

ザイール共和国

マタディ橋梁建設計画調査

報告書

1978年5月

国際協力事業団

JICA LIBRARY



1018302081

国際協力事業団

受入 月日	84. 4. 11	532
登録No.	03276	615
		SDS

ザイール共和国

マタダイ橋梁建設計画調査

報告書

1978年5月

国際協力事業団

基礎地盤コンサルタント株式会社

ザイール共和国マタデイ橋梁設計面調査報告書

目次	頁
要旨	1
I、地質調査	7
1. はしがき	7
2. 調査概要	11
3. 地形および地質概要	15
4. ボーリングに伴う各種計測	19
4-1. 透水試験(ルゾンテスト)	19
4-2. 孔内物理検層(P S検層)	23
4-3. 室内岩石試験	27
5. 各地点毎の地質の状況	29
5-1. 左岸側橋脚部	29
5-2. 左岸側アンカー部	29
5-3. 右岸側橋脚部	30
5-4. 右岸側アンカー部	31
6. 調査結果に対する考察	33
6-1. 岩盤物性についての評価	33
6-2. 地盤の支持力に関する検討	37
II、測量調査	41
1. 調査概要	41
2. 使用測量機材	46

付図および附表

I、地質調査

図-1	Zaire 共和国 BAS-Zaire 州地区 概要図(調査位置記入) 縮尺 1/1000000	
図-2	調査位置平面図 縮尺 1/5000	
○ 図-3・1~図-3・2	調査地点平面図 縮尺 1/500	
○ 図-4・1~図-4・11	ボーリング柱状図	
図-5	ルジオンテスト装置見取図	
図-6	起振装置図(P S 検層)	
図-7	受振および記録装置(P S 検層)	
○ 図-8・1~図-8・19	岩石の一軸圧縮試験(応力-ヒズミ曲線)	
図-9	一軸圧縮強度と試料 P 波速度との関係	
図-10	試験値による岩石物性区分	
○ 図-11・1~図-11・8	調査地点地質縦横断面図 縮尺 1/500	
表-1	ボーリング数量一覧表	
表-2	速度検層実施孔および測定深度	
表-3	岩石試験供試体採取箇所	
表-4	ダム基礎岩盤の岩質分類基準	
表-5	透水試験結果一覧表	
○ 表-6・1~表-6・10	ルジオンテスト成績表	
表-7	速度層別 P S 検層結果一覧表	
表-8	岩石試験成績表	
○ ボーリング・コア写真		32 葉

(○印は巻末に一括添付、その他は各章ごとに本文中にとじ込み)

II、測量調査

a、縦断面図(縮尺 縦 1/500, 横 1/100)	1 葉
b、横断面図(縮尺 1/100)	10 葉
c、タワー橋脚部地形図(縮尺 1/100)	2 葉
d、左右兩岸地形図(縮尺 1/500)	2 葉
e、基準網図(縮尺 1/5000)	1 葉
f、計算書	1 式

(測量関係の図表は別添)

要 旨

## ザイール共和国マタデイ橋梁建設計画調査報告書

### 要 旨

#### 1. 調査目的および作業数量

大西洋岸からZaire共和国の首府Kinshasaまでの鉄道による一貫輸送体系(国民路線計画)を整備するための一環として、Matadi港のKala-Kala埠頭より約1.5km離れた位置でZaire河を渡る橋梁が計画されている。橋梁の形式は主径間約520mの吊橋であって、鉄道・道路併用橋となるものである。今回の調査は架橋地点の地形・地質に関する設計・施工上の資料を得る目的で、日本政府派遣の調査団により実施された。現場工期としては1977年12月から1978年4月にわたる約4ヶ月間が充てられ、現地作業に従事した技術者は総括および地質専門家1名、ボーリング技士1名、速度検層技術員1名、測量技士1名の計4名である。

地質調査の内容としては左右兩岸の橋脚部およびアンカー部に対するコアボーリング11本287m(左岸側7本164m、右岸側4本123m)、孔内速度検層4孔、採取コアによる室内岩石試験19供試体となっている。なおこれらの他ボーリング孔を利用して注入法による透水試験を行なった。また測量調査として架橋地点付近の縦横断面測量、地形測量、および主塔橋脚部中心点間の橋長測量を行なった。以下に主として地質調査の成果について概要を述べることにする。



## 2. 地形および地質

調査地点周辺には Zaire 河を挟んで比高 400m 内外の山峰が連なっており、Matadi 港付近の河岸部にわずかに平坦地が見られる他は兩岸とも山裾が急崖をなして水中に没する形となっている。

架橋地点付近の基盤を構成する地質は、兩岸とも先カンブリア紀の緑色片岩であるが、レンズ状ないしは脈状をなして胚胎すると思われる石英が所々に介在しており、また緑色片岩自体も部分的に珪化作用を蒙っている。上述のような珪化した部分は当然著しく堅硬であるが、それ以外の部分についても未風化新鮮なものはすべて硬岩に分類し得るものである。

観察し得る露頭における走向は  $N40^{\circ} E \sim N25^{\circ} W$  にわたり、傾斜もまた  $10^{\circ} \sim 40^{\circ} W$  にわたって変化するが、架橋地点付近の基盤を構成する緑色片岩の構造は、大局的に見れば“一般走向南北、傾斜西落し”と言えよう。すなわち走向は橋軸方向にほぼ並行し、下流側に傾斜している形となっている。

かつて実施された地表踏査の結果によれば、架橋地点からわずかに下流側の、流路が西から南に方向を転じて河幅が拡がる部分に、南北方向に走る一つの構造線が存在すると推定されている。ところで架橋地点はこの付近で河幅が最も狭くなっている部分に選定されているが、そのような地形は兩岸の山体が特に堅硬な岩盤によって構成されているため、侵食作用に抗して張出した形で残った結果で

あると解釈される。今回の調査地点付近においては兩岸とも断層破砕帯は認められず、ボーリングによってもそのような部分に遭遇しなかったことから、前記の構造線の影響は架橋地点にまでは及んでいないものと思われる。

### 3. 透水試験

透水係数の値はほとんどが $10^{-5}$  cm/sec のオーダーにあり、著しく大きなばらつきは見られない。またルジオン値 ( $Lu=1$  l/min/m/10%) について見ても、ごく少数の例外を除いて $1.5\sim 5Lu$  の間にある。なお透水試験はすべて新鮮岩盤より成る孔底付近で実施したものであるが、現実に施工する際には必ずしもボーリング深度のレベルまで掘削する必要はないので、その場合掘削底面付近の岩盤状態によっては今回測定された値を上回る透水係数を想定する必要がある。

### 4. 孔内速度検層

孔内速度検層について、測定された速度値と計算される地山としての弾性係数を岩盤状態と対応させて示せば大略下表のようになる。

岩種	弾性波速度 (m/sec)		推定地山 密度	動弾性係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	
	P波速度 Vp	S波速度 Vs		ヤング率 Ed	剛性率 Gd
表土	400~1,000	100~400	1.7	$5 \times 10^2 \sim 5 \times 10^3$	$2 \times 10^2 \sim 2 \times 10^3$
風化岩	400~2,300	500~1,400	2.4	$2 \times 10^4 \sim 4 \times 10^5$	$1 \times 10^4 \sim 5 \times 10^4$
新鮮岩	>3,200	>1,800	2.7	$>2 \times 10^5$	$>1 \times 10^5$

## 5. 岩石試験

供試体による岩石試験の成果についても、同じく岩盤状態と主たる数値とを対応させ、おおよその傾向を示せば下記のようなになる。

岩種	見掛比重	弾性波速度 (m/sec)		一軸圧縮強度 $\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	静弾性係数 Es (kg/cm <sup>2</sup> )
		Vp	Vs		
風化岩	2.7	3,800~4,700	1,700~2,400	200~700	$2 \times 10^4 \sim 2 \times 10^5$
新鮮岩	3.0	4,500~6,000	2,500~3,600	700~1,200	$5 \times 10^5 \sim 1 \times 10^6$

## 6. 各地点毎の地質の概況

### 1) 左岸側橋脚部

本地点では橋軸と直角方向において新鮮岩盤の上面が上流側から下流側に向って見掛け上約30°の角度を以て傾斜しており、かつ下流側のGP-2地点において風化帯から堅硬な岩盤に移化する部分に厚さ3.4mに達する石英の大塊が発達している。新鮮岩盤の深度は上流側のGP-1地点では約9m、下流側のGP-2地点では約24mとなっている。

### 2) 左岸側アンカー部

全般に表土および風化帯が薄く、かつ各ボーリング地点ともほぼ同様の状態を示す。新鮮岩盤の深度は平均12m程度である。

### 3) 右岸側橋脚部

表土および風化帯はやや厚い。肉眼観察によれば新鮮な岩盤が

連続して現われる深度は30 m以上の深さにあるが、より上部の風化帯の中にもしばしば新鮮堅硬な部分を挟在している。

#### 4.) 右岸側アンカー部

左岸側アンカー部と比較して表土および風化層が発達している。新鮮岩盤の深度が深い所では約23 mに達するが、前記の橋脚部と同様一般に風化帯中にも新鮮岩をかなり挟在している。

### 7. 地盤の支持力に関する検討

橋脚部岩盤の設計支持力としては最大約400 t/m<sup>2</sup>が期待されており、安全率を3と取れば岩盤は1200 t/m<sup>2</sup>の極限支持力を有することが必要である。したがって、岩盤に亀裂や劣化部がなくかつ均質であれば、この岩盤から採取した供試体の一軸圧縮強度は120 ㊦ないしそれ以上あればよい。しかし実際には速度検層による岩盤のP波速度はそこから採取した岩の供試体を試験して得られたP波速度より低い。このことは岩盤に亀裂等の劣化部があることを示すものであるから、前記の極限支持力を得るために必要な一軸圧縮強度は120 ㊦より割増しした値を期待する必要がある。したがってこのサイトの場合、速度検層と岩石試験両者によるP波速度の相関から得られる角裂係数から判断して一軸圧縮強度が200 ㊦以上の部分を基礎の施工基面とすることが望ましい。

岩石試験は劣化部分からの試料が得難いなどの理由で採取箇所が

限定され、また採取した供試体の中には亀裂や局所的な劣化部分を有するものがあって、試験の結果は時として異常値を示すことがある。したがって岩盤の平均的な一軸圧縮強度を知るためには、岩石試験によるよりは地山の工学的性質をより忠実に反映する速度検層の結果によった方が妥当である。

