

## Der Stromüberbau der Köhlbrandbrücke

(Köhlbrand橋の主径間構造)

著者	誌名							ページ	図数	表数	抄録	査読	
P. Boué, K.J. Höhne	Der Stahlbau, 1975, 6. 7.							161 ~174 204 ~211	23	5	成瀬輝男 石川島播磨重工業	田島二郎 本州四国興業株式会社	
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. 全 般

ハンブルグ港内のエルベ河の分流Köhlbrand上にかかる針張橋である。1969年の入札の際5つの応札グループにより、斜張橋案8, 桁橋案1が提示された。結局斜張橋案のうちのひとつが採択された。

## 2. 設 計

桁はその両端のみがコンクリート橋脚に支持され、中間橋脚では橋脚に直接支持されていない。平面的にみて路面は橋端部でやゝ曲がっている。電子計算機による応力解析は還元法に基づいて行った。橋軸方向の水平力に対する支持機構については、当初は塔から桁を吊るだけという構想であった。しかし、この場合、風・温度その他の影響を考えると取付高架との間で相対移動量が、最も不利な条件の組合わせで $\pm 1.5$  m、すべての条件が不利になることはまずないという現実的な考えをしても $\pm 0.8$  mと非常に大きな値となり、伸縮継手や添加物に対する考慮から別案を検討した。採用されたのは西側の塔で桁を橋軸方向に固定する方法である。ただし、この点における橋軸方向の桁の回転および鉛直方向の桁のたわみは許容されている。死荷重状態では橋軸方向水平反力はゼロであるが、他の荷重による水平反力はすべてこの点で吸収される。これに対し東側の塔では橋軸直角方向のたわみを拘束している以外、変位は自由である。このようにして斜張橋端部の絶対移動量は西側 $\pm 0.15$  m、東側 $\pm 0.37$  mに収めることができた。架設中においては、東側の塔でも桁は橋軸方向変位に対して仮固定されている。

鋼床版は格子桁として解析した。まずケーブル定着点で格子桁は剛に支持されているものとして解析し、ついでケーブ

ル定着点の弾性沈下の影響を加味した。縦リブはリブ2本を1本の棒に置換したが、主桁腹板近辺の縦リブは格子作用に関係がないので省略した。主桁については薄肉の座屈が重点検討の対象となった。横力を同時にうける3.2 m幅の2重構造の底板、腹板下部と底板の残留応力、底板とケーブル定着点とを連結する引張材が腹板を貫通する部分の2軸応力などがその内容である。底板は下側が6 m  $\times$  10 mm, 上側が3.2 m  $\times$  10 mmの2重構造で、塔と同じようにその部分座屈・全体座屈が照査された。塔は構造的にもまた計算上からも、コンクリート橋脚と一体となっている。 $\nu$ 倍の荷重で大変形理論により計算したが、その際初期不整を想定し、その影響を計算に含めた。橋脚全断面を有効として大変形理論で計算すると、コンクリートに高い応力が発生する。そこでもう一度クラックの入った断面仮定で計算を行った。その際クリープ影響も考慮した。補剛薄肉板の座屈について、まだ当初はDIN 4114の暫定改訂(1/1972および11/1973)が出ていなかったが、周知のとおり橋梁事故後の検討結果に基づき、主荷重に対し1.71, 主・縦荷重の組合わせに対し1.50の安全率をとることに決定した。縦リブは $\omega$ 法により検定した。ただしこの場合、割引きされた $\omega$ 値が用いられている。割引きした理由は、補剛される板が縦リブを弾性支持している影響を考慮したためである。割引き率は2種類の方法によって求めたが、結果は0.84と数値的に全く同じ結果を示した。架設計算は完成系を逆に解体していく方法で行った。完成系の支間中央を切るときだけケーブルの張力を計算によって求めた。切った断面のすべての内力をゼロにするためである。桁およびケーブルは簡単のため平面的に応力追跡をし、塔のみ立体的な応力挙動を追跡した。横荷重については別途解析を行った。ケーブルについて特に考慮したのは、クリープ、

