

関門橋の橋りょう基礎地盤調査と設計

おお はし まさ みつ
大 橋 昭 光*
き もと みつる**
木 本 満

1. ま え が き

関門橋は中央径間長 712 m、橋長 1,068 m のつり橋で、その基礎はメインケーブルをしっかりと定着し補剛桁の一端を支持する橋台とケーブルの鉛直力と塔の重量を支える役目を持つ橋脚である。これらの基礎の平面寸法は、橋台で、55 m × 44 m、橋脚では 20 m × 40 m あり相当大的な基礎になる。このことは地質調査にあたって、地盤の局所的な問題のほかにも広い範囲にわたった全体の工学的性質について把握することも要求される。ここでは関門橋で行なった地質調査とその結果ならびに基礎の安定設計についてその概要を報告する。

2. 地質調査の概要

関門橋架設地点は、関門海峡の最も狭い部分でこの海峡を主断層とする断層帯にあり、下関側は標高約 50 m の段丘で山腹斜面には堅硬な岩盤が露出して急しゅんな地形になっている。一方門司側は全体になだらかに広がる標高 40~50 m の段丘地形で風化層が厚く覆っている。

岩質は中生代の砂岩、ケツ岩、凝灰岩、レキ岩等の堆積岩類と、これを貫く安山岩質脈岩および花コウ岩よりなっていて、花コウ岩の熱変成を受けてホルンフェルス化が著しく、粘土化がかなり進んでいる。下関側から門司側に向けて安山岩質、凝灰岩質、砂岩ないし泥質岩の順に変化し、門司側ではほとんど砂質ないし泥質のタイ積岩類より構成

されている。

2.1 地質調査の方針

一般に構造物の地質調査は、調査の段階から直接地盤に近づくことが困難な場合が多いため弾性波、ボーリング、

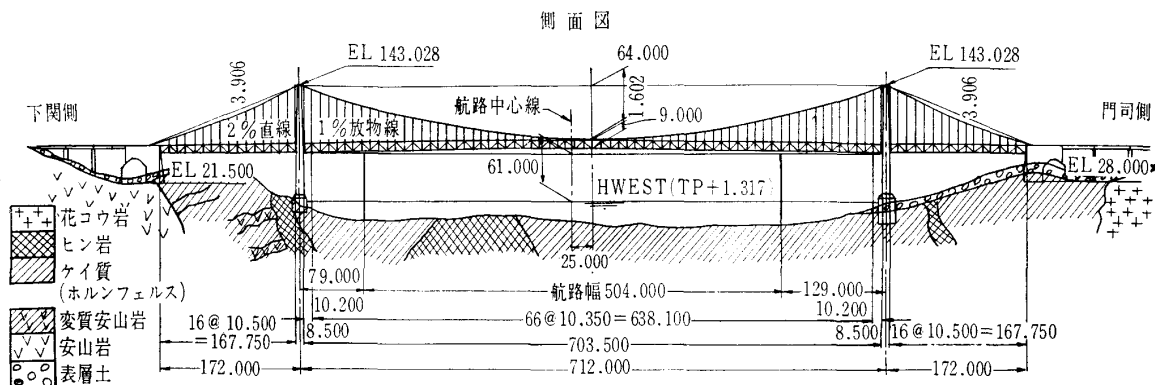
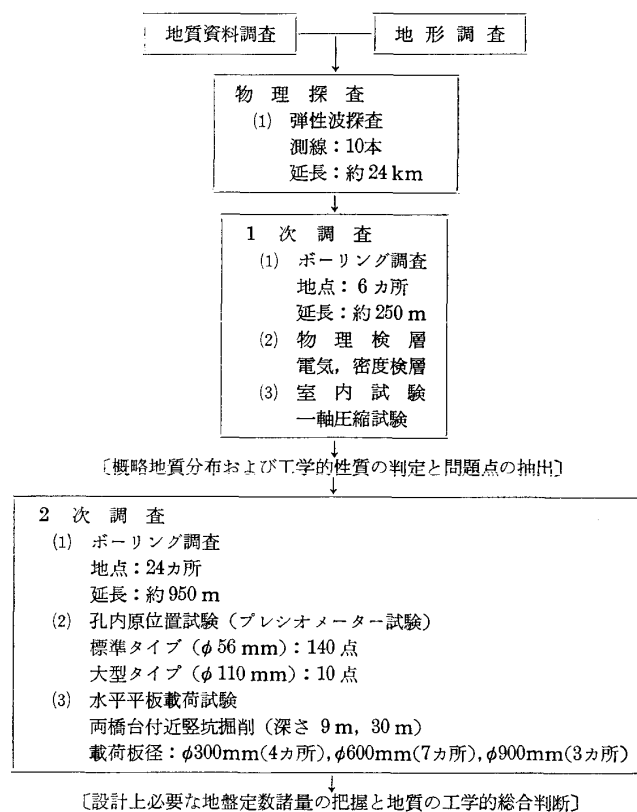