吉村その他の研究によれば、一軸圧縮強度と地山の弾性波速度との速度との間には次式のような関係がある。

$$V_s = 162.9 \sigma_c^{0.36} \quad (1)$$

ここに  $V_s$  : S波速度 (m/sec)

$\sigma_c$  : 一軸圧縮強度 (kgf)

ところで通常の弾性波探査ではP波速度  $V_p$  が観測されるので、 $V_s$  と  $V_p$  との相関から更に  $\sigma_c$  と  $V_p$  とを相関させ、 $V_p$  によって岩盤の工学的特性を判定するのが便利である。 $V_s$  と  $V_p$  との相関は次式のとおりである。

$$\nu_a = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left\{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right\}} \quad (2)$$

(2)式において  $\nu_a$  は岩の動ポアソン比である。この場合岩石試験において一軸圧縮強度が200kgf 前後の値を示すものの  $\nu_a$  の平均値0.36を計算用の数値とすると、(1)および(2)式から一軸圧縮強度200kgf に対応するP波速度は2345m/secと計算される。

以上の解析に基づき、このサイトの場合P波速度  $V_p$  が2500m/sec以上の岩盤に基礎の施工基面を設けるのがよいと判断した。

第 I 部 地質調査報告

## ザイール共和国マタディ橋梁建設計画調査報告書

### 第1部 地質調査

#### 1. はしがき

アフリカ中央西部に位置する Zaire 共和国の首都 Kinshasa は、大西洋に注ぐ Zaire 河の河口から約 500m 上流にあって河岸に臨んで立地しているが、河口から同地までの間には多数の瀑布が介在して舟運の便が得られないことと、現在大西洋岸に港湾が整備されていないことの2つの理由によって、首都への円滑な物資の輸送が妨げられている現状にある。すなわち外洋航路の貨物船は河口から約 150m 上流南岸に位する Matadi 港までは入るが、ここで物資を鉄道あるいは道路による陸上交通機関に横替えて Kinshasa に運ぶという輸送体系を取ることを余儀なくされている。

また Matadi より下流部は、Zaire 河左岸が南に隣接する Angola 共和国の領土となっているため、Zaire 領内を通過して大西洋岸に出るためには、ここで北岸に渡らなければならない。かような要求を満すべき交通体系の一部として、現在 Matadi 市街から北岸に向ってフェリーが就航しているが、輸送力に限界があり、これが一つの隘路を形成しているように見受けられる。

以上のような非効率な状態を改善し、大西洋岸から首都 Kinshasa までの一貫輸送体系を整備するためにいわゆる国民路線計画が

策定されている。すなわち、現在 Kinshasa--Matadi 間にある既存の鉄道および全天候道路を大西洋岸の Banana まで延長することが最も望ましいと考えられ、その一環として当然 Matadi 市街付近で Zaire 河を渡る鉄道・道路併用橋を架設することが必要となる。

上記の架橋工事については、計画段階からわが国がこれに関係して来たが、現在ではザイール国政府に対する借款供与もすでに決定している。今回の調査は架橋地点の地形・地質に関する設計・施工上の資料を提供する目的で、日本政府派遣の調査団によって実施されたものである（図-1 および図-2 参照）。



図-1 ZAIRE共和国BAS-ZAIRE 州地区概要図

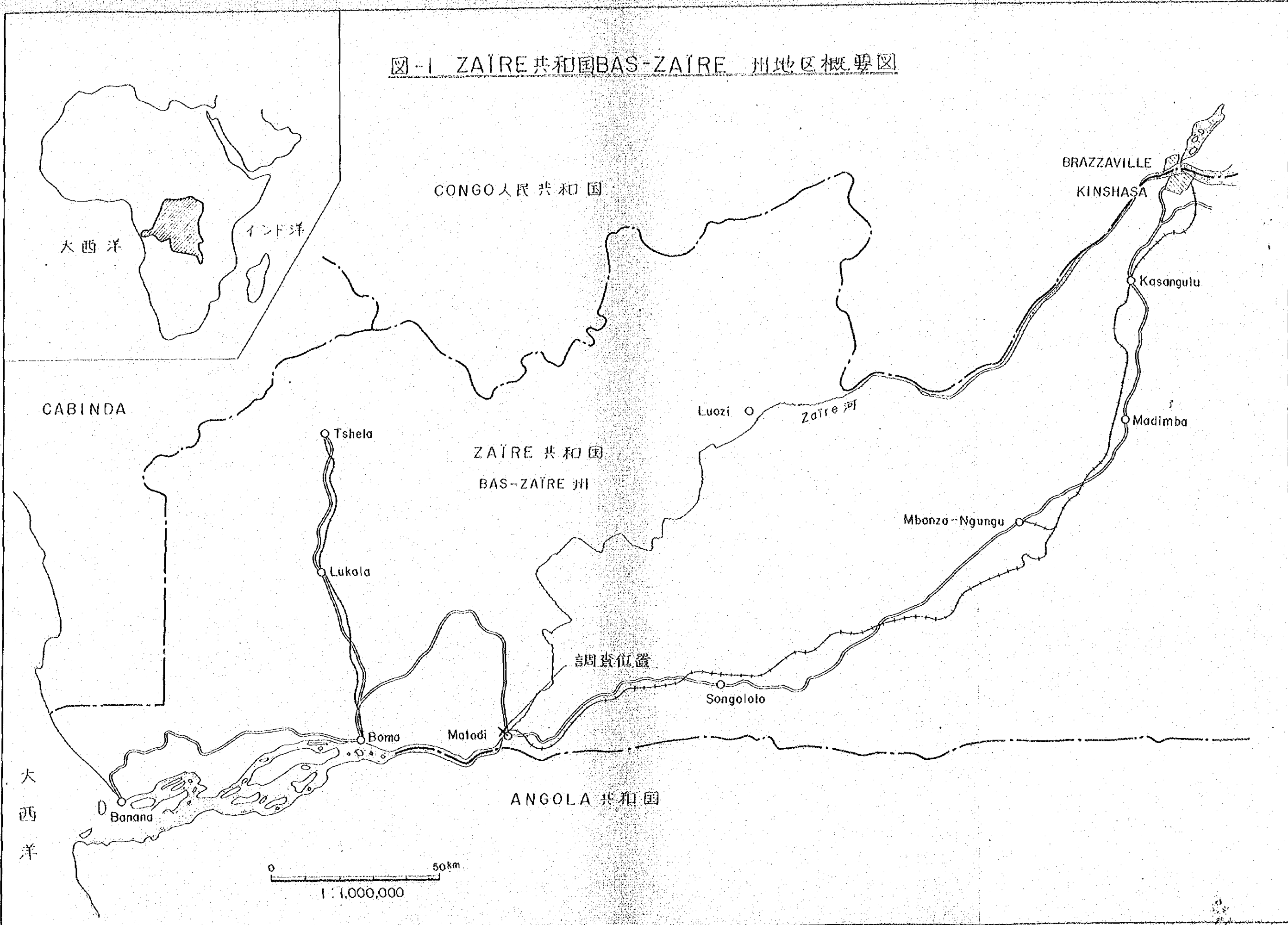
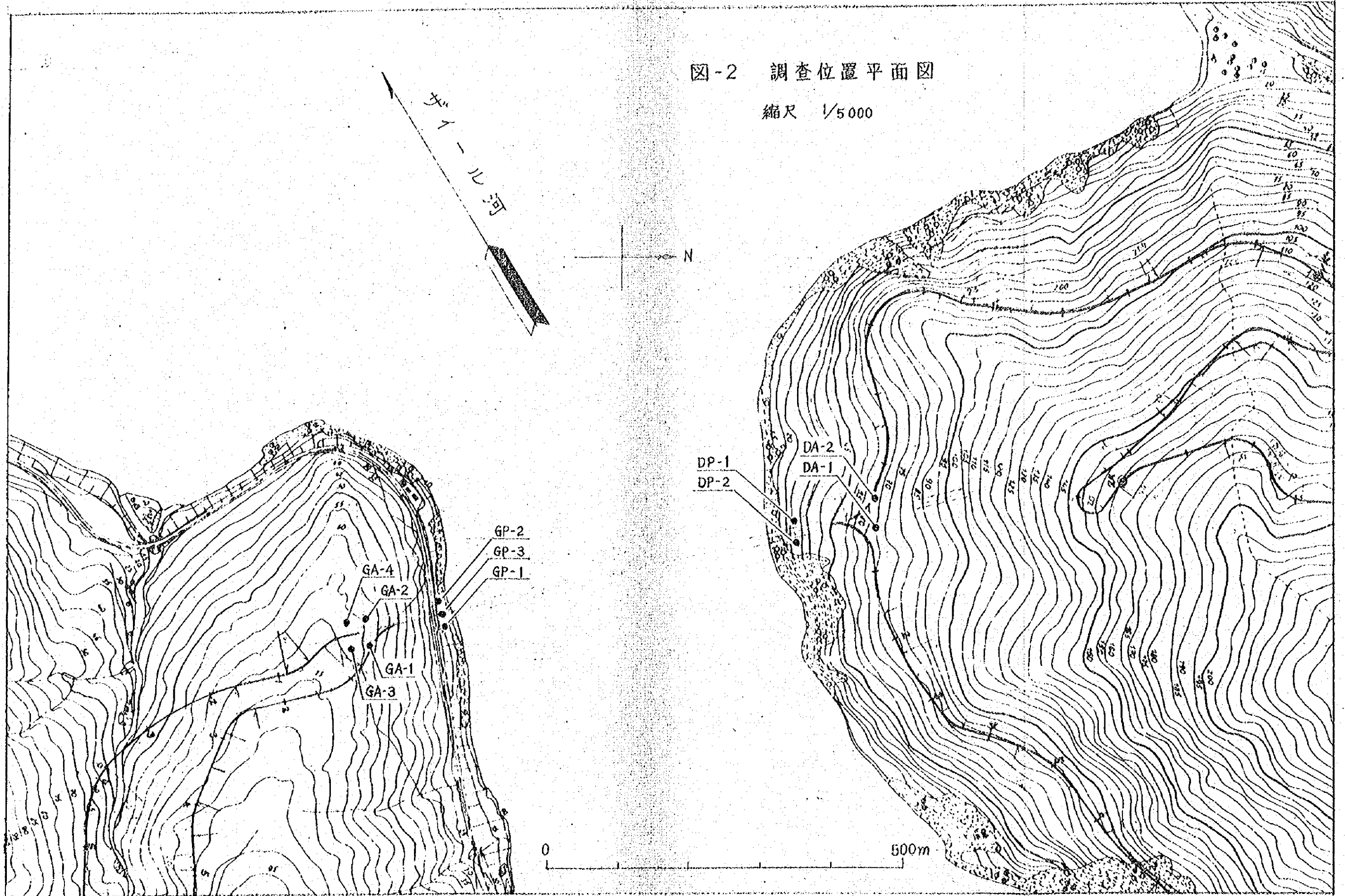


