

長大吊橋基礎岩盤調査の1例（関門吊橋の場合）

○ 建設省土木研究所 吉 田 巖
 埼玉大学理工学部 吉 中 竜之進
 日本道路公団 大 橋 昭 光

1. まえがき

関門架橋は昭和の初期においてすでに吊橋としての計画があり設計作業も進められたが、軍からの要請で現在のトンネル案に変更になり、昭和33年トンネルの開通をみた。その後交通量が予想を上廻って上昇し、47年度にはトンネルの交通容量を超えることが予想されるに至り、トンネルのバイパスとして吊橋が建設されることになった。吊橋はその中央支間長として712mの規模をもち、世界の10位以内にランクされる大橋梁である。以下、下部構造を設計するにあたって前提となる地盤調査内容を紹介する。

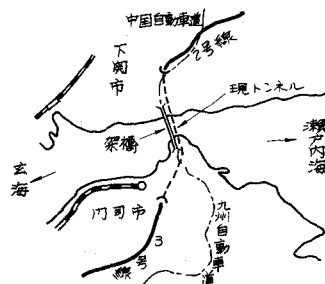
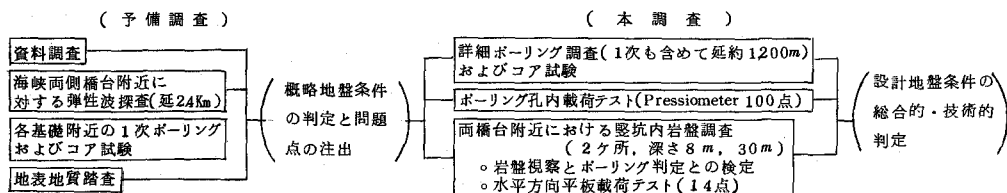


図 - 1

2. 岩盤調査方針

関門海峡附近の地盤概要は、かつて国道トンネルの建設のために実施した調査・施工記録が残っているのので、これに基づいて概略の地盤条件を推定し次の調査方針を設定した。



本調査の現地調査は主として原地盤の力学特性の量的把握に重点を置くこととし多数点のボーリング孔内荷重試験(Pressiometer)を地盤強さのインデックスとして採用した。この方法は既に本四架橋調査等において軟質岩盤調査⁽¹⁾に取り入れ、その適用性が判明している。またボーリングコアと地山岩盤の対比を堅坑壁面でおこないコアによる地山判定の精度の検定をおこなうことにした。

3. 地質および岩盤性状

本地域の地質、および断層の解析は国道トンネル調査時に詳細に報告されている⁽²⁾。地質構成は関門層群とよばれる中生層のホルンフェルス、門司側においてそれに貫入した花こう岩、および中生層と断層で接する安山岩質岩石が主要構成岩である。これらの岩石の試料による物理的力学的常数は、密度2.7~2.9、超音波伝播速度5.6~6.5Kmで岩石種による差異はないが、1軸圧縮強度は花こう岩とホルンフェルスが500~1,400Kg/cm²、安山岩質岩は180~1,000Kg/cm²でやゝ弱い。後者はその生成が砕屑流によると考えられる。

地表における弾性波探査の結果は下関橋台附近で表層数mが0.3Km/s、さらに深さ約10mまでが1.0Km/s、以深が4.7Km/sであり、門司橋台附近では表層5~6mが0.3Km/s、この下約20mが1.0Km/s、以

下が4.7Km/sの各層に別れる。ボーリングによると0.3Km/s 層は粘土～砂の残留風化土、以深はコア単体の強度および速度は前記特性値を有するものである。したがって両地点における地山1.0Km/s 層はコア速度の20%程度に低下した、劣化度の著しい層であることが判り、以後の調査力点をこの層におくべきことを示す。

岩盤のキレツはボーリングコアによると両地点で図-2に示す状況となる。ここにE, Fはキレツ平均間隔が10cm以下でFは著しく粘土を伴うもの、C, Dは同上の間隔が10~30cmでDが粘土を伴うもの、同様にしてBは30~90cm, Aは90cm以上であると区別している。このようにすると本地域の岩盤は、F, E, CおよびBに主として大別することができ、各々は現地において粘土化破碎帯(F), キレツ破碎帯(E), キレツ帯(C)および新鮮部(B)と呼んでいるものに相当する。一般的には表層から深部へとこの順序に配列している。

