



土 木 研 究 所 資 料

第 7 2 3 号

平戸大橋における地盤のクリープ変形について

昭和47年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

目 次

1. ま え が き	1
2. 受託実施内容概要	4
3. 試験に使用した試料	5
4. 試験に用いた試験機	8
5. 試験結果とその考察	11
5-1 試料の一般的性質	11
5-2 高圧三軸試験結果	13
5-3 クリープ試験結果	20
6. ま と め	36
7. あ と が き	37

1. ま え が き

平戸大橋は長崎県が現在計画、調査中の長大径間の吊橋で、長崎県北松浦郡田平町とその対岸に位置する歴史的にも有名な平戸島とを結びつけるものである（図－１）。

調査は昭和４４年度よりボーリングによる地盤調査を実施することにより開始し、現在までに田平町側にて２３本、平戸島側にて１４本のボーリング調査孔が掘削されている。それに伴って、各種の土質試験が実施されている他に、ボーリング孔内での孔内載荷試験も併用され、さらにはテストピットを掘削して平板載荷試験も行なわれている。

また、昭和４７年度末の着工を目標として、第２次設計も完了し、現在実施設計にも着手している。

平戸大橋の概要をまとめて示すと、次の通りである。

- (1) 路 線 名 ： 一般県道平戸田平線
- (2) 工 事 名 ： 平戸大橋架橋工事
- (3) 架 橋 位 置 ： 長崎県平戸市一北松浦郡田平町
- (4) 事 業 主 体 ： 長崎県土木部道路課
- (5) 上部構造形式 ： 単径間トラス形式吊橋
- (6) 下部構造形式 ： 直接基礎（橋台、橋脚とも）
- (7) 橋 種 ： 一等橋
- (8) 橋梁一般図 ： 図－２に示す。
- (9) 橋梁断面図 ： 図－３に示す。
- (10) 地 盤 条 件 ： 図－４に示す。

土木研究所基礎研究室では、調査当初より長崎県の要請により地盤調査、土質試験、基礎の設計に対して技術指導を行ない、昭和４５年度より平戸大橋に関する調査の一部を委託されている¹⁾。

昭和４６年度には、調査設計に対する技術指導とともに、調査の一環として高圧三軸クリープ試験機を用いた、三軸クリープ試験の実施を依頼され、長崎県より送付された試料を用いてそれらの室内試験を行ない、さらにその結果に基づいて田平町側橋塔位置の長期クリープ変形量について検討を加えている。

