a ich príčiny

Všetky pozorované a diagnostikované nedostatky okrem zatekania, ktoré bude odstránené výmenou izolácie na viadukte, súvisia s predpätím nosnej konštrukcie. Ide o:

- trhlinky v stenách nosnej konštrukcie,
- lineárny nárast trvalého pretvorenia v poliach s kĺbom,
- nedostatočné zainjektovanie káblových kanálikov,
- korózia predpätej výstuže a neúplnosť káblov.

Trhlinky v stenách nosnej konštrukcie

Trhlinky sa vyskytujú obyčajne v polohe, kde sú ukotvené káble radu F v spodnej doske komôrky. Ich šírka sa pohybuje v rozmedzí 0 až 1,1 mm. Spôsobené sú skrátením dolného vlákna konštrukcie od predpätia týmito káblami na dĺžku L_F z dôvodov spojitosti nosnej konštrukcie a dotlačením škár od zmraštenia monolitického segmentu po jeho stranách uprostred rozpätia (obr. 3).

Lineárny nárast trvalého pretvorenia v poliach s kĺbmi a stav v poliach bez kĺbov

Maximálne trvalé priehyby aj pri max. $l = 70$ m dosahujú 15 až 32,9 mm, čo je 1/2100 rozpätia a netreba im venovať pozornosť.

Podstatne väčšie priehyby sú uprostred skrátených polí s kĺbom pri rozpätí 58 m, kde dosahujú hodnoty 44 až 63 mm a narastali približne lineárne. Tieto priehyby nie sú dôsledkom straty predpätia, pretože nad piliermi v kĺbových poliach neboli pozorované žiadne trhlinky. Súvisia so spojitostou štíhlej nosnej konštrukcie a pomerom dĺžok príľahlých polí k poľu s kĺbom (obr. 4).

Nedostatočné zainjektovanie káblových kanálikov

Problémy s injektážou káblových kanálikov sú všeobecne známe. V prípade viaduktu Podtureň prvým signálom boli pozorované výtoky vody z nevyplneného priestoru za kotvami. Následne potom správca objektu Riaditeľstvo diaľnic vykonal endoskopickú kontrolu stavu zainjektovania káblov [3]. Z vykonaných vyšetrení v 1 060 polohách (100 %) bolo zistené, že približne len 29,5 % káblov je správne zainjektovaných.

Výsledky zhodnocujú stav kábla len v kontrolovanom otvore, podľa toho či bol, alebo nebol zainjektovaný. Vyjadrujú presne číselný stav, ale len orientačne skutočný stav jeho zainjektovania.

- linear increase of permanent deformation in spans with expansion joints,
- insufficient grouting of cable ducts,
- corrosion of prestressing cables and cables incompleteness.

Cracks in superstructure webs

Cracks usually appear at places where the F type cables are anchored in the bottom flange of the box. They are 0.1–1.1 mm wide. They have been caused by shortening of the box bottom fibre from prestressing by these cables at a length of L_F due to the continuity of the superstructure and by pressing the shrinkage cracks in the middle of the span (Fig. 3).

Linear increase of permanent deformation in spans with expansion joint and situation in other spans

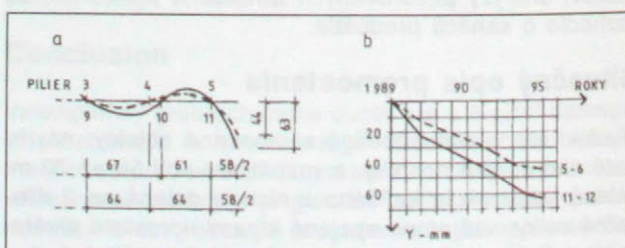
Even in the longest span with $l = 70$ m, maximum permanent deflections are between 15.0–32.9 mm, i. e. 1/2100 of the span and thus do not require any special attention.

Considerably larger deflections are in the middle of the shortened 58 m long spans with expansion joints. They are within a range of 44–63 mm and increase approximately linearly. The mentioned deflections have not resulted from prestress losses, as no cracks have been observed over the piers of the shortened spans. They result from the continuity of a slender superstructure and the ratio of the lengths of adjacent spans to the shortened on (Fig. 4).