4. 岩盤の変形および強度特性

本地点の岩盤は前述したように表層部40m程度まではキレツが著しく発達している。予想される基礎は少なくとも1,000m² 近い規模になるので基礎として問題となるE, FおよびC層は各層毎に一括して異方性のない粒状

ない塊状の地盤として処理するのが適当と考えられる。各基礎サイトで実施した約100点のプレシオメータ(φ56)の測定結果を岩盤のE, F, C, Bに区分してプレシオメータ変形係数Epの分布を求めると図-3のごとくである。これにより各層のEpはある種の確率分布の下にあるものとみられ、層別にEpを何らかの代表値で表示しうることがうかがえる。プレシオメ

ーター等で求めた変形係数は2次元放射状応力下での均一弾性地盤として計算したものであるから基礎底面から地盤に作用する応力条件とは非常に異なるので、類似応力条件の平板による載荷試験から求まる変形係数との関連を明らかにする必要がある。表-1は下関および門司のC~Fに相当する岩盤中に各々深さ9m, および30mの堅坑を掘削して平板による水平方向載荷試験を実施した結果である。図-4は荷重-沈下量曲線の1例である。これらによりC級の岩盤の変形

係数E_hは15,000~20,000Kg/cm², E_c=20,000~50,000Kg/cm², E, F級のものでE_h=3,000~7,000 程度であることが解る。

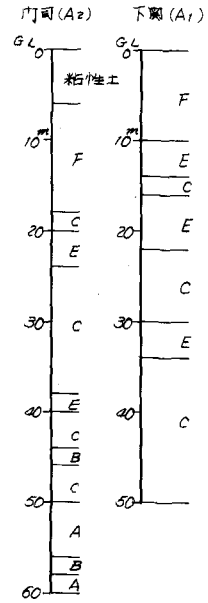


図-2 岩盤のキレツ

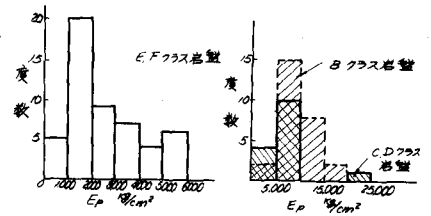


図-3 岩層区分別のプレシオメータ測定値ヒストグラム

図-4 荷重-沈下量曲線

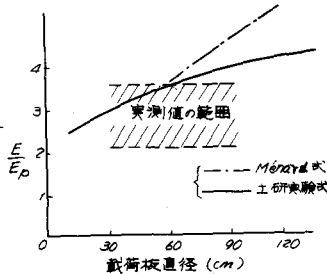
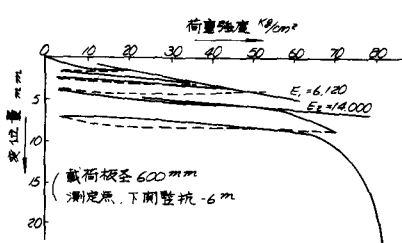