本報告はその結果について報告するものである。

昭和４７年３月

基礎研究室

浅 間 達 雄

足 立 義 雄

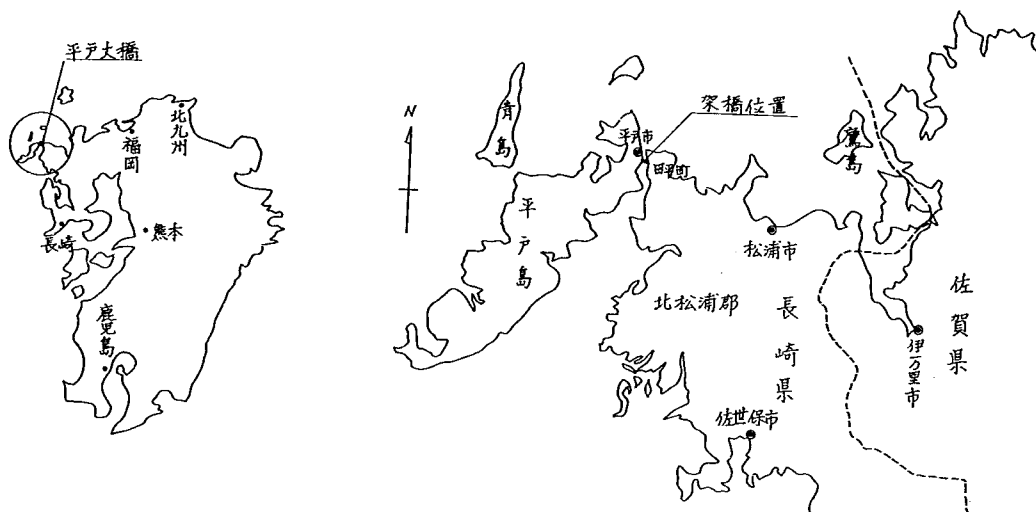


図-1 平戸大橋計画地点位置図

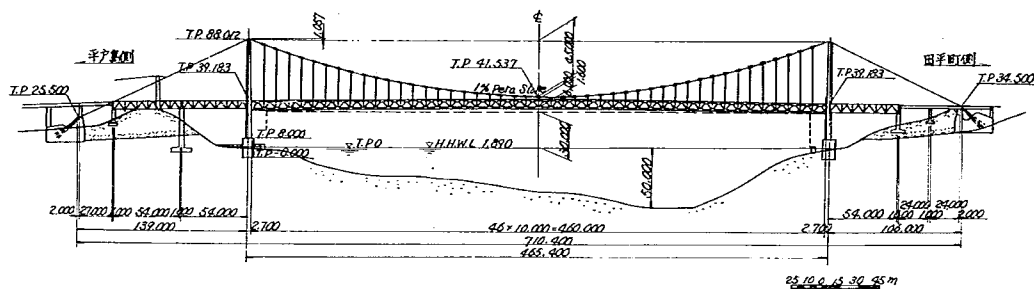


図-2 平戸大橋一般図〔平戸大橋第2次設計(昭和46年11月)による〕

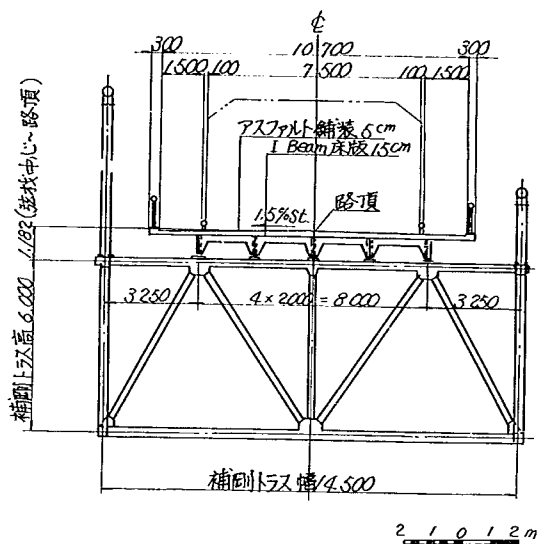


図-3 平戸大橋断面図〔平戸大橋第2次設計(昭和46年11月)による〕

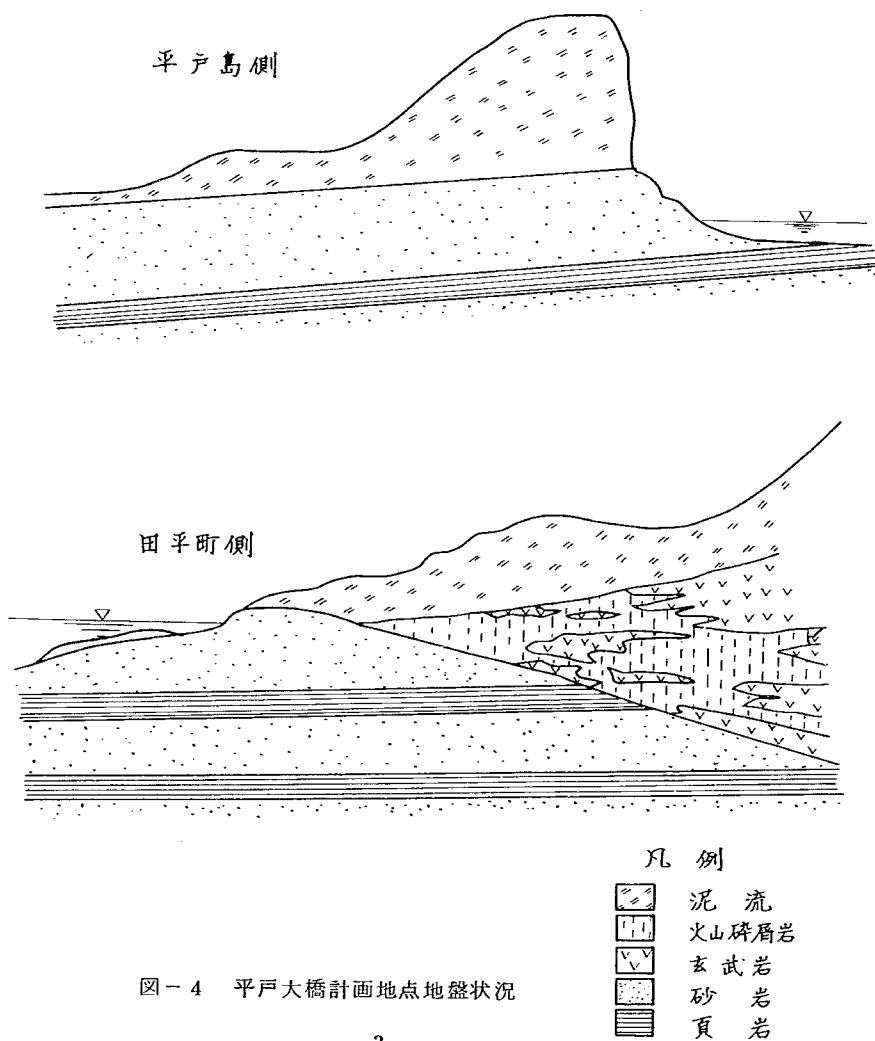


図-4 平戸大橋計画地点地盤状況

2. 受託実施内容概要

昭和46年度に基礎研究室が実施した内容は次の2点である。

- (1) 平戸大橋架橋地点の地盤調査および下部構造の設計施工について技術指導を行なう。
- (2) 長期持続荷重に対する地盤の性状を検討するために、地盤調査により得られる試料を用いて室内試験を実施し、地盤のクリープ変形量を試算する。

第1の点については、平戸大橋に関する調査、設計、施工上の種々な問題点を取り上げ、長崎県の平戸大橋担当技術者と討議、検討を行なつたもので、次のように現地にて3回、東京において1回の計4回打合せている。

昭和46年6月7日（東京）

平戸大橋第3次地質調査実施内容の検討（浅間・足立）。

昭和46年8月9日～12日（長崎）

クリープ試験用試料採取についての打合せおよび地質調査結果の評価と今後の方針について検討（浅間・足立・亀甲）。

昭和46年9月10、11日（長崎）

地質調査状況打合せ（塩井）。

昭和46年9月14、15日（長崎）

平戸大橋現地検討委員会に出席の上、支持地盤面の決定（浅間）。

第2の点については、比較的ゆるい砂岩を部分的に挟んでいる田平町側橋脚の地盤は長期にわたるクリープ変形する可能性が考えられ、橋梁完成後の鉛直下方へのクリープによる変形を検討する必要性が生じ、サンプリングのコアによる高圧三軸クリープ試験を実施した。その結果に基づいて、長期にわたるクリープ変形量を推定した。

また、クリープ試験に先立つて、その試料の強度を知る目的から、高圧三軸圧縮試験を実施した。それとともに、従来実施していた調査では、ボーリング孔内載荷試験による変形係数の測定と、採取されたコアに基づく一軸圧縮試験が主な調査内容であつたが、地盤の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を一軸圧縮試験以外の方法によつて把握しておくことも必要であると判断され、田平町側橋台予定地点の泥流および平戸島側橋脚予定地点の砂岩についても高圧三軸試験を行なつた。

試験の個数については、サンプリング時の乱れ、室内試験時の精度を考慮に入れて、最小限三軸試験では10個、クリープ試験では20個程度の試験が実施できるように試料を採取することとした。

以下に後者の試験について報告する。

3. 試験に使用した試料

試験に使用した試料は平戸大橋第3次地質調査において長崎県がサンプリングし、基礎研究室に送つてきたものを用いた。

クリープ変形についての検討を行なう田平町側橋脚においては、深さ40mのボーリング1本と深さ10mの仮締切を検討するためのボーリング4本を掘削したが、前者のPT-3地点（この番号は平戸大橋第3次地質調査におけるボーリング番号による。以下同じ。）でコアボーリングした試料により試験を行なつた。当初のPT-3地点の径110mmのボーリングでは、部分的に試料の採取されない深さがあり、その採取されない部分が特にクリープ変形を左右すると考えられたので、再度ボーリングをやり直して、試料を補つた。したがつて、採取時期の相違により固結度の大きいものと小さいものに自動的に区分することができた。さらに、固結度の大きいものは粒径と色調により砂質系の茶褐色のものと、シルト系の暗灰色のものに区分することでできた。本文では、固結度の小さいものを砂岩（loose），固結度の大きいもののうち、前者を砂岩（sandy），後者を砂岩（silty）と称することとする。試験に使用した試料の採取深度を試験別に示すと、図-5の通りである。