図-1 地質概要図

* 日本道路公団関門架橋工事事務所所長

** 日本道路公団関門架橋工事事務所

表-1 岩 盤 の 分 類

分 類		工 学 的 特 性		備 考
記 号	状 態 名	コア採取率 (%)	E_P (kg/cm ²)	
A	新 鮮 部	棒状コア	7,000	ち密で堅硬, クラックは多少存在するがピットの衝撃程度で分解しがたい。平均キレツ間隔 30~90 cm
B	キ レ ツ 帯	40~80	5,000~7,000	ち密で堅硬, キレツが多く平均キレツ間隔 10~30 cm, キレツ部には粘土をかむ, 工学的には安定している
C	キレツ破碎帯	20~60	2,000~5,000	キレツ部は変色し, 局部的には粘土化もみられる。クラック多く平均キレツ間隔 10 cm 以下
D	粘土化破碎帯	0~20	600~2,000	Cがさらに風化して粘土化し, 硬質部のみ細線状に採取される。岩盤としては一般に不安定
E	風化粘土化帯	無水掘でコア採取率 100	600以下	表層部の粘土化した部分で原岩構造はほとんど認められない。
F	表 土	—	300~600	—
G	断層粘土化帯	—	—	—

注 E_P : 孔内厚位置試験による変形係数

テストピット, 類似岩盤からの推定などが主力にならざるを得ない。しかも基礎面積が大きい場合には限られた資料から全体を推定するという別の問題も加重されてくるため, 基礎調査の方法, 順序, これらの資料の積み重ねなどについては, かなり慎重な配慮を必要としよう。本橋で設定した調査方針と経過を示すと前述のとおりである。

つぎに, 当調査岩盤の分類表示方法については, その工学的特性によって表-1 のように分類した。

2.2 岩盤の変形および力学特性

弾性波探査の結果, 下関側橋台付近で表層数 m が 0.3~0.4 km/sec, さらに深さ 10 m までが 0.7~1.5 km/sec, 以深が 4.0~4.7 km/sec であり門司側橋台付近では, 表層 5~6 m が 0.3 km/sec, この下約 20 m が 1.0~1.3 km/sec, 以深が 4.5~4.7 km/sec の速度層であり, 基礎の支持層としては, キレツ破碎帯およびキレツ帯と考えられるいわゆる軟岩か中硬岩程度を目標とした。

(1) 変 形 係 数

地盤の変形係数は, 原位置試験つまり平板載荷試験とプレシオメーター試験によって求めた。この両者を Louis Ménard の提案式で関係づけると

$$\frac{E_l}{E_P} = \frac{(1-\mu^2) \cdot R}{\frac{1+\mu}{3} \cdot R_0 \left(\frac{\lambda R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha R}{4.5}}$$

ここに

E_l : 平板載試験による変形係数 (kg/cm²)

E_P : プレシオメーター試験係数 (kg/cm²)

R : 載荷板の半径 (cm)

R_0 : 基準寸法 (30 cm)

λ : 形状係数 (円形 1.0, 正方形 1.12)

α : 土の種類による指数

(砂 1/3, シルト 1/2, 粘土 2/3, 弾性体 1.0)

この式中 $R_0(\lambda R/R_0)^\alpha$ の値が E_l/E_P の関係に影響する項であり, かつ載荷板の寸法による影響も与えている。

一方, 建設省土木研究所が提案している実験式は $E_{30} \div 3E_P$ であり, 載荷板の寸法補正は $E_l = (R/30)^{1/4} \cdot E_{30}$ である。もし, 地盤が弾性体であれば平板載荷試験とプレシオメーター試験によって得られる変形係数は, 弾性論から載荷板の寸法に反比例するはずであるが, 実際には地盤は非弾性体であるということと試験の方法が違うという原因から両試験の結果に相違があらわれる。本橋では, 下関および門司側橋台付近に堅坑を掘削し観察するとともに $\phi 300, 600, 900$ mm の載荷板による載荷試験を行ないそれと同時に進んだボーリング孔内のプレシオメーター試験結果を対比させて変形係数の相関を求めた。その結果は表-2 および表-3 のとおりである。

この平板載荷試験による変形の処女曲線から得られた変形係数 E_l とプレシオメーターの E_P を比較した結果いくぶん安全側であるが $E_l/E_P \div 2.5$ の関係があると判断した。さらに平板載荷試験の処女曲線と反復曲線から得られた変形係数の比が約 2 倍あることから, 下部構造の設計に用いる地盤の変形係数はプレシオメーターによる E_P を基本にとり, 常時 $2.5 E_P$, 地震時 $5 E_P$ の値をとることにした。

(2) 支持力およびセン断定数

基礎の支持力は, 載荷板の寸法に関係ないとし平板載荷試験より得られた破壊強度から推定することにした。

表-4 に示すように支持岩盤と考えるキレツ破碎帯は 400~800 t/m² の破壊強度があると判断し, この破壊強度の値をテルツァーギの公式

$$q_u = 1.3c \cdot N_c + 0.6 \cdot \gamma \cdot R \cdot \frac{1}{2} N_r \quad \therefore \dots\dots\dots (1)$$

q_u : 極限支持力 (t/m²)

N_c : 支持力係数

γ : 地盤の単位体積重量 (t/m³)

R : 載荷板の直径 (m)