図-5 プレシオメータ測定値と変形係数

この値と図-3のEpの最頻値と比較するとE_h/EpはC級の岩盤で2~3倍, E, F級で3~3.5倍とみることができる。

E/Epの載荷幅による修正法についてはMénard土研の提案がある。実測値との関係を図-5に示した。

表-1 堅坑内水平方向平板載荷試験結果

地表からの深さ	岩盤性状記載	載荷板寸法(φ)	変形係数 E ₁ 包らく, E ₂ 反復	破壊強度	キレツによる区分
門司側橋台附近	15.7 m 褐色表土 (ホルンフェルスの風化) 残留土	30 cm	E ₁ = 64 Kg/cm ² E ₂ = 52~77	11 Kg/cm ²	
	19.0 ① 岩芯まで軟化した風化岩 ② 岩芯は硬いがキレツから粘土化したもの ③ ①に同じ ④ ①に同じ	60	E ₁ = 22.0 E ₂ = 250~270	19	F
		30	E ₁ = 7,600 E ₂ = 8,000~10,000	—	F
		30	E ₂ = 600	43	F
		60	E ₂ = 820~1,500	—	F
	22.0 19.0 mの②と④の中間的なもの 岩芯が硬く, 載荷面にキレツがない	60	E ₂ = 2,300~3,000	46	F
		30	E ₁ = 16,300 E ₂ = 20,000	—	C
下門側橋台附近	3 岩芯まで風化が進んでいるが硬い部分もかなり含まれる (安山岩質岩石)	60	E ₁ = 1,300 E ₂ = 6,300	25	F
		90	E ₁ = 4,900 E ₂ = 13,300	—	F
	6 ① 芯心は硬く, キレツに多少粘土を含む 3 mに同じ	60	E ₁ = 6,000 E ₂ = 8,000~15,000	81	E
		90	E ₁ = 2,700 E ₂ = 6,000~10,000	—	F
	8 ①に同じ 同 上	60	E ₁ = 10,000 E ₂ = 22,000	—	E
		90	E ₁ = 20,000 E ₂ = 38,000~55,000	—	E

(5)
軟岩における両者の比は5~10

であること(載荷幅 45 cm), また硬岩における比較実験例の報告もある。

5. ボーリングコアと

地山岩盤

現状の岩盤調査ではボーリングコアによって地山の岩盤を判定する場合が多い。しかし風化が進みまたキレツの多い基礎岩盤(この種の岩盤は当然問題が多い), すなわちコア採取率が悪い岩盤においてはどの程度, 地山の性状を把

握しえているか極めて疑問であろう。写真1~5はボーリングコアと地山岩盤の対比を示したものである。

地山は下関側のホルンフェルスでキレツからE~Fの岩盤とみなしうる。ボーリングは径 65 mm のメタルクラウンシングルコアチューブ無水掘りを原則とした。採取率は photo-2~5 の通りである。ボーリング地点は 4 m × 11 m の堅坑を狭む 4 点でおこなっている。なお堅坑の掘削はピックとツルハシによった。

コアから地山を如何に想定するかは担当者の経験にもとずく主観的判断にまつ外はないが如何ようにも想定しえよう。

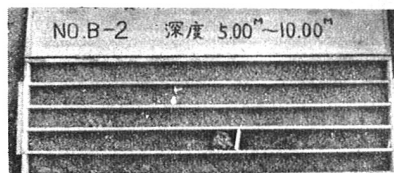
原岩盤は photo-1 にみるようにキレツは多いが密実なものでありコアからこの状態を推定することは不可能に近い。したがってこの種の岩盤ボーリングではコア以外にも

地山の性質を量的に把握できるボーリング孔内荷重試験などを併用して, これを

photo-2~5 4本の堅坑地点でのボーリングコア(5~10 m分を示す)



photo-1 堅坑壁面の岩盤 (5~8 m)



サウディングの一種として多数点に活用するのは有効であろう。

6. 設計に対する岩盤評価と基礎の設計

以上の調査結果を総合して、設計に用いる地盤の諸常数を定めた。そこには地盤を単純にモデル化する設計上の割り切り（技術的判断）が伴うものであるが設計に必要な数値として変形係数（門司側橋台の例を図-6）と許容支持力および滑動に対する安定を検定するために用いるせん断常数を表-2の値に定めた。地盤の変形係数はプレシオメータおよび表-1の平板載荷重試験の結果から総合

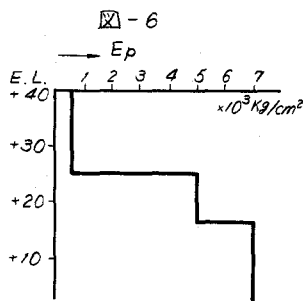


表 - 2

	下関橋台	下関橋脚	門司橋脚	門司橋台
底面の位置 (m)	E.L. +20	-7	-23	+25
有効根入れ深さ (m)	5.0	6.4	16.9	0
常時許容支持力 (t/m^2)	210	330	240	160
地震時 "	320	500	360	250
底面下の地盤のC (t/m^2)	6	13	10	10
底面下の地盤の ϕ°	30°	35°	30°	30°

的に定めており、せん断定数は各種試験の総合と類似岩盤のダムサイトの資料から判断した。

許容支持力は設計の便宜上定めたものである。このような地盤条件に施工環境を考慮し、門司側の海中施工になる橋脚のみニューマチックケーソン工法を採用し、その他はオープンドライ掘削による剛体基礎としている。