田平町側橋台においては、本年度に深さ20mのボーリングを行なつた他、3.5×3.5m角で深さ20mのテストピットを掘削した。テストピット掘削の際にテストピット周面より泥流を切り出して試験を行なつた。泥流は固結の状態により明らかに2つに分類できるので、固結の度合の大きい固結部と、小さい未固結部をそれぞれ採取した。未固結部はGL-5m付近より採取し、固結部はGL-10m付近より採取したものである。この地点（AT-6）の試験に使用した試料の採取位置を図-6に示す。当初の計画ではGL-16mより深い位置にある火山碎屑岩についても試験をする予定であつたが、ブロックサンプリングが不可能であつたために試験を行なっていない。

平戸島側橋脚においては、深さ60m、50m、40mのボーリング各1本と田平町側橋脚と同様に仮締切を検討するための深さ10mのボーリング4本を実施したが、40mのボーリングPH-3より採取された試料を用いて試験を行なつた。この地点より採取された砂岩には、固結度の小さいものは含まれていなかった。試験に使用した試料の採取位置を図-7に示す。

以下の試験に用いた試験番号と採取地点、試料の特徴、試験個数をまとめて試験毎に示すと、表-1のようである。

標尺 (m)	E.L. (T.P.)	土質 記号	土質 記号	色調	試料採取深度と試料番号	
					フリー・試験	三軸試験
1	-3	粗粒砂岩	暗灰			
2	-4					
3	-5					
4	-6	細粒砂岩	黄褐		ST 2-1-2(1) (3.80-4.13) ST 2-1-1 (4.30-4.50) ST 2-1-2(2) (4.50-4.80) ST 2-1-7(1) (4.80-5.00) ST 2-1-1 (2) (4.80-5.00)	ST 1-1-1 (3.50-3.70) ST 1-1-2 (3.70-3.80)
5	-7					
6	-8					
7	-9	粗粒砂岩	乳灰		ST 2-1-1(2) (5.80-6.05) ST 2-2-10 (6.80-7.10)	ST 1-2-3 (5.50-5.90) ST 1-3-9 (6.80-7.10)
8	-10					
9	-11					
10	-12	細粒砂岩	淡褐		ST 2-2-8 (8.70-9.05) ST 2-2-7 (9.05-9.40) ST 2-1-3(2) (10.30-10.60)	ST 1-2-7 (9.05-9.40) ST 1-3-3 (9.50-10.00) ST 1-1-3 (10.00-10.80)
11	-13					
12	-14					
13	-15	粗粒砂岩	乳灰		ST 2-2-11(1) (12.80-13.90) ST 2-2-6(2) (13.00-13.30) ST 2-2-6 (13.80-13.50) ST 2-2-14 (14.00-15.00)	ST 1-2-5 (13.80-13.84) ST 1-2-6 (13.50-13.80)
14	-16					
15	-17					
16	-18	細粒砂岩	乳灰		ST 2-2-13 (14.00-15.50) ST 2-1-6(1) (17.30-17.80) ST 2-1-6(2) (17.30-17.80)	ST 1-2-4 (15.00-15.20) ST 1-1-5 (15.20-15.50) ST 1-3-6 (15.00-15.50) ST 1-3-7 (17.50-18.40)
17	-19					
18	-20					
19	-21	細粒砂岩	乳灰		ST 2-2-9(1) (19.50-19.70) ST 2-2-9(2) (19.50-19.70)	ST 1-3-10 (19.00-19.30)
20	-22					

図-5 田平町側 P.T-3 試料採取深度

標尺 m	土質 記号	試料採取深度 と試料番号	土質名	色調
0				
1			泥 流	暗 褐
2			泥 流	暗 灰
3				
4		DT 1-2-2 (3.70-3.80)		
5		3 (+)		
6		4 (+)	泥 流	褐
7		5 (+)		
8				
9				
10		DT 1-1-1 (10.00)		
11		2 (+) (10.00)		
12		3 (+)	泥 流	暗 灰 灰
13		4 (+)	泥 流	暗 灰 灰
14		5 (+)	火山礫層	暗 灰 灰
15			泥 流	暗 灰 灰
16				
17				
18				暗 褐
19			火山礫層	暗 灰 灰
20				

図-6 田平町側 A.T-6 試料採取深度

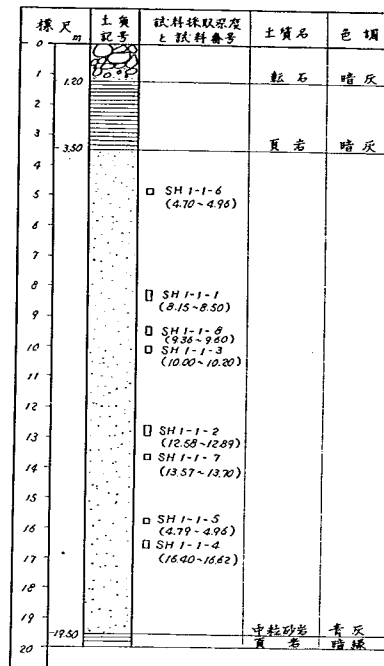


図-7 平戸島側 P.H-3 試採取深度

表-1 試験一覧表

試験の種類	試料番号	試料採取地点	試料の分類	試験個数
高圧三軸試験	DT 1-1~4, 6	AT-6	泥流 (団結部)	5
	DT 1-2-2~6	"	" (未団結部)	5
	ST 1-1-1, 2, 3, 5,	PT-3	砂岩 (sandy)	4
	ST 1-2-3~7	"	" (silty)	5
	ST 1-3-1, 3, 6, 7, 9,	"	" (loose)	5
	SH 1-1-1~8	PH-3	砂岩	8
高圧三軸クリーブ試験	ST 2-1-1, 1(2), 2(2), 3(1), 3(2), 6(1), 6(2), 7(1), 7(2)	PT-3	砂岩 (sandy)	10
	ST 2-2-6, 6(2), 7, 8, 9(1) 9(2), 10, 11(1), 13, 14	PT-3	砂岩 (silty)	10

4. 試験に用いた試験機

試験は基礎研究室に設置されている高圧三軸クリープ試験機を用いて行なつた。高圧三軸クリープ試験機は軟岩および洪積世粘性土、砂質土のような、土と岩石との中間的性質を有する地盤に長期持続荷重が作用した場合に、その地盤のクリープ変形、クリープ強度を推定するために、昭和42年度に製作したものである(写真-1)。

その主要諸元は次の通りである。

型 式 3連式

供試体寸法 径50, 100 mm, 高さ100, 200 mm

軸 荷 重 0~20 t

側 圧 0~50 Kg/cm²

ひずみ測定 軸ひずみ 0~30 mm

精度 0.01 mm

定ひずみ機構 自動応力緩和装置により供試体のひずみを長期にわたり一定に保つことができる

記録装置 パネルに収納された各種計器をカメラにより撮影する記録方式

高圧三軸クリープ試験機の機構は図-8に示すようになつており、各部の構造を簡単に以下に説明する。

(1) 三軸室

三軸室は外部円筒、内部円筒、ロードセル、ピストンからなり、高圧(150 Kg/cm²)に充分耐えうる構造とし、また重量軽減のため外部は高圧アルミ合金、内部は透明アクリル樹脂とした。

