

平戸大橋の地盤調査

—主として軟岩の調査と設計について—

さか もと よし かず いぬ づか ひろ し
坂 本 良 一* 犬 東 洋 志**

はじめに

平戸大橋は、長崎県の県北の中心地、佐世保から北へ約40 km 国鉄最西端の駅「平戸口」がある長崎県北松浦郡田平町と、「雷の瀬戸」と呼ばれるわずか600 mの海峡をへだてて細長く横たわる竜の落とし子に似た歴史と、ロマンの島「平戸島」とに長崎県営有料道路として架けられる中央

径間465 mの規模を有するわが国第2位のつり橋である。平戸島は南北40 km, 東西6 km, 面積171 km², 人口34,000人の1島1市の島である。架橋の意義は本土化することによる後進性の克服と生産性の向上による所得の増加のほか、民生の安定、社会福祉の向上と共に地域開発のインパクトとして、さらには「歴史とロマンの島」平戸の観光開発としても大いに期待されている。

本報告はこの平戸大橋のために実施した地盤調査、特に固結度の比較的低い第三紀の砂岩ケツ岩、第四紀の火山碎屑岩および泥岩、いわゆる軟岩と称せられるものについての強度と変形特性の推定方法および設計に対する考え方をまとめたものである。

1. 平戸大橋の概要

平戸大橋の概要はつぎに示すとおりである。

- 1) 有料道路名：平戸大橋有料道路
- 2) 事業主体：長崎県（長崎県平戸大橋建設事務所）
- 3) 路線名：主要地方道平戸田平線
- 4) 工事区間：長崎県平戸市岩の上町字南竜崎～長崎県北

