

Das Projekt der neuen Strassenbrücke über die Donau in Bratislava/CSSR

〔ブラチスラバ(チェコ)のドナウを渡る新道路橋計画〕

著者	誌名							ページ	図数	表数	抄録	査読	
A. Tesár	Der Bauingenieur, 1968, 6.							189 } 198	22	3	桜井 孝 東京鉄骨橋梁	原田康夫 横河橋梁	
分類	①	②	③	4	⑤	6	7	8	9	10	11	12	備考
	一般	計画	設計	解析	構造	製作	材料	ケーブル	架設	実験	耐風	その他	
関連ある番号に○印を, 特に詳細なものに◎印を付けた。													

1. 計画の概要

ブラチスラバでドナウ河を渡る新計画の道路橋は、市街橋としての美観を重んじて長大支間の斜張橋を採用している。この歴史的な古都の左岸はカルパチア山脈の端の古城、右岸はドナウ河辺に沿って肥沃な平野が広がっている。この変化に富んだ非対称の地形と、古城によって街のシルエットが片側に高いという特徴とを考慮して、1963年から1964年におたる計画競争設計が発表された。17の応募作品(8件が鋼橋、9件が鉄筋コンクリート橋)は大部分がきわだって非対称な橋梁形式を提案した。

2. 基本計画と荷重

舟航上の要求から180mの幅と10mの桁下空間が必要であり、構造物のたわみをも考慮して、右岸側に3.8%、左岸側に2.5%の下り勾配を曲率半径5000mですりつけた縦断曲線を採用した。幅員構成は図2.2に示すとおりで、歩道は車道と分離され桁の下面両側に配置されている。横断勾配は橋梁の取付区間では外側に2%、橋梁区間では内側に2%の下り直線勾配である。

荷重はCSN 73 6202の橋格Aの荷重と、特殊荷重も考慮し、その際、許容応力の割増を行っている。風圧に対する規定はブラチスラバの流体力学研究所の観測によって知られている風速150km/hに対する風圧を地表からの高さにより変化させて与えている。また、塔およびケーブルの風圧に対する形状係数は、CSSR NORM ON 73/430に従って $C = 1.4$ としている。

3. 形式選定

当初の橋梁計画では図2.3(a)に示す構造系であった。すなわち、施工を考慮した6次の不静定構造物で、主桁は固定支承A、振り子支承B、C、Dによって支持されている。この構造では塔の軸力の水平分力 P_x により基礎に水平力を生じ、その支持力を低下する恐れがある。すなわち、塔基礎の底部には合力が作用するため比較的大きい水平分力 $H = P_x$ を生ずることは避けられない。これにはアンカーブロックが取り付けの力を発揮する。もちろん塔およびアンカーブロックの基礎の形状と支承の形状を適切に選ぶことにより、偏心垂直力 V_{res} を作用させ、曲げモーメント M_{res} を減少させることはできる。

これに対し図2.3(b)に示す構造系では水平作用力は発生せず、複雑な基礎条件に対しては有利な構造であり、この形式が採用されている。

4. 設 計

実施設計は図2.1に示すようにA形の一本支柱の斜張橋である。支間割は74.8+303.0+54.0m、主索は桁中央にあり、主桁はねじり剛性の大きい箱桁である。橋の左岸側に立体交差点があるため、その入口附近54m区間は車道幅が広い。塔上には120名収容のKaffee-Espressoと展望台があり、外観は円形でアルミ張りである。

4.1 主桁、床版

図2.2に主桁の断面を示す。桁高4.5m、2室箱桁で上部は閉リブ鋼床版、下部には3.5mの歩道が主桁の両側にある。鋼床版幅は21.0m、車道勾配は内側に低く2%の勾配で

箱桁内部を通して直接排水でき、また温度変化等により箱桁内部にたまった水を簡単に排水できる。車道舗装は車による摩耗を考慮して6 cm、鋼床版は最小板厚12 mm、縦リブ間隔300 mmで支持されている。縦リブは高さ300 mmの台形閉断面で厚さは6～8 mm、横リブは主桁に支えられた2径間連続桁で、間隔3 mである。荷重分配用の耳桁は桁高1.0 mで、架設終了後に取付けることにより、主桁の架設によって生じた局所的な狂いを調整できる構造となっている。

