

# INŽENÝRSKÉ STAVBY



Arch.

## O B S A H:

Prof. Ing. Dr K. Hruban:	Nové cesty ve stavebnictví a druhá pětiletka . . . . .	1
Inž. Dr J. Jambor, Inž. J. Žigraj a Inž. J. Mikuška:	Vplyv prevzdušenía na odolnosť a trvanlivosť betónu . . . . .	2
N. M. Kurjek a M. V. Ostrovskij:	Železobetonové prefabrikáty pro dálková vedení elektrické energie a telefonních a telegrafních spojů . . . . .	7
Ing. Zd. Vinzenz:	Z úvodního projevu k zahájení III. celostátní konference vědecko-technických pracovníků v oboru ocelových konstrukcí . . . . .	12
Prof. Ing. Dr Fr. Faltus:	Úkoly a cíle výzkumu v oboru ocelových konstrukcí v ČSR	14
Ing. Vl. Dvořák:	Zajímavý vývoj projektu železničního mostu . . . . .	19
Ing. R. Kvapil:	Problém nejvýhodnějších parabolických kleneb stavěných v podzemí . . . . .	23
Ing. Jar. Sedláček:	Naše nedostatky při ražení štol a možnosti jak je odstranit	26
Ing. Dr Fr. Brandler:	Příspěvek ke zjednodušenému řešení vetknutých oblouků s libovolnou průřezovou změnou . . . . .	31
Ing. J. Macháček:	Z činnosti redakce stavební literatury SNTL . . . . .	34
Thematický plán časopisu „Inženýrské stavby“ . . . . .		35
Referáty z cizích časopisů:		
Ing. R. Bareš:	Tři velké předpjaté obloukové mosty ve Venezuele . . . . .	37
Ing. P. Serbus:	Most z hliníkové slitiny v Maďarsku . . . . .	43
Z vědecké technické společnosti pro stavebnictví:		
Ing. Dr Vl. Smitka:	Činnost Čs. vědecké technické společnosti při Československé akademii věd . . . . .	46
Technické školení — cyklus odborných přednášek . . . . .		47
Zprávy z domova:		
Ing. Ant. Schindler:	Třetí celostátní sjezd vědecko-technických pracovníků oboru ocelových konstrukcí . . . . .	47
Výměna zkušeností . . . . .		50
Typisacní a normalisační hlídka: . . . . .		50
Odborná literatura . . . . .		51
Nové knihy . . . . .		52

STÁTNÍ NAKLADATELSTVÍ TECHNICKÉ LITERATURY

INŽ. STAVBY — ROČNÍK 4. — ČÍSLO 1 — STRANA 1 — 48 — PRAHA, 21. 1. 1956

Kčs 6,—

## СОДЕРЖАНИЕ

Проф. Инж. Др. К. Грубан: Новые пути строительства и второй пятилетний план . . . . .	1
Инж. Др. И. Ямбор, Инж. Я. Жиграй, Инж. Ю. Микушка: Влияние аэрации на устойчивость и долговечность бетона . . . . .	2
Н. М. Курек, М. В. Островский: Сборный железобетон для магистралей линий электропередачи и для линий телефонной и телеграфной связи . . . . .	7
Инж. З. Винценц: Из вступительной речи к открытию III. общегосударственной конференции научно-технических работников по стальным конструкциям . . . . .	12
Проф. Инж. Др. Ф. Фалтус: Задачи и цели исследования в области стальных конструкций в ЧСР . . . . .	14
Инж. В. Дворжак: Интересное решение проекта железнодорожного моста в городе . . . . .	19
Инж. Р. Квапил: Вопрос решения оптимальных параболических подземных сводов . . . . .	23
Инж. Я. Седлачек: Наши недостатки при проходке штольной и возможности их устранения . . . . .	26
Инж. Др. Ф. Брандлер: К вопросу успешного решения арок с заделанными концами с произвольным изменением поперечного сечения . . . . .	31
Инж. Я. Махачек: Из деятельности редакции строительной литературы государственного издательства технической литературы . . . . .	34
Тематический план журнала »Inženýrské stavby« . . . . .	35
Рефераты из других журналов:	
Инж. Р. Бареш: Три больших предварительно напряженных арочных моста в Венесуэле . . . . .	37
Инж. П. Сербус: Мост из алюминиевого сплава построенный в Венгрии . . . . .	43
Из научно-технического общества по строительству:	
Инж. Др. В. Смитка: Деятельность чехословацкого научно-технического общества при Чехословацкой Академии наук . . . . .	46
Техническое обучение — цикл специальных докладов . . . . .	47
Отечественная хроника:	
Инж. А. Шиндлер: Третий общегосударственный съезд научно-технических работников по стальным конструкциям . . . . .	47
Рубрика типизации и нормализации . . . . .	50
Фаховая литература . . . . .	51
Краткое содержание отдельных статей приводится в их заключительной части	

## INHALT

Prof. Ing. Dr K. Hruban: Die neuen Wege im Bauwesen und der zweite Fünfjahrplan . . . . .	1
Ing. Dr J. Jambor, Ing. J. Žigraiu, Ing. J. Mikuška: Einfluss der Durchlüftung auf die Widerstandsfähigkeit und Dauerhaftigkeit des Betons . . . . .	2
Ing. Zd. Vinzenz: Aus der einleitenden Ansprache bei der Eröffnung der III. gesamtstaatlichen Konferenz der tschechoslowakischen Stahlkonstruktionsfachleute . . . . .	12
Prof. Ing. Dr Fr. Faltus: Die Aufgaben und Ziele der tschechoslowakischen Forschung auf dem Gebiet der Stahlkonstruktionen . . . . .	14
Ing. Vl. Dvořák: Interessante Entwicklung des Projekts einer Eisenbahnstadtbrücke . . . . .	19
Ing. R. Kvapil: Zum Problem der vorteilhaftesten parabolischen, unterirdisch ausgeführten Gewölbe . . . . .	23
Ing. Jar. Sedláček: Unsere Fehler beim Vortrieb von Stollen und Möglichkeiten, wie dieselben eliminiert werden könnten . . . . .	26
Ing. Dr Fr. Brandler: Beitrag zu einer vereinfachten Lösung von eingespannten Bögen mit beliebiger Querschnittsveränderung . . . . .	31
Ing. J. Macháček: Auszug aus der Tätigkeit der Bauliteraturredaktion der Staatlichen Verlagsunternehmung für technische Literatur . . . . .	34
Aus dem thematischen Plan der Zeitschrift »Inženýrské stavby« . . . . .	35
Referate aus ausländischen Zeitschriften:	
Ing. R. Bareš: Drei grosse vorgespannte Bogenbrücken in Venezuela . . . . .	37
Ing. P. Serbus: Der Bau einer Brücke aus Aluminiumlegierung in Ungarn . . . . .	43
Aus der Tschechoslowakischen wissenschaftlich-technischen Gesellschaft f. d. Bauwesen:	
Ing. Dr Vl. Smitka: Referat über die Tätigkeit dieser an die Tschechoslowakische Akademie der Wissenschaften angegliederten Gesellschaft . . . . .	46
Nachrichten aus der Heimat:	
Ing. Ant. Schindler: Referat über die III. gesamtstaatliche Konferenz der tschechoslowakischen Stahlkonstruktionsfachleute . . . . .	47
Typisierung u. Normalisierung . . . . .	50
Fachliteratur . . . . .	52
Kurze Inhaltsangaben folgen nach den einzelnen Artikeln.	

