

“Matadi Bridge” (Zaire 共和国) 下部工の設計

橋梁基本設計部*1

東京エンジニアリング株式会社*2

Design of Substructure of “Matadi Bridge” over Zaire River, Republic of Zaire

Bridge Design Department
Tokyo Engineering Co., Ltd.

The bridge is one of the world's largest suspension bridges combining a railway and a roadway, crossing over the Zaire River in the suburbs of Matadi in Zaire. The outline of the bridge was reported in the IHI Engineering Review Vol. 14 No. 1, January 1981 and here we describe the design of the bridge substructures, which consist of the abutments anchoring the main cables and the piers supporting the steel towers. Making much of economical and safety points of view, gravity type is adopted for the basic design of the abutments, which have the structure combining mass concrete anchor blocks anchoring steel anchor frames and concrete partition walls on the hard rocks. The structural type of the piers is a II type rigid frame consisting of a beam of a rectangular cross section and two legs of a circular cross section. In the design calculation, the finite element method is used to analyze the both structures of the abutments, piers and foundations with a view to checking stress distribution in details.

1. 緒 言

赤道直下の Congo 盆地 (Zaire 共和国) を横断し、首都 Kinshasa を通過して大西洋へ帰る Zaire 河は、世界第4位の大河である。同国 Matadi 市の近郊 (南緯: 6度), Angola 人民共和国と国境を接し大西洋の海岸線から 150 km の地点に本橋の建設が計画され、当社を代表とする日本企業連合が落札したのは 1978 年 11 月であった。本橋の上部工は 3 径間連続補剛吊橋で完成当初には道路橋として使用されるが、将来、橋梁下路は資源輸送の幹線鉄道 (Kinshasa-Banana 鉄道路線) の一部として活用される予定である。完成の暁 (1984 年 7 月) には、世界最大級の鉄道路路併用吊橋 (全長: 802 m, 主径間: 520 m, 幅: 14 m) となる。

1979 年 2 月の着工いらい建設工事は順調にすすみ、3 年を経過した現在、下部工はほぼ完了し、上部工も補剛トラスの架設を迎えている。本橋の工事計画の経緯、各種の事前調査、橋梁上・下部工の

設計などについてはすでに述べた⁽¹⁾ので、本稿には下部工の設計について報告したい。参考の一助となれば幸いである。

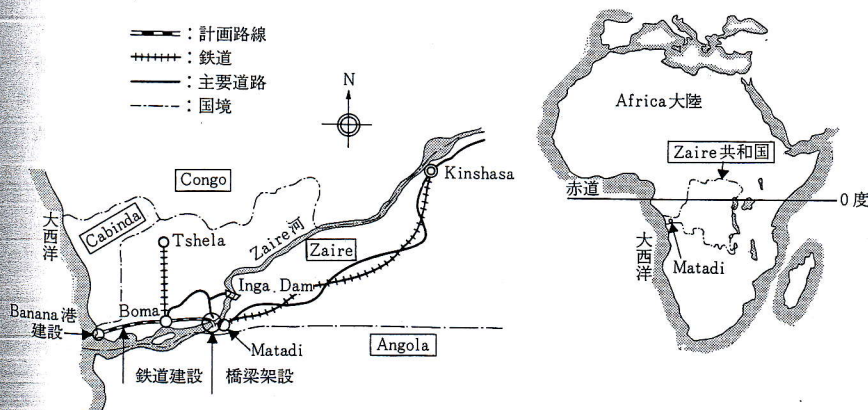
2. 気象、地形および地質

Africa 大陸の中央部に位置する Zaire 共和国はいわゆる熱帯地域で、乾期 (5~10月) と雨期 (11~4月) に分れるが、年間を通して高温多湿の国である。最高気温は 33°C, 最低気温は 16°C 程度で、平均気温がもっとも高いのは 1~2 月 (25°C), また、低いのは 7~8 月 (21°C), 湿度は 1 年中 75~80% である。本橋の架設地点 (第 1 図) の風速について詳細なデータはないが、付近の空港での測定によれば約 30 m/s が最大とされている。

Africa 大陸の中央部から南部には、先 Cambria 時代から地質的に安定した Congo 剛塊と Kalahari 剛塊がひろく分布している。Zaire 河は、この Congo 剛塊の北部を東西に流れる長河である。Congo 剛塊の東端に新生代の地質変動として注目される大地溝帯

が形成されており第 4 紀以降も地震および火山活動が続いているが、地震の規模は小さく (マグニチュード: 5~6 程度), そこから 1 500 km 離れている架橋地 (Matadi 市) 付近で大地震が記録されたことはない。Zaire 河は架橋地付近で 400 m 前後の山峰にはさまれて流れるが、それらの山裾は急崖となって水中に没する V 字溪谷を形成しており、このような地形からその水深は 100 m を越える。