参考文献

- (1) 吉田巖, 吉中竜之進 (1966); 明石層および神戸層の工学的性質について
土木研究所報告, 第129号
- (2) 土木学会 (1960); 関門トンネル工事誌
- (3) L. Menard; Régles pour le calcul de la foundations en fonctions des résultants
Pressiometriques, Proc. 6th IC, SMFE
- (4) 吉中竜之進 (1967); 地盤反力係数と, その載荷幅による補正,
土木研究所資料 第299号
- (5) 室町忠彦, 他2名 (1967); 泥沼の原位置試験に関する現地比較実験,
第2回 岩の力学国内シンポジウム, 土木学会他
- (6) 本四連絡橋技術調査委員会 (1967); 本州四国連絡橋技術調査報告書, 土木学会

The Investigation into Foundation Rocks of Kanmon Suspension Bridge

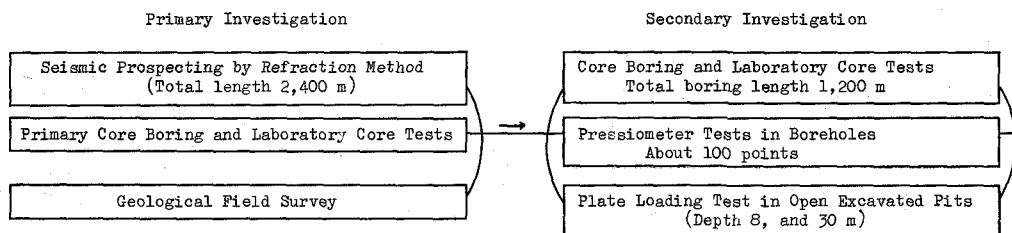
Iwao Yoshida
Public Works Research Institute
Ministry of Construction, Japan
Ryunoshin Yoshinaka
Saitama University
Akimistu Ohashi
Japan Highway Public Corporation

Abstract

Kanmon suspension bridge under construction is the long suspension bridge, main span length 712 m, acrossing over the Kanmon strait between Honshu and Kyushu.

This paper deals with result of foundation geotechnological research.

Adapted process and methods for investigation can conceptionally be shown as the following diagram.



The ground of this area is composed of granite, hornfels derived from mesozoic sedimentary rocks and andesitic rock. By means of above researches, Table 1 - 3 can be obtained.

Table 1. Core Properties

	Granite Hornfels	Andesite
Unit Weight	2.7-2.9	2.7-2.9
Supersonic Propagation Velocity	5.6-6.5 km/s	5.6-6.5
Unconfined Comp. Strength	500 - 1,400 kg/cm ²	180 - 1,000

Table 2. Wave Velocity

Rock Class.	Wave Velocity	Thickness
Residual Soil	0.3 km/s	2 - 6 m
Heavily Cracked and Sheared Zone (E - F)	1.0	10 - 20
Cracked (fresh) Zone (C - B)	4.5 - 4.7	> 20

Table 3. Static Deformation Modulus

Rock Class.	Pressio- meter(E _p)	Plate(φ30-90 cm) Loading(E ₁)
E - F	1,000 - 2,000 kg/cm ²	3,000 - 7,000 kg/cm ²
C	5,000 - 10,000	15,000 - 20,000
B	10,000±	> 20,000

Accordingly, foundation constants for substructure design have synthetically been juged from view point of engineering practice, and Table 4 shows these constants.

Table 4. Foundation Constants

Site	Shimonoseki		Moji	
	Anchorage	Main Pier	Anchorage	Main Pier
Effective Depth in Meter	5.0 m	6.4	0.0 m	16.9
Allowable Bearing Capacity	Static	210 t/m ²	330	160 t/m ²
	During Earthquake	320 t/m ²	500	250 t/m ²
Shear Constants	C	6 t/m ²	13	10 t/m ²
	φ	30 (°)	35	33 (°)
Estimated Vertical Deformation Modulus	1.32x10 ⁵ t/m ²	1.22x10 ⁵	3.2x10 ⁵ t/m ²	1.2x10 ⁵