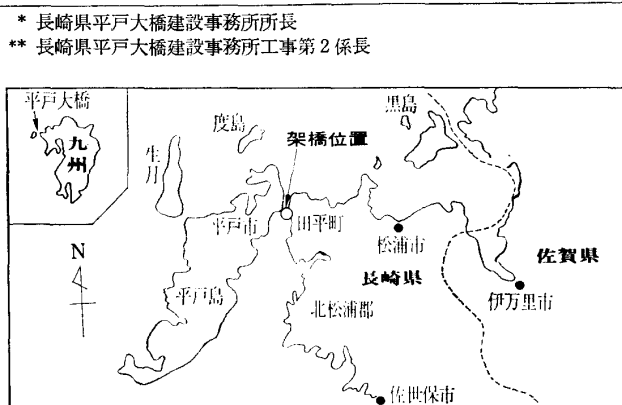


図-1 位置図

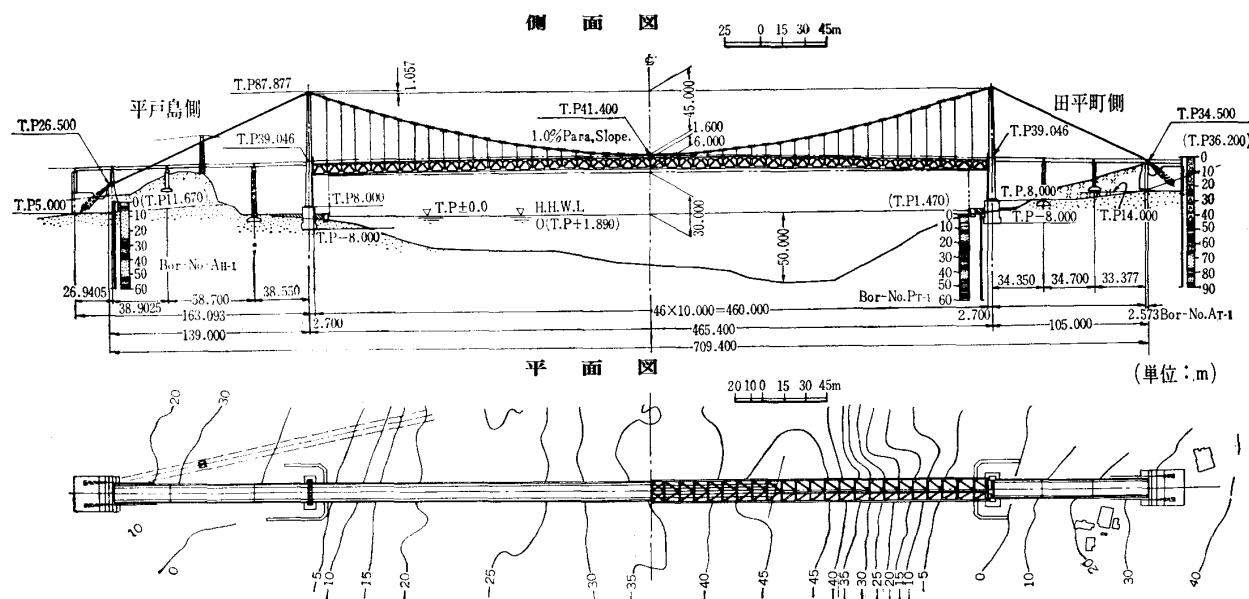


図-2 平戸大橋一般図

松浦郡田平町小手田

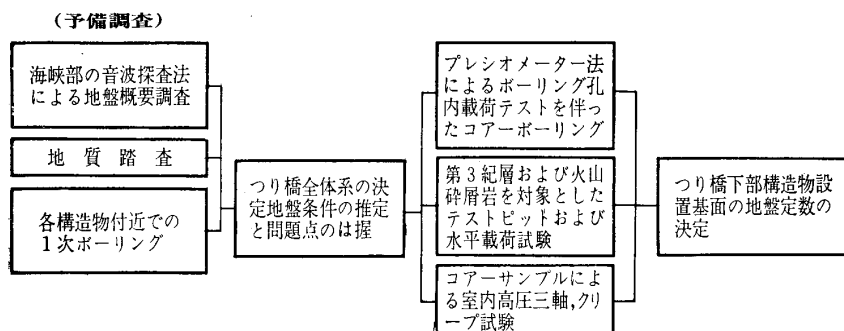
- 5) 工事延長：965m（有料道路全延長）
道路延長：300m
橋リョウ延長：665m
- 6) 道路規格：第3種第2級
- 7) 設計速度：50 km/h
- 8) 設計荷重：1等橋 20t
- 9) 主橋リョウ型式：ストレートバックステー2ヒンジ補剛つり橋
- 10) 支間割り：58.70+38.55+465.40+34.35+34.70
+33.377m
- 11) 橋リョウ幅員：10.70m(1.50+0.1+3.75+3.75+0.1+1.50)
- 12) ケタ下高（HHWL）：30m
- 13) 使用鋼量：上部工約 6,000 ton
- 14) コンクリート量：約 40,000 m³
- 15) 事業費：39.8 億円
- 16) 予定工期：8 年間（調査 4 年，工事 4 年）

2. 地盤調査方針と内容

2.1 調査方針

平戸大橋架橋地付近の地質概要は、踏査の結果平戸島も含めたこの地方は、平戸層と呼ばれる第三紀層の砂岩ケツ岩を基盤とし、それをおおって第四紀の火山活動に由来する玄武岩質砕屑岩、いわゆる集塊岩が分布することが判明したのでそれに基づいて下図に示す調査方針を設定して調査を開始した。

本調査の特色は原地盤を表現する定量的インデックスとして、ボーリング孔内載荷試験の一種である高圧プレシオメーター試験を全面的に採用したこと、およびボーリングコアと地山岩盤との対比を行なうため、テストピット掘削前にその位置でコアボーリングを実施し、ある程度の地山岩盤状況を予想した後に、テストピットを掘削し、コアの採取状況と地山岩盤との対比を行ない、コアの分断あるいは細りの状況によって地山岩盤全体の状況を把握して、コアボーリングによる他の位置での地山判定の精度を向上させると共に強度判定の一手段としたことである。



2.2 調査手段と内容

調査は、構造物設置位置における地質構成の解明、地盤の特性および工学特性等、地盤定数の定性的、定量的な把握のため次に示すような調査手段を用いて、調査を行なった。

- ①地質構成の解明：地質踏査，コアボーリング，テストピット掘削，電気検層（4素子形電気検層機），密度検層（セシウムを線源），速度検層（地表面における板たたき法による起振で弾性波探査測定器を使用）
 - ②地盤の工学特性の判定：高圧プレシオメーター試験，平板載荷試験，大型直接セン断試験，標準貫入試験，岩石試験（一軸，三軸，三軸クリープ，高圧圧密）
 - ③地盤の物理特性：透水試験，岩石の物理試験，物理検層（電気検層，密度検層，速度検層等）
- 調査内容は表-1に示すとおりである。