## ROČNÍK IV. ČÍSLO 1 — PRAHA, 21. 1. 1956

Vydává ministerstvo stavebnictví ve Státním nakladatelství technické literatury, národní podnik, Praha, Spálená 51. Redakční sbor: Ing. Dr Zd. Bažant, akademik Stan. Bechyně, Ing. Jar. Brázdil, Ing. Vlad. Byčkovský, Ing. M. Dembowski, Ing. Dr Arnošt Dvořák, Ing. Dr Frant. Faltus, Ing. Dr Konrád Hruban, akademik Fr. Klokner, Ing. E. Konečný, Ing. Dr Jiří Kozák, Ing. E. Král, Ing. Jan Macháček, Ing. Dr M. Mencl, Ing. Jiří Neuwirt, Ing. Dr Ad. Pavlík, Ing. Květ. Petr, Ing. Dr E. Reich, Ing. Jar. Sedláček, Ing. Dr Vlad. Smitka, Ing. Josef Špeta, Ing. Dr K. Waitzmann.

Předseda redakčního sboru: Ing. Dr Vlad. Smitka.

Vedoucí redakce: Ing. Květoslav Petr

Výkonný redaktor: Ing. Antonín Bass

Redakce: Praha II, Krakovská 8, telefon 23 07 51-5. Rozšiřuje Poštovní novinová služba.

Časopis vychází 12× ročně; toto číslo vyšlo 21. ledna 1956. Cena jednotlivého čísla Kčs 6,—, roční předplatné Kčs 72,—. Možno platit Kčs 36,— pololetně i Kčs 18,— čtvrtletně. Tiskne Knihitisk, národní podnik, závod 03, Praha II, Jungmannova 15, telefon 24 68 80. Do sazby 5. prosince 1955, do tisku 13. ledna 1956. 3600 výtisků. Papír: text 7208-70 g, obálka 7208-100 g. A 09043

## REFERÁTY Z CIZÍCH ČASOPISŮ

## TŘI VELKÉ PŘEDPJATÉ OBLOUKOVÉ MOSTY VE VENEZUELE

Zpracováno podle článků v „Civil Engineering“ USA — 3/1953 od E. Freyssineta, J. Mullera a R. Shama a v „Concrete and Constructional Engineering“, 2/1955.

*Některé obecné otázky týkající se návrhu velkých obloukových mostů. Volba konstrukce mostů ve Venezuele podle Freyssinetova návrhu. Typisované části, způsob předpětí mostovky, pilířů, oblouků a základů. Zásady statického výpočtu. Zkouška modelu skruže. Způsob provádění oblouku konsolovou metodou bez lešení, s vytážením příhradové skruže ve střední části rozpětí. Montáž mostovky z prefabrikovaných dílů.*

Tyto mosty ukazují, že velká industrialisace, uváděná mnohdy jako výsada ocelových konstrukcí, je možná i u masivních inženýrských děl, a to dokonce s mnohem menším strojním vybavením. Cena těchto mostů, rychlost jejich provádění, minimální údržba a pěkný vzhled činí takovéto konstrukce v daném terénu po všech stránkách nejvýhodnějšími. Dokazují možnost založit oblouk i ve velmi špatných základových půdách a ukazují všestrannou použitelnost předpětí při pevnostech betonu okolo 300 kg/cm<sup>2</sup>.

Při stavbě nové venezuelské dálnice bylo nutno hluboká údolí mezi přístavem La Guaria a Caracas třikrát přemostit. Podle návrhů využívajících Freyssinetovy metody byly, pod jeho osobním vedením vybudovány místní podnikatelskou firmou tři velké obloukové mosty (obr. 1).

## Volba konstrukce

Typ údolí je ideální pro přemostění velkým obloukem truhlíkového průřezu podobně jako již v St. Pierre — de Vauvray a Plougastelu ve Francii. Nehledě k rozpětí liší se však venezuelské mosty od mostu v Plougastelu větším požadovaným zatížením, větší šířkou mostovky a mnohem nepříznivějšími základovými podmínkami.

Údolí v Caracasu mají příkré svahy s rozrušenou půdou která dosahuje do velkých hloubek a znemožňuje provést základové patky, schopné přenést větší ohybové momenty. Bylo proto rozhodnuto, aby prakticky úplnému zredukování momentů bylo co nejbližší u patek použito Freyssinetových kloubů, již mnohokrát vyzkoušených, na př. na mostech Boutironu u Vichy (1912), u Candelier (přes Sambrou — 63 m) a jinde.

## Počet kloubů

Bylo nutno rozhodnout otázku, má-li být použito dvou či tří kloubů. Při návrhu velkých konstrukcí je nutno přidržet se dvou pravdivých zkušeností: za první, že použití nějakého návrhu nebo principu nepodává ještě důkaz jeho všeobecné platnosti a za druhé, že při přebírání odpovědnosti za neobvyklé dílo je povinností projektanta, pochybovat o všem, co si sám s náležitým zřetelem k vlastnostem materiálů, jakož i k podmínkám a formě jejich užití neověřil.

Jako odstrašující příklad lze uvést most ve Veurdre, kde Freyssinet, tehdy mladý inženýr, přijal mínění jiných autorů pro počet kloubů a deformaci betonu. Když byl proveden, na pohled krásný most, zvětšovala se napětí vyvozená vznikajícími deformacemi na takovou



Obr. 1. Pohled na most č. 1

miru, že se zdálo nevyhnutelným, že se most zhroutí. V této kritické situaci provedl Freyssinet dva zásahy, které most zachránily. Jednak vložil ve vrcholu oblouku lišy ke korekci nebezpečných deformací a jednak zrušil vrcholový kloub, který způsoboval nestálost oblouků.

Tato zkušenost budí nedůvěru ke staticky určitým betonovým obloukům. Možnost eliminovat parazitní napětí, uváděné jako výhoda takových mostů, nemá zde žádnou platnost. Snaha po přílišném zjednodušení vede k absurdnosti, k součtu napětí vyvozených zatížením s napětím od změn teploty, vlhkosti nebo jiných vlivů.

Při určování napětí, kterému jsou podrobeny oblouky, je hlavní podmínkou znát:

1. součinitele teploty a vlhkosti, kteří působí často vzájemně opačně (a jejichž důležitost bývá značně přeháněna, jsou-li uvažováni samostatně);

2. moduly pružnosti betonu.

Moduly pružnosti se značně zmenšují ihned, jakmile se blíží celková napětí nebezpečným mezím, takže necht jsou vypočtené hodnoty jakkoli vysoké, deformační napětí nemohou zpravidla nikdy ohrozit dobře navržené konstrukce mající v každé části konstantní stupeň bezpečnosti. Nikdy nesmí být zapomenuto, že beton je obdařen schopností vyrovnávat vnitřní napětí; možnost vybočení se naopak zvyšuje se zmenšujícím se modulem pružnosti. Při dlouhodobém zatížení může být deformace vlivem dotlačování i více než čtyřikrát větší než deformace okamžitá. Z toho důvodu je nutno při studiu vybočení, které vzniká vlivem dlouhodobého nebo často se opakujícího zatížení, uvažovat pro jakostní beton modul pružnosti kolem 100 000 kg/cm<sup>2</sup> a pro betony prostřední jakosti hodnotou ještě nižší.

U mostů v Caracasu vedly tyto úvahy k vynechání vrcholového kloubu; toto rozhodnutí bylo podporováno také nutností brát v úvahu i možné posunutí podpor, na př. následkem zemětřesení. V takovém případě by byl jistě méně poškozen most dvoukloubový.