引張力に対する非直線的な伸びおよびサグによる伸びの非直線性である。しかしその影響の正確な把握は非常に困難であること、試算の結果それらの応力への影響はほとんどないと思われることなどの理由でケーブルの弾性係数は全ケーブルおよび全荷重状態につき  $E = 1,400 \text{ t/cm}^2$  とした。ケーブルの伸びは死荷重状態で  $0.1\%$  とし計算した。完成橋のたわみ測定値が理論値とよく合っていることから、たわみに関して上記処置は問題なかったものと思える。ケーブルの定着は Ludwigshafen 駅の斜張橋と同じ構造で、ケーブル角度が変わっても定着構造自体は変わらない。中間のケーブル張力は  $450 \text{ t}$  程度までだが、橋端のケーブルは  $1,450 \text{ t}$  と張力が大きいので定着構造も別途設計されている。すなわち橋断面のブラケットが設けられ、2軸曲げ、軸圧縮およびねじりに抵抗しうようになっている。橋端には取付部 P C 橋の鉛直反力が導入された上、上揚力に対して P C 鋼棒による定着が行われている。独特な形状をした塔は A 塔の大きな横剛性と 1 本柱型式の橋脚幅を小さくできる長所とを合わせもつ。ケーブルを数多く分散して張った理由は、サドル上にケーブルをまわすことからくる構造上の問題回避、張力調整およびケーブル交換が可能なこと、桁の吊点が  $7 \sim 17 \text{ m}$  間隔にあり張出し架設に利点が多いなどの諸点である。ケーブルは  $54 \sim 110 \text{ mm}$  のロックドコイルからなり、索線の破断強度は  $120 \sim 160 \text{ kg/mm}^2$  である。

### 3. 実 験

ケーブルについてケーブルメーカーおよび大学で実験を行った。目的は応力-ひずみ曲線、特に活荷重およびマーキングの際の張力に対する弾性係数の把握、ソケット内のずれ量測定、ケーブルの破断強度測定などである。測定は各径のケーブルについて行った。このほか鋼橋の高力ボルト摩擦接合面に初めて試みたノンスリップ塗料のすべり係数への影響確認実験、完成橋に対し設計活荷重の  $80\%$  を載荷しての荷重試験を行った。耐風安定は解析的に照査した。

### 4. 施 工

塔の架設は当初は小ブロック工法で検討したが、計画中はちょうど  $1,000 \text{ t}$  吊トラッククレーンが製作されていたので、これを利用して大ブロック架設することに変更した。このトラッククレーンは長さ  $23 \text{ m}$ 、自重  $700 \text{ t}$ 、許容モーメントは  $7,000 \text{ t}\cdot\text{m}$  で、最大  $1,000 \text{ t}$  の荷を吊ることができる。トラッククレーンの現地組立は 2 台のより小型の

トラッククレーンを使用し、4 日で終了した。塔の建て込みは  $110 \text{ t}$  の基部ブロックから開始されたが、大型トラッククレーンの位置を固定したままですべての塔部材を吊り上げるように、部材の置場は詳細な計画で決められた。塔部材の現場継手は溶接である。高所における溶接作業のための足場や風よけなどの仮設備は、地上で部材に装置され吊り込まれた。  $135 \text{ m}$  の最上段の部材重量は  $18 \text{ t}$  である。塔を立ち上げながらその形状精度を温度や風の影響を勘案調整した。塔基部に設けたジャッキによる立ち上がり精度の調整は僅少量でことたりた。立ち上げ終了時の所定形状は桁重量による塔の前傾に備して  $3\%$  陸側へ向かって傾いた形である。この所定形状に対するずれは  $10 \text{ mm}$  にすぎなかった。これをさらに調整後、塔基部のアンカーボルトや P C 鋼棒をモルタル充填により固定した。架設地点は強風区域である関係上、クレーン稼働の制限風速を設けるとともに気象台と直接連絡をとりながら工事を進行したが、風によって実際工事が中断されたのは  $1 \sim 2$  回にすぎなかった。主桁の大組立は現地兩岸のヤードで行った。キャンパーは 3 つのブロックを所定形状につながる腹板のボルト孔を  $1$  分ぐりすることで確保した。架設は兩岸の塔からはじめ逐次ヤジローの形で対称に跳ね出していった。桁の吊り込みは陸側はトラッククレーン、川側はクレーンによった。平均 4 日のピッチで各跳出し先端に桁ブロックを付取っていったが、ブロックの連結用に特別な器材が考案された。吊り込まれるブロックの腹板上デッキには、剪断力吸収用のセッティングビームが取り付けられ、まずこれが材出し端ブロックの上へのせられる。ついでデッキ面の 4 本の引張材が両デッキを連結する。さらに底板側にはジャッキで圧縮力に対して支持される。ここでクレーンは後退する。これら取付作業の所要時間は  $1.5$  時間である。ジャッキで取付角度を微調整した後、ケーブルが取付けられる。まず桁側を定着、ついで塔頂部でケーブルを緊張後ソケットをシムを介して固定し、ケーブルの振動数で張力を検定する。桁の架設工程は  $4 \text{ 日} \times 4 \text{ か所} = 16 \text{ 日}$  のサイクルで立てられた。この際同一作業の繰り返しによる能率向上を意図して、同一作業は常に同一グループで行うように計画された。ヤジローで跳出す桁に時によって生じるモーメントの不均衡は、バラストによって調整された。したがって塔には許容値を越える曲げモーメントは生じていない。河面上のクレーン船はしばしば大型航行船舶のために作業を中断することはあったが、風による中断はほとんどなかった。中央径間最終ブロックを取付けた後、両跳出し先端間の  $80 \text{ cm}$  の隙間にパネル状の