N_r : 支持力係数

表—2 下関側橋台付近の平板載荷試験

測定深度 (m)	破壊荷重 (kg/cm ²)	板 径 (mm)	岩 種	平板載荷試験による変形係数 (kg/cm ²)				側 圧 試 験 E_p
				E_l	E_{l1}	E_{l2}	E_{l3}	
3	24.7	600	風 化 岩 (粘土化破碎岩)	1,300	6,300			
6	81.0	"	軟 (き 裂 帯) 岩	(1.0) 6,130	(1.37) 8,400	(2.25) 13,800	(2.4) 14,700	(1.8) 342
8		"	軟 (き 裂 帯) 岩	(1.0) 10,050	(8.8) 88,400	(2.4) 24,500	(2.0) 22,000	(1.7) 590
3		900	風 化 岩 (粘土化破碎岩)	(1.0) 4,880	(2.7) 13,300			(7.8) 638
6		"	軟 (断層粘土化帯) 岩	(1.0) 2,650	(2.3) 6,020	(3.85) 10,200	(4.15) 11,000	(0.54) 5,840
8		"	軟 (断層粘土化帯) 岩	(1.0) 19,500	(2.8) 55,200	(2.0) 39,000	(1.9) 37,800	(2.5) 7,750

表—3 門司側橋台付近の平板載荷試験

測定深度 (m)	破壊荷重 (kg/m ²)	板 径 (mm)	岩 種	平板載荷試験による変形係数 (kg/cm ²)				
				E_l	E_{l1}	E_{l2}	E_{l3}	E_{l4}
15.7	11.37	300	風 化 岩 (風 化 粘 土)		642			
19.0		"	軟 (き 裂 破 碎 帯) (やや 軟 質) 岩	(1.0) 7,660	(0.92) 7,170	(1.15) 8,770	(1.35) 10,420	
19.0	42.70	"	軟 (粘 土 化 頭 著) 岩		643			
22.0		"	硬 (新 鮮 部) 岩	(109) 16,300	(0.86) 14,120	(0.81) 13,150	(1.33) 21,600	(1.17) 19,050
15.7		600	風 化 岩 (風 化 粘 土)		77.2	51.9		
19.0	18.72	"	軟 (き 裂 破 碎 帯) (粘 土 化 頭 著) 岩	(1.0) 219	(0.68) 149	(0.85) 187	(1.23) 270	(1.11) 243
19.0		"	軟 (粘 土 化 頭 著) 岩		818	1,470		
22.0	46.0	"	軟 (き 裂 破 碎 帯) (シアゾーン) 岩	(1.0) 1,680	(1.8) 3,050	(1.4) 2,330	(1.8) 3,020	(1.4) 2,330

表—4 平板載荷試験による破壊強度

載荷試験位置	載荷板径 (mm)	岩 質	破 壊 強 度 (kg/cm ²)
門司側橋台前面	300	風化粘土化帯	11.37
"	600	き裂破碎帯(粘土化)	18.72
"	300	"	42.7
"	600	き裂破碎帯(シアゾーン)	46.0
下関側橋台前面	600	粘土化破碎帯	24.7
"	600	き 裂 破 碎 帯	81.0
"	600	"	55×1.5=82.5

にあてはめ、粘着力 c および内部摩擦角 ϕ の組合せを他ダムの類似岩盤のセン断特性などを参考にして c 、 ϕ を求め、実構造物の有効根入れ深さを考えて極限支持力を推定した。地盤の許容支持力は、この極限支持力の1/3を常時の許容支持力とし、地震時は常時の50%増とした。

2.3 掘削完了後の支持地盤調査

(1) 平板載荷試験

掘削が完了した支持地盤の検証のために各基礎で鉛直載荷試験を行なった。その基本目標を地盤の極限支持力を求めることにではなく、設計荷重およびそれよりいく分大きめの荷重を載荷して支持力を検証し、かつ地盤の変形特性の確認をすることに置いた。この試験は、下関側橋台で5点、橋脚で2点、門司側橋台で4点、橋脚で6点計17点行なった。載荷地盤は、基礎の代表的岩盤と問題になる岩盤を選定し、載荷板径はキレツの多い下関側で $\phi 300$ 、 $\phi 600$ mm、門司側で $\phi 300$ mmとした。

この試験によって得た変形係数、許容支持力およびセン断定数と設計に用いた値を比較すると表—5、表—6および表—7のとおりである。

(2) 下関橋脚の風化粘土のX線試験

下関側は海水を締め切りドライ掘削する直接基礎で、とくに著しく風化した断層破碎帯があるという予測から多数のボーリングと、あわせて透水試験を行なって検討してきたが、実際に掘削してみると狭い幅を持つ断層であった。この断層の粘土についてX線分析を行ないその種類を調査した。分析は、下記の3方法を用いそれぞれ