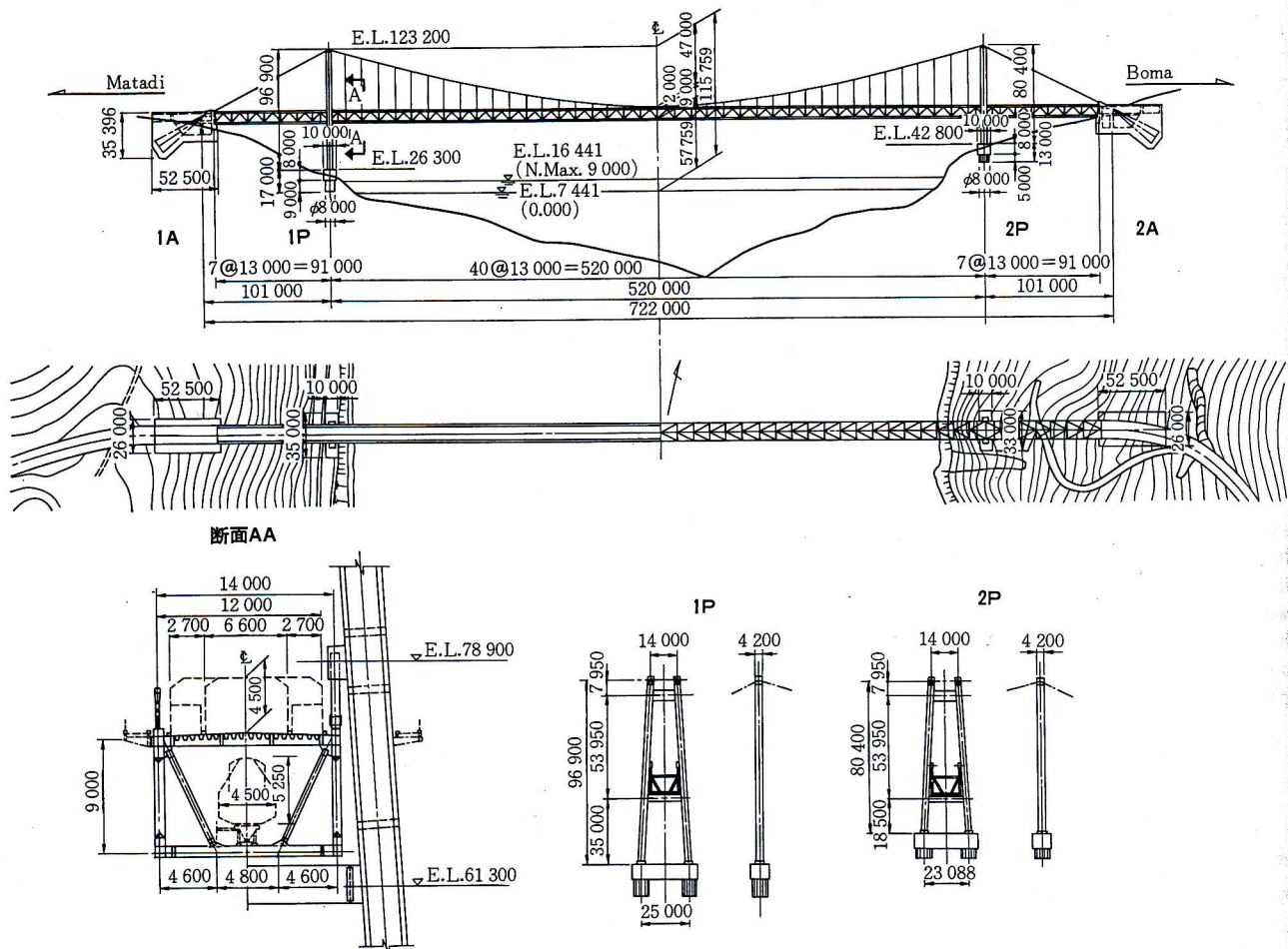
Zaire 河の水量は 30 000~50 000 t/s に達するにもかかわらず架橋地付近の河幅は約 500 m とせまいため、流速は 6~8 kn {3.1~4.1 m/s} と大きく、乾期と雨期の水位差は 9 m に及ぶ。エネルギーシユな大河の浸食作用はかなり大きいと考えられるが架橋地点の岩盤はその作用に耐えており、大規模な断層や破碎帯のない健全なものと推定される。地質は両岸とも先 Cambria 紀の緑色片岩で、と