## Vzdálenost stěn a tvar oblouku

Volba vzdálenosti nosných stěn závisí především na čítu projektanta. Ve Villeneuve sur Lot je vzdálenost sloupů 1/25 rozpětí, zatím co v Plougastelu 1/10 rozpětí. U obou mostů jsou vzájemné poměry rozměrů výhodující. Vzhledem k úsporám hmot je výhodnější provést sloupy na vzdálenost větší, neboť jejich průřez je úměrný hlavně jejich výšce. Užití velkých vzdáleností vede však k neobvyklým tvarům oblouků. Je nutno jednak udržet rovnoměrnou líní křivku (s estetického hlediska); jednak přizpůsobit co nejvíce těžištvou osu oblouku k výslednicové čáře nespojitého zatížení. Čím větší je dílo, tím více je nutno věnovat pozornost tomu, aby stupeň bezpečnosti byl rovnoměrný v celé konstrukci. Je-li měřítko díla 10krát větší, jsou také napětí 10krát větší, ale průhyby jsou větší 100krát. Z toho je patrné, že by i detaily v malém oblouku zanedbatelné byly velmi nepříjemné u oblouku 10krát většího. Z těchto důvodů musí být u velkého mostu podrobně vyšetřeny i nejmenší detaily, a to se všech hledisek.

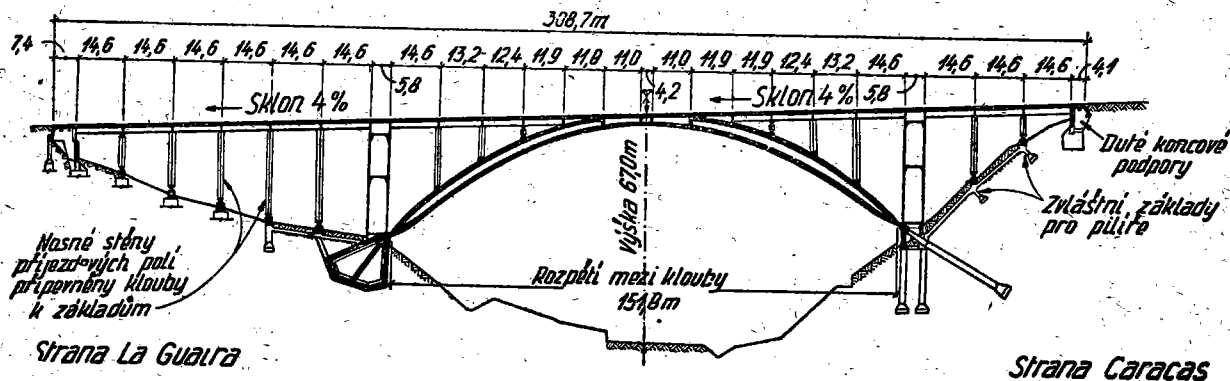
## Volba skruže

Největší překážkou stavby velkých obloukových mostů je skruž. V r. 1920 demonstroval Freyssinet možnost

oblouku téměř 800 m rozpětí a v r. 1930 dokonce 1000 m rozpětí. Od té doby se však dosáhlo největšího rozpětí 260 m u mostu v Sandó.

Ačkoli mosty v Caracasu jsou menší než jiné již postavené mosty, podmínky pro jejich provedení byly velmi obtížné. Velmi hluboké údolí (až 73 m pod mostov-

umístěna elektrická a jiná vedení. Pro předpínací kabely bylo použito vysokohodnotné oceli s mezní pevností 22 100 kg/cm<sup>2</sup> a pracovním napětím 10 200 kg/cm<sup>2</sup>. Kabely se skládají z 12 nebo 18 drátů profilu 5,08 mm, což dává pracovní tahovou sílu 23,0 nebo 35,0 t. Použitý beton měl krychelnou pevnost mezi 270 a 330 kg/cm<sup>2</sup>.



Obr. 2. Nárys mostu č. 1, základní dimenze a způsob založení

kou), nerovná a rozrušená povaha základové půdy, jakož i skutečnost, že staveniště není chráněno proti cyklontům z Antill, prakticky znemožňují podepřít skruž přímo na zem. Pro velký finanční náklad nebylo také možno použít jakékoli jiné konstrukce skruže, na podobných stavbách dosud používané. Podrobnou kalkulaci bylo zjištěno, že nejlevnějším způsobem stavby by bylo vzlyčit betonová oblouková žebra z předem vyrobených částí krakorcovou metodou a použít skruže pouze ve střední části oblouku. Poněvadž by však toto řešení vyžadovalo silný zvedací stroj, který nemohl být v daném časovém omezení instalován, byla krakorcovou metodou vztyčena pouze skruže.

Části skruže mohly být osazeny kabelovým jeřábem nosnosti 5 t, vybudovaným nad staveništěm v ose mostu, a zajištěny ve své poloze zakotvenými kabely. Po vybetonování jedné části mohly být osazeny s každé strany další takové prvky skruže, a to až do  $\frac{3}{4}$  výšky a  $\frac{1}{4}$  rozpětí. S konsol byla zdvižena příhradová lehká konstrukce skruže s táhlem (vážíci 220 tun) čtyřmi osmi-kladkovými kladkostroji ovládanými čtyřmi elektrickými navijáky. Skruž působí po osazení spolu s částmi již vybetonovanými jako oblouk schopný přenášet další zatížení vahou betonu. Tato metoda je velmi výhodná, neboť značně snižuje spotřebu řeziva, a tím i cenu, a je naprosto bezpečná proti nárazům větru.

Mosty v Caracasu lze považovat za malý model oblouku rozpětí 1000 m, neboť není překážky, pro kterou by měřitko prováděných postupů nemohlo být změněno. Této poměrně levné metody možno použít při provádění málo vyztužených betonových oblouků theoreticky neomezeného rozpětí.

Takovou výjimečnou konstrukcí je ovšem nutno co nejdetailněji propracovat a věnovat zvláště velkou pozornost průběhu napětí a deformací v různých stadiích stavby, všem prvkům, kabelům, a hlavně spojům.

Projekty byly vypracovány skupinou mladých nadšených inženýrů v Paříži a stavbu mostu řídila druhá skupina mladých inženýrů z Venezuely.

#### Konstrukční části

Návrh prvního mostu obsahoval na 800 stran výpočtu a přes 300 výkresů. Proto tu není možno detailně popsat každý prvek. Základní dimenze tří mostů, podobných svým vzhledem i konstrukcí, uvádíme v tabulce I.

Celková šířka mostovky je 20,80 m; stačí pro 6 dopravních proudů rozdělených na polovinu středním, 1,20 metru širokým pásem, který je každých 9 m přerušován 60cm průchodem. Příčný spád mostovky je 1,5 % a je dán tloušťkou 5 cm na krajích a 19 cm ve středu. Vozovka je z prostého betonu bez jakékoli izolace. Chodníky jsou 0,7 m široké a jsou duté, aby do nich byla

Všechny tři mosty byly sestaveny, pokud to bylo možné, z prefabrikovaných typisovaných dílů. Podélný průřez mostu je v obr. 2. Mosty mají některé společné vlastnosti. Každé pole se skládá z osmi předem vyrobených předpjatých nosníků průřezu podle obr. 3a. Tloušťka stěny v délce 1,20 m se na koncích zvětšuje ze 14 cm na šířku spodní příruby, t. j. 40 cm. Nosníky jsou předpjaty třemi nebo čtyřmi kabely (což závisí na délce nosníku) zakotvenými kotvami Freyssinetova typu. Podruhá výztuž se skládá ze třmínků a několika podélných prutů. Změn v délce bylo dosaženo při prefabrikaci buď přidáním, nebo ubráním standardních částí ocelového bednění. Mezery mezi nosníky jsou vyplněny prefabrikovanými deskami, jež jsou ve vzdálenostech 91 cm příčně předpjaty kabely o 18 drátech. Kabely procházejí otvory v horních přírubách nosníků a leží v drážkách tvaru U vytvořených v deskách. Desky jsou 1,60 m dlouhé, 91 cm široké a 18 cm tlusté. Podélnými kabely uloženými v drážkách v horní přírubě nosníků se dosahuje spojitosti sousedních polí mostovky, navržené jako tři oddělené spojitě systémy (jeden přes oblouk a po jednom v příjezdových částech). Nosné stěny v příjezdových částech, jakož i přes oblouk mají zvláštní tvar I. (Obr. 4c).