図-2 調査位置平面図

縮尺 1/5000



## 2. 調査概要

今回の調査は国際協力事業団の御依頼により基礎地盤コンサルタント株式会社が実施したものであって、現場工期としては1977年12月から1978年4月にわたる約4ヶ月間が充てられた。調査に従事した団員は下記の4名である。

梅 木	悟	総括および地質専門家
千 葉	隆	ボーリング技士
田 中	勉	速度検層技術員
堀 内	千 冬	測層技士

地質調査の内容としては左右両岸の橋脚部およびアンカー部に対するコアボーリング11本(左岸側7本164m,右岸側4本123m),孔内速度検層4孔,採取コアによる室内岩石試験19供試体となっている。なお、この他ボーリング孔を利用して注入法による透水試験を行なった。また測量調査として架橋地点付近の縦横断測量,地形測量,および主塔橋脚部中心点間の橋長測量を行なった。以下に主として地質調査の完成について概要を述べることとする。

ボーリングについては、当初の計画では左岸側橋脚部ならびにアンカー部計6本140m,右岸側同6本150m,合計12本290mの予定であったが、現地の状況その他の事情から左岸側7本164m,右岸側4本123m,合計11本287mに変更された。なお追加実施したGP-3孔を除く各孔について、原則として孔底から上部2mの区

間に対して注入法による透水試験（ルジオンテスト）を行なった。

速度検層は岩石試験結果との対比から岩盤の劣化の程度を判定するため実施したもので、左・右兩岸の橋脚部・アンカー部各1孔計4孔について地山の弾性波速度を測定した。

岩石試験は左・右兩岸の橋脚部各1孔とアンカー部各2孔ずつ、すなわち計6孔から深度を変えて各3個計18個の供試体を採取した他、左岸橋脚部中心点において追加実施したGP-3孔からも1供試体を採り、計19個について試験を実施した。

各孔の配置は巻末の図-3・1および図-3・2に示すとおりであり、また数量の内訳は表-1～表-3のとおりである。

表-1. ボーリング数量一覧表

地 区	ボーリング番号	計 画	実 施
左岸橋脚部	GP-1	20m	15 m
	GP-2	20	30
	GP-3	—	50
左岸アンカ 一部	GA-1	25	17
	GA-2	25	17
	GA-3	25	20
	GA-4	25	15
右岸橋脚部	DP-1	25	40
	DP-2	25	35
右岸アンカ 一部	DA-1	25	22
	DA-2	25	26
	DA-3	25	0
	DA-4	25	0
合 計		290	287

表-2. 速度検層実施孔および測定深度

ボーリング番号	測 定 深 度
GP-1	15 m
GA-2	17
DP-1	37 ※
DA-1	22
合 計	91

※ 押入深度40mのところ孔壁不良のため37mで  
中止

表-3. 岩石試験供試体採取箇所

ボーリング番号	採 取 深 度		
GP-1	▲ 5-6m	8-9m	14-15m
GP-3			26-27
GA-3	12-13	13-14	15-16
GA-3	▲ 9-10	13-14	16-17
DP-1	▲ 19-20	▲ 24-25	37-38
DA-1	▲ 15-16	17-18	21-22
DA-2	▲ 11-12	▲ 19-20	24-25

▲印は風化岩

### 3. 地形および地質概要

調査地点周辺には Zaire 河を挟んで比高 400m 内外の山峰が連なっており、Matadi 港付近の河岸部にわずかに平坦地が見られる他は兩岸とも山裾が急崖をなして水中に没する形となっている。ちなみにかつて架橋地点において実施された深浅測量の結果では最も深い所で水深が 90m に達するとのことであり、同地点の河幅が約 500m であることからみて相対的にかなり深いといえる。またやや上流の Matadi 港地先では水深 200m に達する部分もあると言われ、兩岸の地形ならびに深浅測量の結果からみて、この付近一帯の河床部は一つの V 字谷を形成しているものと考えられる。架橋地点付近の基盤を構成する地質は兩岸とも先カンブリア紀の緑色片岩であって、緑泥片岩を主とし時に緑レン石あるいは黒雲母を伴う。なお、ボーリングの結果によれば、おそらくレンズ状ないしは脈状をなして胚胎すると思われる石英が所々に介在しており、また緑色片岩自体も部分的に珪化作用を蒙っている。基盤を構成する緑色片岩類のうち、上述のような珪化した箇所は当然著しく堅硬であるが、それ以外の部分についても未風化新鮮な部分はすべて硬岩に分類し得るものである。全般に片理構造が発達し、そのような部分はハンマーの強打によって片理面が容易に剝離する性質を有するが、時として塊状無層理砂岩様あるいは圧砕岩様の組織を有する部分も見られる。

観察し得る露頭における走向は $N40^{\circ}E \sim N25^{\circ}W$ にわたり、傾斜もまた $10^{\circ} \sim 40^{\circ}W$ にわたって変化するが、かように場所によって走向・傾斜の値に或る幅のばらつきがあるのは、おそらく局部的な褶曲によるものと推定され、大局的に見れば架橋地点周辺の基盤を構成する緑色片岩の構造は“一般走向南北，傾斜西落し”と首えよう。すなわち走向は橋軸方向にほぼ並行し、下流側へ傾斜する形となっている。ちなみにボーリングによって採取されたコアについて片理面の傾斜を測定した結果では $0^{\circ} \sim 30^{\circ}$ の間にあり、特に $10^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 程度を示すものが多い。

かつて実施された地表踏査の結果によれば、架橋地点からわずかに下流側の、流路が西から南に方向を転じて急に河幅が拡がり北岸に入江が流入している部分に、南北方向に走る一つの構造線が存在すると推定されている。ところで架橋地点はこの付近では河幅が最も狭くなっている部分に選定されているが、そのような地形は両岸の山体が特に堅硬な岩盤によって構成されているため侵食作用に抗して張出した形で残った結果であると解釈される。

今回の調査地点付近においては、両岸とも断層破砕帯は認められず、ボーリングによってもそのような部分に遭遇しなかったことから、前記の構造線の影響は架橋地点にまでは及んでいないものと思われる。

今回実施した個々のボーリングの成果については、末尾に添付し



た図-4・1~図-4・11の柱状図に要点をまとめて記載してあるので、それを参照されたい。この中のRQDとは周知のごとく1個10cm以上のコアが採取された部分の合計長さの全体に対する百分比であって、通常1m毎に算出される。この値が高い程岩盤中の不連続面すなわち亀裂等が少ないことをあらわしており、良好な岩盤であると判定される。

更に風化作用による変質度等の質的な要素も含めて、岩盤強度をより具体的に表現するための一助として、採取されたコアの状態に基づく岩盤等級分類を行ない、その結果を柱状図の中に示しておいた。分類の基準としては、従来から最も普通に用いられているダム基礎岩盤についての田中の分類を採用した(表-4参照)。なお<sup>A</sup>[B]のように表示したのは、全体としてはA岩盤に格付けされるが部分的にB岩盤が介在していることをあらわすものである。

表・4

## ダム基礎岩盤の岩質分類基準

記号	特 徴	備 考
A	<p>きわめて新鮮な岩石で、造岩鉱物は風化変質を受けていない。</p> <p>亀裂・節理はほとんどなく、あってもよく密着し、それらの面に沿って風化の跡は見られないもの。色は岩石によって異なるが岩質はきわめて堅硬である。</p> <p>ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。</p>	基礎岩盤として良好
B	<p>岩質は堅硬であるが、造岩鉱物中雲母・長石類およびその他の有色鉱物の一部には多少風化変質が見られる。開口した(たとえ1mmでも)亀裂・節理はなく、よく密着しており、その間に褐色の泥または粘土を含まないもの。</p> <p>ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。</p>	基礎岩盤として良好
C <sub>II</sub>	<p>造岩鉱物は石英を除けば風化作用を受けているが、岩質は比較的堅硬である。一般に褐鉄鉱などを汚染せられ、節理あるいは亀裂の間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剝脱し、剝脱面に粘土質物質の薄層が残留することがある。</p> <p>ハンマーによって打診すれば少し濁った音を出す。</p>	中硬岩で、基礎岩盤としてやや不良
C <sub>M</sub>	<p>かなり風化し、節理に開かれた岩塊の内部は比較的新鮮であっても、表面は褐色または暗緑黒色に変化し、造岩鉱物も石英を除けば長石類その他の有色鉱物は多少軟化して赤褐色を帯びる。節理あるいは亀裂の間の粘着力はやや減少しており、中に泥または粘土を含んでいるか、ないとしても多少の空隙を有し水滴が落下するもの。ハンマーの普通程度の打撃によって割れ目に沿って岩塊が剝脱し、剝脱面には粘土質物質の層が残留することがある。</p> <p>ハンマーによって打診すれば多少濁った音を出す。</p>	やや軟岩で基礎岩盤としては不適
C <sub>I</sub>	<p>造岩鉱物は風化作用を受けて軟質化しており、岩質も軟かくなっている。節理あるいは亀裂の間の粘着力は減少しており、ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剝脱し、剝脱面には粘土質物質が残留する。</p> <p>ハンマーによって打診すれば濁った音を出す。</p>	やや軟岩で基礎岩盤としては不適
D	<p>造岩鉱物は風化作用を受けて著しく軟質化しており、岩質も著しく柔らかい。ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけで容易に崩れる。さらに風化したものでは、岩石は砂状となり、一部土壌化している。節理はむしろ不連続であるが、時には、岩塊の性質は堅硬であっても堅岩の間に大きな開口亀裂の発達するものも含まれる。</p> <p>ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す。</p>	軟岩で基礎岩盤としては不適