鋼床版の局部応力はPelikan-Esslingerの近似法によって解析している。

4.2 塔

A形の塔の2本の柱はkaffeeおよび展望台への昇降設備等を設置するため多室箱形断面になっている。

ここには配管類のほか10人乗りのエレベーターを柱断面の中央室に設置、他室には非常階段を設けている。

柱中央部での断面は図2.4に示す。塔は20 MPのブロックで製作し、タワークレーンにより架設される。

4.3 吊索

吊索の数と配置を図2.5に示す。ケーブルの単体は直径70 mmのロックドコイルである。破断に対する安全率は2.5、ヤング係数は応力 $\sigma = 3.5 \sim 5.5 \text{ MP/cm}^2$ に対して $E = 1620 \text{ MP/cm}^2$ である。ケーブルのたわみ(特に架設中)の影響はH. J. Ernstの研究による換算ヤング係数を用いて確認した。

4.4. ケーブル支承およびアンカーの調整

アンカーブロックは体積 12016 m^3 で、高水時の基礎下面の安全率は1.5である。アンカーブロックに垂直に作用するケーブルI, II, Vの合力は、図2.6に示すように11枚の横桁によりアンカー堅坑に定着される。70 mm - 72本の巨大なケーブル束は、扇形のそれぞれ独立で半径の異なる3枚の方向転換サドル(中央腹材と下フランジで支えている)を通して、中央分離帯幅2.0 mの所でアンカーされている。

図示のようなサドルと主桁の取付け方法により合力の水平

分力を主桁に伝達し、かつケーブルの調整と橋体との共働が可能となっている。ケーブルI, II, Vは塔の横梁上で6-segmentのサドルで支えられ、間隔は広がっている。II, IV, VIのケーブルに連なり主桁に導かれている。このサドルは架設中の倒れに対する安全と、塔頂にケーブルを定着するため架設の最終状態で調整される。サドルの調整は横梁上で油圧プレスにより行う。ケーブルの主桁との連結部は間隔2.0 mで桁と同高の補強板、および中央腹版とで支えられ、溶接された6本の横梁でザイル頭部のアンカー材を支えている。図2.7に主桁の固定支承の構造を示す。

5. 架 設

塔の架設完了後、主桁の架設はドナウの右岸から、カンチレバー工法によって行う。主桁の単材は鉄道輸送によって仮置場に送られ、側径間は架橋地点で直接組立て、中央径間は橋下の仮置場で組立てた後、曳船によって運搬、架設される。

6. 施 工

施工はすべてチェコスロバキアの業者が行い、総合施工はDoprastav, Bratislava、鋼構造の製作はWitkowitzev Stah-
lwerker, Ostrava、架設はHutni montaze Ostravaである。

この橋梁に関しては、この文献のほかに文献番号3.2の“Barges Place Box Girder Units for long Cable-Stayed Bridge”(Engineering News Record, Sept. 2, 1971, p.14~15)がある。ここでは補剛桁の大ブロック架設についての記事が中心となっている。すなわち、架橋地点の約1.6 km下流で組立てられた3個の補剛桁ブロック(幅21 m, 高さ4.57 m, 長さ76.2~91.4 m, 重さ700 t)を順番に2隻の1500 tバージで架橋地点へ運搬し、塔から張出した桁と河の中に設けた架設用ペントとの間に取付けたのち、現場溶接を行っている。おのおのの架設単位について朝8時から翌日の早朝4時までの20時間にわたってドナウ河の航路閉鎖を行った。