第 1 図 架設位置
Fig. 1 Bridge location

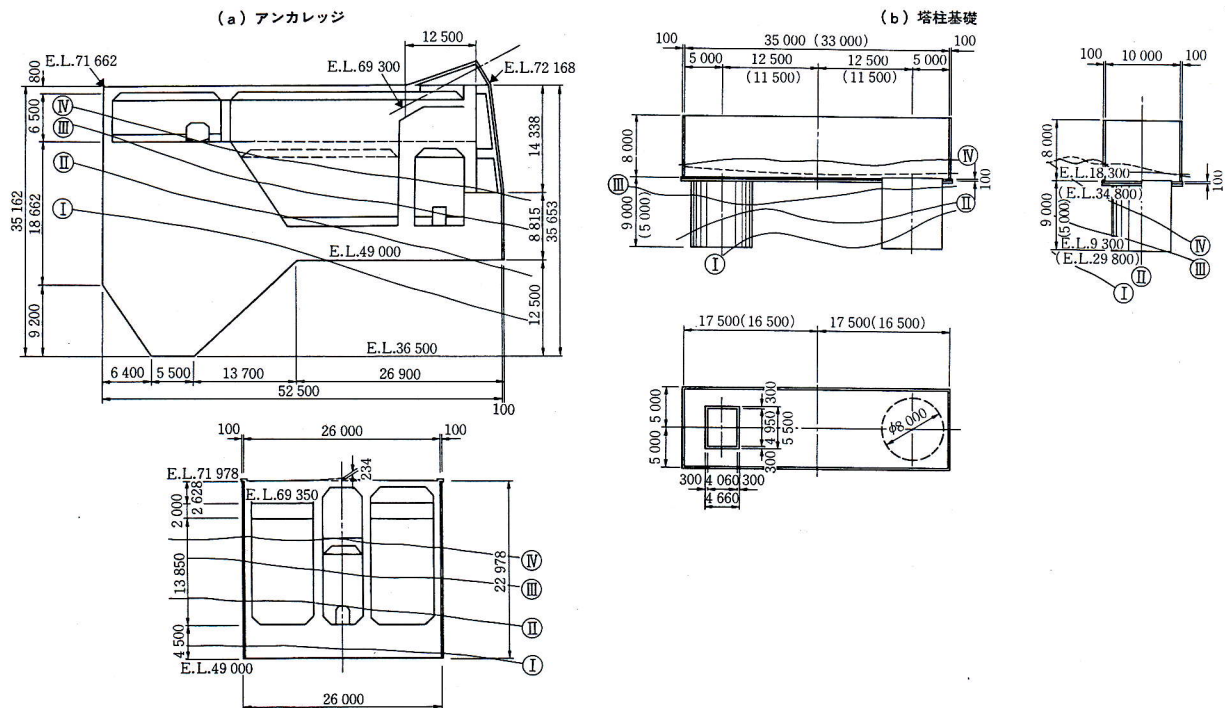
*1 機械事業本部鉄構事業部橋梁基本設計部

*2 東京エンジニアリング株式会社コンサルタント事業部技術部



第 2 図 全体組立図 (単位 : mm)

Fig. 2 General arrangement of "Matadi Bridge" (unit: mm)



(注) (): 右岸側の寸法を示す
 ①~④: 左岸側の岩盤ランク (第 1 表を参照) を示す

第 3 図 岩盤の状態と構築物 (単位 : mm)

Fig. 3 Arrangement of anchorage and pier foundation (unit: mm)

第1表 岩盤の設計定数
Table 1 Design constants of bedrock

項目 岩盤区分	岩盤ランク* (左岸側)	設計変形係数 (E) (kgf/cm ²) [kN/cm ²]	粘着力 (C) (tf/m ²) [kN/m ²]	内部摩擦角 (φ) (度)
A~B	①	15 000 [147]	50 [490]	35
C _H ~C _M	②	9 400 [92]	40 [392]	30
C _M ~C _L	③	4 800 [47]	30 [294]	28
C _L ~D	④	3 000 [29]	20 [196]	25
土 砂	土 砂	750 [7.4]	10 [98]	15

(注) *: 第3図を参照

ところどころに石英を介在している。ボーリングの結果、この緑色片岩も工学的には「ひび割れ岩盤」であった。岩盤は、岩石より片理面、ひび割れなどの弱面や不連続面の影響を受けやすく、このようなひび割れ岩盤を橋梁の基礎地盤とするには大規模な調査が必要であった。

本橋においては、ボーリング孔を利用した載荷試験結果とボーリングコアの観察結果を本州四国連絡橋公団の地質評価結果と対照して岩盤をランク付け、設計定数(第1表)を決定した。左岸側基礎設置地点の岩盤状態と構築物の配置を第3図に示す。地下水は左岸の塔柱基礎の位置で Zaire 河と同一レベルで検出されたが、他の基礎位置では検知されなかった。