Na těchto stěnách leží příčník vyrobený předem v pěti dílech, příčně předpjatý. Jeho spodní část má tvar obráceného T, horní část v šířce 20 cm a výšce 180 cm byla vybetonována na místě. Na obr. 3 je pohled na konstrukci mostovky.

Hlavní oblouky mají stejný průřez (obr. 4a, b) a téměř stejný podélný tvar. Změna v rozpětí je dána změnou patak oblouku. Pro všechny mosty bylo užito stejných skružových prvků.

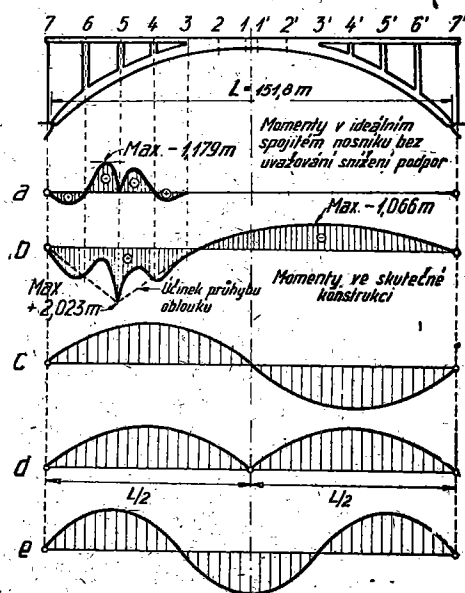
Pro zlepšení architektonického vzhledu při přechodu z hlavní konstrukce na příjezdové části byly nad obloukovými patkami vybudovány tuhé, duté skořápkové pilíře, které mají vysokou pevnost v ohybu a v kroucení, poskytující dostatečný odpor proti zatížení větrem a které mají hlavní úlohu při stabilisování celé konstrukce. Střední pole se skládá ze tří dutých obloukových dvouklobových žebér vzepětí 33,0 m, osově vzdálených

Tabulka I.

Most	Celková délka	Výška mostovky od dna údolí	Rozpětí hlavního pole
č. 1	309 m	70 m	152 m
č. 2	253 m	73 m	146 m
č. 3	213 m	52 m	138 m



momentu dosáhne zatížením poli 4—5 a 5—6. Toto stejné zatížení působící na skutečnou konstrukci spolu s uvažovanou deformací oblouku (podle příčinkové čáry obr. 5b) vyvolá pozitivní moment ve stejném průřezu dva až třikrát větší.



Obr. 5. a, b) příčinkové čáry mostovky, c, d, e) způsoby vybočení oblouku

2. Rozdělení napětí v žebrových průřezech

Je navrženo betonovat oblouková žebra ve třech věncích: a) spodní pás a část stěn celkové tloušťky 50 cm, b) zbytek stěn, c) horní pás.

Následkem betonování ve věncích objeví se v obrazech napětí  $\sigma_0$  nespojitost (obr. 6a). Kdyby všechna zatížení počala působit ihned po dokončení konstrukce, obrazec napětí  $\sigma$ , by byl dán čárkovanou čarou v obr. 6a a 6b. Díky dotlačování betonu, které nastane po dokončení konstrukce a které zmenší modul pružnosti z okamžité hodnoty  $E_0$  na konečnou hodnotu  $E_2$ , zmenší se značně rozdíly mezi napětími  $\sigma_0$  a  $\sigma_1$ . Platí (obr. 6b):

$$\sigma_2 = \sigma_0 + (\sigma_1 - \sigma_0) \cdot \frac{E_0 - E_2}{E_0}$$

Poměr modulů  $E_0$  a  $E_2$  se obvykle předpokládá rovný 3.

3. Druhotná napětí vyvolaná křivostí v dutém obloukovém žebře

Jak již bylo uvedeno, je rub oblouku tvořen přímkami. Nevznikají zde žádná druhotná napětí a horní pás je vytužen pouze k přenášení vlastní váhy mezi stěnami průřezu. Naproti tomu v lici, který je zakřivený, způsobují tlaková napětí  $\sigma$ , která působí ve spodním pásu žebra, svislé reakce rovné v každém bodě  $\sigma$  (R směrem nahoru, obr. 6c).

Na př. maximální napětí ve spodní přírubě poblíž čtvrtiny rozpětí je 91,40 kg/cm<sup>2</sup> a poloměr křivosti R = 91,4 m.

Radiální tlak je proto  $\frac{91,40}{91,40} \cdot 0,24 = 2400$  kg/m<sup>2</sup>

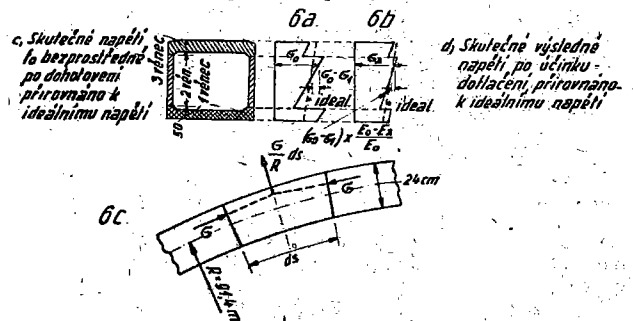
Tento tlak částečně ruší vlastní váha spodního pásu, která je 600 kg/m<sup>2</sup>; výsledný tlak je tedy 1800 kg/m<sup>2</sup>, který je příčně rovnoměrně rozdělený a proti němuž působí reakce ve stěnách žebřer. Tím vzniká příčný ohyb spodního pásu. Celková výztuž oblouku činí asi 50 kg na m<sup>2</sup> betonu.

4. Vybočení oblouku

Příčné vybočení jednotlivých obloukových žebřer ne-

přichází v úvahu pro poměrně malou vzdálenost vektů 58 m.

Možnost svislého vybočení systému mostovka - oblouk vyžaduje však pečlivé vyšetřování. Průhybová křivka má v okamžiku vybočení tvar patrný z obr. 5c s opačnými znaménky průhybu po obou stranách vrcholu. Obě poloviny oblouku vybočí při stejné síle jako přímý nosník rozpětí L/2 s momentem setrvačnosti J + I'. Pro předpokládaný modul pružnosti E = 100 000 kg/cm<sup>2</sup> dává výpočet aproximační metodou střeň bezpečnosti 5,



Obr. 6. a, b) napětí oblouku, c) radiální tlak způsobený zakřivením spodního pásu

kteřý je málo ovlivňován (v mezích asi 3%) redukováným momentem setrvačnosti ve vrcholu. Zajímavá je skutečnost, že pro tříkloubový oblouk je stejná minimální síla způsobující vybočení. Přesto však třetí kloub ve vrcholu nebezpečně zmenšuje stupeň bezpečnosti proti vybočení vlivem značně rozdílných deformací. U tříkloubového oblouku se mohou odděleně deformovat obě poloviny a tlaková čára musí procházet stejným bodem ve vrcholu (obr. 5d). Proto jsou relativně důležitější deformace druhého řádu vzniklé z momentů vyvolaných původní deformací, jež byla způsobena vlivem účinku stálého zatížení nebo vedlejších příčin.

U dvoukloubového oblouku vyvodí momenty od stálého zatížení symetrické deformace, z čehož vyplývá, že se přemístí tlakové čáry ve vrcholu. Tím se zabráňuje vybočení oblouku ve dvou vlnách opačného znaménka (obr. 5c). Stupeň bezpečnosti při vybočení ve třech vlnách délky L/3 (obr. 5e) je 11. Oblouky v Caracasu jsou tedy velmi bezpečné a stále proti vybočení.