Insufficient grouting of cable ducts

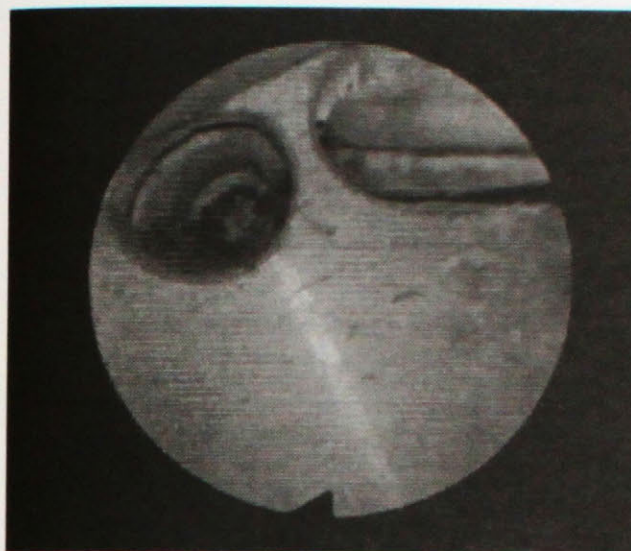
Problems related to grouting of cable ducts are generally known. In the case of the Podtureň viaduct, the first indication of grouting failures was water outlet from the unfilled space behind the cable anchors. Following these observations, the bridge owner (Slovak Road Administration) carried out endoscopic verifications of the cables grouting [3]. If the number of spots tested (1,060) is 100 %, approximately 29.5 % of them were grouted adequately.

The results represent an assessment of the cables situation in the tested spots only with a view whether or not the cable has been grouted. They express exactly the numerical situation, but only roughly the real situation of grouting.



Obr. 4. Trvalé priehyby uprostred kĺbových polí
a – vplyv spojitosti a pomeru polí na pokles, b – približne lineárna tendencia narastania priehybu v poli 5–6 a 11–12

Fig. 4. Permanent deflection in the middle of span with expansion joint
a – effect of continuity and spans ratio on the deflection, b – approximately linear trend of the deflection increase in span 5–6 and 11–12



Obr. 5. Pohľad na kotvu v rúrke nezainjektovaného kábla a chýbajúce lano

Fig. 5. View of anchor in the ungrouted cable duct and strand missing

S cieľom predĺžiť životnosť pôvodného predpätia bola vykonaná reinjektáž káblov. Práca je vysoko odborne náročná, ale s malou spoľahlivosťou (obr. 6). Reinjektovaný bol preto len horný rad horných káblov a dolné káble radu F, ktoré treba zachrániť vzhľadom na ich účinnosť. Ostatné horné káble možno nahradiť voľnými.

Korózia predpätej výstuže

Rozsah korózie sa odhadoval podľa:

- a) overenia stavu skorodovania in situ. Korozívny prieskum predpínacej výstuže vykonal VUIS–Mosty [4]. Overený bol stav na 10 kábloch v 7 polohách s výsledkami:
- úbytok hmotnosti vplyvom povrchovej korózie 0,21 až 0,65 %,
- úbytok pevnosti vplyvom aj interkryštalickej korózie 0 až 4,8 %.

Pri prieskume boli zistené aj ďalšie skutočnosti:

- nedôsledné predpätie – prekríženie lán v kábli,
- neúplný počet lán v kábloch – v 2 odkrytých kábloch počet lán bol 6 a 8 namiesto 10 (obr. 5).

Keďže pochody šetrení boli volené v miestach s viditeľnými poruchami, nemožno získať výsledky zovšeobecniť pre celý viadukt;

b) normových údajov potvrdených skutočnosťou. Rýchlosť korózie závisí od makro- a mikroklimatických podmienok, v ktorých sa predpätá výstuž nachádza, vyjadrených korozívnou agresivitou prostredia podľa ČSN 03 8203/79. Pre jej 3.–4. stupeň je zodpovedajúca ustálená rýchlosť korózie 25 $\mu\text{m}/\text{rok}$ resp. 40 $\mu\text{m}/\text{rok}$, ak treba počítať aj s účinkom chloridov. Tieto podmienky zodpovedajú stavu mosta cez Hron v Timačoch, ktorý mal podľa nich kolapsovať po 20 rokoch. Stalo sa tak po 22 rokoch, t. j. prakticky v zhode. Ak uvážime, že viadukt Podtureň je v rovnako agresívnom prostredí, normová životnosť jeho nedostatočne chránenej predpätej výstuže by sa dostala do kritického stavu po približne 18 rokoch (obr. 7). Výsledky korozívnej diagnostiky VUIS–Mosty takýto stav našťastie nepredpokladajú, ale spoľahlivosť predpätia treba zabezpečiť.

To increase the durability of the original prestressing, re-grouting of cables was carried out. This is a very exacting work, however, with a low reliability (Fig. 6). Due to this fact, only the cables at the level of the upper flange A and of the bottom flange F were re-grouted, as these need to be saved for their effectiveness. The remaining cables may be replaced by external ones.

Corrosion of the prestressed steel

The extent of corrosion was assessed according to:

a) the verification of corrosion situation in situ. The corrosion survey of the prestressing cables was carried out by VUIS–Mosty [4]. 10 cables in 7 positions were verified with the following results:

- decrease of weight as a result of surface corrosion 0.21–0.65 %
- decrease of strength as a result of inter-crystalline corrosion 0–4.8 %.