表—5 変形係数の比較

載荷試験位 置	No.	載荷 板径 (mm)	載荷試験 による E (kg/cm ²)	実構造物 換算の E (kg/cm ²)	設計に用いた変形係数 E (kg/cm ²)
下 関 橋 台	1	φ 300	1,880	6,770	常 時 (1) 支持面の $E_1=3,750$ (2) 鉛直方向の影響を補正した $E_2=6,190$
	2	"	4,220	15,190	
	3	"	940	3,380	
	4	φ 600	2,600	7,800	
	5	"	1,470	44,10	
門 司 橋 台	1	φ 300	9,550	34,400	(1) $E_1=12,500$ (2) $E_2=16,000$
	2	"	13,300	47,900	
	3	"	8,000	28,800	
	4	"	8,000	28,800	
下 関 橋 脚	1	φ 300	1,000	2,600	(1) $E_1=3,750$ (2) $E_2=5,950$
	2	"	1,400	3,800	
門 司 橋 脚	1	φ 300	1,550	4,800	(1) $E_1=3,750$ (2) $E_2=6,000$
	2	"	1,650	5,100	
	3	"	1,350	4,190	
	4	"	1,420	4,400	
	5	"	1,420	4,400	
	6	"	1,350	4,190	

表—6 許容支持力の比較

区 分	種 別	下関橋台	下関橋脚	門司橋脚	門司橋台
設計に仮定した 許容支持力	底面の高さ(m)	EL +22	EL -7	EL -23	EL +25
	常 時 (t/m ²)	軟岩 210	軟岩 330	軟岩 240	軟岩 160
	地震時 (t/m ²)	軟岩 310	軟岩 500	軟岩 360	軟岩 250
	常 時 (t/m ²)	軟岩 600	軟岩 350	軟岩 420	軟岩 4200
載荷試験による 許容支持力	地震時 (t/m ²)	軟岩 900	軟岩 525	軟岩 630	軟岩 6400

表—7 セン断定数の比較

	区 分	下関橋台	下関橋脚	門司橋脚	門司橋台
設計に用いたセ ン断定数	$C(t/m^2)$	6	13	10	10
	$\phi(^{\circ})$	30	35	30	30
載荷試験より求 めたセン断定数	$C(t/m^2)$	23	19	19	80
	$\phi(^{\circ})$	30	30	30	40

3 資料について行なった。

1. 粉末法……原岩と粘土を含んだ粉末にX線をあてその回折線によって含有する鉱物を知る。
2. オリエンテーション法……粘土鉱物の種類を知るために粘土分を水に溶かしてX線をあて回折する。
3. エチレングリコール法……(2)の方法と同様だがエチレングリコール液を一滴落としてX線をあてる。

以上の試験によって、この層は石英および長石を多く含んだ原岩構造であり粘土鉱物の種類は、イライトおよびクロライトでモンモリロナイトを含んでいないことがわかり、膨潤性も小さく強度もあり安定していることがわかった。

3. 基礎の安定設計

以上の調査をもとにして、地盤定数つまり変形係数、支持力およびセン断定数を決定し設計に適用した。

基礎は支持力、転倒および滑動に対して安定であることが要求され、耐震設計においては従来からある震度法によって検討するとともに、構造物の固有周期を求め、別に地震記録をもとに求めた加速度応答スペクトルを利用し、応答加速度の大きさを求めて計算する修正震度法によった。この修正震度法は、構造物をバネで支えられた力学モデルに置換えて固有周期や変位を計算し、その変位量にバネ定数を乗じて地盤反力を計算して基礎の安定を検討する方法であり、力学モデルの想定に必要なバネ定数の算定はつぎのとおりである。

3.1 バネ定数

バネ定数はプレシオメーター試験によって求めた変形係数 (E_P) を基本にして決定した。各基礎ごとにその値をプロットするとかなりのバラツキがあったので安全側を考えて下限値を包絡し、地盤の深さ方向に階段状分布を考えた。一例を示すと図—2 のとおりである。

力学モデルの設定は図—3 のようである。

バネ定数の計算手順を示すと下記のようにになる。

$$E_{Pi} \begin{cases} \rightarrow E_{Si} \rightarrow K_i \\ \rightarrow E_{Vi} \rightarrow E_V \rightarrow E_R \rightarrow \begin{cases} K_V \rightarrow K_S \\ K_\theta \end{cases} \end{cases}$$

ここに

E_{Pi} : プレシオメーター試験の変形係数 (t/m²)

E_{Si} : 側面地盤の i 番目層の変形係数 (t/m²)

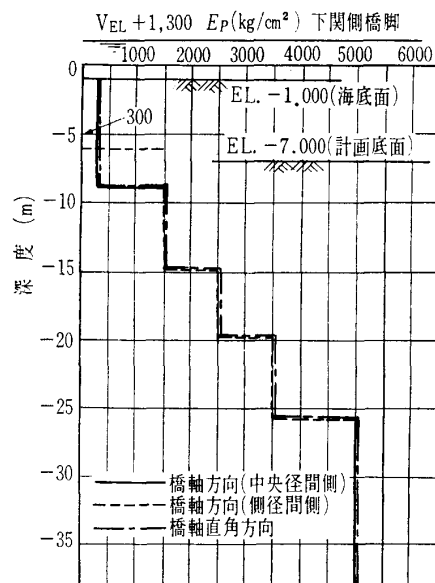
E_{Vi} : 支持地盤以深の i 番目層の変形係数 (t/m²)

$$\begin{cases} \text{常 時: } E_{Si}, E_{Vi}=2.5E_{Pi} \\ \text{地震時: } E_{Si}, E_{Vi}=5.0E_{Pi} \end{cases}$$