3. 調査結果

3.1 地形、地質概要

1) 地形

平戸市および田平町ともに標高 100~200 m 以下の比較的なだらかな丘陵地形をなし、耕作地として開拓されている。

平戸側の架橋地点である南龍崎は、半島状に突出し、東側の海岸線は、比高 20m 以上の顕著な海蝕崖を示す。これに対して、北西側の海岸線はゆるやかな地形をなし一部水田として利用されている。

一方本土側の田平町は、ゆるやかな起伏をなす丘陵地帯であり、海岸線および内陸部で一部急峻な地形を示すが、架橋予定地付近では、海岸から内陸部（東側）へ向かって、ゆるやかな傾斜で高くなっている。

2) 地質

平戸島を含め付近一帯は、新第三系のタイ積岩類を基盤とし、それをおおう火山岩類によって構成されている。

架橋予定位置周辺の地質構成は、平戸側では、新第三系をおおってローム質マトリックスとかなり変質した玄武岩円レキからなる比較的凝結力の大きい、玄武岩質砕屑岩（集塊岩）が分布し、東側の海岸線の海蝕崖で、第三紀層と一緒に分布するのを見ることができる。

一方、田平側では、火山灰質ロームなれいし、火山灰からなる比較的均質で玄武岩レキ混入をほとんど認めない、いわゆる凝灰岩と平戸側にみられる火山砕屑岩

表-1 調査内容一覧表

調査種目	場所 構造物	平 戸 側			田 平 側			合 計
		アンカーレイジ	メインタワー ピ ア	締 切 り	アンカーレイジ	メインタワー ピ ア	締 切 り	
ボーリング本数(本)		5	3	2	10	3	2	25
ボーリング 延長	1本当たり (m)	40~90	40~60	11~12	30~90	40~60	13~14	
	総延長(m)	347	150	23	722	150	27	1,419
高圧プレシオメーター(回)		133	53		158	74		418
標準貫入試験(回)			8	22		17	10	57
物理検層(孔)		1			1			2
透水試験(回)				2			3	5
岩 石 試 験	一軸圧縮試験(個)	12	24		64	39		139
	高圧三軸 "(個)		8		10	14		32
	三軸クリープ"(個)					20		20
	高圧圧密 "(個)					6		6
テストピット掘削(坑)		1			2			3
平板載荷試験(回)		3			10			13
大型直接せん断試験(回)					1			1

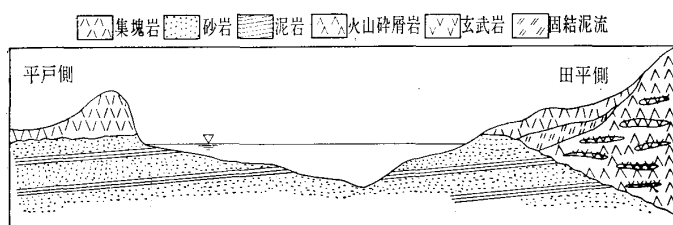


図-3 平戸瀬戸・地質模式図

(集塊岩) およびこれにシート状に採在する玄武岩熔岩が第三紀層をおおっている。

第三紀のタイ積岩をおおうこれら火山岩類は、第四紀の火山活動に由来するものであり、地域周辺の丘陵地はすべてこの火山砕屑岩類によって構成されている。

第三紀層は、西南へ10°~20°の傾斜をする単斜構造を示し、火山砕屑岩とは明らかな不整合面で接し、田平側ではボーリングの結果、東側(内陸側)へ向かって急傾斜していることが明らかとなった。

架橋予定地付近の地質概念を模式的に図-3に示す。

3.2 地盤定数の推定

地盤調査の結果得られた各測定値から地盤定数の推定を行なうために、各測定値間の相関を求め、各相関を利用して地盤定数の推定を行なった。

3.2.1 高圧プレシオメーターの変形係数と流動圧の関係 ($E_p \sim P_f$)