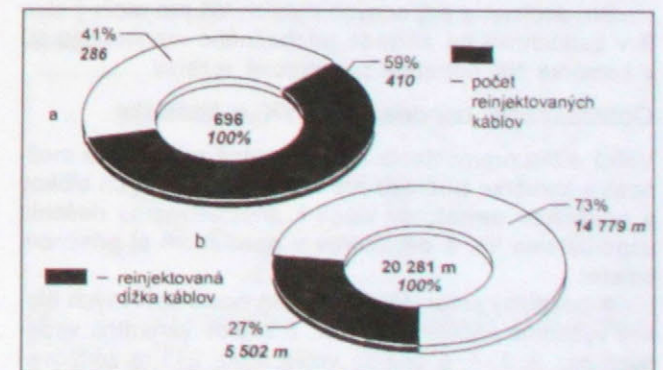
In the survey, some other facts have been discovered:

- inconsequent prestressing – crossing of strands in a cable

- incomplete number of strands in the cables – in case of 2 cables uncovered, the number of strands was 6 and 8 instead of 10 (Fig. 5).

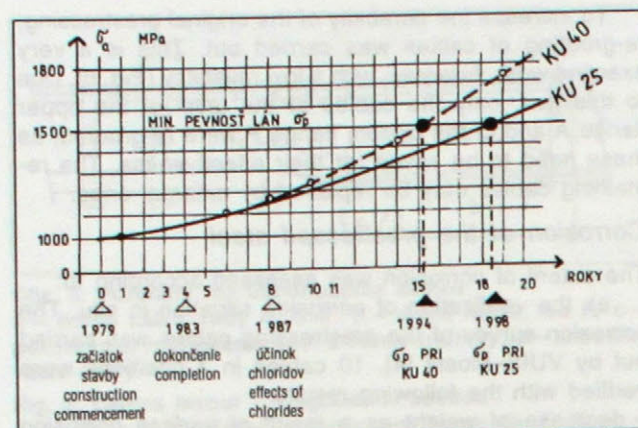
As the survey spots were selected at places with visible defects, the results obtained cannot be generalised for the whole viaduct.

b) standard data confirmed by reality. The pace of corrosion depends on macro- and micro-climate conditions of the prestressed steel, which is represented by the ambient corrosion aggressiveness in technical standard ČSN 03 8203/79. Its grade 3–4 represents a stabilised pace of corrosion of 25 $\mu\text{m}/\text{year}$, respectively 40 $\mu\text{m}/\text{year}$, if the effects of chlorides are to be considered. These conditions correspond the ones of the Timače bridge over the Hron river, which – according to them – should have collapsed in 20 years. This happened after 22 years, i. e. in fact the forecast was true. Considering the fact that the Podtureň bridge has the same aggressive environment, the standardised durability of its insufficiently protected prestressed reinforcement would get into critical situation after 18 years approximately (Fig. 7). The results of the corrosion diagnostics performed by VUIS–Mosty have not luckily indicated the situation, however, the prestressing reliability has to be assured.



Obr. 6. Vyhodnotenie výsledkov reinjektáže káblov
a – úspešnosť realizácie podľa počtu káblov, b – úspešnosť realizácie podľa zainjektovanej dĺžky

Fig. 6. Re-groutin of cable ducts – assessment of results
a – success rate of re-grouting by number of cables, b – success rate of re-grouting by length grouted



Obr. 7. Prírastok napätí v predpínacej výstuži od korózie
Fig. 7. Stress increments in prestressed steel from corrosion

Koncepcia opravy predpätia

Zatekanie z vozovky do kontaktných škár s hornou nedostatočne chránenou predpätou výstužou môže vplyvom korózie spôsobiť také jej oslabenie, že táto v budúcnosti neprenesie veľké záporné momenty od vlastnej tiaže nosnej konštrukcie, zodpovedajúce technológii letmej montáže. Dôjde potom k redistribúcii momentov od pilierov do stredu rozpätia, s výsledným stavom ako na konštrukcii budovanej na skruži (obr. 8). Tieto prerozdelené momenty je možné jednoducho a účinne zachytiť novými voľnými káblami uprostred rozpätia i nad piliermi, ako to je riešené v dokumentácii.

Veľkosť a rozsah predpätia voľnými káblami

V záujme vylúčiť akýkoľvek kritický stav v budúcnosti, boli zhodnotené pri návrhu zosilnení voľnými káblami (VK) 2 extrémne prípady:

A. Pôvodné káble (K) majú účinnosť 100 %, zmenšenú o 4,8 % z dôvodu ich korodovania. Voľné káble sa doplnia len na pokrytie zvýšeného účinku zafazovania podľa novelizovanej STN 73 6203/86.

B. Pôvodné káble sú 100% neúčinné. Redistribúované momenty vyžadujú predpnúť 68 nových VK.

C. Konečný návrh – rešpektované kritériá podľa A a rezervné VK na pokrytie účinkov od očakávanej korózie nezainjektovaných káblov (obr. 9).