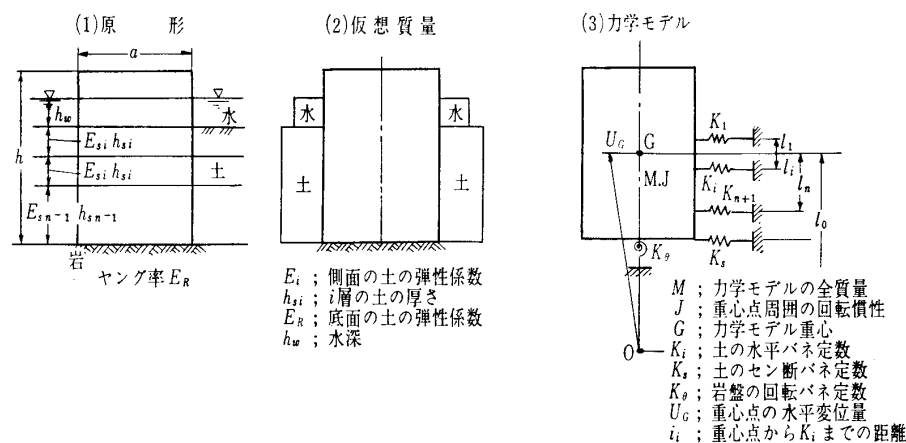
記号の説明と計算式を示すと下記のとおりである。

(1) E_S : 側面地盤の変形係数 (t/m²)

$$E_S = \frac{\sum_{i=1}^n E_{Si} h_i y_i^2}{\sum_{i=1}^n h_i y_i^2}$$



図—2 下関橋脚基本 E_P (kg/cm²)



図—3 下部構造のモデル化

表—8 地盤定数

種 別	下 関 橋 脚	下 関 橋 台	門 司 橋 脚	門 司 橋 台	摘 要
支持地盤の変形係数 E (t/m^2)	1.19×10^5	1.24×10^5	1.2×10^5	3.19×10^5	
支持地盤のバネ定数 K_v (t/m^3)	5.27×10^3	3.23×10^3	5.3×10^3	8.34×10^3	
底面のセン断バネ定数 K_s (t/m^3)	1.76×10^3	1.08×10^3	1.77×10^3	2.78×10^3	
回転バネ定数 K_0 ($\text{t} \cdot \text{m}$)	4.1×10^8	33.62×10^8	4.2×10^8	86.65×10^8	
側面地盤の変形係数 K_i (t/m^3)	$K_1 = 156$ $K_2 = 470$ $K_3 = 2340$	$K_1 = 450$	$K_1 = 312$ $K_2 = 780$ $K_3 = 2340$	0	

表—9 安定計算結果

区分 耐震計算法	下 関 橋 台		下 関 橋 脚		門 司 橋 脚		門 司 橋 台	
	震 度 法	2 自由度系	震 度 法	2 自由度系	震 度 法	2 自由度系	震 度 法	2 自由度系
鉛直方向の地盤変形係数 (t/m^2)		3.2×10^5		1.2×10^5		1.2×10^5		3.2×10^5
周 期 (sec)		0.56		0.46		0.64		0.32
回 転 中 心 (m)		93.8		34.8		26.3		102.5
モデルの重心点の変位 (cm)		1.5		1.0		1.63		0.46
モデルの回転角 (rad)		1.56×10^{-4}		2.82×10^{-4}		6.29×10^{-4}		4.53×10^{-5}
地 盤 反 力 (t/m^2)	136	140	83	128	125	221	116	107
偏 心 距 離 (m)	10.8	13.7	1.92	3.98	2.77	6.63	10.54	10.62
支持力に対する検討 (t/m^2)	$136 < 320$	$140 < 320$	$83 < 360$	$128 < 360$	$125 < 360$	$221 < 360$	$116 < 250$	$107 < 250$
滑動に対する検討	$1.1 > 1.5$	$1.51 > 1.5$	$5.4 > 1.5$	$3.2 > 1.5$	$5.8 > 1.5$	$3.4 > 1.5$	$3.3 > 1.5$	$1.6 > 1.5$
転倒に対する検討 (m)	$e = \frac{10.8}{55\%} - 10.8 > \frac{55\%}{55\%}$	$e = \frac{13.7}{55\%} - 13.7 > \frac{55\%}{55\%}$	$e = \frac{1.92}{20\%} - 1.92 > \frac{20\%}{20\%}$	$e = \frac{3.98}{20\%} - 3.98 > \frac{20\%}{20\%}$	$e = \frac{2.77}{20\%} - 2.77 > \frac{20\%}{20\%}$	$e = \frac{6.63}{20\%} - 6.63 > \frac{20\%}{20\%}$	$e = \frac{10.54}{55\%} - 10.54 > \frac{55\%}{55\%}$	$e = \frac{10.62}{55\%} - 10.62 > \frac{55\%}{55\%}$

 h_i : 各層の厚さ (m) y_i : 基礎底面より各層中心までの距離 (m)(2) K_i : 側面地盤のバネ定数 (t/m^3)

$$K_i = \frac{E_s}{I_P(1-\mu^2)B_H}$$

 μ : ポアソン比 (0.3) I_P : 形状係数 (0.88) B_H : 側面換算幅 (m)(3) E_v : 支持地盤の変形係数 (t/m^2)