3. 設 計

3.1. 設計条件

本橋における諸条件はわが国の橋梁設計条件と相違するものが多いことから、土木学会に設置された「マタディ橋梁技術委員会」でとくに審議された。その結果、本橋に適用された諸条件はつぎのとおりである。

適用示方書

Zaire 共和国規準および契約技術仕様書(必要に応じてわが国の関連示方書を適用)

橋 梁

形 式 側径間に吊材をもたない3径間連続補剛吊橋
供用路面(ダブルデッキ式)

下方路面 鉄道(単線)

上方路面 道路([自動車道]+[歩行者道])

ケーブル支間 101+520+101 m

補剛トラス支間 91+520+ 91 "

荷 重

鉄道荷重 列車荷重(Zaire 規格 C-3 荷重)

軸重, 機関車 18 tf {177 kN}

貨 車 20 " {196 " }

分布荷重 7.4 tf {72.6 kN}

最大載荷長 295 m

疲労照査時荷重 列車荷重および分布荷重の70%

自動車荷重 等分布荷重 340 kgf/m² { 3.3 kN/m²}

線 荷 重 1 200 " {11.8 " }

トレーラ荷重(Zaire 規格) T-32

歩道荷重 400 kgf/m {3.9 kN/m}

管理路荷重 300 " {2.9 " }

温度変化 上部工 25±15°C

下部工 +5°C (ただし、部材厚が 70 cm 以下のときは±10°C とする)

乾燥収縮 15°C 温度変化相当分

設計風速 無 載 荷 時 40 m/s

載荷時および架設時 30 "

地震荷重 震度法を適用(水平震度: 0.05)

許容応力

許容応力の基準値**

鉄筋(材質: SD30) 1 800 kgf/cm² {176.4 MPa}

コンクリート設計基準強度(240 kgf/cm² {23.5 MPa})

曲げ圧縮応力 80 kgf/cm² {7.8 MPa}

曲げ引張応力(無筋コンクリート) 3 kgf/cm² {0.3 MPa}

せん断応力 7 kgf/cm² {0.7 MPa}

支圧応力 72 " {7.1 " }

付着応力 16 " {1.6 " }

荷重の組合せによる許容応力の割増係数 第2表を参照

下部工安定計算に対する安全率 第3表を参照

下部構造の基準変位 (I: 中央支間長 (m))

サドル位置の基準水平変位 0.017・I cm

塔柱基礎の回転角 (0.0055・I+2)×10⁴ radian

地盤の設計定数 第1表を参照

3.2 設計条件の検討

3.2.1 荷 重

わが国の橋梁設計条件と異なるおもな点はつぎのとおりである。

(1) 列車荷重が大きい(約 1^{1/2} 倍)

(2) 温度変化範囲が小さい(約 1/2)

(3) 風荷重が小さい(〃)

(4) 地震荷重が小さい(約 1/4)

3.2.2 材 料

下部構造(鉄筋コンクリート製)の主要材料であるセメント、骨材および水は、気候、材質その他が異なる現地で調達されるため、コンクリートの品質が十分に保証できるか否かを検討し、つぎの結

第2表 下部工の荷重の組合せと許容応力の割増係数

Table 2 Loading combinations and rate for increase of allowable stress for substructure

荷重状態	項 目	荷重の組合せ	割 増 係 数
完 成 時	常 時	P	1.0
	[常時]+[温度変化]	P+T	1.15
	暴 風 時	P+W	1.5
	地 震 時	P+EQ	"
	[地震時]+[温度変化]	P+T+EQ	1.65
施 工 時	一 般	P+ER	1.35
	暴 風 時	P+ER+W.(ER)	1.65
	地 震 時	P+ER+EQ	"

(注) P: [死荷重]+[上部構造からの荷重]+[土圧]+[静水圧, 浮力または揚圧力]

T: 温度変化および乾燥収縮の影響

W: 風荷重

EQ: 地震の影響

ER: 施工時の荷重

第3表 下部工の安定計算に対する安全率

Table 3 Safety factor of stability for substructure

荷重状態	項目	支持力および転倒	滑 動
常 時		3.0	2.0
地 震 時		2.0	1.2

** : 局部支圧は次式により計算する

$$\sigma_{ca} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A}{A'} \right) \sigma_{ck} \leq 0.5 \sigma_{ck}$$

A: コンクリート全面積

A': 支圧を受ける面積

論を得た。

- (1) セメントの弱点はない。
- (2) 細骨材は、河川砂と碎石砂を混合すれば粒度分布のよい材料を得ることができる。
- (3) 河川水を濾過して使用すれば、水質上の問題はない。
- (4) 設計・施工上の考慮を払えば、良質の暑中コンクリートを打設することができる。

これらの結果から、許容応力を低く押える必要はないことがわかった。

4. アンカレッジの設計

4.1 構造計画 (第3図)