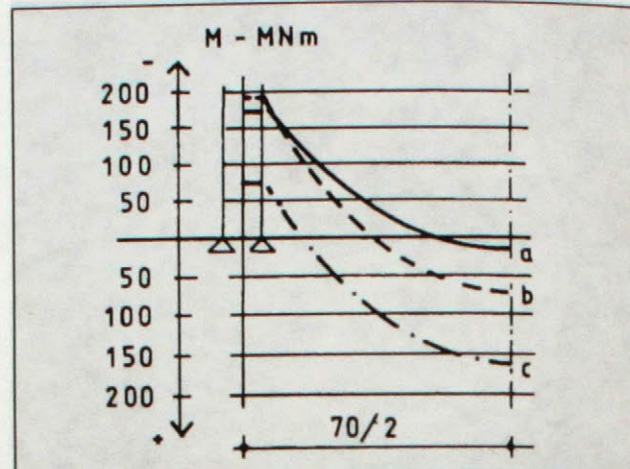
Pre doplnenie prípadných ďalších VK pre možný stav B v budúcnosti na základe priebežného monitoringu sú v komôrke NK potrebné priestorové rezervy.

Optimalizácia usporiadania VK v komôrke

Veľká dĺžka premostenia a obmedzené priestorové možnosti v komôrke prierezu pre zriadenie kotvových blokov a priečnikov deviatrov viedli k alternatívnemu riešeniu usporiadania VK a deviatrov v pozdĺžnom aj priečnom smere:

- pozdĺžny smer. Minimalizácia počtu kotvových blokov vyžaduje väčšie dĺžky VK. Z káblov variantne vedených cez 2, 3, 4, 5 polí sa volila dĺžka 245 m zodpovedajúca pre 4 polia. Výhoda oproti káblom cez 2 polia je zrejmá z obr. 10;

- priečny smer. Stláčanie šikmých trhlín vyžaduje, aby vertikálne zložky predpínacej sily VK pôsobili zdola. Použitie riešenie so železobetónovým priečnikom kotveným do steny komôrky trhlínu stláča (obr. 11);



Obr. 8. Priebeh momentov v poli s $l = 70$ m
a – konzolová montáž–vlastná tiaž, b – konzolová montáž–hlavné zafazovanie, c – redistribuované účinky–hlavné zafazovanie

Fig. 8. Course of moments in a span of $l = 70$ m
a – cantilever method-dead weight, b – cantilever method-principal load, c – redistributed effects-principal load

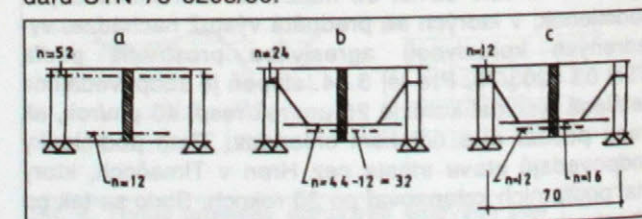
Concept of the prestressing repair

Leaking from the bridge carriageway into contact joints with insufficiently protected cables arranged at the level of the upper flange, may – due to corrosion – lead to such cables weakening, that they would not be able to carry large negative moments from the superstructures dead weight, related to the cantilever method of erection, in the future. This would lead to a re-distribution of moments from piers to the middle of the span, with a result as if the structure was casted in situ on a falsework (Fig. 8). These redistributed moments may, however, easily and effectively be caught by external prestressing in the middle of spans and over the piers, just as shown in the documentation.

Size and scope of external prestressing

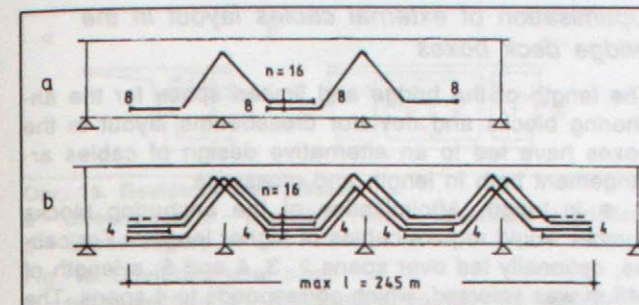
In order to prevent any critical situation in the future, two extreme cases have been considered in the design of external prestressing.

A. The effectiveness of the original cables is 100 %, decreased by 4.8 % due their corrosion. External cables would be added only to cope with the increased bearing capacity in compliance with the amended technical standard STN 73 6203/86.



Obr. 9. Rozsah dodatočného predpätia voľnými káblami
a – pôvodné predpätie $\Sigma V = 52 + 12 = 64$, b – riešenie pre stav B $\Sigma VK = 24 + 44 = 68 > 64$, c – konečný stav $\Sigma VK = 12 + 16 = 28 < 68$

Fig. 9. Scope of additional external prestressing
a – original prestressing, b – design for situation B, c – final design



Obr. 10. Optimalizácie usporiadania káblov v pozdĺžnom smere
a – min. dĺžka VK 105 m a 8 blokov, b – max. dĺžka VK 245 m a 4 bloky

Fig. 10. Optimisation of cables layout in length
a – min. length of cables 105 m and 8 blocks, b – max. length of cables 245 m and 4 blocks

- úprava VK v poliach s kĺbmi. Z priebehu trvalých pretvorení nosnej konštrukcie ako celku je zrejmé, že pomerne veľké hodnoty priebehov v poliach s kĺbmi sú dôsledkom pretvorení vedľajších polí. Zmenšit tento negatívny dopad je možné len vedením voľných káblov v príslušných poliach pri hornom povrchu prierezu (obr. 12). Manipulácia s výškovým usporiadaním káblov v konzole kĺbového poľa má na veľkosť priebehu na konci konzoly malý vplyv (obr. 13).