Střední oblouková skruž

Střední část skruže, působící jako spojovací oblouk mezi konsolovými částmi oblouku vybetonovanými do čtvrtiny rozpětí, byla jedním z nejtěžších problémů projektu.

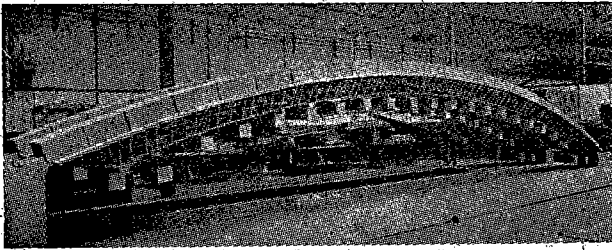
Aby bylo dosaženo co největší redukce ohybových momentů, byl vypracován přesný sled betonování spodního pásu, který po dohotovení spolupůsobil se skruží při přenášení zatížení od dalších částí žebřer. Rozdělení zatížení mezi betonový věnec a skruž závisí na koeficientu tření mezi skruží a betonem a na poměru modulů pružnosti obou materiálů. Vyšetřování na modelu (obr. 7) ukázalo, že napětí spodního pásu bylo velmi málo ovlivněno a měnilo se pouze o 10% bez ohledu na to, zda se beton po dřevu volně posunoval, nebo zda byl pevně ke skruží připevněn. Přijmeme-li poměr modulů betonu a dřeva 3, je poměr mezi transformovanými plochami a momenty setrvačnosti obou prvků takový jako na tab. II.

Tabulka II.

	Plocha Setrvačnost	
První vrstva betonu	20%	8%
Dřevěná skruž	80%	92%

První betonový vaneč mohl tedy přenášet značnou část tlaku, ale byl příliš ohebný k přenesení jakýchkoli ohybových momentů.

Model 1 : 5, přes 16 m dlouhý, ukázal velmi malý celkový průhyb pro plné zatížení — 9,5 mm, což odpovídá asi 5 cm ve skutečné konstrukci. Tato hodnota byla také potvrzena měřením za stavby.



Obr. 7. Model střední skruže

vídá asi 5 cm ve skutečné konstrukci. Tato hodnota byla také potvrzena měřením za stavby.

#### Provádění

Všechny předem vyrobené prvky byly zhotoveny přímo na staveništi vedle prováděných mostů. Pro montáž byl postaven napříč údolí visutý kabelový jeřáb nosnosti 5 t a rozpětí asi 360 m.

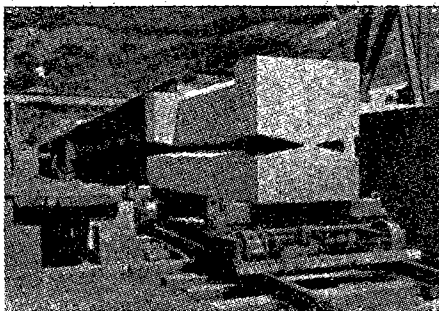
Prefabrikáty byly vyráběny na vibračních stolech ze železového betonu; dlouhých až 15 m a vážících s formami a příloženými vibrátory až 35 t. Kapacita výroby byla čtyři nosníky týdně. Ocelové bednění bylo zvláště pevné, neboť muselo vydržet bez viditelných deformací až sto použití. Použitý beton byl suchý, s vodním součinitelem asi 0,36 až 0,40.

#### Základy

Okrajové opěry byly založeny na betonem vyplněných studnách, 9 m hlubokých. Na straně La Guaira byly takto založeny i pilíře příjezdové části (tři studny na jeden pilíř). Na straně Caracasu bylo nutno založit příjezdové pilíře speciálním způsobem, a to tak, že reakce pilířů je rozložena do dvou složek, z nichž jedna je přenášena šikmými stěnami do základových patek oblouku a druhá působí kolmo k povrchu a k vrstvám základové půdy (obr. 2).

Základová patka oblouku je na straně La Guaira provedena jako dutá, předpjatá, betonová krabice, ležící v hloubce 9—15 m na stmelěných štěrčích a přenázející 16 000 t celkového zatížení; napětí základové půdy činí 37,6 t/m<sup>2</sup>. Tento základ, vysoký jako šestipatrová budova, obsahuje 2 100 m<sup>3</sup> betonu. Výkop byl 6900 m<sup>3</sup> zeminy.

Základová patka na straně Caracasu se skládá ze sedmi svislých studní průměru 1,90 m, dole rozšířených na 3,30 m, hlubokých přes 18 m, a tři skloněných pilířů čtvercového průřezu se stranami 2,30 m, hlubokých přes 29 m. Přes studně a pilíře byla provedena lehká konstrukce k roznesení zatížení.

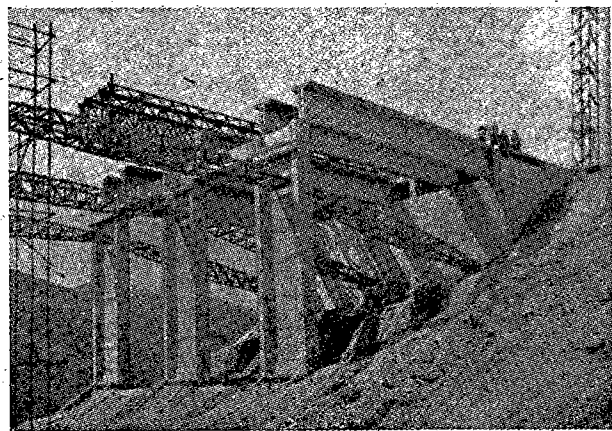


Obr. 8. Předvyrobené Freyssinetovy klouby pro nosné stěny

#### Příjezdové nosné stěny

Imned po dohotovení základů byly osazeny předem vyrobené bloky s Freyssinetovými klouby (obr. 8). Nosné stěny byly betonovány do ocelového posuvného bednění přípevněného ke kloubovým blokům. Před umístěním mostovkových nosníků byly stěny provizorně rozepřeny lehkou ocelovou konstrukcí. Výztuž byla provedena jako samonosná kostra a pro předpínací kabely byly ve stěnách umístěny ocelové trubky, jež byly 1½ hodiny po betonáži vytaženy. Jakmile byly hotovy všechny tři stěny, byly osazeny příslušné předem vyrobené příčnkové části a předepnuty svislými kabely (obr. 3) a potom byl rám dokončen osazením mezilehlých příčnkových částí. Po osazení všech částí byly podélnými otvory provlečeny čtyři 18drátové kabely, spoje mezi díly byly vyplněny maltou a po 8 až 10 hod. byly kabely předepjaty.

Dva pilíře na obloukových patkách jsou z tenkých desek, duté, 42 m vysoké; v půdoryse mají rozměry 6,0 × 24,5 m a jsou rozděleny třemi vnitřními příčnými stěnami. Byly betonovány na místě do ocelového posuv-



Obr. 9. Montáž mostovky z předvyrobených prvků

ného bednění. Aby se zvětšila stabilita vzhledem k zatížení větrem bylo svislé předpětí provedeno deseti 18drátovými kabely umístěnými v rozích buněk.

#### Mostovkové nosníky

Po dokončení prvních sténových rámu v příjezdech začaly se ihned osazovat mostovkové nosníky a desky kozovým jeřábem s 18 m dlouhou konsolou; jeřáb se pohyboval ve směru podélném i příčném na hotových částech konstrukce (obr. 9).

Po osazení nosníků jednoho pole byly vloženy do mezer desky, protaženy příčné kabely, vyplněny mezery a předepnuty a zainjektovány kabely. Všechny tyto práce provedla pro jedno pole rozpětí 15 m skupina 16 lidí v 9 dnech.