構造計画上、考慮した点および構造上の特長はつぎのとおりである。

- (1) 硬岩の掘削量を減じるため、アンカレッジの大きさはケーブルアンカフレームを内蔵できる最小寸法とする。また、サドルベント上でのケーブルの折れ角を小さくおさえて、硬質岩盤へのアンカブロックの貫入量を少なくした。
- (2) サドルベントおよびケーブルチャンパ部の底面は、アンカブロックの最深部より 12.5 m 浅い E. L. 49.0 m の高さで水平とし、掘削およびコンクリート工事の施工性を向上させた。49.0 m 以深に貫入するアンカブロック部は、アンカレッジの水平変位に対して「ずれ止め」の効果をも発揮する。
- (3) 施工管理がむずかしいマスコンクリートを少なくするため、アンカブロック部を除き薄肉多室構造とした。その結果、アンカレッジ全体の重心は、側面形の図心位置より地質条件のよい後方部に移った。
- (4) 温度変化が少ないことから、合計：4 枚の側壁と中央壁を鉛直に配置して上床版-鉄道床版-サドルベント-アンカブロックを剛結し、アンカレッジ全体の剛性を増加させた。
- (5) 基礎岩盤が不均質であっても側壁と中央壁間の反力分配への影響を少なくするため、両側のサドルベントを剛結して格子構造における分配けたの効果を発揮させた。

4.2 安定性

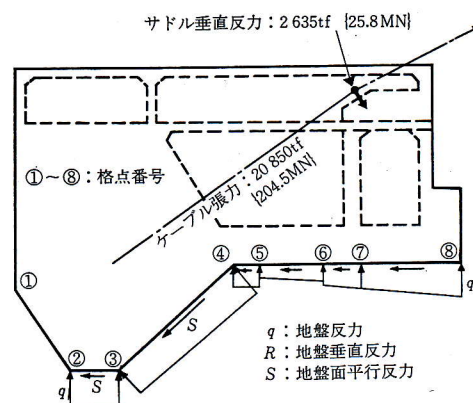
4.2.1 モデル

工事中はもとより完成後にアンカレッジが転倒、滑動などを起さないよう、支持地盤の反力およびアンカレッジの変位量が許容値を越えないことを確認するため、つぎのようなモデルを採用した。

- (1) 岩盤を弾性ばねに置換した。このばねにはつぎの性質をもたせている。
 - (a) 岩盤の多層性を反映したばね係数をもっている。
 - (b) 圧縮力にのみ有効で、引張力に対しては無効である。
 - (c) せん断力に対しては、その面に垂直な合力の 60% までの耐力をもつ。
- (2) アンカレッジは剛体であるとした。施工の各段階でアンカレッジ本体の形状、重量、重心位置を変え、その安定性を検討している。

4.2.2 安定計算結果例と考察

ケーブル張力の最大値 (28 850 tf [282.9 MN]) / 2 ケーブル) に対するアンカレッジ各部の地盤反力と地盤との接触面における滑動安全率を第 4 図に示した。アンカレッジ全体の重心が後方にあるため、前面での地盤反力は小さい。また、全重量：約 57 500 tf [564 MN] のアンカレッジで水平底面の滑動安全率を 2.4 まで確保できるのは、斜面：③-④の垂直反力によるところが大きい。この面のせん断抵抗力が負であるのはこの面に添った重力が滑動力より大きいためで、



項目 格点 (①-⑧)	地 盤 反 力 (tf/m ²) [kN/m ²]	地盤垂直反力 (R) (tf) [MN]	地盤面平行反力 (S _{面-面}) (tf) [MN]	滑 動 安全率
②-③	52.7 [516]	54.6 [535]	7 672 [75.2]	2.9
③-④	47.5 [466]	52.0 [510]	23 989 [235.2]	19.0
④-⑤	33.7 [330]	34.3 [336]	2 652 [26.0]	2.4
⑤-⑥	18.3 [179]	23.8 [233]	4 050 [39.7]	
⑥-⑦	31.3 [307]	37.4 [367]	4 108 [40.3]	
⑦-⑧	35.0 [343]	49.5 [485]	13 072 [128.2]	

第 4 図 安定計算結果 (ケーブル張力最大時)

Fig. 4 Results of stability calculation (in maximum cable tension)

この面の滑動力に対してなお十分な余裕のあることを示している。

4.3 応力解析と配筋

4.3.1 解 析

アンカレッジの全体の挙動を考えると、つぎの点で一般部材と大きく相違することに注意しなければならない。

- (1) アンカレッジの高さが、長さ寸法とほぼ同一である。
- (2) アンカブロック、ケーブルチャンパ、サドルベント部の断面充実度に大差がある。
- (3) 施工上、数箇所にコンクリートのコールドジョイントがある。したがって、本アンカレッジの応力状態は、はりとしての初等理論による解析だけでなく有限要素法による弾性解析も必要になる。また、コールドジョイントをもつコンクリート構造物であることから、ひび割れが発達したのちの終局状態を想定し、検討しておく必要もある。