(2) 軸圧負荷装置

軸圧負荷装置は窒素ポンペ、蓄圧タンク、フラットジャッキより構成し、載荷方法は窒素ポンベから圧力調整弁を経てオイルタンクで油圧に変換し、フラットジャッキに油圧を供給する方法で油圧計はブルドン管式圧力計(容量0~70 Kg/cm² 精度5%)を使用している。

(3) 側圧負荷装置

載荷方法は軸圧と同一機構であり、側圧、三軸室内ともオイルを使用し、水圧計はブルドン管式超精密圧力計(高圧用0~70 Kg/cm², 低圧用0~35 Kg/cm², 精度0.3%)使用している。

(4) ひずみ一定応力緩和装置

供試体の軸ひずみを長期にわたり、一定に保つために自動的に応力を緩和できる装置で、供試体のひずみを任意に設定することができ、感度は供試体ひずみで0.01 mmである。構造はひずみ一定装置と制御装置からなつており、マノメーターで計測し、光電デテクターから制御

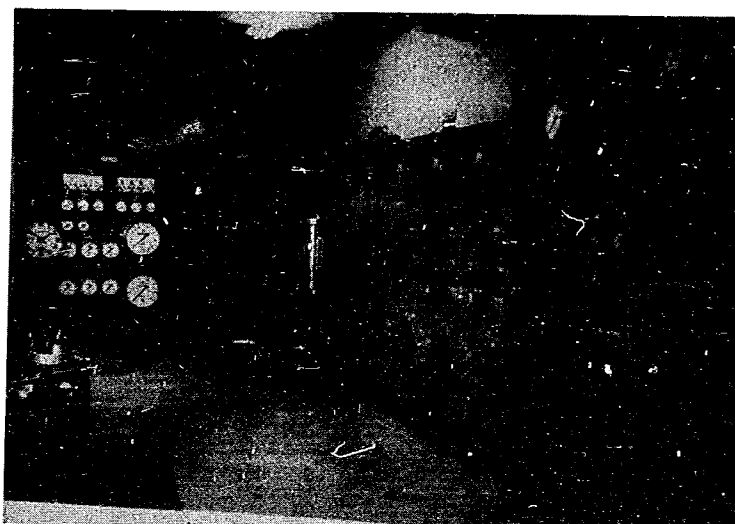


写真-1 高圧三軸クリープ試験機

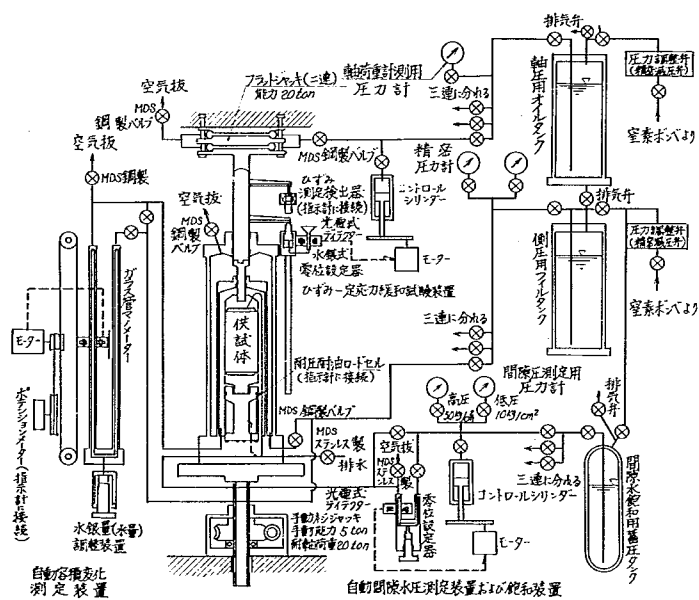


図-8 高圧三軸クリーブ試験機の機構

装置に電氣的に伝える。制御装置はコントロールシリンダーと駆動電動機より成っており、駆動電動機はブレーキ付可変速電動機で、容量40W、最大回転数25rpmである。

(5) 軸荷重測定装置

試料台下部に耐油型ロードセルを設置し、ストレインメーターを通して電氣的に測定し、記録装置のついている収納パネルに表われるようになつており、その精度は±1.5%以内である。

(6) 軸ひずみ測定装置

軸ひずみの検出は差動トランス(1.5, 1.530mm)により、指示計は軸荷重測定用と同一のものである。

(7) 容積変化測定装置

容積変化の測定は、供試体の容積変化を三軸室内部円筒内の油圧の変化でもつて、マンメーターを通し、光電ディテクターとサボメーターで自動的に測定し、記録装置に表わされる。精度はマンメーターヘッドで±1%以内、容積変化量は連続的で±5ccである。

(8) 供試体飽和装置

試料にバックプレッシャーをかけ、供試体内に間隙水を飽和させる装置で、側圧用窒素ポンプを圧力源として高圧タンクで水に変換し、供試体下部から圧力水を供給し試料を飽和させる。

(9) 間隙水圧測定装置

間隙水圧測定は零位設定器でもつて背圧と供試体内の間隙水圧とをバランスさせ、間隙水圧の発生をブルトン管式超精密圧力計(高圧50Kg/cm²、低圧10Kg/cm²)で読みとるようになつてある。零位設定器の精度は0.01ccで圧力計の精度は3%以内であり、制御装置はひずみ一定応力緩和装置と同一のものである。

(10) 各種計測器収納パネル

各測定された実験値がすべて一個所で読みとれるようにパネルに指示計が組み込まれており、これを自動的にタイマーのついた記録カメラにより撮影される。

今回の試験ではクリープ変形に注目したので、軸圧、軸ひずみ、側圧の測定を行なつた。また、高圧三軸試験もその機構を考えると、当然本試験機でもつて行ないうる。

5. 試験結果とその考察

5-1 試料の一般的性質

試料の物理的性質を知る目的から、粒度分析、コンシステンシーの測定、比重の測定および自然乾燥状態での含水比の測定を行なった。

結果を表-2~4に示す。表-2は田平町側PT-3、表-3は田平町側AT-3、表-4は平戸島側PH-3の物理試験結果を示す。分類の欄において、()で示してあるものは塑性指数が求められなかったために、粒度分析結果より砂質土の分類に該当すると推定したものであることを表わしている。