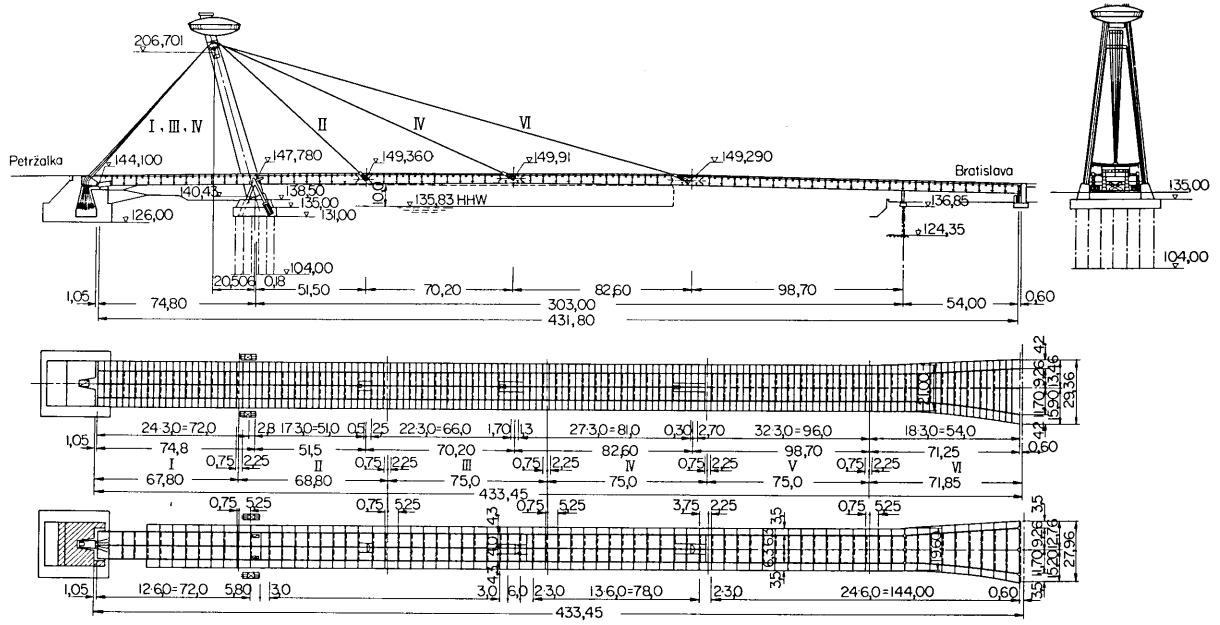


図 2.1 一般図

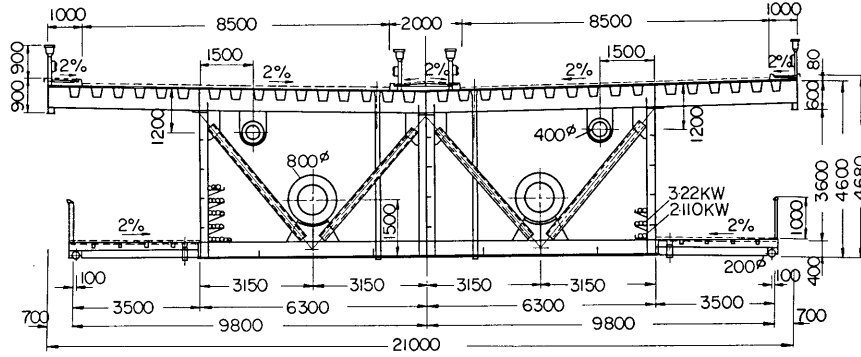


図 2.2 標準断面図

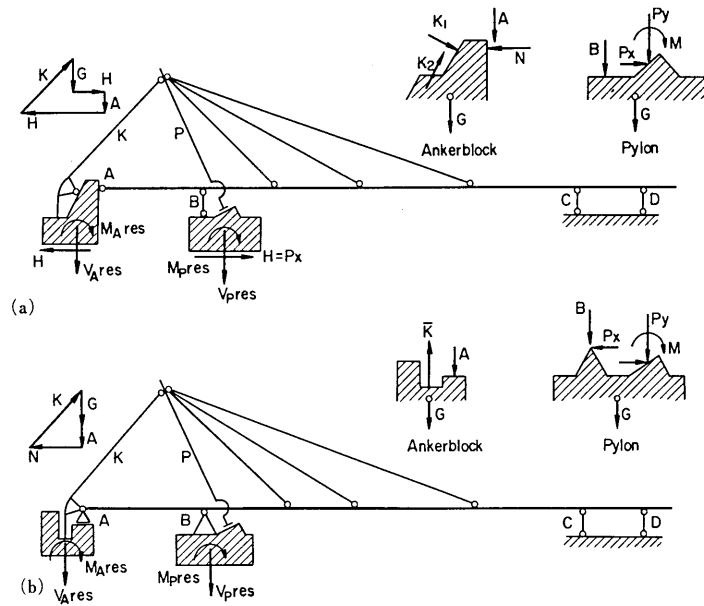


図 2.3 構造系の比較