私共が最も多くの情報として今回の調査から得ているものは、高圧プレシオメーター測定値からの変形係数 E_p である。そこで変形係数 E_p と強度特性値のいずれかとの相関を求めて地盤の降伏、あるいは破壊荷重を推定しようとするのが目的である。そうすることによって地盤の各位置での支持力の検討が可能である。そこで変形係数 E_p と流動圧 P_f との相関を求めると図-4のとおりである。図-4にみられるとおり、かなりのバラツキは示すが、平均的に

$$E_p = 24 P_f$$

という相関を定めた。

3.2.2 平板載荷試験結果とプレシオメーター測定結果の関係

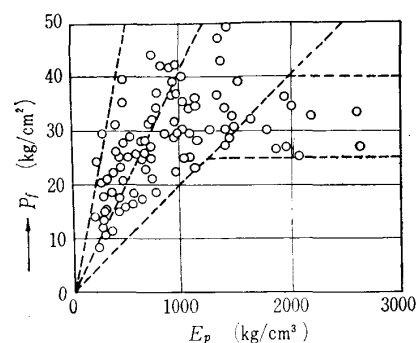
図-4 $E_p \sim P_f$ の相関図

表-2 平板载荷試験結果とプレシオメーター試験結果の対比

岩質	岩質区分	平板载荷試験結果			プレシオメーター試験結果			結 果			
		P_F	P_L	E_L	P_f	P_i	E_p	P_F/P_f	P_L/P_i	E_L/E_p	P_L/P_F
泥 流 Mf	A	9.5 15.2	12.3 19.7	3300 3250 3300 2000	(10.30)	(15.75)	(372) 1325 1265	1.20	1.02	1.75	1.30
	C	34.0 35.0 28.0	42.5	3225 1170 3900 4200	38.0		1730 1760	0.85		2.37	1.52
火山 砕屑 岩 Pc	C	389		8950 5900 5050 4760 8000 4370	3525		1950	1.10		3.16	
ケ ツ 岩 Sh	B	127.0	240.0	10550	>49.30		2880			3.66	1.90
	E	127.0 28.3	240.0 42.5	10550 16500	>49.70 >49.11 >49.40		5540 8060 7450			1.79	1.52
砂 岩	A	56.6 63.6		2300 3000	44.27 39.77		434 434	1.14		4.65	
	B	25.6		3000 2450	43.83 >49.07		705 735				
岩	C	56.6 24.8		3000 3600 4850	>49.52 >49.12		1295 1610			2.81	
	D~E	56.6		3000 9800	>49.66 >49.70		2270 3440			2.24	
Ss	F			9700 7600 12000	>48.96		5560 4070 6890			1.79	

プレシオメーター測定結果と平板载荷試験結果との関係を求めることは、地盤の強度、あるいは変形特性を求めてゆくうえで重要な意味を持っている。つまり平板载荷試験は設備や費用の面で簡単には実施できないが、反面プレシオメーターでの測定はボーリングと共に容易に実施でき深さに制限がない。よってこの関係を求めれば各深度での、また各地層での工学特性を求めうる。今回の調査での岩質区分による両者の対比を表-2に示す。表-2中結果の項に示す数値は各測定値間の相関を平均した値である。表-2をもとに、強度と変形についての相関を求めた。

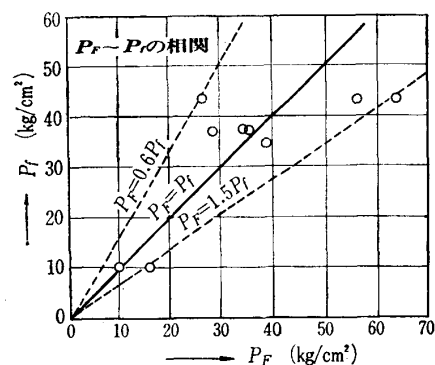
1) 強度に関する相関

①プレシオメーターの流動圧と平板载荷試験の降伏荷重の相関 ($P_f \sim P_F$)

プレシオメーターの流動圧 (P_f) と平板载荷試験結果の降伏荷重 (P_F) との相関を図-5に示す。数少ない結果からの推定であるが、 P_f と P_F はほぼ1:1で対応している。よって $P_f = P_F$ と推定した。

②平板载荷試験における降伏荷重の相関 ($P_F \sim P_L$)