Zvláštnosti riešenia pri oprave

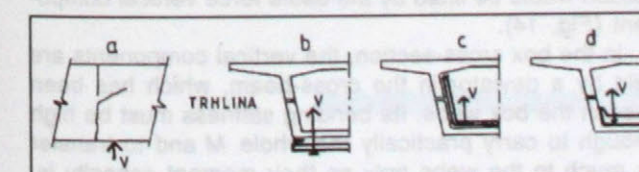
Dodatočné zabudovanie voľných káblov do nosnej konštrukcie znamená zavedenie takých nových silových a momentových impulzov do nej, na ktoré nebola navrhnutá. Kotvené bloky voľných káblov a kotvenie deviatrov treba preto rozmiestniť veľmi uvažene.

Kotvené bloky káblov

Navrhované sú pre dvojice VK. Umiestnené sú vždy v oblasti pilierov, kde je dolná doska komôrky zosilnená a je v nej dostatočná tlaková rezerva od vlastnej tiaže nosnej konštrukcie (obr. 14). Ťahové, tzv. unášacie napätia, ktoré vznikajú za kotvami blokov, si z rezervy odčerpajú len časť, takže nemôže nastať porušenie dolnej dosky.

Priečniky (deviatory) pre deviáciu VK v poliach

Voľné káble sú deviované vždy „pred“ trhlínkami v 3 polohách tak, aby nastalo dvíhanie dolnej časti prierezu od vertikálnej zložky VK (obr. 13).



Obr. 11. Polohy priečnika pre deviáciu káblov
a – pozdĺžny rez NK a stláčanie šikmej trhlínky, b – priečnik stláča trhlínku zvonka, c – priečnik roztvára trhlínku zvnútra, d – použité riešenie

Fig. 11. Location of cables deviating beam
a – superstructure longitudinal section and pressing the inclined crack together, b – the beam pressing the crack together from outside, c – the beam opening the crack from inside, d – design applied

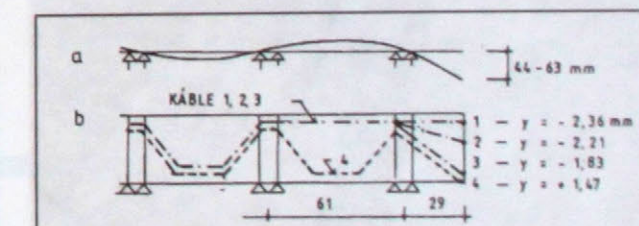


Obr. 12. Poloha káblov v poliach príslušných poľa s kĺbom
Fig. 12. External cables layout in a span adjacent to that with expansion joint

B. The original cables are 100 % ineffective. The redistributed moments would require prestressing of another 68 new external cables.

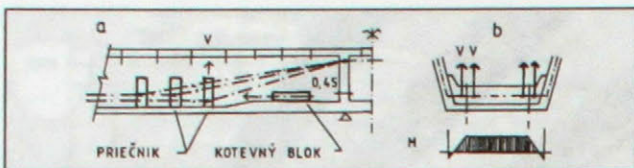
C. Final design – respected criteria under A plus reserve external cables added to cope with the effects from the expected corrosion of cables not grouted (Fig. 9).

To potentially add some extreme external cables in case B in the future (resulting from a continuous monitoring), the superstructure boxes have sufficient extra space.



Obr. 13. Vplyv spojitosti NK a usporiadania VK na priebeh v kĺbovom poli
a – ohybová čiara od g, b – tvary káblov a zodpovedajúce priebehy na konci konzoly od $N = 1,97$ MN na kábel

Fig. 13. Effect of superstructure continuity and of external cables layout on deflection
a – deflection line due to g, b – cable layout and the respective deflections at the cantilever end due to $N = 1,97$ MN/cable



Obr. 14. Usporiadanie káblov
a – pozdĺžny rez a polohy priečnikov (deviátorov) a kotvých blokov, b – priečny rez a tuhý priečnik s prieťahom M od síl V

Fig. 14. Layout of external cables
a – longitudinal section and location of cross-beams (deviators) and anchoring blocks, b – cross-section and a stiff cross-beam, with course M from forces V

V priečnom smere komôrky sú vertikálne zložky zachytené deviátorom v priečniku, ktorý je uchytený do stien komôrky. Jeho ohybová tuhosť musí byť tak veľká, aby preniesol prakticky celý M a do stien prešlo len toľko, koľko je ich momentová kapacita, daná strmeňmi (obr. 14).