Po dokončení celé příjezdové části byly předpjaty podélné kabely ležící v drážkách v horních přírubách nosníků a zakotveny na jedné straně v obloukovém pilíři, na druhé v krajní opěře.

#### Lehké dřevěné konsolové bednění

Při provádění oblouku je nejdůležitější skruž. Potřebné vlastnosti dobré skruže jsou: minimální cena práce a materiálu, dostatečná tuhost, aby se udržel tvar skruže při betonování, možnost lehkého odbednění bez nárazů a vysoká bezpečnost.

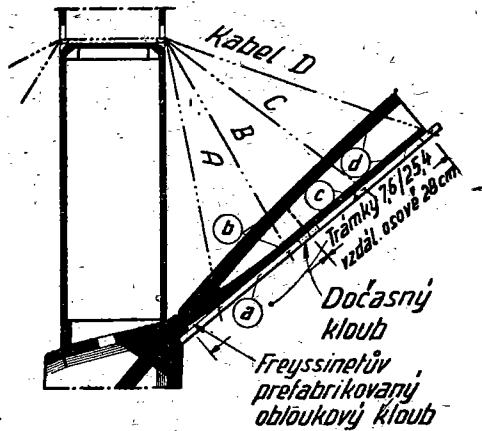
Skruž pro konsolovou čtvrtinu rozpětí se skládala ze čtyř malých jednotek bednění pro každé žebro; aby se zlepšila stabilita proti zatížení větrem, byly tyto jednotky mezi sebou rozepřeny.

Tato skruž měla čtyři klouby ve styčích, byla velmi lehká a ohebná. Žádaná tuhost jí byla dána vybetonováním části průřezu žebra předtím, než byla zdvižena do své polohy další část. Střední část skruže byla sesta-

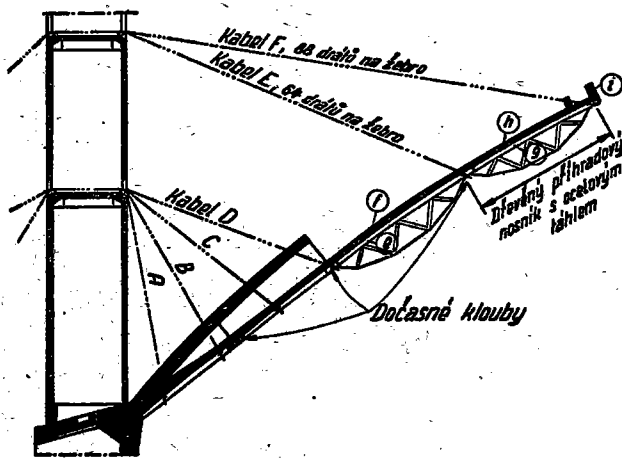
vena na zemi a do své polohy byla vytažena. Celková spotřeba dřeva činila 460 m<sup>3</sup>, což by dalo srovnanou tloušťku 15, 8 cm přes celé rozpětí. Normální skruž by byla spotřebovala čtyřikrát až pětikrát více dřeva.

#### Postup stavby skruže a betonování oblouku

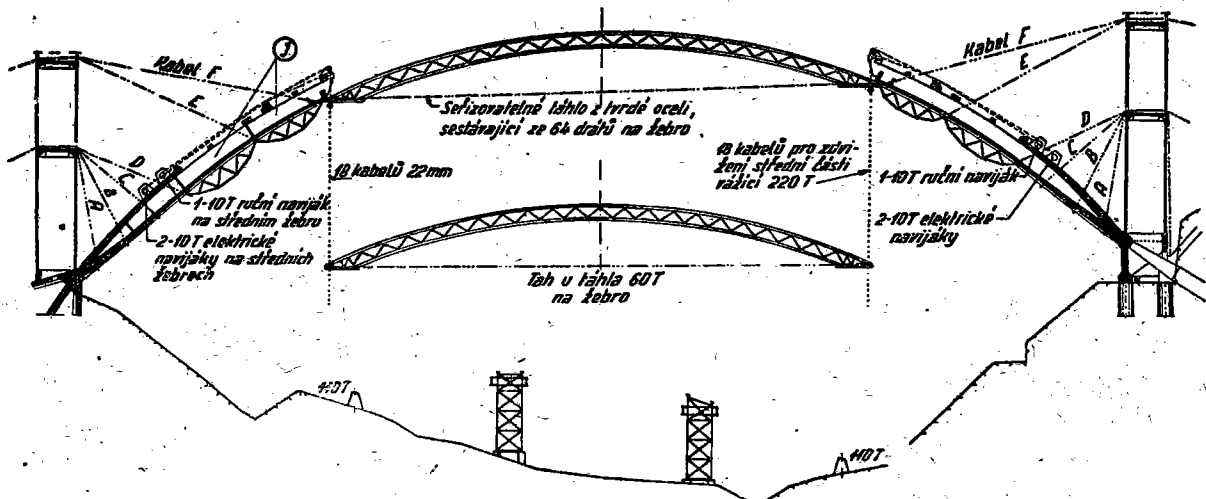
První část skruže, dřevěná plošina dlouhá 9,4 m, široká 8,4 m v patce a 5,2 m na konci, pokrytá 13mm překližkou a vážicí 5 t, byla umístěna pro každé



Obr. 10. Postup montáže skruže a betonování konsolových částí oblouku (a — d)



Obr. 11. Postup montáže skruže a betonování konsolových částí oblouku (e — i)



Obr. 12. Postup montáže skruže a betonování konsolových částí oblouku (j)

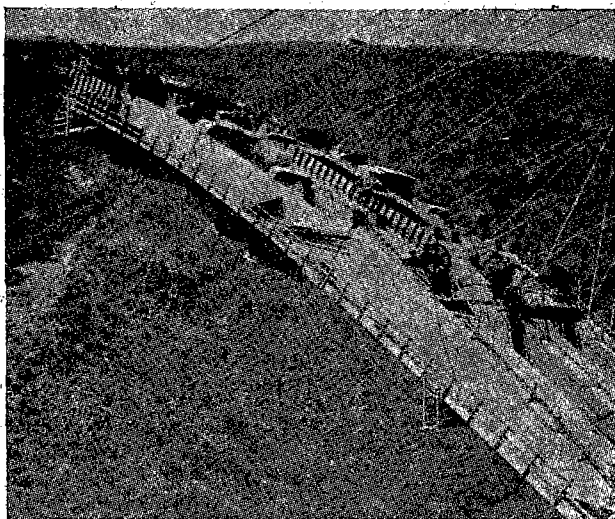
žebro kabelovým jeřábem a zavěšena kotevními kabely (A a B, obr. 10a). Na plošiny byly umístěny čtyři 4t kloubové bloky v patce spáře každého žebra, sestavené do jednoho bloku a předpjaté kabely. Poněvadž váha každého přírůstku betonu protahovala kabely, musela se poloha plošiny pečlivě sledovat a upravovat vytahováním kabelů (obr. 10).

Když byla vybetonována první část obloukového žebra (obr. 10b), byla osazena další část skruže a zavěšena dvěma dalšími kotevními kabely (C a D, obr. 10c). Poněvadž při betonáži další části nastane odlišné protažení kabelů A—D, byly na styku s první částí provedeny dočasné klouby; po vybetonování (obr. 10d) byly obě části kabelovými závěsy vyrovnány do správné polohy, klouby zrušeny a obě části k sobě připojeny předepnutými kabely. Stejně bylo užito kloubů ve všech ostatních stycích jednotlivých dílů. V dalším stadiu byl osazen první díl příhradové skruže vážicí 11 t (obr. 11e).