平板载荷試験における降伏荷重 (P_F) と破壊荷重 (P_L) との相関は表-2に示したように $P_L/P_F = 1.30 \sim 1.90$ とばら

図-5 $P_F \sim P_f$ の相関図

つく。しかし平均値として $P_L/P_F = 1.50$ と考えた。

2) 変形に関する相関

①プレシオメーターの変形係数と平板载荷試験の変形係数の相関 ($E_p \sim E_L$)

プレシオメーターで求められた変形係数 (E_p) は2次元放射状応力下での均一弾性地盤として計算されたもので、構造物基礎底面から地盤に作用する応力条件とは異なる。よって応力条件が似かよっている平板载荷試験から求められる変形係数 (E_L) との相関を求める必要がある。

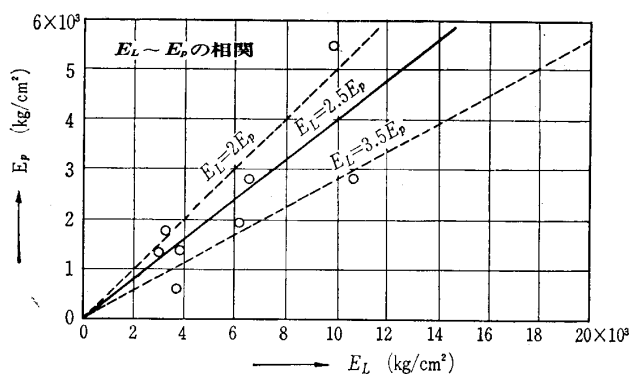
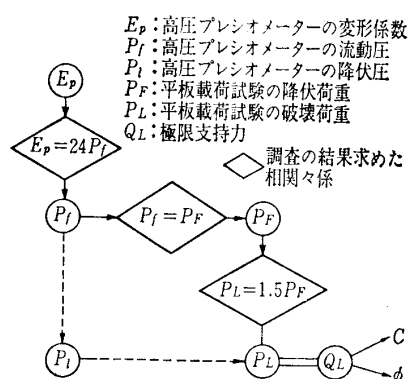
図-6 $E_L \sim E_p$ の相関図

図-7 地盤定数推定のフローチャート

今回の調査の結果 E_p と E_L の関係を 図-6 に示す。

図-6 に見られるようにバラツキはあるが $E_L/E_p = 2 \sim 3$ の範囲に含まれている。この結果 $E_L/E_p = 2.5$ とした。これについては関門橋でも近い値が報告されている。

以上の結果、強度と変形について平板載荷試験結果とプレシオメーター測定結果の相関をつぎのように推定した。

強度については $P_F/P_f \approx 1.0$

変形については $E_L/E_p \approx 2.5$

すなわち強度特性として、降伏応力度の対比については平板載荷とボーリング孔内でのプレシオメーター測定結果が 1:1 で対応するというのである。

3.2.3 地盤定数の推定

以上述べたように各測定値間の相関が得られたので、今回の調査で地盤の工学特性を表わすインデックスとして採用したプレシオメーター測定結果の変形係数 (E_p) から、地盤定数推定のフローチャートを描くと 図-7 のようになる。

地盤定数推定の方法は、まずボーリングコアの採取率、クラック、コアの細り、含水状態、指圧による堅さ、いわゆる岩相の肉眼観察によって各岩相の工学区分のランク分けを行ない、その中に含まれる E_p を整理した。 E_p の整理は平均値を求め10位のオーダーで示すこととした。この方法によって得られた各岩質のランク分けと変形係数 (E_p) との関係は 表-3 のとおりである。

表-3 に示す E_p 値をもとに 図-7 に示したフローチャ

表-3 E_p 値と岩盤区分

岩 質	A	B	C	D	E	F
泥 流	350	800	1500			
火山 碎屑 岩	350	800	1500	2300	4000以上	
玄 武 岩	1200	4000	10000以上			
砂 岩	350	800	1500	2400	3500	4600以上
ケ ッ 岩	1500	2400	3500	4600	5300以上	