以上から、本アンカレッジには、はりとしての解析、有限要素法による解析、剛体分割ブロックによる解析の 3 方法を適用した。

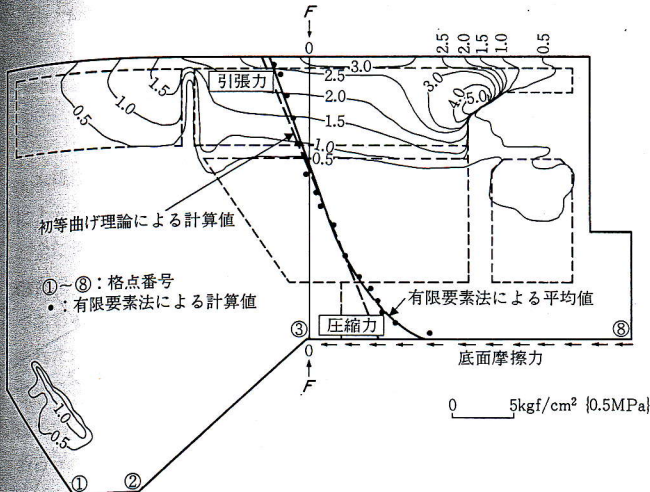
4.3.2 解析例と考察

完成後、ケーブル張力が最大となったときアンカレッジに生じる引張応力の範囲を第 5 図に示した。サドルベントと壁との接続部、上床版の一部に、3 kgf/cm² [0.3 MPa] を越える引張応力が発生していることがわかる。直線：F-F 上の水平方向応力分布をも併記したが、底面の摩擦力が影響している圧縮部分を除くと、初等曲げ理論を適用しても引張応力に対してはかなり高精度の推定値が得られている。

4.3.3 配 筋

配筋についての基本的な考え方はつぎのとおりである。

- (1) アンカレッジの各部の配筋量は、つぎのいずれかの鉄筋機能により決定される。
 - (a) 荷重に対応して発生する応力に抵抗させる鉄筋 (応力鉄筋)
 - (b) 部材のじん性を向上させるための配筋 (部材最小鉄筋)



第5図 引張応力コンタ図(ケーブル張力最大時)(単位: kgf/cm²)

Fig. 5 Contour map of tensile stress in maximum cable tension (unit: kgf/cm²)

(c) コンクリートの収縮にともなう外部拘束応力または内部拘束応力によるひび割れを分散させ、その幅を制御するための配筋(ひび割れ分散鉄筋)

(d) 鉄筋組立上、必要な鉄筋(組立鉄筋)

(2) マスコンクリート部は、有限要素法による解析結果を参考に引張応力が 3 kgf/cm² {0.3 MPa} 以上の部分へ配筋した。ただし、コールドジョイント部は、全引張応力を鉄筋で抵抗させた。

(3) アンカブロック部の鉄筋は主として(1)-(c), (d) で決定されるが、アンカバーと取り合う部分には(1)-(b)が付加される。

(4) 上床版、鉄道床版、底盤、サドルベントは、主として(1)-(a)によって配筋されている。

(5) 側壁と中央壁には部分的に(1)-(a)で配筋されているが、大部分は(1)-(b)のための配筋である。

以上の基本的な考え方で配筋した結果、その量は 26 kg/m³ であった。

4.4 地盤の解析

4.4.1 解析モデル

架設地点の地質は、巨視的にみても数種に分類できる(第3図および第1表)ことから、岩質をできるかぎり忠実にモデル化し、有限要素法による弾塑性解析によって岩盤内の応力および変位を検討した。現地の地形と地質状態から、解析モデルは2次元で十分であると判断した。地盤のモデル化の範囲は、境界条件により影響されないよう、アンカレッジの長さと比較して深さ方向に7.5倍、水平方向に片側で5倍の寸法をもつ領域とした。岩盤の材料定数は地質調査結果をもとに4種に分け、岩盤はつぎの Mohr-Coulomb の条件式に従って降伏すると仮定した。

$$\tau = C + \sigma \cdot \tan \phi$$

τ : 荷重によって発生する岩盤内のせん断応力

σ : 主応力差

C, ϕ : 岩盤の材料定数(第1表)