$$E_v = \frac{\beta}{\alpha}$$

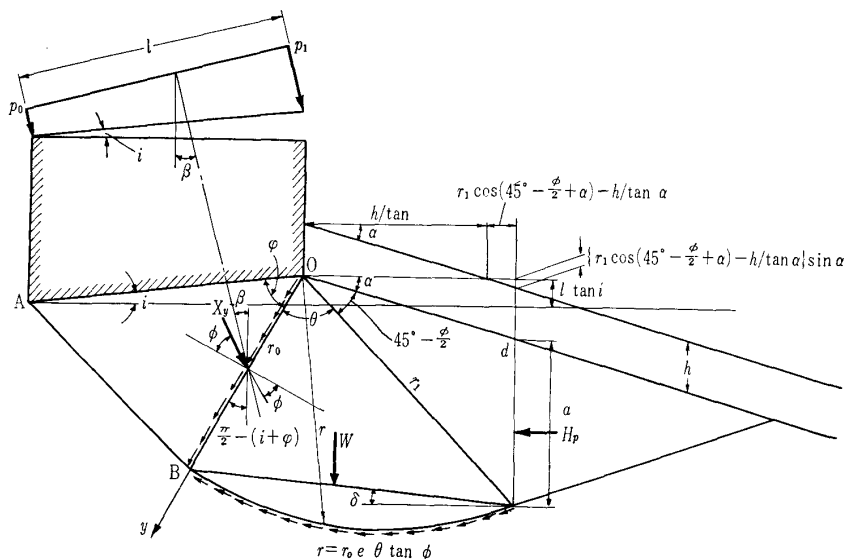


図-4

$$\alpha = \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} \left(\frac{1}{(B+2x_{i-1} \cdot \tan \theta)(L+2x_{i-1} \cdot \tan \theta)} + \frac{1}{(B+2x_i \cdot \tan \theta)(L+2x_i \cdot \tan \theta)} \right) \frac{h_i}{E_{Vi}}$$

$$\beta = \sum_{i=1}^n \frac{1}{2} \left(\frac{1}{(B+2x_{i-1} \cdot \tan \theta)(L+2x_{i-1} \cdot \tan \theta)} + \frac{1}{(B+2x_i \cdot \tan \theta)(L+2x_i \cdot \tan \theta)} \right) h_i$$

B, L : 底面の辺長 (m)

θ : 荷重分布角 (35°)

x_i : 底面から各層中心までの距離 (m)

(4) E_R : 支持地盤の換算変形係数 (t/m^2)

$$E_R = E_V \left(1 + 4P \frac{h_s^2}{a^2} \cdot \frac{E_S}{E_V} \right)$$

P : 根入効果 ($P=1$)

h_s : 根入長 (m)

a : 振動方向の基礎幅 (m)

(5) K_V : 支持地盤のバネ定数 (t/m^3)

$$K_V = \frac{E_R}{I_P(1-\mu^2)B_V}$$

B_V : 底面換算幅 (m)

(6) K_θ : 回転バネ定数 ($t \cdot m$)

$$K_\theta = \frac{\pi}{16} \cdot \frac{E_R}{(1-\mu^2)} a^2 \cdot b$$

b : 振動直角方向の基礎幅 (m)

(7) K_s : 底面のセン断バネ定数 (t/m^3)

$$K_s = \lambda \cdot K_V$$

λ : 係数 (1/3)

これらの地盤定数をまとめると表-8 のようになる。

3.2 地震時の安定

力学モデルを並進と回転を有する2自由度系の計算法によった場合と震度法で計算した場合についての結果を示すと表-9 のとおりである。

3.3 基礎地盤応力とスベリ

(1) 支持力公式

傾斜、偏心荷重 (台形分布) に対する支持地盤のスベリについては、モールの応力円を利用し、テルツァーギの支持力公式を応用して計算した。図-4 において p_0 , p_1 は A および O 点における反力を示し、モールの応力円ではそれぞれ $[p_0 \cos(\beta-i), p_0 \sin(\beta-i)]$, $[p_1 \cos(\beta-i), p_1 \sin(\beta-i)]$ の座標を持つ応力点であり、この点を通る主働側の応力円を描き、基礎底面に平行線を引くと二つの極を得る。この極よりスベリ線の方を求めるとその交点は二つあるので近似的にこの2点を結ぶ線の中点を塑性平衡状態にある土くさびの頂点とし、 $\overline{OB}$ を r_0 とする対数らせん線にそってスベリが起これと考えると、 φ は r_0 と基礎底面とのなす角として作図上求まる。図-4 において $0abd$ 部分におけるつり合いによりスベリ抵抗力 R は、

$$R = c \cdot r_0 \cdot \cos(\varphi+i) + \int_0^\theta c \cdot r \cdot d\theta + 2c \cdot a \sqrt{K_P} + h \cdot \gamma_i \cdot a \cdot K_P$$