ートに従って各岩質、各ランクごとにその岩盤のもつ破壊荷重 (P_L) の推定を行なった。

この破壊荷重 (P_L) が平板載荷試験に用いた直径 60 cm、根入れ 0 m という条件での 極限支持力 (Q_L) とした。そこでテルツァーギの支持力公式を用いて、 $B=60$ cm (円形)、 $D_f=0$ m としての各岩盤ごとの Q_L から逆に c と ϕ を推定した。つまり ϕ が卓越している岩盤の場合は c のレンジを定めておいて ϕ を求め、逆の場合も同様な方法で推定を行なった。その結果を 表-4 に示す。

表-4 中、 P_f を推定する場合、 $E_p = 24P_f$ の相関が完全には満足されていない。これはこの相関を用いて求められる c 、 ϕ の値が常識的に考えられる範囲をはるかに越えるので、たとえば A ランクの岩盤については P_f が求められているのでその値を、あるいは一軸強度を判断の基礎とし、各構造物の大きさとも照らし合わせて極端な構造物とならないような総合判断のもとに P_f を定めた。ただし $E_p \sim P_f$ の相関図の範囲内で P_f をオーダーで定めた。

3.3 構造物の設計

構造物の設置基面は、つり橋の全体系からある程度決定されると共に機能上から構造物の大きさが定められる。機

表-4 岩盤区分とそのセン断定数

岩 質	ランク	E_p (kg/cm²)	P_f (kg/cm²)	Q (t/m²)	c (t/m²)	ϕ (度)	備考
泥 流	A	350	10	150	23	(10°)	
	B	800	20	300	44	(10°)	
	C	1,500	30	450	65	(10°)	
火山 碎屑 岩	A	350	10	150	15	(20°)	
	B	800	30	450	29	(20°)	
	C	1,500	50	750	72	(20°)	
砂 岩	A	350	10	150	(7)	30°	
	B	800	25	375	(14)	32°	
	C	1,500	40	600	(14)	34°	
ケ ッ 岩	A	1,500	40	600	88	(10°)	
	B	2,400	50	750	110	(10°)	
	C	3,500	>50	>750	>110	>(10°)	

ただし () 内を推定した。

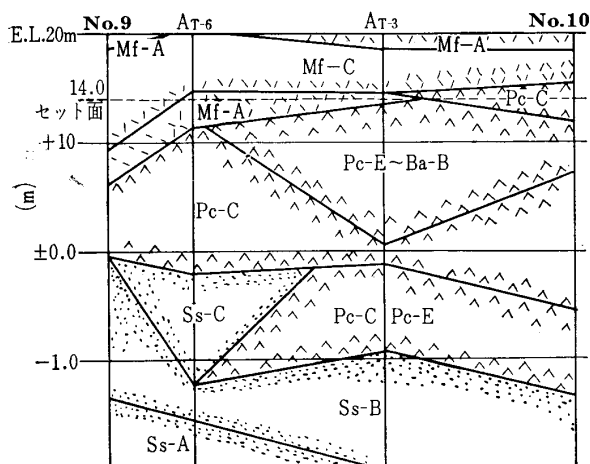


図-8 田平側アンカーレイジ (縦断面)

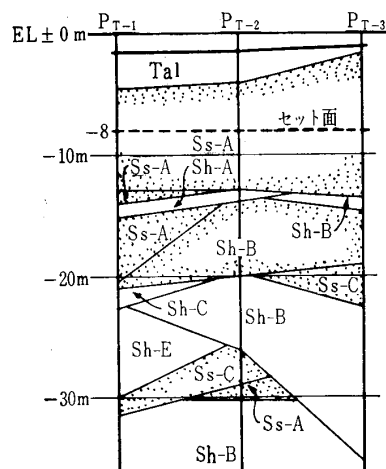


図-9 田平側主塔橋脚 (横断面)

能的に定められた構造物を支持しうる地盤がつり橋全体系から定められた深度で現われるか、あるいは逆にこの地盤であれば構造物の規模をどの程度にしなければならないかについて、これまで述べてきた地盤定数を用いて検討した。特に主塔橋脚の支持地盤として考えている砂岩については、今回の地盤定数推定のほかに2～3検討した。