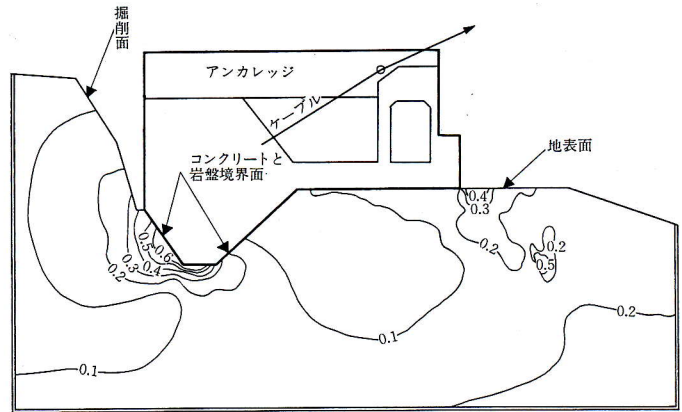
4.4.2 解析結果および考察

両岸の地質状態を比較し、条件の悪い左岸側について

(1) 鉛直反力最大時(ケーブル張力: 0)

(2) 水平反力最大時(: 最大)

の2ケースを解析した。降伏比(実応力/降伏応力)が大きくなった(2)の結果を第6図に示す。降伏比は全般に0.1~0.2で、十分



第6図 アンカレッジ周辺地盤の降伏比(ケーブル張力最大時)(部分図)

Fig. 6 Safety factor for plastic flow of foundation around anchorage in maximum cable tension

に安全であるといえる。部分的に0.4~0.5となっているが、降伏に対する安全率(2.0~2.5)から十分に安全である。

5. 塔柱基礎の設計

5.1 構造計画

形状および主要寸法の決定にあたり考慮した点はつぎのとおりである。

(1) 橋軸方向の荷重に対し周辺地盤の抵抗を無視しても基礎の安定を保持できる必要寸法として、主塔基礎のくい径は8.0 mとする。

(2) 橋軸直角方向の風荷重に対して橋脚の安定性を確保し、かつ天端変位を許容値内に制御することから、2本の大口径くいを剛に連結するはりが必要となった。はりの寸法は高さ: 8.0 m、幅: 10.0 mとする。

(3) 直径: 8.0 m のくいを地中から突出させ、連結するはりをできるかぎり高い位置に設けることによって鋼製塔柱の必要高さを減じ、経済性の向上をはかった。しかし、橋軸方向の剛性を確保するにはさらに大きな断面をもつくいが必要であり、増加する反力に抵抗するため根入れをさらに深くしなければならないこと、大がかりな支保工が必要となり工期も延びることがわかったため、結局、はりの下面を現地盤上へ置くことにした。

5.2 安定計算結果

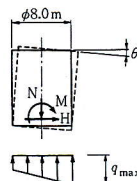
基礎の安定計算においては、くい底面の地盤反力のみが安定性に有効であると考えた。くい底面の地盤反力および基礎天端の回転角がもっとも大きくなるのは活荷重が載荷される暴風時である。その

第4表 安定計算結果

Table 4 Results of calculation for stability

項目	荷 重 値			応 答 値	
	鉛直方向 (N)	水平方向 (H)	回転方向 (M)	地盤最大反力 (q_{max}) (tf/m²) {MN/m²}	基礎くいの回転量* (θ) (radian) ($\times 10^{-4}$)
軸 方 向	14 120 {138.5}	198 {1.94}	3 580 {35.1}	352 {3.45}	3.75
軸直角方向	16 320 {160.0}	317 {3.11}	550 {5.39}	334 {3.27}	0.27

(注) *: 基準値 4.85×10^{-4} radian



結果を第 4 表に示した。

5.3 地盤の解析

くいを支持する地盤の極限支持力は、等方性地盤に対する支持力論を適用した。しかし、最大地盤反力を生じる荷重状態に対しては地盤をランクに分けてモデルを作り、地盤内の応力と変形を塑性条件をも考慮し有限要素法によって解析した。塔柱基礎まわりの地盤の降伏比（活荷重が載荷された暴風時）の解析結果を第 7 図-(a)に示した。同図から、周辺地盤の一部が降伏することがわかる。地盤の極限支持力は、このように降伏域がひろがり、荷重増加に対して変形が急増する状態の支持力として定義されている。したがって、本橋の基礎にも荷重増加に対して地盤の降伏域が急激に発達しないことを確認する必要がある。倍の荷重が載荷された場合の降伏比を求めた。その結果を同図-(b)に示す。当然、降伏域は増加し最大反力は 2.1 倍、変形は 2.3 倍となるが、極限状態に至るには十分な余裕があることがわかる。

5.4 応力解析と配筋

5.4.1 応力解析

主塔基礎は、軸長と比べて大きな断面をもつ部材で構成されている II 形構造である。II 形ラーメンとして初等はり理論で解析するだけでは、隅角部やアンカフレーム部の応力状態を把握することは困難である。そのため、断面寸法を考慮したモデルを作り、有限要素法による解析も行なった。