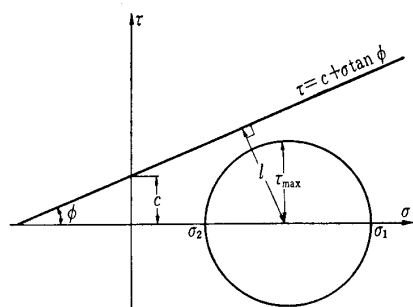
スベリ力 S は

$$S = \int_0^{r_0} X_y \cdot \sin(\varphi+i-\phi) dy$$

であり、土の自重 W による抵抗力は $R_1 = W \cdot \cos \delta \cdot \tan \phi$, $R_2 = (1/2) \gamma_i \cdot a^2 \cdot K_P$ である。したがってスベリの安全率 F は、 $F = (R+R_1+R_2)/S$ で求められる。両橋台、橋脚の地盤のスベリ安全率は、いずれも 1.5 以上あり十分安全であった。

(2) 有限要素法

前述の地質調査によって得た地盤の変形係数 E とセン断定数 c, ϕ を与え地盤に荷重を作用させて地盤内応力を有限要素法によって主応力と最大セン断力およびそれらの方向 (θ および $\theta+\pi/4$) を計算しスベリの安定を検討した。



図—5

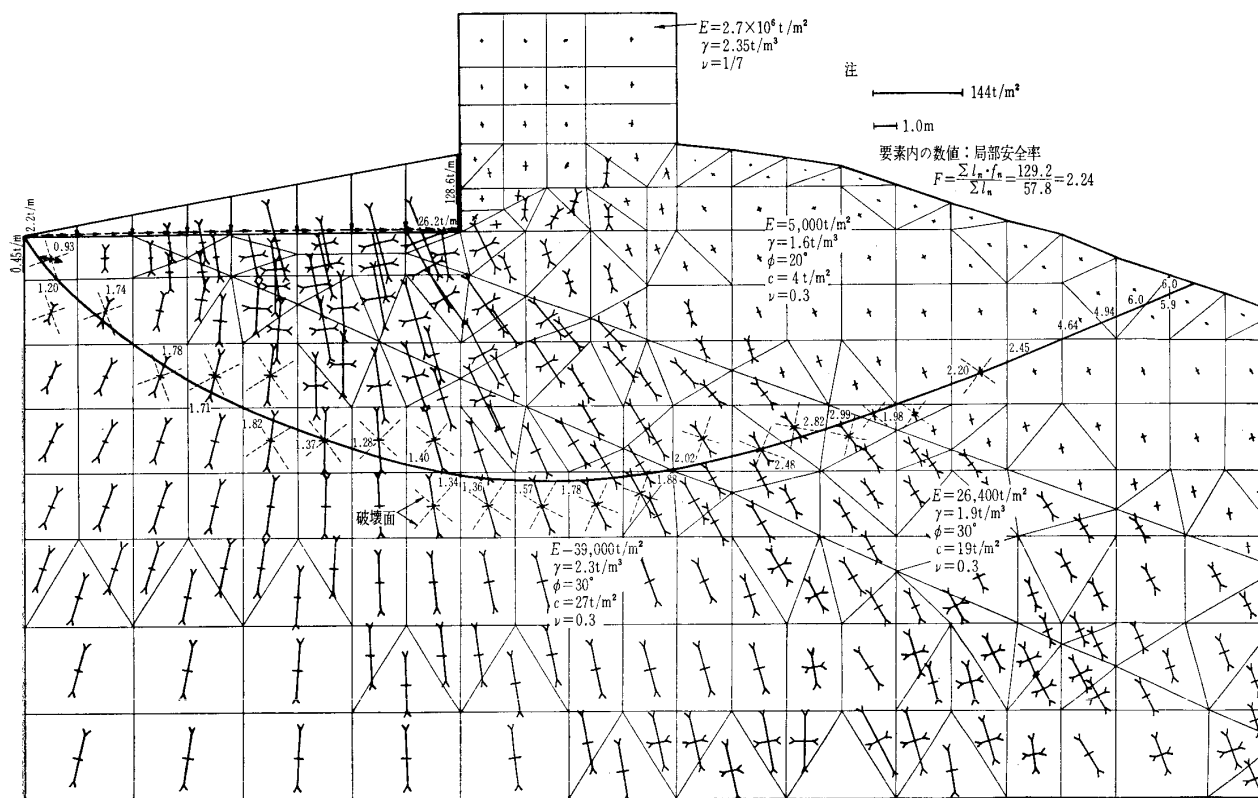
図—5において,

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}, \quad l = \left(\frac{c}{\tan \phi} - \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \sin \phi$$