Vnější konec byl zdvižen kabelovým jeřábem a druhý konec navijákem umístěným na již hotové části oblouku. Tento díl byl zavěšen kabelem E a srovnán do správné polohy; potom byl vybetonován první věnec — spodní pás žebra (obr. 11f). Poté byla umístěna poslední část skruže (obr. 11g) a zachycena kabelem F, načež byl vybetonován v této části první věnec (obr. 11h). Na konci této části byly vybetonovány patky (obr. 11i), schopné převzít tlak 80t m střední skruže. Posledním krokem v budování čtvrtinových částí bylo vybetonování druhého věnce — bočních stěn spolu s úzkými proužky horního pásu (obr. 12j), které měly zvětšit tuhost žebra v tomto stadiu tvaru U (obr. 13). Znovu byla celá část srovnána do správné polohy kotevními kabely.

Skruž pro střední část (obr. 12) vážící 220 t byla sestavena na dně údolí jako příhradový oblouk s táhlem. Za osm hodin byla vytažena do své konečné polohy čtyřmi 10t elektrickými navijáky umístěnými na vnějších žebrech a dvěma 10t ručními navijáky (na vnitřním žebro); použito bylo osmnácti 22mm kabelů (obr. 14 a 15). Po osazení byly vybetonovány mežery mezi konci skruže a konci čtvrtinových konsol; po dvou dnech byla uvolněna táhla, skruže i navijáky. Od toho okamžiku působila střední skruž jako část celého oblouku ve spolupráci s krakorcí vybetonovanými do čtvrtin rozpětí. Nyní byl v určitém sledu vybetonován první věnec a byly umístěny dočasné vrcholové kloubové bloky. Dočasné klouby ve čtvrtinových částech byly zrušeny, závěsné kabely A, B, C uvolněny a ponechány pouze klouby v F. Dále byl vybetonován druhý věnec, závěsný kabel D byl uvolněn a v části D — E — F byl vybetonován třetí věnec, t. j. horní pás žebra; zbylé prováděcí styky byly zrušeny a spojeny předepnutými kabely, načež byly uvolněny poslední kabely E a F. Při odskržení střední části byly rozbity spojovací patky na koncích skruže, táhlo znovu napjato a skruž spuštěna na dno údolí. Ostatní díly byly pak také postupně spuštěny.





Obr. 13. Pohled na dokončenou konsolovou část připravenou k vytažení střední skruže

Dále byly v přesném pořadí vybetonovány nosné stěny a doplněn třetí věnec střední části. Ihned potom následovalo osazení mostovkových nosníků a desek, stejně jako u příjezdů v symetrickém sledu vzhledem k vrcholu, dále příčné i podélné předpětí. Úroveň koruny byla srovnána do správné polohy talířovými lisami a betonovými klíny, umístěnými ve vrcholu.

Za různých stadií provádění žebér, zvláště když byl oblouk dokončen a kotevní kabely odstraněny, přenášel oblouk ve vrcholové části plnou vlastní váhu a váhu části konstrukce mostovky, zatím co ostatní části oblouku nebyly dosud zatíženy. Tím vznikly ve čtvrtinách rozpětí ohybové momenty dosti velké k vyvolání nebezpečného tahu v nevytluženém betonu. K zamezení tohoto účinku byly osazeny v potřebných místech na rubu obloukových žebér předepnuté kabely, které byly postupně uvolňovány během budování nosných stěn a mostovky.

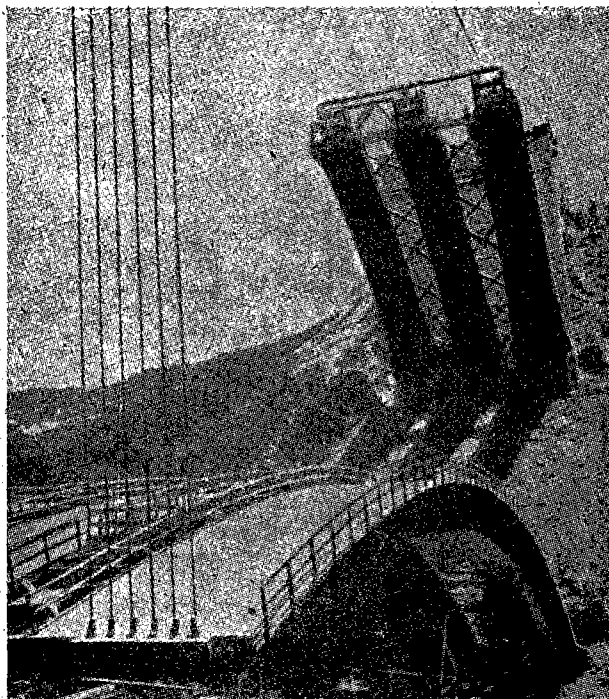
Rozsáhlým užitím předpětí, jak a kde bylo potřeba, bylo možné kontrolovat vždy ohybové momenty. Bez této kontroly by nebylo možné postavit tyto oblouky na tak lehké skruži.

Stavba jednoho mostu trvala asi 3/4 roku, při čemž poslední most byl dokončen asi 1 1/2 roku po zahájení stavby mostu prvního.

**P. БАРЕШ. ТРИ БОЛЬШИХ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ АРОЧНЫХ МОСТА В ВЕНЕСУЭЛЕ.**

Общие вопросы по проектированию больших арочных мостов. Выбор конструкционного решения мостов в Венесуэле и применение методов Фрейссинета. Типовые части, метод предварительного напряжения проезжей части моста, устоев, арки и фундамента. Принципы статического расчёта. Испытание модели кружала. Постройка арки консольным методом без применения подмостей при помощи протяжки решетчатого кружала в средней части пролёта. Сборка проезжей части моста из деталей индустриального производства.

Cena všech tří mostů s celkovou mostovkovou plochou 16 500 m<sup>2</sup> a celkovou délkou 775 m byla 5 1/2 mil. dolarů.



Obr. 14. Střední skruž se závěsy před vytažením



Obr. 15. Vytahování střední skruže

Ing. Rich. BAREŠ.

**ING. RICH. BAREŠ: DREI GROSSE VORGESPANNTE BOGENBRÜCKEN IN VENEZUELA**

Einige allgemein gültige, den Entwurf von grossen Bogenbrücken betreffende Fragen: Die Wahl der Brückenkonstruktionen in Venezuela und die Anwendung von Freyssinet's Methoden, Typisierte Teilstücke, Die Methode der Vorspannung der Fahrbahn, der Pfeiler, des Bogens und der Fundamente. Die Grundsätze der statischen Berechnung. Die Probe des Lehrgerüstmodells. Der Vorgang der gerüstlosen Bogenausführung mittels Konsolenmethode mit Hochziehung des Fachwerklehrgerüsts im mittleren Teile der Spannweite. Montage der Fahrbahn aus präfabrizierten Teilen.

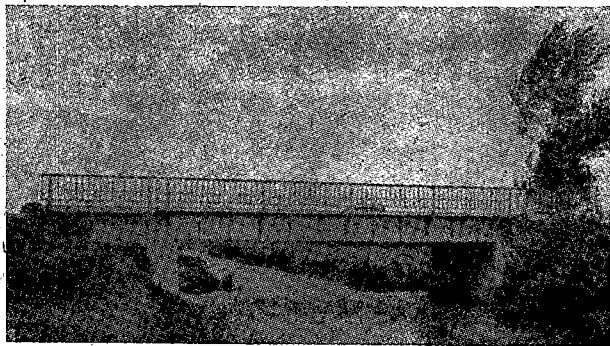
**MOST Z HLINÍKOVÉ SLITINY V MAĎARSKU**

(Zpracováno podle časopisu Bauplanung u. Bautechnik, květen 1955)

*Projektování mostu, zkušenosti z montáže a provozu mostu, složení lehkého kovu a jeho mechanické vlastnosti, spojení částí konstrukce, odolnost proti povětrnostním vlivům a ochrana materiálu, možnosti užití hliníkových slitin při stavbě mostů.*

V mostním stavitelství bylo hliníkových slitin použito doposud jen ojedinele. Most v Szabadzsállás (Maďarsko) (Obr. 1) byl dán do provozu v roce 1951 jako čtvrtá konstrukce na světě tohoto druhu. Je postaven přes hlavní dunajský kanál na místě staré kamenné

klenby. Nepříznivé základové poměry vedly k volbě staticky určité konstrukce — prostého nosníku. Nepatrná konstruktivní výška způsobila, že bylo použito mezi- lehle mostovky. Hlavní nosníky jsou plnostěnné; podpírají příčnicku nesoucí vozovku a chodníkovou desku. Hlav-



Ob. 1. Celkový pohled

ni nosníky, příčnický i podélníky jsou nýtované profily I. Chodníková deska částečně spolupůsobí s hlavními nosníky.