この分類によると、田平町側PT-3において行なった砂岩(sandy)と砂岩(silty)との区別は明確ではないが、3で両者に区別したのは観察により明らかに粒径の粗いものを砂岩(sandy)とし、明らかに細かいものを砂岩(silty)としたものである。したがって、全体的にみると、当然田平町側PT-3における試料は砂岩の範疇に入ると言える。

また、試料の力学的性質を知る目的から、一軸圧縮試験と超音波弾性波速度の測定を行なった。一軸圧縮試験結果は表-5の側圧 0.3 kg/cm^2 の欄に示してある強度である。また、田平町側PT-3の超音波弾性波速度によるP波の測定結果を図-9に示す。

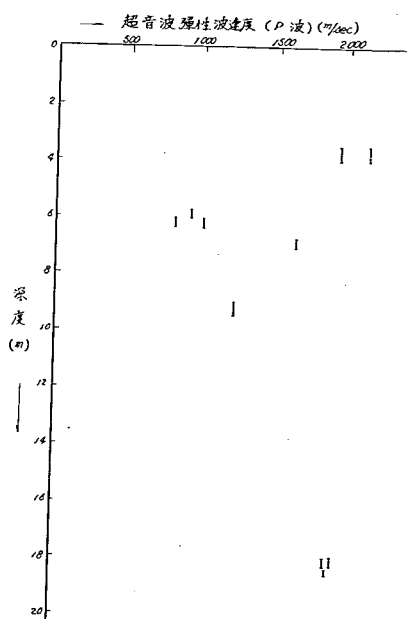


図-9 P波の測定結果

表-2 田平町側PT-3物理試験結果

採取深度		350 m 370 m	450 m 480 m	590 m 605 m	900 m 950 m	1140m 1170m	1240m 1290m	1350m 1390m	1520m 1550m	1900m 1930m	1730m 1780m
自然状態	含水比(%)	142	139	193	192	197	17.1	15.9	188	190	187
	土粒子の比重	2634	2626	2631	2626	2621	2629	2611	2621	2603	2625
コテンシンス	液性限界(%)	NP	NP	43	31	NP	35	NP	NP	NP	NP
	塑性限界(%)	—	—	19	11	—	16	—	—	—	—
	塑性指数	—	—	24	20	—	19	—	—	—	—
粒度	レキ分(%)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	砂分(%)	79	82	59	68	73	49	74	86	68	84
	シルト分(%)	14	13	29	17	18	34	14	6	24	9
	粘土分(%)	7	5	12	15	9	17	12	8	8	7
	最大径(mm)	0.84	0.84	0.42	0.84	0.42	0.42	0.84	0.42	0.42	0.84
	60%径(mm)	0.238	0.28	0.11	0.205	0.182	0.087	0.203	0.25	0.143	0.17
	10%径(mm)	0.015	0.017	0.032	—	0.0071	—	0.0033	0.036	0.016	0.032
分類	日本統一分類	(SC)	(SC)	SC	SC	(SC)	CL	(SC)	(SC)	(SC)	(SC)

表-3 田平町側AT-6物理試験結果

採取深度		3.70m 3.80m	10.00m 11.00m
自然状態	含水比(%)	450	477
	土粒子の比重	2.694	2.677
コテンシンス	液性限界(%)	72	70
	塑性限界(%)	35	32
	塑性指数	37	38
粒度	レキ分(%)	0	0
	砂分(%)	56	62
	シルト分(%)	30	24
	粘土分(%)	14	14
	最大径(mm)	0.84	0.84
	60%径(mm)	0.123	0.145
	10%径(mm)	—	—
分類	日本統一分類	SC	SC

表-4 平戸島側PH-3物理試験結果

採取深度		479 m 4.96 m	815 m 8.50 m	1000m 10.20m	1357m 13.70m	1640m 16.62m
自然状態	含水比 (%)	117	114	106	111	131
	土粒子の比重	2633	2636	2635	2637	2620
コテンシンス	液性限界 (%)	NP	NP	NP	NP	NP
	塑性限界 (%)	—	—	—	—	—
	塑性指数	—	—	—	—	—
粒度	レキ分 (%)	0	0	0	0	0
	砂分 (%)	83	84	85	84	80
	シルト分 (%)	13	11	10	12	13
	粘土分 (%)	4	5	5	4	7
	最大径 (mm)	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
	60%径 (mm)	0.215	0.255	0.28	0.26	0.245
	10%径 (mm)	0.059	0.048	0.052	0.052	0.014
分類	日本統一分類	(SC)	(SC)	(SC)	(SC)	(SC)

5-2 高圧三軸試験結果

試験は土質試験法(土質工学会編)²⁾の三軸圧縮試験の項に準拠して、排水状態で行なった。これは、砂質土地盤の安定、特に長期にわたる常時の安定を検討するために適用する目的からである。

試料の一部を用いて、間隙水の流出による変化を把握する目的から高圧圧密試験を試みたが、試料がポーラスでかつ不飽和であつたため、1分以内に圧密が終了して、以後全く圧密現象がみられなかつた。これから判断すると、ポーラスで不飽和であつたため、実際には圧密排水試験に近い状態で試験が行なわれたものとみることができる。

高圧三軸試験の主応力差 $\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm²) と圧縮ひずみ ϵ (%) の関係の一例を図-10に示す(写真-2)。これから、破壊時の主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を読みとり、まとめると表-5のようになる。

この結果をモールの応力円によつて表示すると、分類した各試料毎に図-11~16のごとくになる。

これに基づいて、最小自乗法により、破壊時の最小主応力 σ_{3f} と主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の関係を求め、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を求めると、表-6に示す結果が得られる。