田中清雄(電力中央研究所 1964年)による。一部改変

#### 4. ボーリングに伴なり各種計測

##### 4-1. 透水試験（ルジオンテスト）

基盤岩の透水性を測定し、グラウト効果等を判定するための一つの資料を得る目的で、左岸側橋脚部で追加実施したGP-3孔を除く10孔の孔底においてシングルバッカー方式による注入法透水試験（ルジオンテスト）を実施した。装置は図-5に示すとおりである。この方法はふつうダム基礎岩盤の調査に適用されるものであって、注入圧力10kgの下で孔長1m当りの透水量が1ℓ/minであるとき1 Lugeonと言ひ、試験区間長は5mが標準であるが、本調査では新鮮・堅硬な岩盤を確認する深度を一応3mとしたため、試験区間長は原則として2mとした。また加圧・減圧は1, 2, 4, 7, 10, 7, 4, 2, 1kgの9段階とし、各段階とも3分間以上継続した安定流量を以てその段階での注入量とした。ここで10kgにおけるLugeon値を求めると同時に、参考までに各加圧段階について下記の式から透水係数を算出した。

$$K = \frac{Q}{2\pi LH} \ell n \frac{L}{r} \quad (\text{cm/sec})$$

ただし

Q = 注入水量 (cm/sec)

L = 試験区間長 (cm)

H = 全水頭 (= 重力水頭 a + 加圧水頭 Hp)

ここに a は試験時孔内水位 (cm)

Hp は 1 kg → 1.000 cm

r = ボーリング孔の半径 (= 3.3 cm)

減圧の各段階について同様の計算を行なわなかったのは、岩盤内の亀裂の状態等が加圧の過程で変化していると想定されたことによるものである。

以上の計算結果を表-5にまとめて示すと同時に、各孔毎の成績表を巻末に表-6・1～表-6・10として添付した。

なお、各孔とも孔底付近すなわち堅硬密実な新鮮岩が確認された部分で透水試験を実施しているため、得られた透水係数は全般的に小さい値を示している。ただし現実に施工する際には必ずしもボーリング深度のレベルまで掘削する必要はないので、その場合掘削底面付近の岩盤状態によっては今回測定された値を上回る透水係数を想定する必要がある。

図-5 土中試験装置見取図

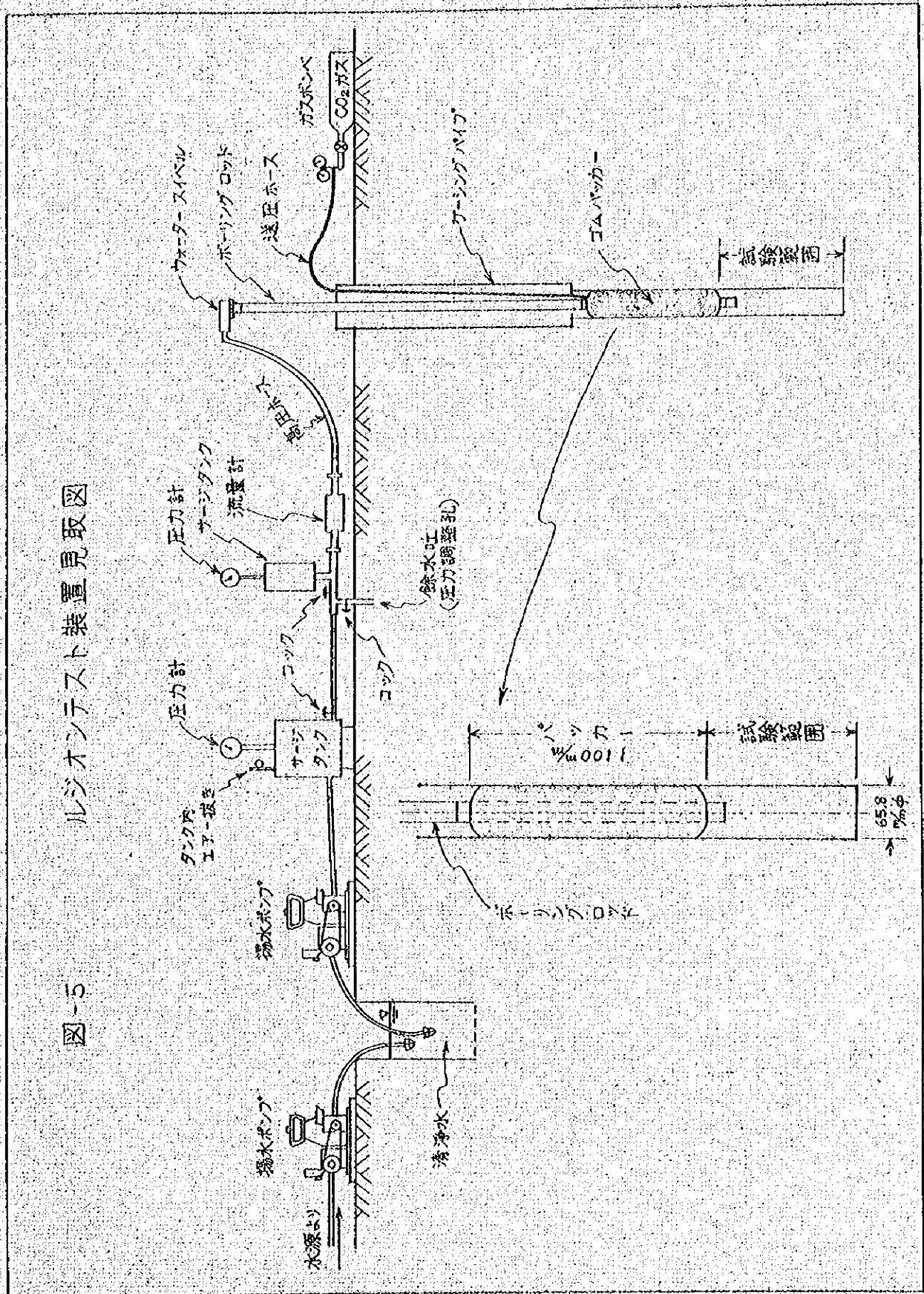


表-5 透水試験結果一覧表

ホーリング 番号	試験区間(長)	透 水 係 数 (cm/sec)				ルジオン値 (Lu)	
		1 kg/cm <sup>2</sup>	2 kg/cm <sup>2</sup>	4 kg/cm <sup>2</sup>	7 kg/cm <sup>2</sup>		
GP-1	13~15 <sup>m</sup> (2 <sup>m</sup> )	$5.40 \times 10^{-6}$	$4.84 \times 10^{-4}$	$4.63 \times 10^{-4}$	$3.34 \times 10^{-4}$	$2.92 \times 10^{-4}$	26.8
GP-2	27~30 (3)	0	$3.98 \times 10^{-5}$	$2.39 \times 10^{-5}$	$2.99 \times 10^{-5}$	$4.71 \times 10^{-5}$	3.94
GA-1	15~17 <sup>m</sup> (2 <sup>m</sup> )	$6.98 \times 10^{-5}$	$1.08 \times 10^{-4}$	$1.29 \times 10^{-4}$	$6.15 \times 10^{-5}$	$5.45 \times 10^{-5}$	5.02
GA-2	15~17 (2)	$7.16 \times 10^{-5}$	$4.98 \times 10^{-5}$	$6.18 \times 10^{-5}$	$5.60 \times 10^{-5}$	$5.79 \times 10^{-5}$	5.32
GA-3	15~20 (5)	$5.26 \times 10^{-5}$	$6.92 \times 10^{-5}$	$4.30 \times 10^{-5}$	$2.26 \times 10^{-5}$	$2.35 \times 10^{-5}$	1.77
GA-4	13~15 (2)	$1.43 \times 10^{-4}$	$2.48 \times 10^{-4}$	$2.57 \times 10^{-4}$	$2.17 \times 10^{-4}$	$2.12 \times 10^{-4}$	19.5
DP-1	38~40 <sup>m</sup> (2 <sup>m</sup> )	0	0	$1.97 \times 10^{-5}$	$2.39 \times 10^{-5}$	$3.57 \times 10^{-5}$	3.92
DP-2	30~35 (5)	0	$1.64 \times 10^{-6}$	$1.07 \times 10^{-5}$	$1.67 \times 10^{-5}$	$1.95 \times 10^{-5}$	1.46
DA-1	20~22 <sup>m</sup> (2 <sup>m</sup> )	0	0	$1.89 \times 10^{-6}$	$2.68 \times 10^{-5}$	$3.42 \times 10^{-5}$	2.99
DA-2	24~26 (2)	0	0	$9.79 \times 10^{-6}$	$1.24 \times 10^{-5}$	$1.87 \times 10^{-5}$	1.71

#### 4-2. 孔内物理検層（P S検層）

左右兩岸の橋脚部およびアンカー部の各1点、すなわちGP-1、GA-2、DP-1、DA-1の各孔について孔内速度検層（P S検層）を実施した。後述する岩石試験についても供試体についての超音波（弾性波）伝播速度の測定が行なわれているが、現地盤の強度を求めるためには地山としてのP波・S波の速度を知ることがぜひとも必要であるとの観点から実施されたものである。

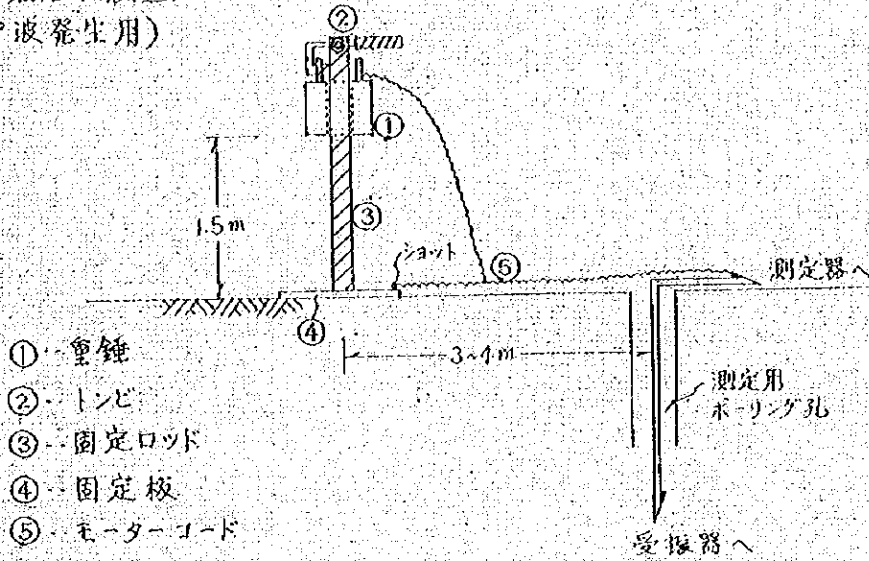
起振方法については図-6起振装置図に示すとおりであって、P波を発生させるには重錘落下法により、またS波を発生させるには板たたき法によった。