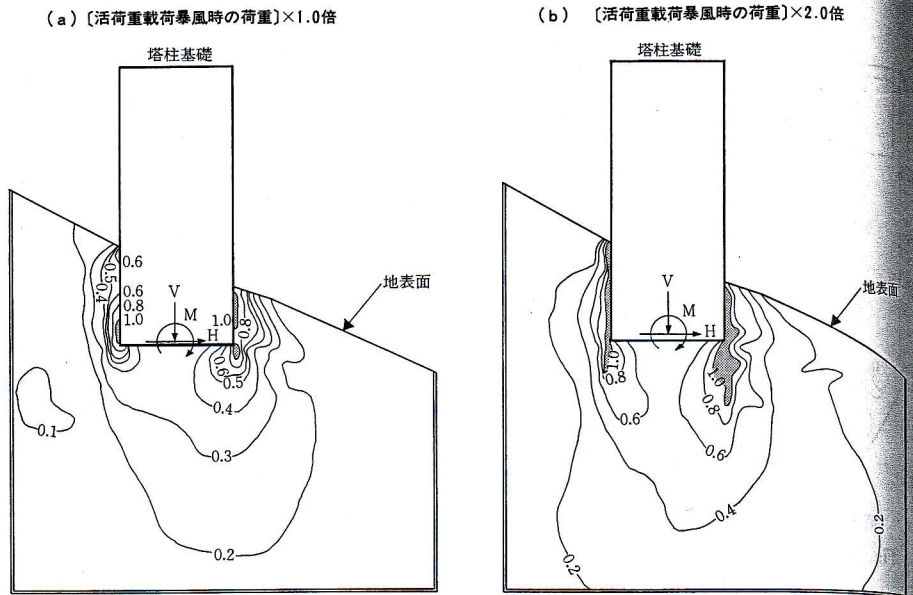
基礎の安定性を検討するには側方地盤、はり下地盤の抵抗を無視することが安全であるが、応力状態はこれらの抵抗を無視すると危険な場合もある。ゆえに、両者の抵抗を弾性ばねに置換して地盤の拘束効果を解析し、配筋に反映させた。

5.4.2 施工に対する考慮

はりのコンクリートは、コンクリートの発熱を制御するため 1 リフトの高さを 80 cm とし、10 リフトに分割して施工した。はりの剛性は各施工段階で徐々に増加するので、はりといく部の応力分配率も変化する。したがって、完成状態の構造系にコンクリート全重量を作用させた場合とは応力状態が異なることになる。このため、各施工段階の構造系をモデル化し、施工中に残留する応力を解析して配筋した。

5.4.3 配筋

配置される鉄筋に要求される機能はアンカレッジに対するそれらと同様であるが、塔柱基礎の大部分は応力鉄筋で、その量は 70 kg/m^3 に達した。この量は、地震力を大きくもたせているわが国の吊橋基礎（たとえば、「大鳴門橋」の塔柱基礎は 130 kg/m^3 と比べると 55% とかなり少ないが、軸方向鉄筋の断面積ははり断面積の



第 7 図 塔柱基礎周辺地盤の降伏比（部分図）

Fig. 7 Safety factor for plastic flow of foundation around pier

0.45%で、部材のじん性を発揮するのに十分な量である。

小断面部材では鉄筋を引張縁に集中させて配置するのが経済的であるが、本橋のような大断面部材にはいわゆるディープビームとしての配慮も必要とされる。また、施工途中の荷重に抵抗させるためにも、10段階に分割された各リフトにすくなくとも 1 段の鉄筋を配置することが必要であると判断した。

6. 結 言

本橋の上部工工事は当社を代表とする日本企業連合（他の構成員は三菱重工業株式会社および石川島重工業株式会社）により、下部工工事は当社が総括し東京エンジニアリング株式会社および三井建設株式会社に設計が委託されて実施された。1979年2月、着工した本橋の建設工事は、1982年1月現在、その下部工工事のほとんどを完成し、上部工工事は主ケーブルの架設を完了している。下部工の施工、上部工の施工の詳細は、他日、とりまとめて報告したい。

終りに、本橋の設計にあたり多くのご指導とご協力をいただいた Zaire 共和国運輸通信省 Banana-Kinshasa 施設機関、土木学会に特設された「マタディ橋梁技術委員会」の委員をはじめ関係各位のご好意に対し、深く感謝の意を表するしだいである。

参 考 文 献

- (1) 下瀬健雄, 木本公平, 春日 昭: Zaire 共和国 3 径間連続補剛吊橋 Matadi 橋の計画と設計 石川島播磨技報 第20巻 第6号 1980年11月 pp. 449-457

(文責 下瀬 健雄)
梅 本 尚 孝)