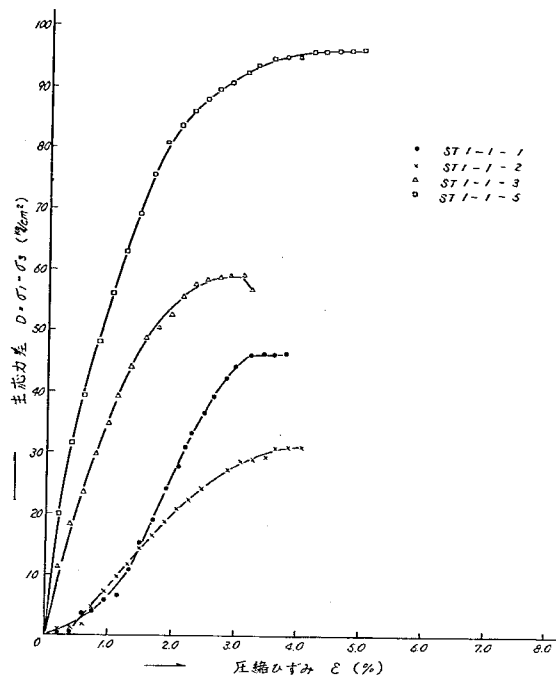


図-10 主応力差と圧縮ひずみの関係

表-5 高圧三軸試験結果一覧

調査地点	試料番号		試料採取深度(m)	試料の分類	側圧 σ_3 (kg/cm ²)	破壊時の主応力 差($\sigma_1 - \sigma_3$) (kg/cm ²)
田平町側 PT-3	ST1-1	1	3.05~ 3.70	砂岩 (sandy)	10.0	46.21
		2	3.70~ 3.82		5.0	31.05
		3	10.60~10.90		19.8	59.27
		5	15.20~15.50		30.0	96.10
	ST1-2	3	5.50~ 5.90	砂岩 (silty)	0	4.41
		4	15.00~15.20		5.0	20.89
		5	13.50~13.80		2.0	12.26
		6	"		10.0	40.00
		7	9.05~ 9.40		9.0	34.40
	ST1-3	1	19.00~19.30	砂岩 (loose)	5.8	25.56
		3	9.50~10.00		10.0	36.46
		6	16.00~16.50		20.0	44.93
		7	17.50~18.40		0	12.16
		9	6.80~ 7.10		3.5	9.83
田平町側 AT-6	DT1-1	1	10.00~11.00	泥流 (固結部)	20.0	37.29
		2	"		31.25	42.00
		3	"		10.03	32.72
		4	"		16.0	38.97
		6	"		0	21.54
	DT1-2	2	3.70~ 3.80	泥流 (未固結部)	5.0	4.78
		3	"		0	1.22
		4	"		7.5	4.80
		5	"		2.8	4.89
		6	"		1.8	5.32
平戸島側 PH-3	SH1-1	1	8.15~ 8.50	砂 岩	5.5	53.35
		2	12.58~12.89		0	16.64
		3	10.00~10.20		14.5	84.75
		4	16.40~16.62		25.0	80.73
		5	15.66~15.83		35.0	137.93
		6	4.79~ 4.96		20.0	116.33
		7	13.57~13.70		1.5	41.96
		8	9.36~ 9.60		10.0	74.46

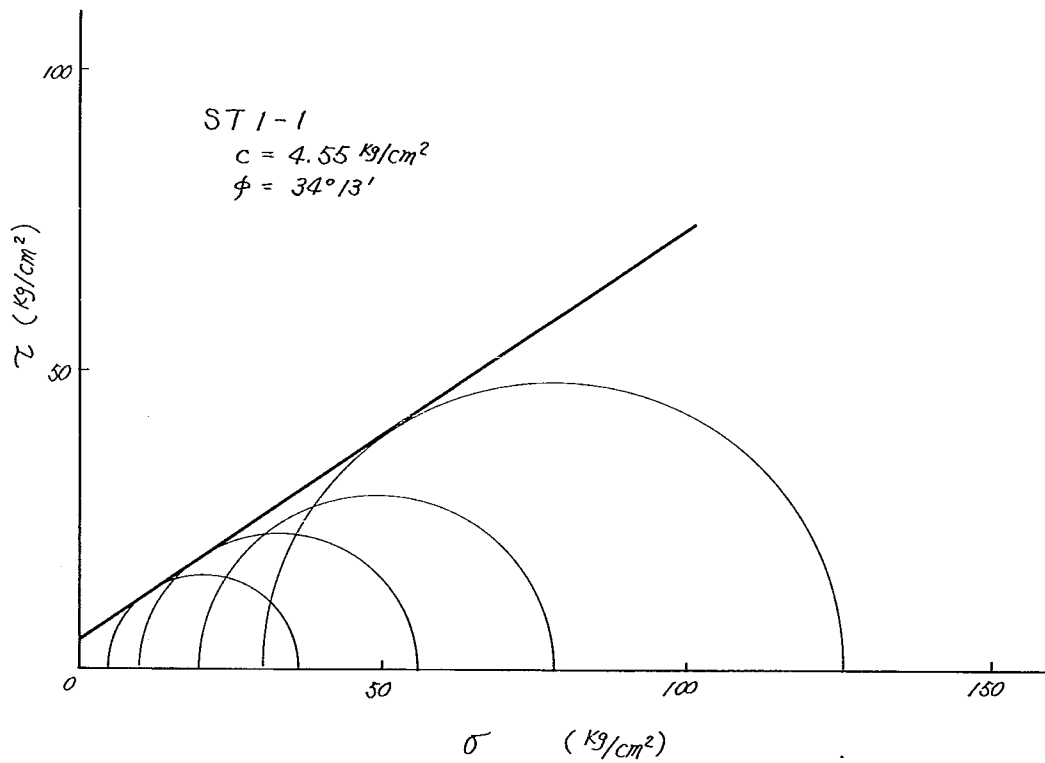


図-11 $\sigma - \tau$ 関係 (ST. 1-1)

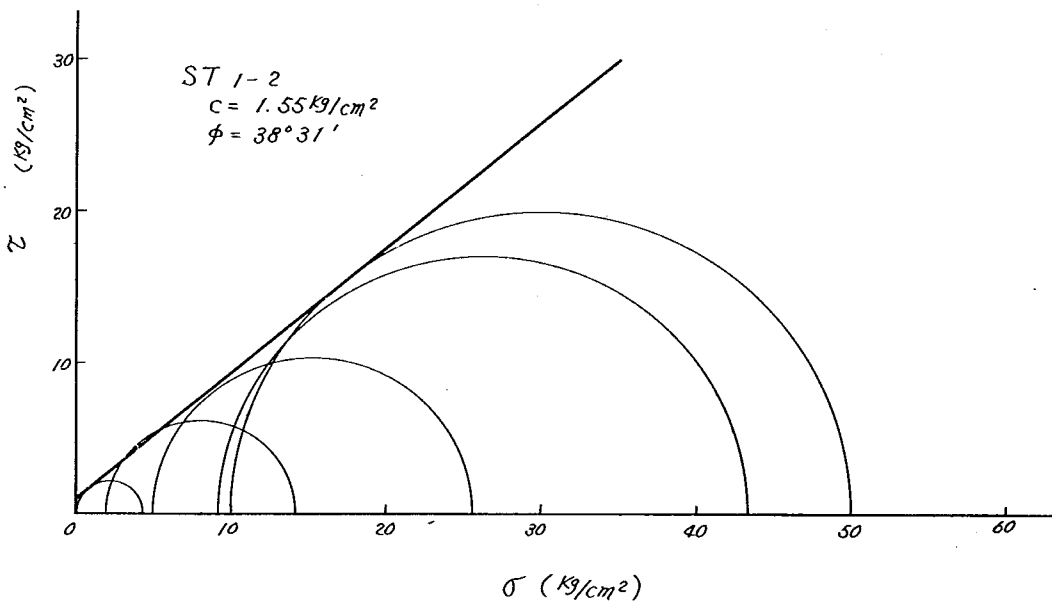


図-12 $\sigma - \tau$ 関係 (ST. 1-2)