P波・S波とも図-7に示すように受振器を深度1m毎に設置して波の走時を測定し、描かれた走時曲線の勾配から速度層を区分した。各孔についての速度層毎のP波・S波の速度値およびそれから導かれる弾性係数を表-7に掲げる。

図-6

起振装置図 (PS 検層)

A. 重錘落下装置  
(P波発生用)



B. 板たたき装置  
(S波発生用)

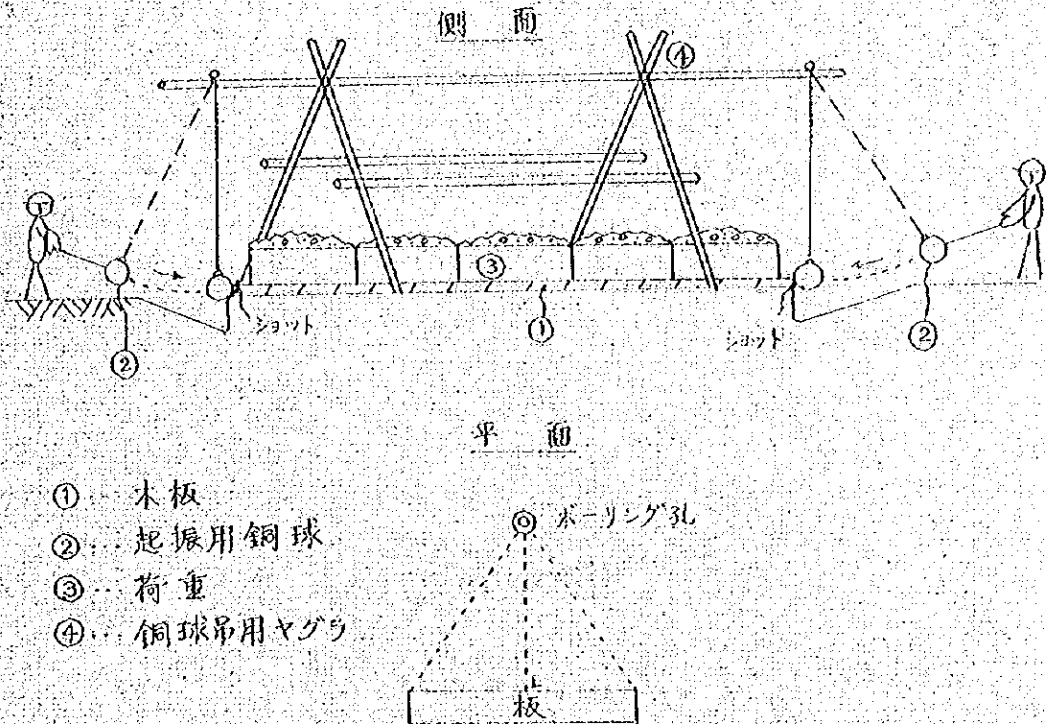
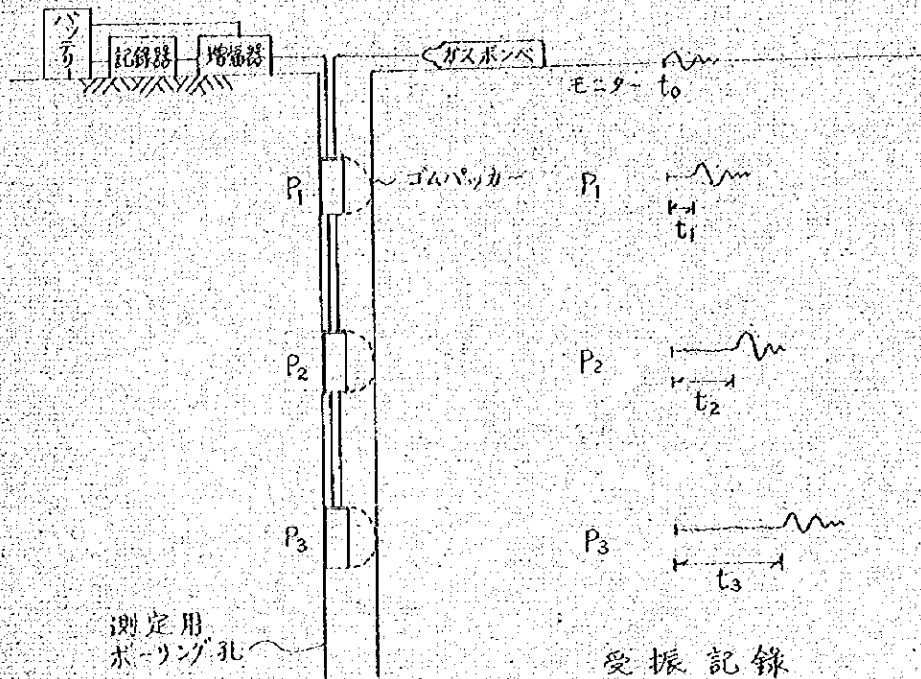




図-7

受振および記録装置 (PS 検層)



受振記録  
( $t$ : 深度別弾性波到達時間)

受振器 (P) の径 :  $\phi = 55 \text{ mm}$

表-7

速度層別 PS 検層結果一覽表

ボーリング 番号	深 度 (m)	弾性波速度 (m/sec)		推定 密度 ρ (g/cm <sup>3</sup> )	動弾性比 ν <sub>d</sub>	動弾性係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	
		V <sub>p</sub>	V <sub>s</sub>			ヤング率 E <sub>d</sub>	剛性率 G <sub>d</sub>
GP-1	0 ~ 1.5 <sup>m</sup>	440	105	1.6	0.463	526	180
	1.5 ~ 3.5	1030	325	1.7	0.444	5289	1831
	3.5 ~ 8	1290	620	1.9	0.349	20111	7449
	8 ~ 11	1130		2.3	0.284	23169	9018
	11 ~ 15	3200	1780	2.7	0.276	222679	87257
GA-2	0 ~ 1 <sup>m</sup>	520	120	1.6	0.472	691	235
	1 ~ 4	640	340	1.7	0.303	5222	2004
	4 ~ 6.5	1000	420	1.9	0.393	9522	3419
	6.5 ~ 9	2300	1300	2.4	0.255	104668	41371
	9 ~ 12	1130	680	2.3	0.216	26382	10848
	12 ~ 17	3050	1840	2.7	0.213	226197	93239
DP-1	0 ~ 1 <sup>m</sup>	470	130	1.6	0.458	804	275
	1 ~ 9	980	375	1.8	0.414	7301	2581
	9 ~ 17	1900	850	2.4	0.374	48603	17686
	17 ~ 30	3170	1430	2.6	0.372	148810	54230
	30 ~ 40	4170	2380	2.7	0.256	391865	155997
DA-1	0 ~ 2 <sup>m</sup>	600	110	1.6	0.482	584	197
	2 ~ 4	1210	235	1.8	0.480	2998	1013
	4 ~ 7		420		0.431	9269	3238
	7 ~ 13	1840	780	2.3	0.390	39679	14273
	13 ~ 22	3800	2140	2.7	0.267	315953	126122

$$E_d = \rho V_p^2 \frac{(1+\nu_d)(1-2\nu_d)}{1-\nu_d} \quad (\text{C.G.S. 単位})$$

$$= \frac{\rho V_p^2}{10^3 g} \frac{(1+\nu_d)(1-2\nu_d)}{1-\nu_d} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$G_d = \rho V_s^2 \quad (\text{C.G.S. 単位})$$

$$= \frac{\rho V_s^2}{10^3 g} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

g は重力加速度 (≒ 980 cm/sec<sup>2</sup>)

#### 4-3. 室内岩石試験

ボーリングコアから採取した供試体について室内岩石試験を実施した。対象となった地点と試料採取箇所は、左右兩岸の橋脚部各1点、アンカー部各2地点、計6地点からそれぞれ3供試体と、左岸橋脚部中央GP-3地点から1供試体、すなわち7地点19供試体である。試料の採取にあたっては各地点についてそれぞれ新鮮堅硬な部分と風化変質した部分とを採取するようにつとめた。

試験結果およびそれらの値を用いて計算したいくつかの物性値を表-8 岩石試験成績表にまとめて示すとともに、静弾性係数を測定する過程で描かれた応力-ひずみ曲線図を図-8・1～図-8・19として岩石の一軸圧縮試験報告用紙に記入して巻末に掲げておいた。