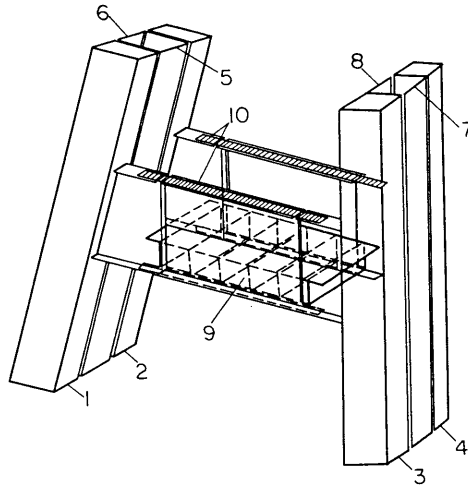
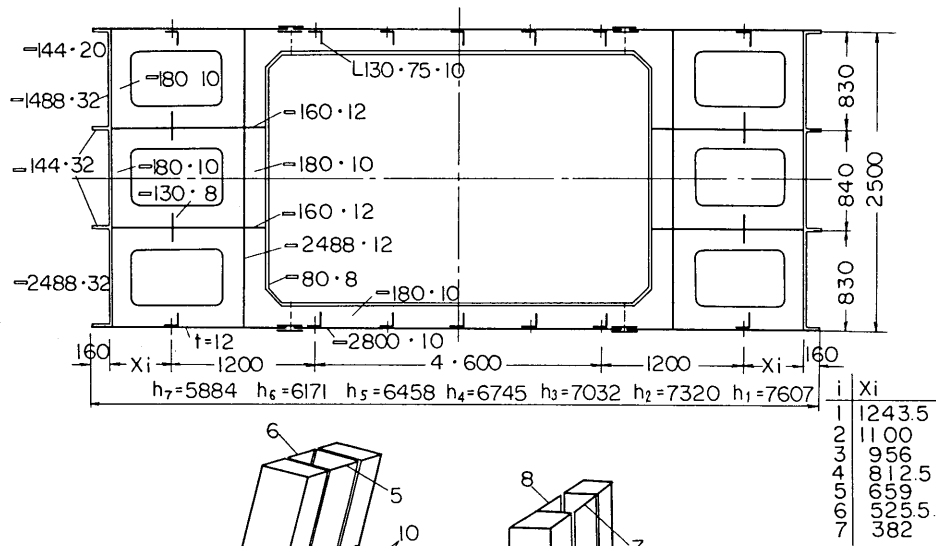


图 2.4 塔断面

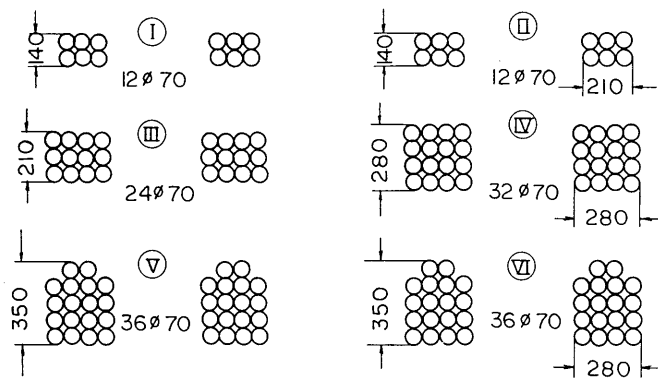
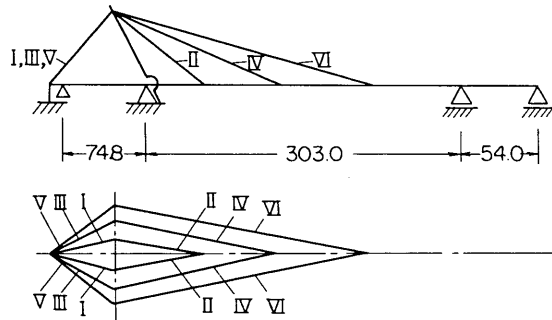