単材を主桁デッキ上から入れていった。この方法により閉合作業はクレーン船使用の場合のように時間に拘束されることもなく、また温度伸縮による困難もなく行うことができた。まずバラスト調整で高さを合わせ、ついで腹板上デッキ面で横ぶれを調整し、さらに両デッキ端部を引張材で連結、この時点で東側塔の固定を解放した。デッキプレートと底板が同

温度のときを狙って底板相互間を溶接してキャンパーを決め、最後に腹板の高力ボルトを締め付けた。本橋の鋼重は計 5,705 t、内訳は主鋼構造 4,844 t、ケーブルとソケット 438 t、附属品 423 t である。57 か月間の施工期間の後、1974年9月開通した。

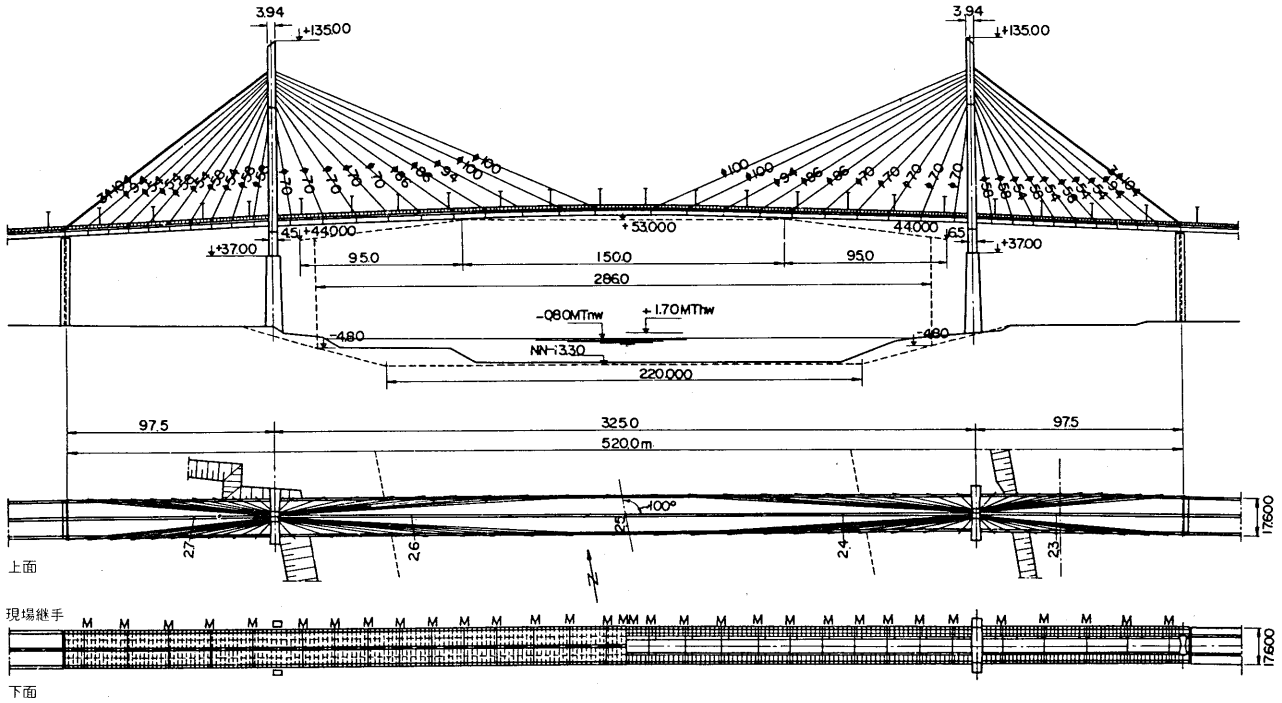


図 3.7.1 一般図