表 - 8

岩石試験成績表

ボリツク 番号	試料番号	採取深度 (m)	岩石名	観察	見掛比重			吸水率 (%)	有効 間隙率 (%)	超音波伝播速度(m/sec)		軸圧縮強度 $\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	脆性比 $\sigma_c/\sigma_t$	せん断強度 $\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$	動弾性係数 $E_d$ ( $\times 10^4$ kg/cm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	静弾性係数 $E_s$ ( $\times 10^4$ kg/cm <sup>2</sup> )
					自然	湿潤	乾燥			縦波 $V_p$	横波 $V_s$								
GP-1	1	5~6	緑色片岩	風化岩	2.74	2.77	2.71	2.21	5.99	3810	1730	175	27	6.5	34.4	0.37	22.9	0.32	2.82
"	2	8~9	"	新鮮岩	2.98	3.00	2.96	1.16	3.42	4080	1940	216	63.8	3.4	58.7	0.35	31	0.28	55.4
"	3	14~15	"	"	3.09	3.09	3.09	0.14	0.42	6460	3630	1206	135	8.9	495	0.27	105	0.20	117
GP-3	1	26~27	緑色片岩	新鮮岩	3.08	3.08	3.08	0.14	0.42	6430	3630	1283	157	8.2	564	0.27	105	0.18	56.8
GA-2	1	12~13	緑色片岩	新鮮岩	3.02	3.04	3.02	0.69	2.08	5760	2520	2000	70.2	28.5	397	0.38	54.1	0.21	83.3
"	2	13~14	"	"	2.97	2.97	2.96	0.32	0.95	4980	2220	673	95.8	7.0	127	0.38	41.1	0.33	16.8
"	3	15~16	"	"	3.03	3.03	3.02	0.15	0.44	5400	2980	1164	109	10.7	420	0.28	70.3	0.25	46
GA-3	1	9~10	緑色片岩	風化岩	2.67	2.72	2.63	3.38	8.89	3740	1710	167	30	5.6	35.4	0.37	21.8	0.31	2.46
"	2	13~14	"	新鮮岩	2.99	3.00	2.99	0.40	1.20	5340	2710	1013	91.5	33.8	356	0.33	59.4	0.23	107
"	3	16~17	"	"	3.04	3.04	3.04	0.13	0.41	6290	3490	1103	184	6.0	637	0.28	96.5	0.22	65.7
DP-1	1	19~20	緑色片岩	風化岩	2.92	2.92	2.92	0.15	0.44	4700	2720	760	63.5	12.0	110	0.25	54.7	0.35	15.8
"	2	24~25	"	"	2.87	2.88	2.86	0.43	1.23	5210	2460	750	57.8	13.0	104	0.36	48.1	0.25	26.8
"	3	37~38	"	新鮮岩	2.94	2.95	2.94	0.46	1.34	4900	1560	1160	90.4	12.8	370	0.44	21.1	0.23	77.3
DA-1	1	15~16	緑色片岩	風化岩	2.75	2.78	2.71	2.37	6.44	3740	1700	134	22.6	5.9	27.5	0.37	22.2	0.30	2.68
"	2	17~18	"	新鮮岩	2.86	2.86	2.85	0.39	1.11	5730	2630	615	53.2	11.6	90.4	0.37	55.2	0.31	27.3
"	3	21~22	"	"	2.82	2.82	2.81	0.44	1.25	5210	2720	456	52.3	8.7	77.2	0.31	55.9	0.34	14.3
DA-2	1	11~12	緑色片岩	風化岩	2.72	2.77	2.70	2.75	7.41	3780	1820	177	29.4	6.0	36.1	0.35	24.8	0.28	4.92
"	2	19~20	"	"	2.77	2.79	2.76	1.23	3.40	4470	1950	168	30.9	5.4	36	0.38	29.7	0.33	3.91
"	3	24~25	"	新鮮岩	2.93	2.93	2.92	0.56	1.63	4520	2550	844	58.5	14.4	111	0.27	49.2	0.25	17.8

$$\nu_d = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left\{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right\}}$$

$$E_d = \rho V_p^2 \frac{(1+\nu_d)(1-2\nu_d)}{1-\nu_d} \quad (\text{C.G.S.単位})$$

$$= \frac{\rho V_p^2 (1+\nu_d)(1-2\nu_d)}{10^3 g (1-\nu_d)} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$g$  は重力加速度 ( $\approx 980 \text{ cm/sec}^2$ )

$$\tau = \frac{\sqrt{\sigma_c \cdot \sigma_t}}{2} \quad (\text{軟岩の場合、ただし直接せん断試験の値より通常かなり大きく出る})$$

$$\tau = \frac{\sigma_c \cdot \sigma_t}{\sqrt{\sigma_t(\sigma_c - 3\sigma_t)}} \quad (\text{硬岩の場合、ただし } \sigma_c > 3\sigma_t)$$

本表ではコア観察結果にかかわらず  $\sigma_c > 1000 \text{ kg/cm}^2$  のものを硬岩として計算

## 5. 各地点毎の地質の状況

### 5-1. 左岸側橋脚部

橋脚中心点から横断方向に15m上流側でGP-1、中心点でGP-3、15m下流側でGP-2の3本のボーリングを実施した。表層部には厚さ3.5~7.0mの礫混りシルトが発達しているが、最上部は地点に近接して河岸を通っている鉄道貨物線を往時敷設した際の埋土であると思われる。この地点で実施したボーリングによって判明した特徴的なことは、横断方向において新鮮岩盤面が上流側から下流側に向かって見掛け上約30°の角度を以て傾斜していることと、GP-2地点において風化帯から新鮮堅硬な岩盤に移化する部分に厚さ3.4mに達する石英の大塊が発達していることである。

なお、たまたま新鮮岩盤面の最も深いGP-2孔においては、速度検層ならびに岩石試験を実施していないので、現段階では肉眼観察によって風化帯とされた部分が岩盤物性から見て支持層として果して不適當であるか否かをにわかに判定し難い。したがって場合によっては新鮮岩の岩盤線より浅い部分を支持層とし得る可能性も残されている。

### 5-2. 左岸側アンカー部

アンカー中心点を囲む形で4本のボーリングを実施した。土壌化した表層部が最も薄いのはGA-4地点の1.2mであり、最も厚いの

は GA-2地点の 3.9m であって、いずれにしても全般的に薄い。また新鮮岩の岩盤線が最も浅いのは GA-4地点の 11.0m であり、最も深いのは GA-3地点の 13.4m であって、各地点間に著しい差異は見られない。

### 5-3. 右岸側橋脚部

橋脚中心点を挟んで横断方向に 15m 下流側で DP-1, また 15m 上流側で DP-2 の 2 本のボーリングを実施した。土壌化した表層部の厚さは前者が 9.8m, 後者が 6.6m であってやや厚い。また両地点とも表土の最上部は右岸側 Tshimpi 飛行場周辺に広く発達するものと同様のラテライト質土壌より成るが、各調査地点の中でこれが見られるのは本地域のみである。

なお、DP-1地点には風化帯が著しく発達しており、深度 34.4m に至ってようやく新鮮堅硬な岩盤に到達する。ただし肉眼観察によって風化帯と判定された部分のうちでも 17m 以深は P S 検層による速度値が充分高い値を示しており ( $V_p = 3.170 \text{ m/sec}$ ,  $V_s = 1.430 \text{ m/sec}$ ), また 19m 以深 3 箇所にて採取した供試体による岩石試験の値も比較的良好であるので、中間のいわゆる風化帯を支持層とすることにおそらく問題はないものと思われる。

DP-2地点は深度 11m から 29m までの間に軽度に風化した層が連続しているが、下半部 20.4m から 29m までの間は特に風化程度が

弱く、したがって17m以深は新鮮岩盤とみなすことができるかもしれない。

#### 5-4. 右岸側アンカー部

当初は左岸側と同じくアンカー中心点を囲んで4地点においてボーリングを実施する予定であったが、DA-3とDA-4の地点は先年たまたまアメリカのIECO(International Engineering Company)が実施したDH-6とDH-7の地点とそれぞれほとんど一致していたため掘削を取りやめた(参考までにIECOの資料を次の頁に添付した。)

IECOで実施した分も含めて、表層が最も薄いのがDA-2地点の3.4m、最も厚いのがDA-1地点の9.0mであり、また新鮮岩の岩盤線が最も浅いのがIECOのDH-6地点の13.6m、最も深いのがDA-2地点の22.9mとなっている。すなわちコアの肉眼観察の結果から見る限り、全般的に左岸アンカー部より新鮮岩の岩盤線がやや深いと言うことができる。

米国IECO(International Engineering  
Company)の資料

DH-6 (右岸アンカー部DA-2地点より山側約30m, ほぼDA-3地点に相当)

0-5.2m 砂・泥混りレキ(GM):黄色ないし帯赤褐色。

レキおよび角レキは緑色岩、石英、緑レン石および珪岩より成り、  
径1mに達するものあり。

5.2-19.8m 緑色岩:緑色を呈し細粒であつて、緑泥片岩が卓越し、緑レン  
石および石英の細脈を伴なり。

5.2-13.6m 強度ないし中程度に変質。非常に割れ目が多い。軟質ある  
いは硬質。軽度割れ目が発達している。片理の傾斜は10°  
ないし20°。岩質は深さと共に良好となる。

13.6-19.8m 軽度に変質したものから健全なものまで。軽度割れ目を  
有するものから塊状のものまで。片理の傾斜は10~20°。傾  
斜60~70°,平均間隔1mを以て軽度に分割されており、  
コアの平均長さ20cm。

17.5-19.8m コア採取できず。コアチューブをボーリング孔の中で失っ  
た。

DH-7 (右岸アンカー部DA-1地点より山側約30m, ほぼDA-4地点に相当)

0.0-6.5m 砂・泥混りレキ(GM):色調は黄色から帯赤褐色まで変化する。

レキおよび角レキは径1mに達するものあり。緑色岩、石英、緑レ  
ン石、および珪岩より成る。

6.5-41.0m 緑色岩:緑色を呈し細粒であつて、緑泥片岩が卓越し、緑レン石、  
石英、および珪岩の細脈を伴なり。

6.5-17.0m 強度に変質、中等程度に割れ目あり。軟質あるいは硬質、  
時に堅硬な部分あり。片理の傾斜は15~20°、コアの平均  
長さ5cm,岩質は深さと共に良好となる。

13.7-15.9m 極度に変質、砂状、逸水せず

17.0-41.0m 健全岩から軽度に変質したものまで。堅硬なものから著し  
く堅硬なものまであり。割れ目がやや発達する部分は深さ  
と共に塊状となる。節理の傾斜は60°以内で、節理の間隔  
は平均1m。片理の傾斜は15~20°、コアの平均長さ30cm。

36.4-36.9m 石英脈。



## 6. 調査結果に対する考察

### 6-1. 岩盤物性についての評価

室内岩石試験によって得られた数値から岩盤物性についての評価を試みた。この場合、通常得られた各種の値の間の相関性を求めるという手法が用いられるが、今回はデータがやや不足であるので、ここでは考察の資料としてしばしば用いられるところの一軸圧縮強度とP波速度との関係をプロットすること、ならびに静弾性係数と一軸圧縮強度との相関によってかなりよく岩石物性を表現するDeere and Millerの分類<sup>※</sup>を適用するにとどめた。結果は、図-9および図-10に示すとおりである。いずれの図においても、プロットされた点の集団とコアの肉眼観察による岩盤等級分類(表-4および各柱状図参照)との間に明瞭な相関があることが読み取れる。