Vozovka byla provedena dvěma různými způsoby. Hlavní nosníky, příčnický a podélníky tvoří rošt, který rozděluje plochu vozovky na 8 dílů (obr. 2). V 5 polích je uložena 15 cm tlustá prefabrikovaná železobetonová deska, 3,39 m × 3,1 m, na zbyvajících dvou polích je vozovka z lehkého kovu (obr. 3) tvořená profily spojenými nahorě hliníkovým plechem tloušťky 8 mm. Horní povrch vozovky tvoří v obou případech 5 cm tlustá vrstva asfaltu. Za pozornost stojí srovnání vah obou vozovek:

15 cm železobetonová deska . . . . .	360 kg/m <sup>2</sup>
5 cm asfalt . . . . .	110 kg/m <sup>2</sup>
u železobetonové vozovky celkem . . . . .	470 kg/m <sup>2</sup>
konstrukce z lehkého kovu . . . . .	57 kg/m <sup>2</sup>
5 cm asfalt . . . . .	110 kg/m <sup>2</sup>
u vozovky z lehkého kovu celkem . . . . .	167 kg/m <sup>2</sup>

Nosná konstrukce chodníku je rovněž z lehkého kovu, povrch chodníku je z vrstvy asfaltu 2 cm tlusté, která je nesena hliníkovým plechem tloušťky 6 mm (obr. 4).

Jako materiál konstrukce přichází z lehkých slitin především v úvahu slitina Al, Cu, Mg, nazývaná dural. Maďarská norma stanoví složení této slitiny. Tabulka I ukazuje hodnoty podle normy, navržené hodnoty a hodnoty získané rozбором hotového materiálu.

Výroba profilů vychází z rovnoměrně zahřátých bloků (380—480 °C), ze kterých se žádané profily vyrábějí lisováním, plechy pak válcováním. Teplota závisí na rozměrech, tvaru a složení materiálu. Potom přichází lehký kov do zušlechťovací komory s přesným regulováním teploty na ± 5 °C, která má vliv na konečné vlastnosti výrobku. Kov se zušlechťuje za teploty 500 až 515 °C 1 hodinu. Po zušlechťení se výrobky chladí ve vodě a dalších několik dní jsou uloženy při normální teplotě +20 °C. Konečné pevnosti je dosaženo za 4 až 5 dnů. Mechanické vlastnosti materiálu ukazuje tabulka II.

Dovolená namáhání byla odvozena z mechanických vlastností při uvažování bezpečnosti běžné pro ocelové konstrukce.

Konstrukce z lehkého kovu byly zkoušeny též na únavu. Výsledky těchto zkoušek udává tabulka III.

Tabulka I

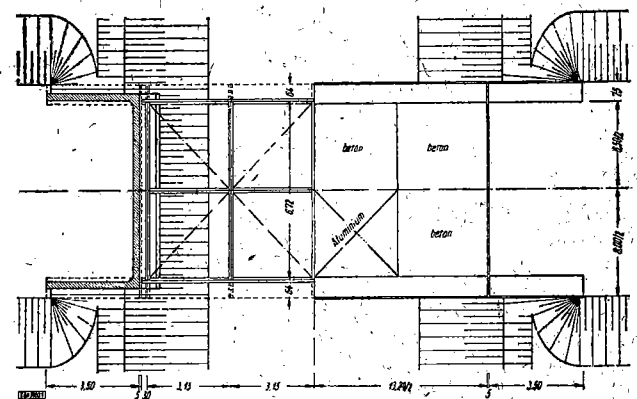
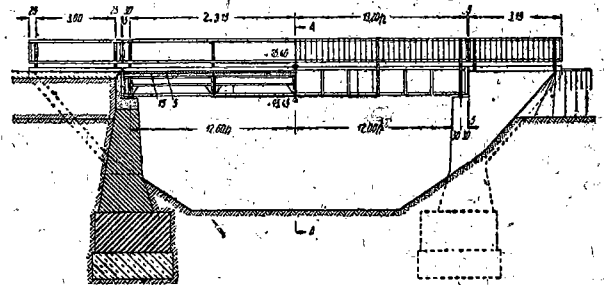
Prvek	Množství podle normy %	Navržené množství %	Množství získané rozбором hotové slitiny %
Cu	2,5 — 5,0	4,0	3,92
Mg	0,2 — 2,5	0,6	0,65
Mn	0,3 — 1,5	0,5	0,55
Si	1,5	0,3	0,23
Fe	max 0,5	0,3	0,33
Zn	max 0,1	—	—

Tabulka II

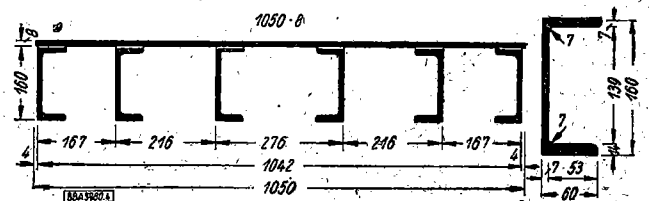
	Podle normy	Předepsané minimum hodnoty	Změřené hodnoty
pevnost v tahu	36 kg/mm <sup>2</sup>	34 kg/mm <sup>2</sup>	42 kg/mm <sup>2</sup>
mez průtažnosti	24 kg/mm <sup>2</sup>	23 kg/mm <sup>2</sup>	29 kg/mm <sup>2</sup>
tažnost	min 10 %	10 až 12 %	20 %
tvrdost	100 kg/mm <sup>2</sup>	—	121 kg/mm <sup>2</sup>
dovolené namáhání v tahu	1300 kg/cm <sup>2</sup>		
dovolené namáhání za ohybu	1300 kg/cm <sup>2</sup>		

Se zřetelem k řídkšímu provozu na silničních mostech jsou tyto výsledky celkem uspokojivé.

Konstrukční díly se spojují nýtováním. Při svařování ztrácí hliníkové slitiny svoji pevnost v okolí svarů. Nýty do průměru 10 mm lze vyrobit běžně, bez zvláštních obtíží. Nýtování většími průměry nýtů je velmi obtížné a odlišné od způsobu užívaného v ocelových konstrukcích. Nýtuje se za studena, protože za tepla je základní materiál v okolí nýtových otvorů tak ovlivňován, že ztrácí značně na své únosnosti. Při volbě materiálu pro nýty je autno postupovat opatrně, neboť pro dosti velký obsah Cu nastává snadno elektrolytická korose. Její účinnost je tím větší, čím větší je rozdíl potenciálů dotýkajících se kovů. Proto se musí zabránit přímému styku na př. lehkého kovu a železa, neboť rozdíl potenciálů obou kovů je značný. Provádí se to běžně



Obr. 2. Podélný řez, pohled a půdorys mostu



Obr. 3. Vozovka z lehkého kovu