Deviácia VK nad piliermi

V tejto polohe pre deviáciu sú využité pôvodné priečniky. Kvôli ich minimálnym rozmerom a narušeniu pôvodnej výstuže otvormi pre deviátory sa museli zosilniť ďalším železobetónovým priečnikom.

Horizontálne zložky od voľných káblov v deviátoroch sú zachytené šikmými oceľovými vzperami (obr. 16).



Obr. 15. Čelný pohľad na priečnik (deviátor)
Fig. 15. Front view of a cross-beam (deviator)

Optimisation of external cables layout in the bridge deck boxes

The length of the bridge and limited space for the anchoring blocks and deviator crossbeams layout in the boxes have led to an alternative design of cables arrangement both in length and crosswise:

- in length. Minimisation of the anchoring blocks number would require cables of higher lengths. For cables, optionally led over spans 2, 3, 4 and 5, a length of 245 m was selected, which corresponds to 4 spans. The advantage compared to cables over 2 segments is obvious from Fig. 10;

- crosswise. Pressing the inclined cracks requires the vertical components of the cable forces to act from the bottom. The applied a reinforced concrete beam anchored in the box webs results in compressing the crack (Fig. 11);

- external cables layout in spans with expansion joints. From the course of the structure deformations as a whole it is obvious, that high values of deflections in spans with expansion joints result from deflections of the adjacent spans. This negative effect may only be reduced by running the external cable in the adjacent spans at the cross-section upper flange. Intervention to the height arrangement of cables in the joint spans with expansion joint has only small effect on the deflection magnitude at the cantilever end (Fig. 13).

Strengthening design specialities

Additional incorporation of new cables into the superstructure also means introducing such new forces and moment impulses, for which its has not been designed. As a result, the layout of cables anchoring blocks and deviators anchoring must be performed very carefully.

Anchoring blocks of external cables

These have been designed for couples of cables. They are placed near the piers, where the lower box flange is thicker reinforced and has a sufficient pressure reserve from the dead weight of the superstructure (Fig. 14). The „carrying tensions“ developed behind the block anchors would only take a part of the reserve, so that the bottom flange may not be disturbed.

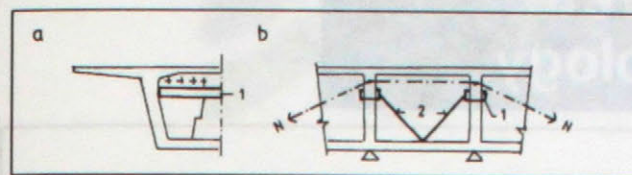
Cables deviation in the spans

The external cables are always deviated „in front of“ the cracks in three positions, so that the bottom part of cross-section would be lifted by the cable force vertical component (Fig. 14).

In the box cross-section, the vertical components are held by a deviator in the cross-beam, which has been fixed in the box webs. Its bending stiffness must be high enough to carry practically the whole M and to transfer as much to the webs only as their moment capacity is, given by the stirrups (Fig. 14).

Cables deviation over piers

In this location, original cross-beams have been used. Due to their minimal size and disruption of their original reinforcement by deviator openings, they needed additional reinforcement with another reinforced concrete cross-beam.



Obr. 16. Deviátory nad piliermi
a – priečny rez, b – pozdĺžny rez: 1 – zosilňujúci priečnik, 2 – šikmé vzpery

Fig. 16. Deviators over piers
a – cross section, b – longitudinal section: 1 – reinforcing cross-beam, 2 – skew struts

Účinnosť voľných káblov

Účinnosť voľných káblov bola overená sledovaním trvalých pretvorení nosnej konštrukcie s odstránenou vozovkou a porovnaním stavu pred a po predpätí voľných káblov (obr. 17).

Záver

Zaznamenaný stav pretvorenia podľa obr. 17 potvrdzuje, že NK po predpätí VK sa správa podľa očakávania a plní hlavné sledované ciele:

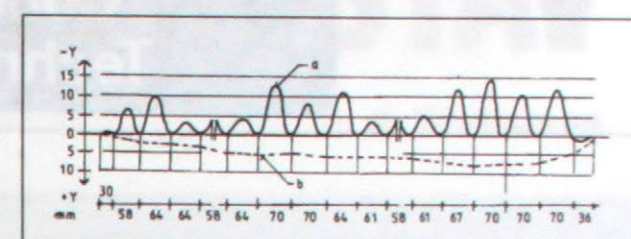
- zastaviť ďalšie roztvárание škár medzi segmentami a zväčšovanie pozorovaných trhliniek,
- zvýšiť zafazovacie účinky na viadukte podľa novelizovanej STN,
- vytvoriť rezervy v predpätí pre prípad vyradenia časti pôvodnej predpätej výstuže kvôli korózii. V kritickom priereze uprostred max. rozpätia zo súčasne dopnutých 16 nových VK rezerva tvorí 50 %.