以上のうち図-9については、肉眼観察によって弱風化帯と判定してB-C#の岩盤等級に格付けされた部分からのDP-1孔の試料が、各孔においてAに格付けされた新鮮岩盤の集団の中に混在しているが、それらの供試体がたまたま相対的に岩盤状態が良好な箇所から

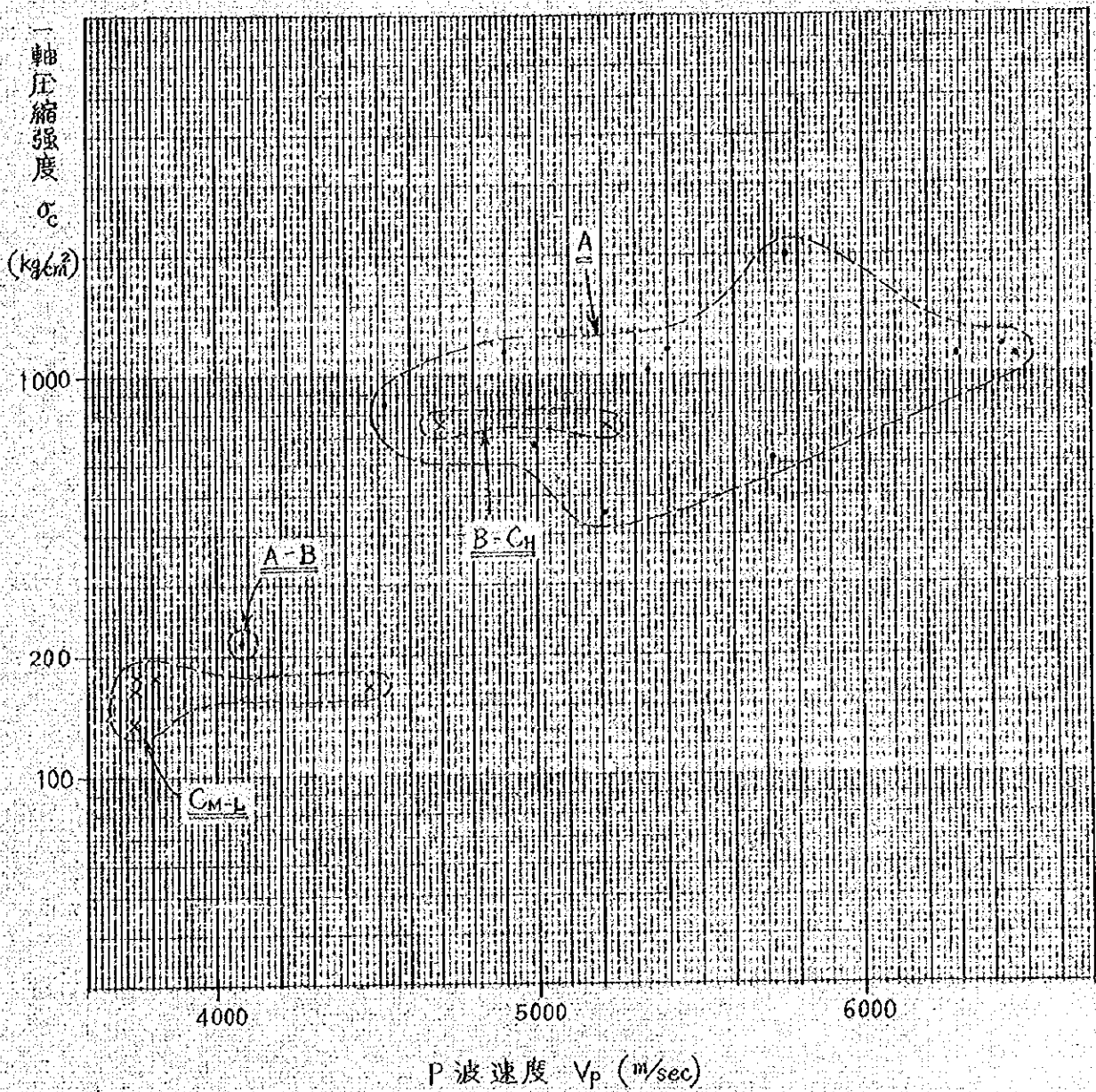
---

※) Deere, D. U. & Miller, R. P. (1966) : Engineering classification and index properties for intact rock, Air Force Weapon Lab. Techn. Rept. AFWL-TR-65-116, Kirtland A. F. B., New Mexico.

採取された可能性もあり、この部分に関する限り A 岩盤に格付けし得るものかもしれない。またこの図においては新鮮岩と風化岩との集団が比較的截然と分れており、いわゆる漸移帯に相当するものを欠いているが、これは肉眼観察による岩盤状態とも或る程度符合するものである。

図-10においても漸移帯を欠く形があらわれており、かつ新鮮岩の集団はほとんどすべてが堅硬な岩石より成ることを示している。なお同図のうち A-B の岩盤等級に格付けされた GP-1 孔 8~9m の部分は、試料採取箇所がたまたま新鮮岩盤と風化帯との境界部に当たるということを考慮しても弾塑性係数に比して一軸圧縮強度が著しく低い。おそらく亀裂等の内部欠陥に起因する異常値であると想像される。また B-C 部に格付けされた DP-1 孔弱風化帯からの 2 試料は、変形量が大きい割には破壊しにくい岩石であると言えよう。

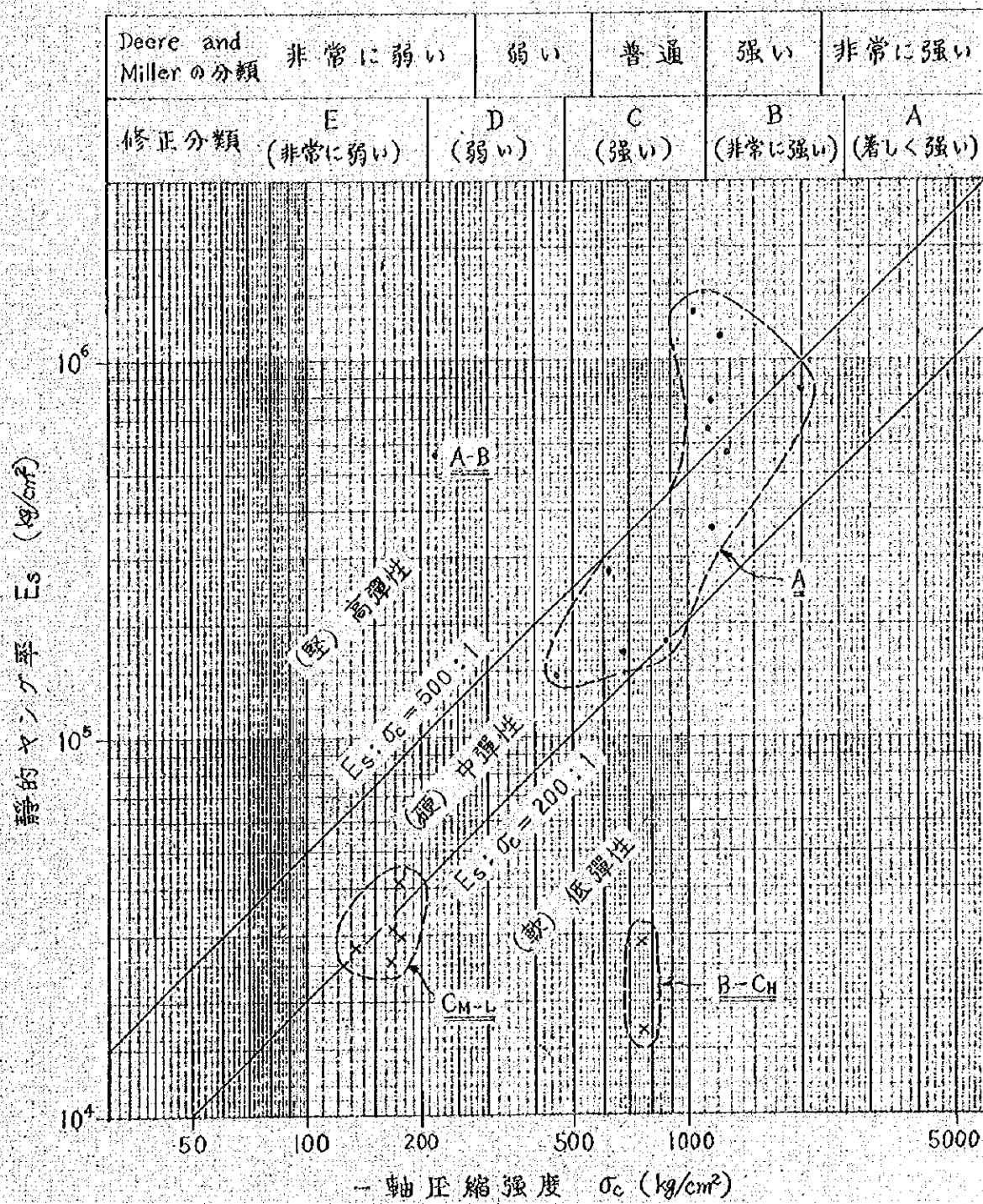
図-9 一軸圧縮強度と試料P波速度との関係



内眼観察による

- 新鮮岩
- × 風化岩
- A 岩盤等級分類

図-10 試験値による岩石物性区分  
 (主として Deere and Miller の分類に基く)



肉眼観察による {

- 新鮮岩
- × 風化岩
- A 岩盤等級分類

## 6-2 地盤の支持力に関する検討

橋脚部岩盤の設計支持力としては最大約  $400 \text{ t/m}^2$  が期待されており、安全率を 3 と取れば  $1,200 \text{ t/m}^2$  の極限支持力を有することが必要である。したがって岩盤に亀裂や劣化部がなくかつ均質であれば、この岩盤から採取した供試体の一軸圧縮強度は 120% ないしそれ以上あればよい。しかし実際には速度検層による岩盤の P 波速度はそこから採取した岩の供試体を試験して得られた P 波速度より低い。このことは岩盤に亀裂等の劣化部があることを示すものであるから、前記の極限支持力を得るために必要な一軸圧縮強度は 120% より割増した値を期待する必要がある。