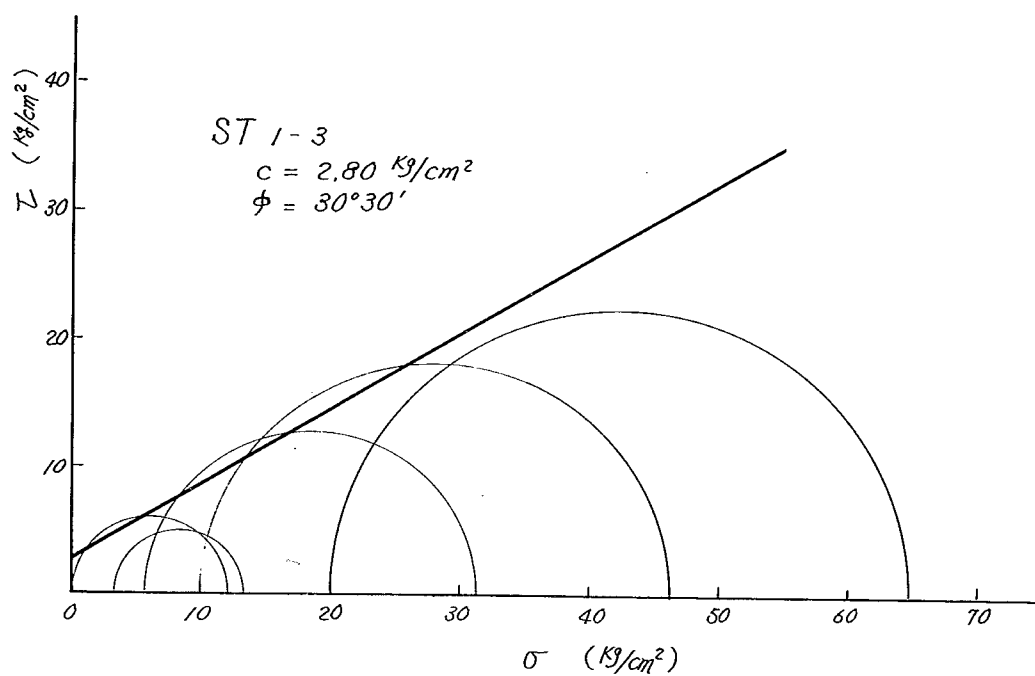


図-13 $\sigma - \tau$ 関係 (ST. 1-3)

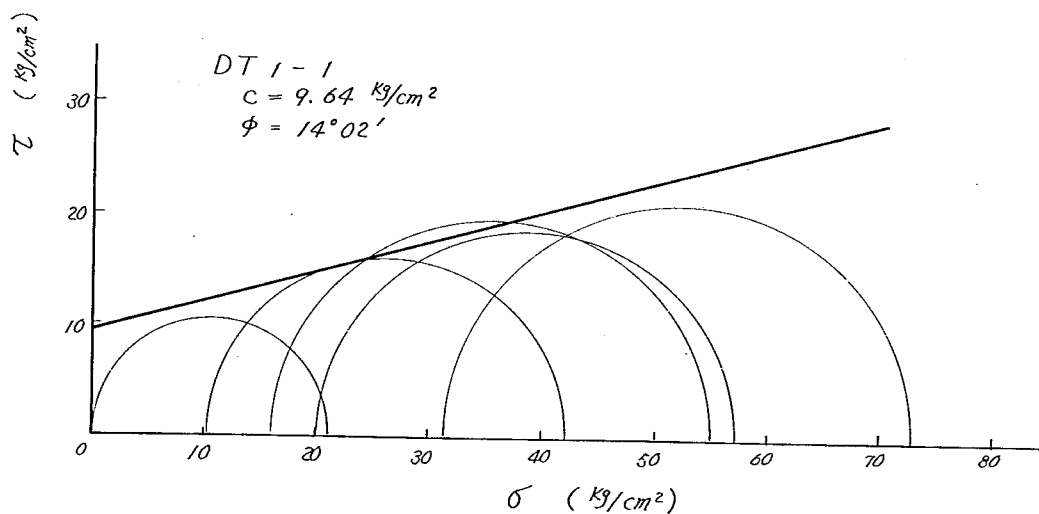


図-14 $\sigma - \tau$ 関係 (DT. 1-1)

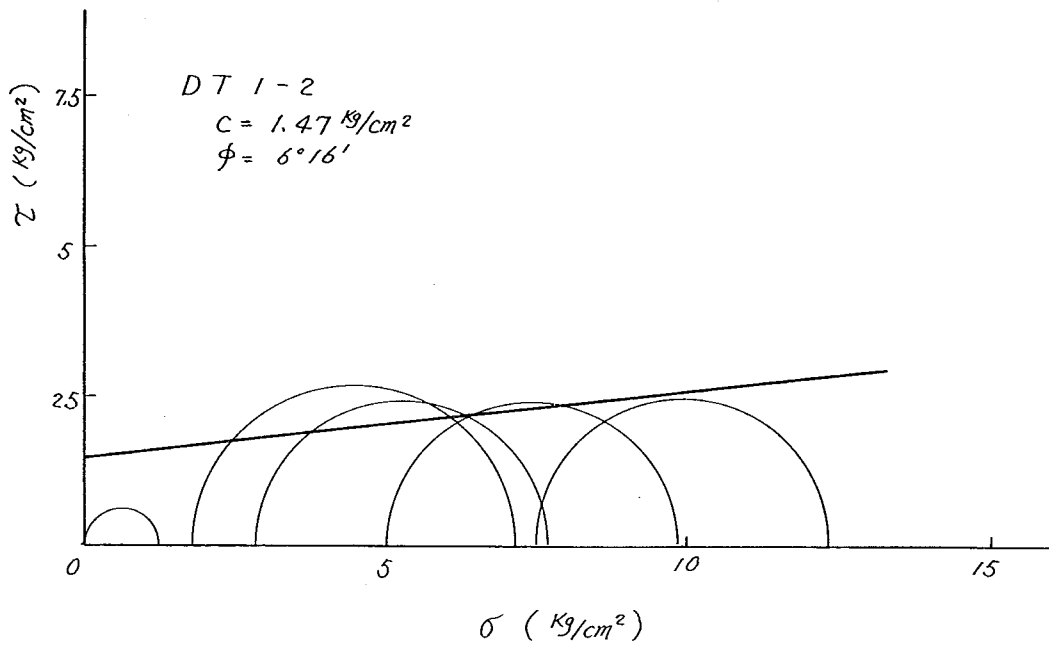


図-15 $\sigma - \tau$ 関係 (DT. 1-2)