Zúčastnené organizácie:

- obstarávateľ: Slovenská správa ciest Bratislava,
- projektant: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- zhotoviteľ: Inžinierske stavby, a. s. Košice.

LITERATÚRA

- [1] Zborník prednášok z konferencie FIP 1998.
- [2] Bulánek, P.–Sotáková, D.: Oprava mosta D1–220, viadukt Podtureň, [1].
- [3] Bulánek, P.: Kontrola zainjektovania predpätej výstuže endoskopom. Firemný materiál SSC.
- [4] Kucharík, J.: Korozívny prieskum na viadukte Podtureň.
- [5] Dziak, M.–Vavrek, P.: Realizačné skúsenosti z rekonštrukcie viaduktu Podtureň, [1].
- [6] Pukančík, V.–Gašparíková, M.–Havrančík, J.: Sanácia viaduktu Podtureň, Dopravoprojekt 1997.



Obr. 17. Priebeh pretvorenia NK po napnutí voľných káblov
a – prieťahy NK očistené od sadnutia pilierov, b – zamerané sadnutie pilierov (mm)

Fig. 17. Deflection curve of superstructure after spanning the external cables

a – deflection of superstructure abstracted from pier settlement, b – measured settlements of piers (mm)

The horizontal components of forces from external cables in the deviators have been caught by skew steel struts (Fig. 16).

Efficiency of external prestressing

The efficiency of external cables has been verified by monitoring the permanent deflections of the superstructure with a removed carriageway and by comparing its condition before and after having prestressed the external cables (Fig. 17).

Conclusions

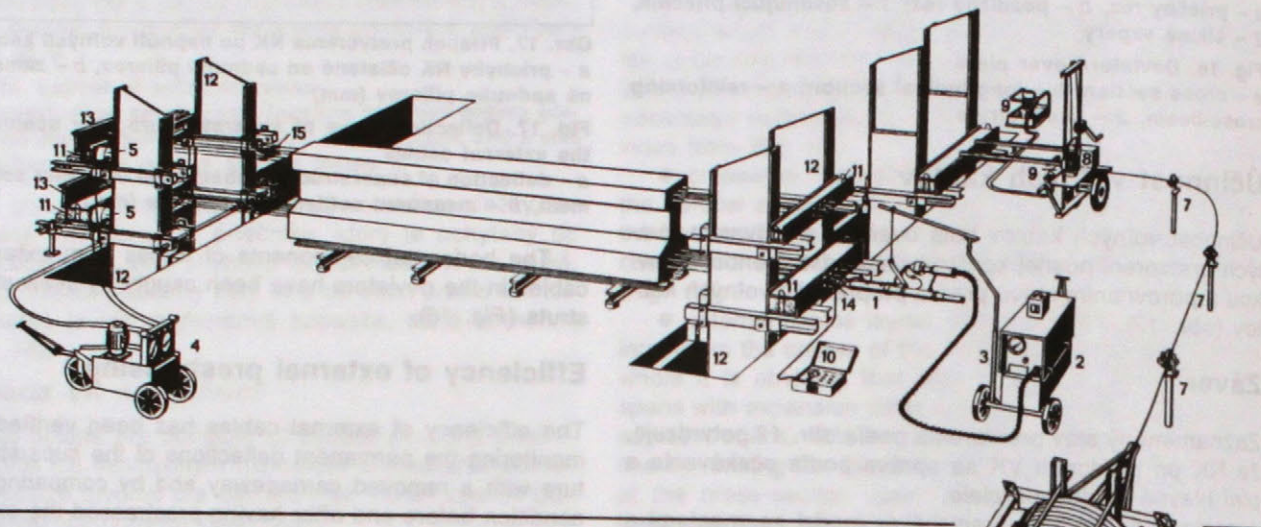
The recorded situation of deformations (Fig. 17) has acknowledged that superstructure after external prestressing will function as expected and be in compliance with the major objectives:

- to stop any further opening of joints between segments and increasing of existing cracks
- to increase the bearing capacity of the viaduct in compliance with the amended technical standard STN
- to establish prestressing reserves for situation in future when a part of the original prestressed cables would be eliminated due to corrosion. In the critical cross-section in the middle of the longest span, there is a reserve of 50 % due to additionally stressed 16 external cables.

Participation:

- client: Slovenská správa ciest Bratislava,
- designer: Dopravoprojekt, a. s. Bratislava,
- contractor: Inžinierske stavby, a. s. Košice.

Prestressed Concrete Technology



- 1 Auto. single-wire stressing jack
- 2 Pump, control and measuring unit
- 3 Jack lifting unit
- 4 Detensioning pump unit
- 5 Hydr. detensioning cylinder
- 6 Wire uncoiling reel
- 7 Wire deflector
- 8 Wire pushing machine
- 9 Hydr. cutter with pump
- 10 Hydr. measuring unit
- 11 Transverse anchor plate
- 12 Abutment anchor post
- 13 Protection device
- 14 Anchor grips
- 15 Wire/strand couplers



**The little difference
that counts**

Since the early fifties, we are counting among the world-wide leading manufacturers of machinery and equipment used for the production of prestressed concrete.