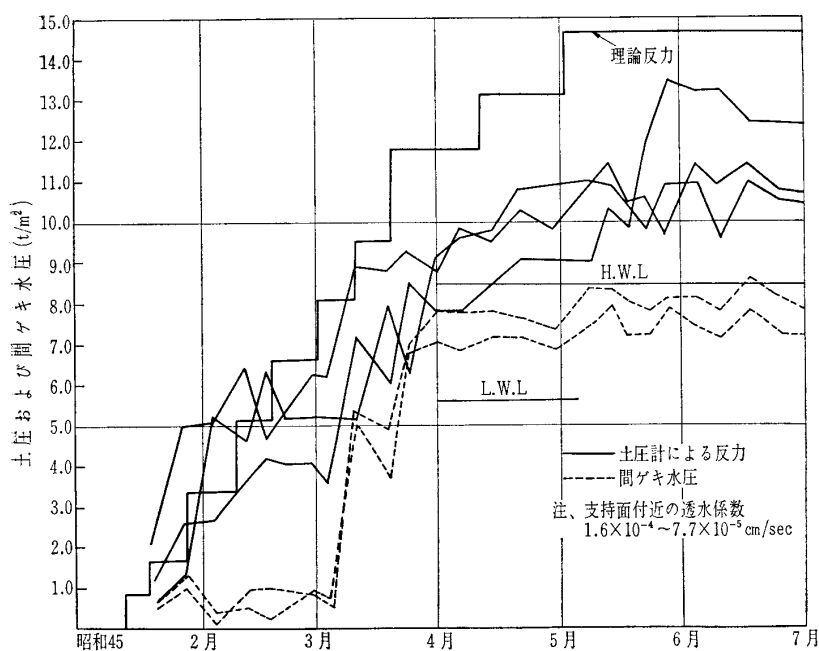
ただし, 局部安全率を $f = l/\tau_{\max}$ とする。

各要素の局部安全率と破壊面 $(\theta + \pi/4 + \phi/2)$ の方向を求め, その方向を考慮しながら数本のスベリ線を描き, 一本のスベリの安全率は, $F = \sum l_n \cdot f_n / \sum l_n$ より計算する。

地盤内応力とスベリ計算結果の一例を図—6に示す。



図—6 下関橋脚地盤スベリ計算例



図—7 下関橋脚土圧計, 間ゲキ水圧計測定結果

3.4 浮 力

地震力は質量に直接作用するので, 地震時には浮力は関係しないが, 浮力は基礎の転倒および滑動に対しては 100%, 地盤反力に対しては 0% として設計している。地盤の耐力に対して有効圧力で考えるならば浮力を 0% とするのは実情にあわないようである。下関橋脚支持岩盤に埋設した土圧計および間ゲキ水圧計による記録を示すと図—7のとおりであり浮力は 100% 近く働き有効圧力としては相当小さいようである。

4. あとがき

関門橋基礎の地質調査の方針と経過ならびに基礎の安定設計においてこの調査結果がどのように取り入れられているかについてまとめてみた。

現在、関門橋は、補剛桁の架設が完了し床版工事の段階で、今年の秋の開通を目前に最後の詰めが行なわれようとしている。

参 考 文 献

- 1) 乙藤憲一他,「関門橋の地質調査」橋梁と基礎,昭和45年1月
- 2) 「地盤反力係数とその載荷幅による補正」建設省土木研究所
- 3) 「本州四国連絡橋技術調査報告書」昭和42年7月,土木学会
(原稿受理 1973.1.26)

新 刊 書 紹 介

アースダムとアースロックダム (設計と施工)

河上房義監訳 長沢敏夫・高橋秀雄・加藤 昭・向井清孝 共訳

J.L. Sherard 他共著“Earth and Earth-Rock Dams”(1963)の完訳である。原著はわが国でも、フィルダム関係の論文・報告に引用されている例が多い。たとえば、農林省農地局の「土地改良事業計画設計基準：フィルダム編」のなかで参考文献の一つとして、本書の内容が大幅に取り入れられ「解説」あるいは「参考」として紹介されている。この邦訳の完成によって、より多くの職場で利用されることであろう。

近年のわが国の水需要増大に対処する水資源開発の一環として、ダムの必要性も高まってきているが、残されたダム適地は従来のようなコンクリートダムの建設適地ではなく、その地質条件はむしろ、フィルタイプダムの適地と考えられる所が多くなってきている。

ここ半世紀の間に、フィルタイプダムに関する研究や経験が豊富になってきたとはいえ、過去の実施例がそのまま明日の現場に適用できるわけではなく、類例のなかから選択していかなければならないのが実状であろう。

現在でも、一つのダムをめぐる現場技術者の間に意見の相違があるのは珍しいことではないのであって、そのことは、フィルタイプダムの性格が千差万別であることを如実に物語っている。

本書はその点で、米国内におけるものとはいえ、実にさまざまな実例について述べてあり、ダムの標準断面図だけでも100葉に近い。原著序文に述べてあるように、本書は理論的考察よりも実際例による具体的な印象づけをねらい

としているため、きわめて理解しやすい反面、突込みにかける。この点は700編あまりの参考文献が補うであろうというものの、わが国の読者にとってはやはり国内におけるこの種の書籍の刊行によってのみ満足されるしかないと思われる。

本書の主な内容はつぎのとおりである。

- 1章 堤体設計
- 2章 堤体の崩壊と被害
- 3章 堤体移動と間隙圧の測定
- 4章 基礎と築堤材料の調査
- 5章 浸透流の理論解析
- 6章 透水性の土質基礎上のアースダム
- 7章 安定解析
- 8章 設計上の特殊問題と設計細目
- 9章 鉄筋コンクリート鋼板、アスファルトコンクリートなどの遮水壁をもつダム
- 10章 岩盤基礎の処理
- 11章 堤体施工

(工藤)

森北出版KK発行

(東京都千代田区神田小川町3の10)
(〒101 TEL 03-292-2601)

47.9.1 発行

B5判, 434ページ

定価 4,800円

*

*

*