图 2.5 ケーブル配置

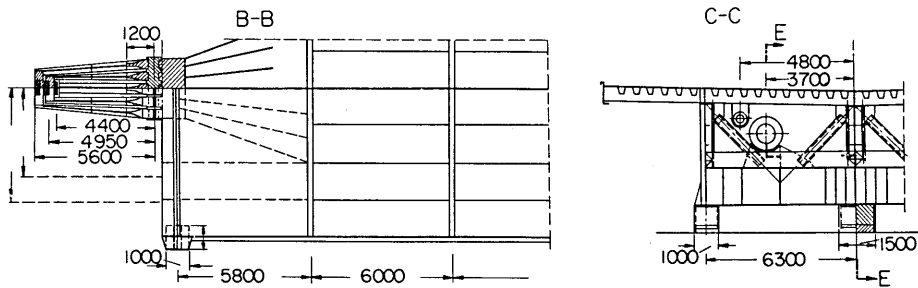
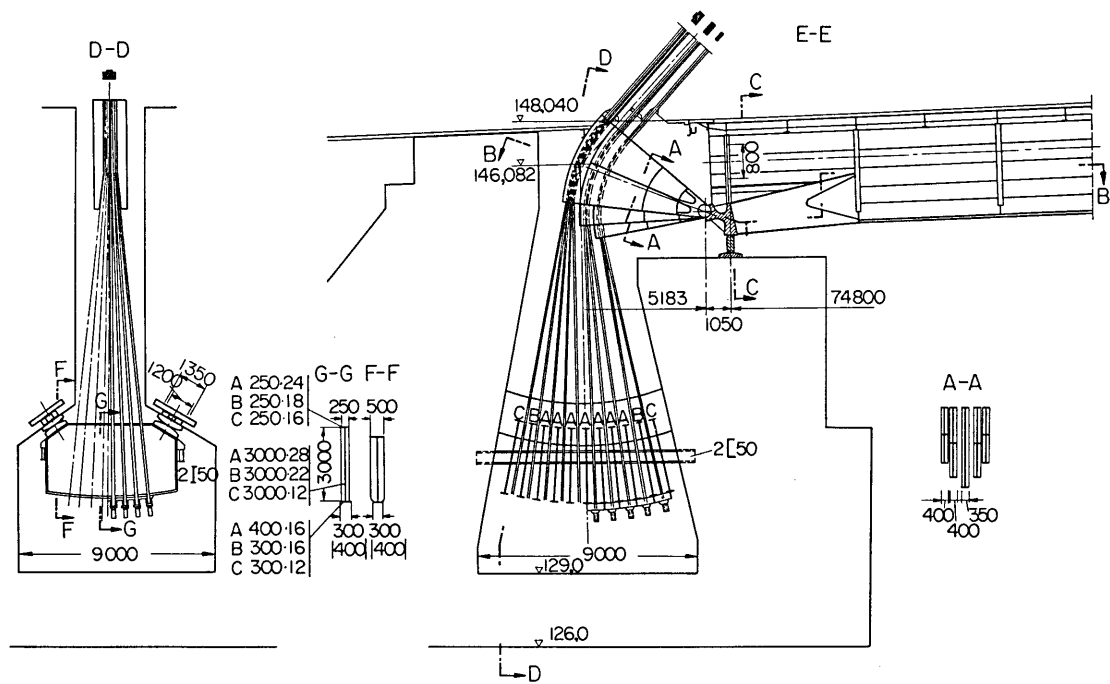


図 2.6 ケーブル I, IV, V のアンカー

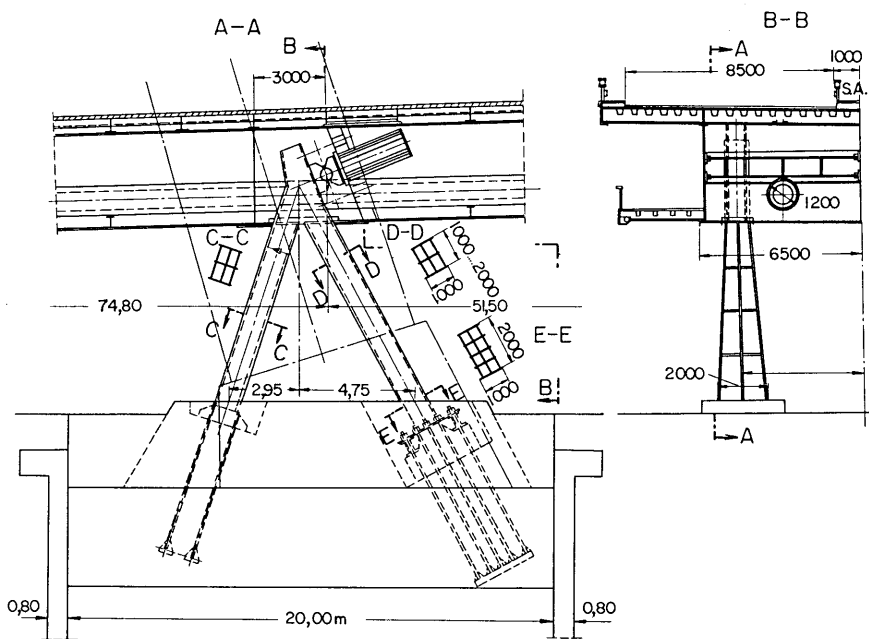


図 2.7 主桁の固定支承