Our delivery program ranging from wire pushing and cutting equipment to anchorage abutments, stressing jacks, multi-strand stressing jacks, pump units, anchor grips extends up to testing and measuring units.



Our job, however, starts in most cases before even turning the first sod: We give advice, plan and project the foundations as well as the design of the steel stressing beds.

PAUL Maschinenfabrik GmbH & Co
D-88525 Dürmentingen
Tel ++49 7371 500-0
Fax ++49 7371 6146

PAUL Büro Dresden
Glashütter Str. 55
D-01283 Dresden
Tel/Fax ++49 351 34 000 48

For more details please write or fax.
Indicate code word:
„Prestressed Concrete Technology“

HYDROSTAV

a. s. Bratislava



Priamopásová letná betónová



Betónová na posuvnej skruži



Posuvná skruž U-40

**predstavuje úspešné technológie
v mostnom staviteľstve**

Diaľnica D1 má v podtatranskom úseku Hybe-Vážec vyprojektovaných 14 mostných objektov. Pri ich realizácii firma Hydrostav úspešne uplatňuje viaceré moderné technologické postupy.

Hydrostav, a. s.
generálne riaditeľstvo
Miletičova 21
820 06 Bratislava

Tel.: 07/542 10 47
07/547 11 11
Fax: 07/547 17 09



VÁHOSTAV, a. s. ŽILINA

úspešná stavebná firma

s dlhoročnou tradíciou a skúsenosťami

VO SVOJOM VÝROBNOM PROGRAME MÁ

- * dopravné a inžinierske stavby
- * stavby pozemného staviteľstva
- * vodohospodárske a ekologické stavby
- * špeciálne zakladanie

KONTAKT:

Váhostav, a. s.
Hlinská 40, 011 18 Žilina
Slovenská republika

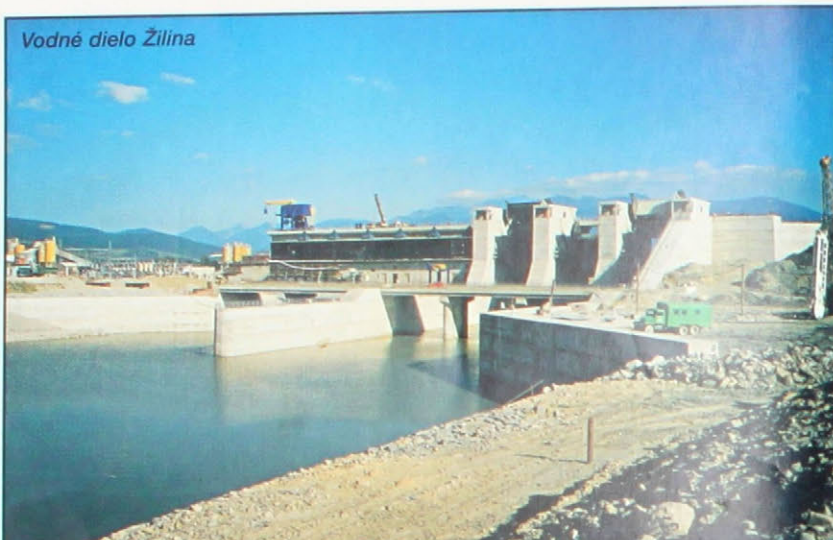
Tel.: +421-89/764 20 81– 7

Fax: +421-89/333 60, 763 28 41

http: //www.vahostav.sk

E-mail: info@vahostav.et.sk

Vodné dielo Žilina



Vodné dielo Čunovo



Výstavba železobetónového mosta cez Váh
súčasť výstavby diaľničného privádzača I. etapa
Žilina – favobrezná II/18

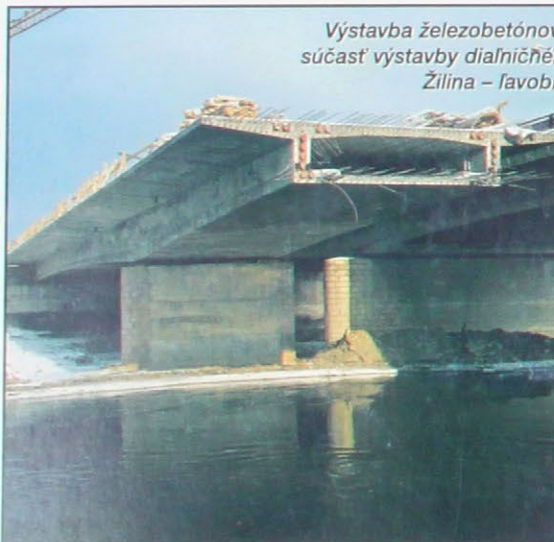


Foto: Mravec /Váhostav/

VÁHOSTAV NEVÁHA. STAVIA.