ところで岩石試験による供試体の P 波速度を  $V_p$ 、速度検層による地山のそれを  $v_p$  とした場合の亀裂係数  $F$  を算出する式は諸家によって種々のものが提案されているが、普通に使われる式としては下記のようなものがある。すなわち：

$$F_k = \frac{V_p^2 - v_p^2}{V_p^2} \quad \text{-----} \quad (\text{工藤の式})$$

$$F_o = \frac{V_p - v_p}{V_p} \quad \text{-----} \quad (\text{小野寺の式})$$

ここに速度検層と岩石試験との両者が実施された 4 孔 5 箇所について、それぞれの値およびそれらから計算した亀裂係数を掲げれば以下のとおりである。

ボーリング番号	供試体		地山		亀裂係数	
	V <sub>p</sub> (m/sec)	採取深度 (m)	v <sub>p</sub> (m/sec)	該当観測区 間(m)	F <sub>x</sub> (工藤)	F <sub>o</sub> (小野寺)
GP-1	6460	14-15	3200	11-15	0.75	0.50
GA-2	4980	13-14				
	5400	15-16				
	5190	(平均)	3050	12-17	0.65	0.41
DP-1	4700	19-20				
	5210	24-25				
	4955	(平均)	3170	17-30	0.59	0.36
DA-1	4900	37-38	4170	30-40	0.28	0.14
	5730	17-18				
	5210	21-22				
	5470	(平均)	3800	13-22	0.52	0.31
平均亀裂係数					0.51	0.30

これらのうち GP-1 地点は岩盤状態から見て供試体・地山両者の速度値に差があり過ぎると思われるので異常値として除外し、残余の 4 箇所の亀裂係数の平均値から下記の式を用いて供試体の一軸圧縮強度  $\sigma_c$  (=120%) に対応する地山としての所要一軸強度  $\sigma_c'$  を逆算した。

$$\sigma_c' = \frac{\sigma_c}{1-F}$$

かような計算を行なってみると、工藤の式によれば 24.6%、小野寺の式によれば 17.1%、両者の算術平均を取れば  $\sigma_c' = 20.8\%$  となり、その結果に基づいて判断すれば一軸圧縮強度が 20.0% 以上の部分を基礎の施工基面とすることが望ましい。

ただし、岩石試験は劣化部分からの試料が得難いなどの理由で採

取箇所が限定され、また採取した供試体の中には亀裂や局所的な劣化部分を有するものがあって、試験の結果は時として異常値を示すことがある。したがって岩盤の平均的な一軸圧縮強度を知るためには、岩石試験によるよりは地山の工学的性質をより忠実に反映する速度検層の結果によった方が妥当である。

吉村その他の研究<sup>※※</sup>によれば、一軸圧縮強度と地山の弾性波速度との間には次式のような関係がある。

$$V_s = 162.9 \sigma_c^{0.36} \quad \text{----- (1)}$$

ここに、 $V_s$  : S波速度 (m/sec)

$\sigma_c$  : 一軸圧縮強度 (kgf)

ところで通常の弾性波探査ではP波速度 $V_p$ が観測されるので、 $V_s$ と $V_p$ との相関から更に $\sigma_c$ と $V_p$ とを相関させ、 $V_p$ によって岩盤の工学的特性を判定するのが便利である。 $V_s$ と $V_p$ との相関は次式のとおりである。

$$\nu_a = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left[\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 1\right]} \quad \text{----- (2)}$$

(2)式において $\nu_a$ は岩の動ポアソン比である。この場合岩石試験において一軸圧縮強度が200kgf前後の値を示すものの $\nu_a$ の平均値0.36を計算用の数値とすると、(1)および(2)式から一軸圧縮強度

※※) 吉村正義・内山成和・今井常雄(1970) : 弾性波速度と土の性質について、第5回土質工学研究発表会資料1-4(13-16頁)

200%に対応するP波速度は2345m/secと計算される。

以上の解析に基づき、このサイトの場合P波速度 $V_p$ が2500m/sec以上の岩盤に基礎の施工基面を設けるのがよいと判断した。

巻末の図-11・1～図-11・8は図-3・1および図-3・2に示した断面線に沿う縦横断についてボーリングの成果に基づく表土(S)、風化帯(W)、ならびに新鮮岩盤(H)の区分を図示したものであるが、なおこの中に速度検層の結果から推定し得る限度において $V_p > 2500$  m/secを示す部分の上限線を記入しておいた。



第Ⅱ部 測量調査報告

# ザイール共和国マタデイ橋梁建設計画調査報告書

## 第Ⅱ部 測量調査

### 1. 調査概要

調査地域はZaire 国有鉄道Kinshasa-Matadi線の終点Matadi 駅より直距離約3 Km 西側、すなわちMatabi港Kala-kala 埠頭より約1.5Km 下流側に当るZaire 河Matadi橋架橋地点周辺である。

作業班の編成および現地作業期間は下期のとおりであり。

編成：測量技士（堀内）	1名
カウンターパート（現地側）	1名
人夫	4名

現地作業期間：1978年1月中旬～2月上旬 25日間

ところでZaire 河左岸側には河岸に沿ってMatadi駅よりAngo-Angoに至る鉄道貨物線（Ango-Ango 線）が走っているが、まず測量の基本としてその軌道中心線より河岸寄り7.00mの所に左岸側橋脚部中心点を設定する作業を行なった。

すなわち橋軸の方位角として $347^{\circ}00'00''$ の値を与えると共に、キロ程としてはこの地点をSTA. 65+0.00と仮定し、これより起点方（南側）は上記のSTA. 65(5Km)より相当する距離を減じた値を、また終点方（北側）は同じく相当する距離を加えた値をキ

口程（杭番号）として与えることとした。

次に位置の決定については基準点 P-7 の座標

$$X=+157420.92 \quad , \quad Y=+255587.80$$

を使用し、P-9 への方位角  $92^{\circ}02'29''$  をゼロ方向に取ってト  
ラバース測量を行なった。

また標高は Matadi 量水標 7.441m を基準として水準測量により  
決定した。

今回実施した各種測量作業を項目別に以下に述べることとする。

#### 1) 与点の点検測量

##### a) 角観測

名 称	計 算 値	点 検 値	差
P-7	$81^{\circ}57'30''$	$81^{\circ}57'28''$	+2''
P-8	$50^{\circ}13'51''$	$50^{\circ}14'10''$	-19''
P-9	$47^{\circ}48'39''$	$47^{\circ}48'36''$	+3''

##### b) 距離測定

P-7~P-9	979m151	979m341	-0m190
---------	---------	---------	--------

#### 2) 基準点測量

トラバース測量によって路線沿いに7点の基準点を設置し、角  
度は2対回、距離は5回測定1セットとして、閉合差は  $1/20,000$   
以内とした。なお今回測量の過程で設置した基準点の名称は下記  
のとおりである。

C-1, C-2, C-3, C-4, T-1, T-2, T-3

### 3) 渡河水準測量

区間は Zaire 河左岸側 BM. 5より右岸側 BM. 6までの間約 510m とし、観測は片側から 6 回設定を 1 セットとして 5 セットを実施した。観測時刻としては両差の最も少ない昼間 12 時前後を選び、中 1 日において対岸から同じ回数観測を実施した。なお、温度差のあるところでは視通線が高温度の側に屈曲するので、その影響をより少なくする目的で Zaire 河水面より約 8 m の高さにおいて観測を行なった。

ところで渡河水準測量の結果往復観測について 30 cm, すなわち片観測で平均 15 cm の観測差が認められたが、これは下記の (3) 式によって示される両差によるものである。すなわち：

$$K = \frac{(1-k)S^2}{2R} \quad (3)$$

ここに R : 地球の半径

S : 点間距離

k : 折光係数 (日本では 0.13 ~ 0.14)

この式に  $R = 6,370 \text{ km}$ ,  $S = 0.51 \text{ km}$ ,  $k = 0.13$  を与えて計算すると、片観測について 18 mm となり、観測誤差  $\delta$  は両差と片観測についての観測差との差、すなわち

$$\delta = 18 - 15 = 3 \text{ (mm)}$$

となる。しかしながら折光係数  $k$  は地域および条件によって異なる。

るので、±3mmという値が必ずしも今回の測量の精度であるとは言い切れない。いずれにしても両差を消去するには2台のレベルで両岸から同時観測を実施し、かつ2日以上にわたって観測を行なってその平均値を成果とすることが望ましい。すなわち精度を向上せしめるためには上述のように2台のレベルと2名の技術者が必要となる。

#### 4) 水準測量

Matadi量水標からBM.1~BM.4を経由してBM.5までの3,947m間の往復観測を行なった。このうちBM.4からT-2, BM-7を経由してP-7までの497m間については往復差を $\sqrt{S(Km)}cm$ (ただしSは点間距離)の範囲に納めた。

#### 5) 中心線測量

測点は各トラバー一点から引き出した。

両岸における測量範囲および測点数(杭本数)は下記のとおりである。

左岸 STA. #4+740 ~5+014.229 20本

右岸 STA. #5+483.38~5+760 19本

各測点間距離は原則として20mスパンに取ったが、橋脚部およびアシカ一部は特に10mスパンとした。

#### 6) 縦横断測量

a) 縦断測量..... 両岸で270m づつ。

閉合観測または往復観測を行なった。

b) 横断測量…………… 幅70m, 38横断

比高差10m毎に実施するとともに、なお傾斜交換点においてもこれを行なった。

左・右両岸の橋脚部およびアンカー部中心点の標高はそれぞれ下記のとおりである。

	橋脚部	11.81m		橋脚部	30.68m
左岸	アンカー部	51.3 m	右岸	アンカー部	54.0 m

7) 地形測量

1/500 地形図…………… 左右両岸に対し河岸より橋軸方向に250m, 幅70m, すなわち17,500m<sup>2</sup>×2面

1/100 地形図…………… 左右両岸に対し橋脚の予点中心点より橋軸方向に50m, 幅50m, すなわち2,500m<sup>2</sup>×2面

等高線はいずれも1.0m 間隔とし、必要に応じて補助曲線を0.5m間隔で描画した。

以上に述べた各測量作業の成果については添付図面を参照されたい。