3.3.1 強度特性と設計

これまでの推定をもとに岩質は異なっても同じ強度特性を有する地盤を模式的に表現できると共に、深度方向にも平面的にもどこにどのような強度定数を持った岩盤が存在するかが一目りょう然となり設置基面の決定に対処できる。その例を田平側アンカーレイジ (図-8)、主塔橋脚 (図-9) について示す。図-8で見るとアンカーレイジは火山破屑岩のCランクと泥流のAランクの岩盤上に設置されている。泥流のAランクは厚さも薄いので、万一施工後に支持力について不安があれば取り除くことが可能であろうと判断した。

主塔橋脚は図-9に示すように砂岩のAランクに設置されている。この砂岩はコアで見ると指圧でくずれる程度で問題がある。そこで十分信頼できるBランクの層に設置するとすれば、深度が-20mになり施工上からも工法変更となる。よって砂岩のAランクについて以下に示す検討

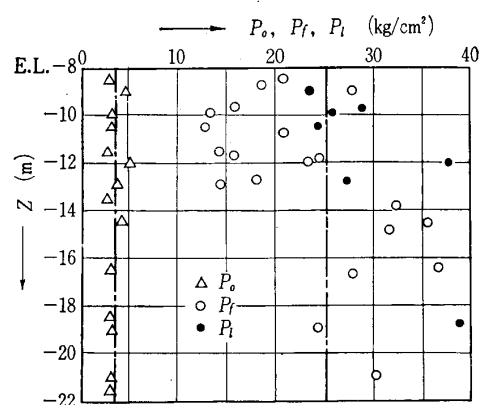


図-10 プレシオメーター特性値の分布

を行なった。

1) 今回の推定による検討

これまで述べた推定方法によって定めた c, ϕ (表-4に示す)を用いて計算すると、地盤反力 85 t/m^2 に対して許容支持力は 174 t/m^2 を有する。

2) プレシオメーター特性値からの推定

プレシオメーターは変形係数のほかに強度を表現する特性値を与える。Aランクの砂岩についてこの特性値から支持力を計算するとつぎのとおりである。特性値の分布は図-10に示す。支持力を与える式をつぎに示す。

$$q_a = \frac{1}{3} K(P_t - P_0) + q_0$$

ここに q_a : 許容支持力 K : 支持力係数(1.35)

P_t : 極限圧 P_0 : 初期圧

q_0 : 有効土カブリ圧

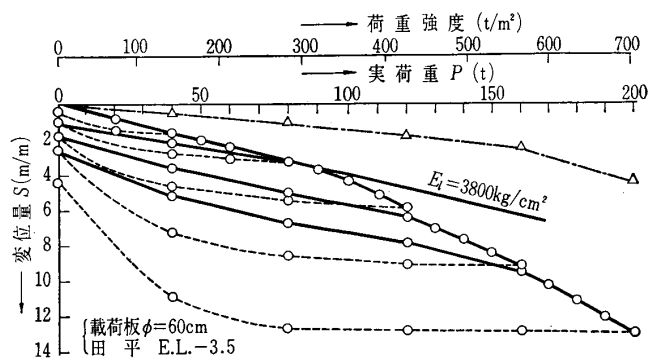
$$q_a = \frac{1}{3} \times 1.35(25.0 - 3.5) + 0.5 = 10.1 \text{ kg/cm}^2 \\ = 101 \text{ t/m}^2 (> 85 \text{ t/m}^2)$$

3) 平板载荷試験結果

田平側テストピット内で砂岩を対象にして実施した平板载荷試験の結果を表-5に示す。この結果最小降伏荷重は 256 t/m^2 で地盤反力 85 t/m^2 に対して十分安全である。 $P \sim S$ 曲線の一例を図-11に示す。