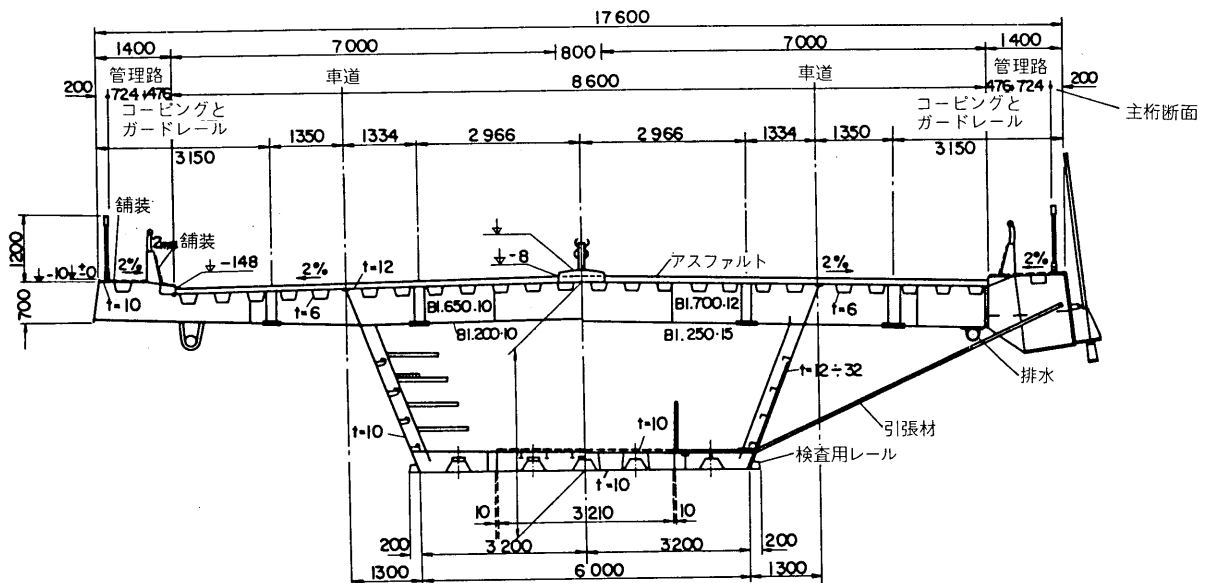


図 3.7.2 主桁断面

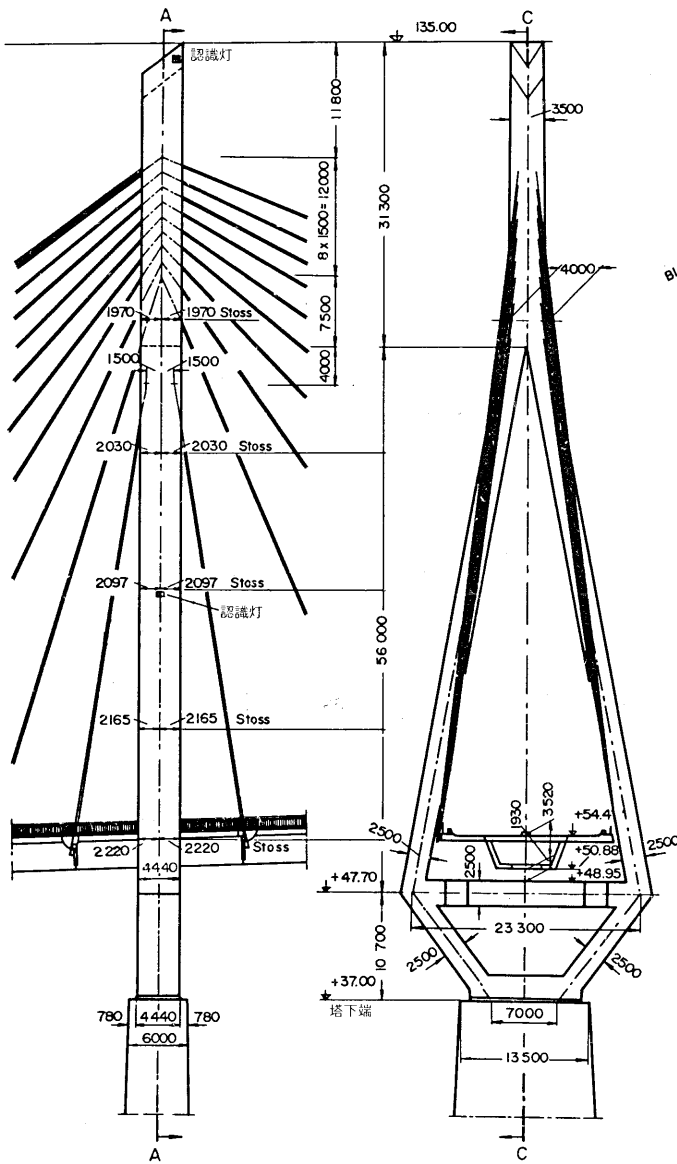


図3 7.3 塔柱

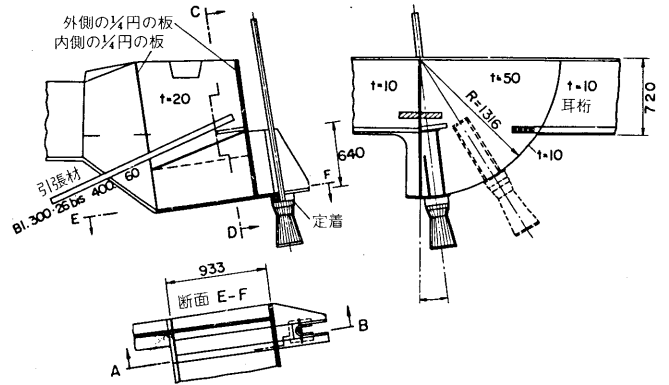
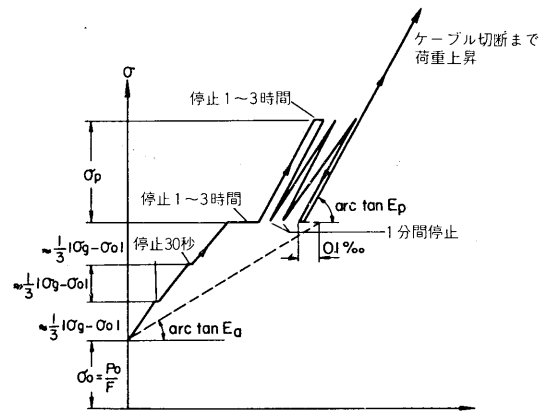