4) 三軸圧縮試験結果

高圧三軸圧縮試験結果を表-6に示す。供試体は直径5

図-11 平板载荷試験 $P \sim S$ 曲線

表—5 平板載荷試験結果一覧表

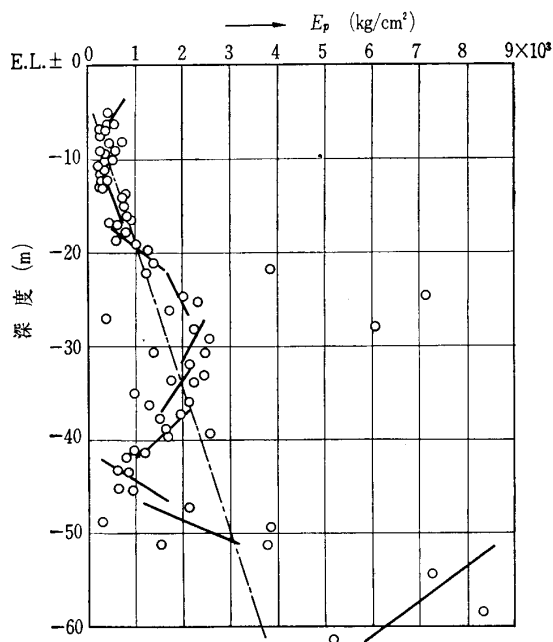
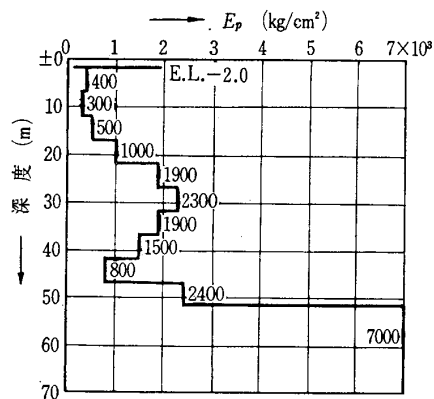
場所	標高 (m)	載荷面	最大荷重	降伏荷重	破壊荷重	変形係数	壁面岩盤状況		
							岩質	色調	状況
田平側	EL +1.0	第2面	5サイクル 200t	降伏に至らず	破壊に至らず	3000	粗粒砂岩	淡かった色	淡青灰の砂岩を薄くはさむ 葉理面多い軟質白灰の砂岩帯状にはさむ
		第4面	"	566	"	3000	"	"	"
	EL -1.0	第2面	"	566	"	3600	"	淡黄かった色	葉理多い、軟質で亀裂なし
		第4面	"	636	"	2300	"	"	"
	EL -3.5	第1面	"	256	"	$E_L=3800$ $E_L=1900$	シルト岩 粗粒砂岩	黒灰 青灰	若干硬い凝灰質のレキ岩はさむ かった色の葉理若干
		第3面	"	248	"	$E_L=6500$ $E_L=3200$	粗粒砂岩	青灰	若干硬い、かった色の葉理若干

表—6 三軸圧密試験結果

場所および位置	岩質	供試体の状況	粘着力 c (kg/cm^2)	内部摩擦角 (ϕ)	備考
田平側 主塔橋脚	砂岩	Sandy	4.55	$34^\circ 13'$	
	"	Silty	1.55	$38^\circ 31'$	
	"	Loose	2.80	$30^\circ 30'$	

cm、高さ10cmの円柱状で、排水条件で試験を実施した。これは砂質地盤の安定特に長期にわたる常時の安定を検討するために実施した。1)に示した地盤定数の推定結果よりはるかに高い定数を得ている。

以上のように田平側主塔橋脚に分布するAランクの砂岩の強度について検討したが、どの特性値からも現在の設置基面(-8m)で安全であるといえる。

図—12 田平側主塔橋脚 E_p ～深度分布図図—13 田平側主塔脚設計 E_p ～深度図

3.3.2 変形特性と設計

3.2.2. 2) で述べたように、構造物の変形計算に用いる平板載荷試験での変形係数 (E_L) をプレシオメーターの変形係数 (E_p) から推定することにした。

構造物の変形を計算するため、 E_p ～深度分布の測定値全部をプロットすると図—12のようになる。各層を代表する E_p 値は深度方向に5mごとの単純平均で代表させることにした。その結果を図—13に示す。これが設計に用いた E_p ～深度分布図である。

現在の設計における試算によれば主塔橋脚の場合弾性変位量は、常時最大荷重のとき3cm程度である。クリープ変形は生じないという結論が得られている。

あとがき

当報告は平戸大橋の岩盤での推定です。皆様方のご指導をお願いしたい。施工中の強度チェックについては後日報告したい。

本調査の実施について本四公団吉田設計第3課長はじめ建設省土木研究所基礎研究室の方々、調査を実施した基礎地盤コンサルタンツ(株)の方々にご指導を賜りました。誌上をかりて深く感謝の意を表します。(原稿受理 1974.3.20)