図3 7.4 ケーブルの定着



$\sigma_0$  : プレストレスによる応力  
 $\sigma_g$  : 死荷重による応力  
 $\sigma_p$  : 活荷重による応力

図3 7.5 ケーブル引張試験

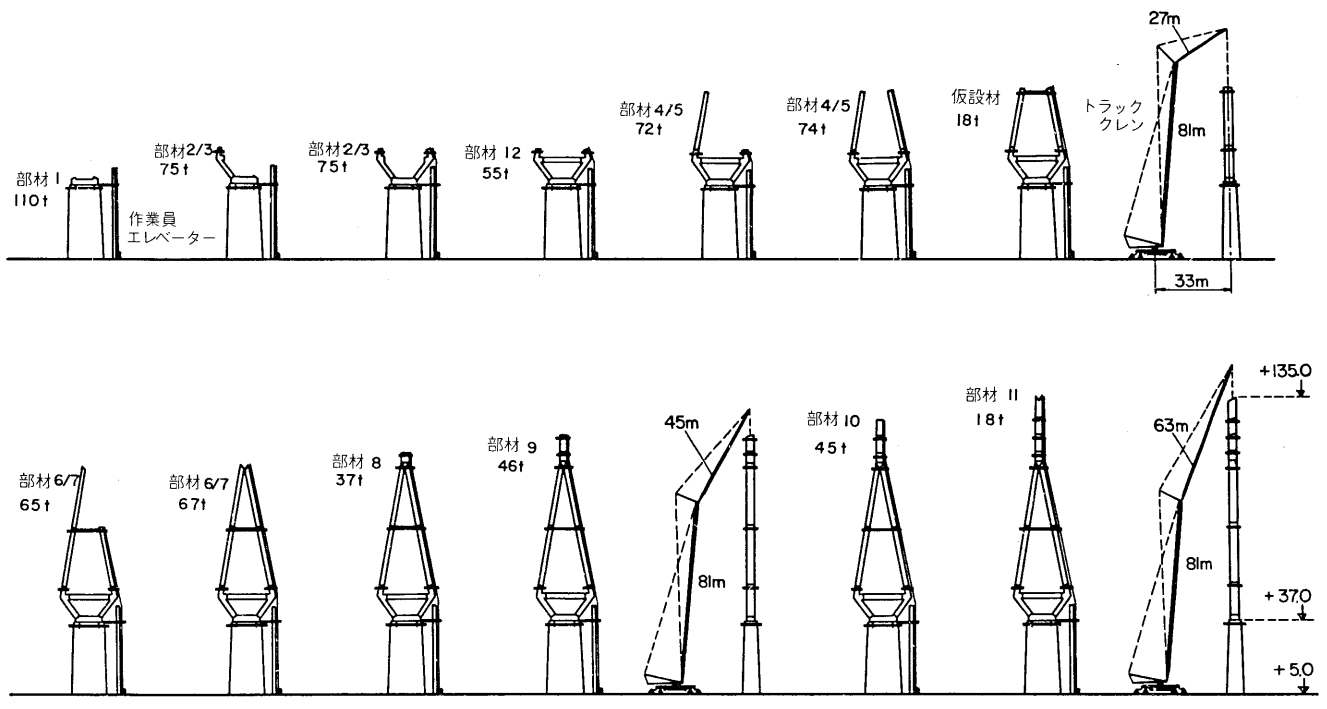


図 3 7.6 塔の架設

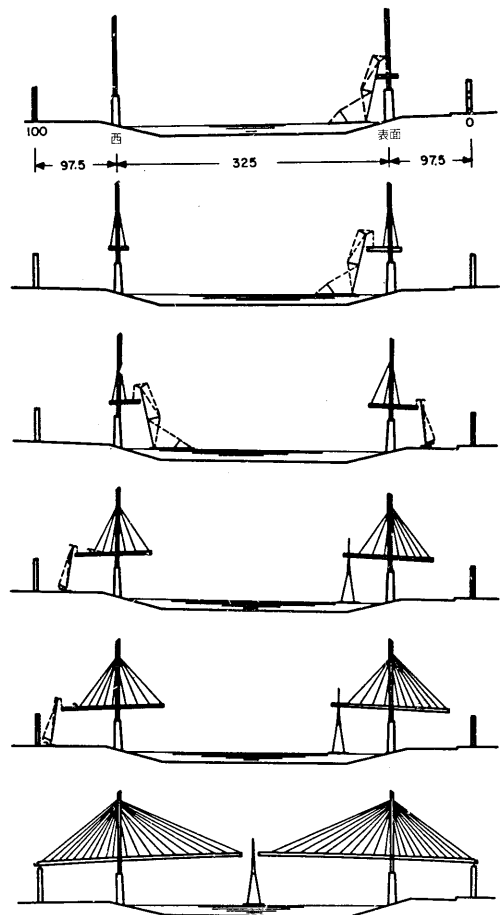


図 3 7.7 桁架設の順序