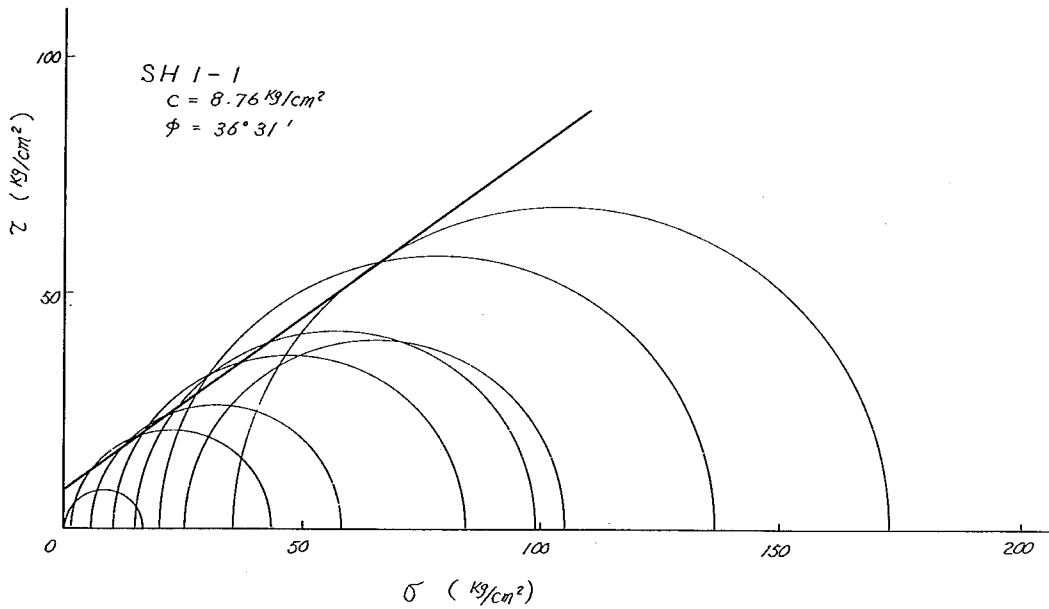
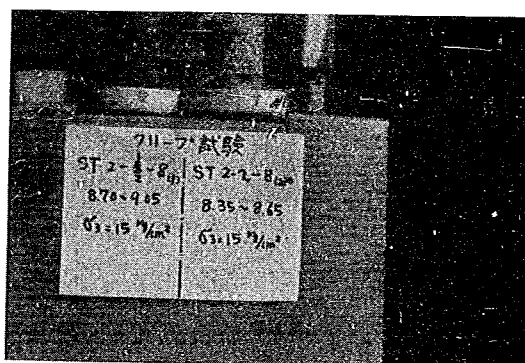


図-16 $\sigma - \tau$ 関係 (SH. 1-1)

表-6 粘着力と内部摩擦角

調査地点		試料番号	試料の分類	粘着力 c	内部摩擦角 ϕ
田平町側	P T - 3	S T 1 - 1	砂岩 (sandy)	4.5 5 (Kg/cm^2)	34° 13'
		S T 1 - 2	砂岩 (silty)	1.5 5	38° 31'
		S T 1 - 3	砂岩 (loose)	2.8 0	30° 30'
	A T - 6	D T 1 - 1	泥流 (固結部)	9.6 4	14° 02'
		D T 1 - 2	泥流 (未固結部)	1.4 7	6° 16'
平戸島側	P H - 3	S H 1 - 1	砂 岩	8.7 6	36° 31'

写真-2 高圧三軸試験供試体破壊状況



5-3 クリープ試験結果

(1) クリープ試験の経過

クリープ試験は、比較的ゆるい砂岩を含んでいると考えられる田平町側PT-3の試料を対象として行なった。

試験は5段階程度の載荷で破壊に到るように、高圧三軸試験の結果を参考にして軸荷重を定めた。軸荷重の間隔は、高圧三軸試験の破壊荷重の $1/5$ 程度ずつ変化させることを目標とし、破壊荷重に近づくにつれて軸荷重を小さくなるように調節している。

一段階での載荷は、その試料の圧縮量の増分が30分間で $1/100$ mm以下になるまで測定を継続し、 $1/100$ mm以下になった段階で始めて次の載荷に移ることを原則とした。このようにすると、一段階での載荷はだいたい5時間程度で終わつた。しかし、今回の試験では除荷しなかつたので、夜間は荷重を載荷したまま放置し、測定時間の長いものもある。

試料の圧縮量の測定は $1/100$ mm読みのダイヤルゲージと写真による自動記録とを併用した。

各試料の試験条件を表-7にまとめて示す。

また、主応力差 $D = \sigma_1 - \sigma_3$ 、圧縮ひずみ ϵ と経過時間 t の測定結果の一例を図-17、図-18に示す。試料の破壊は写真-3のようである。

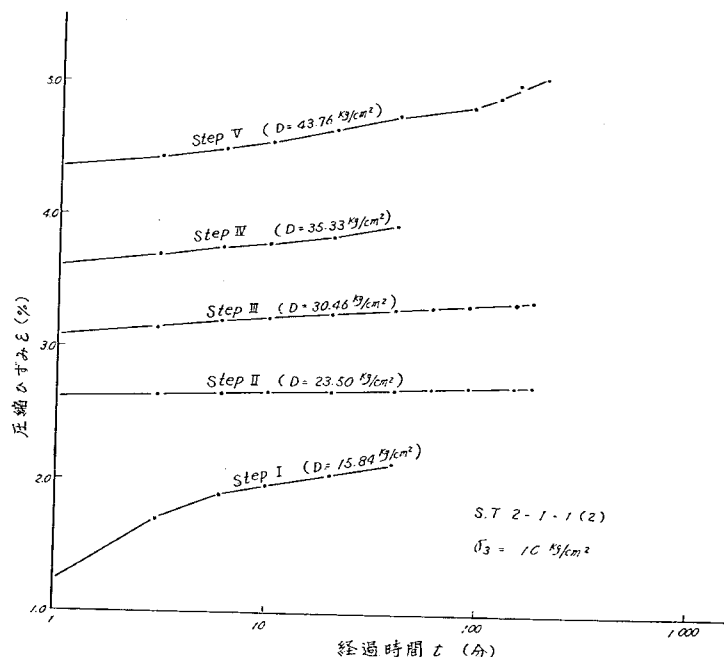


図-17 クリープ試験測定結果の一例 (ST 2-1-1(2))

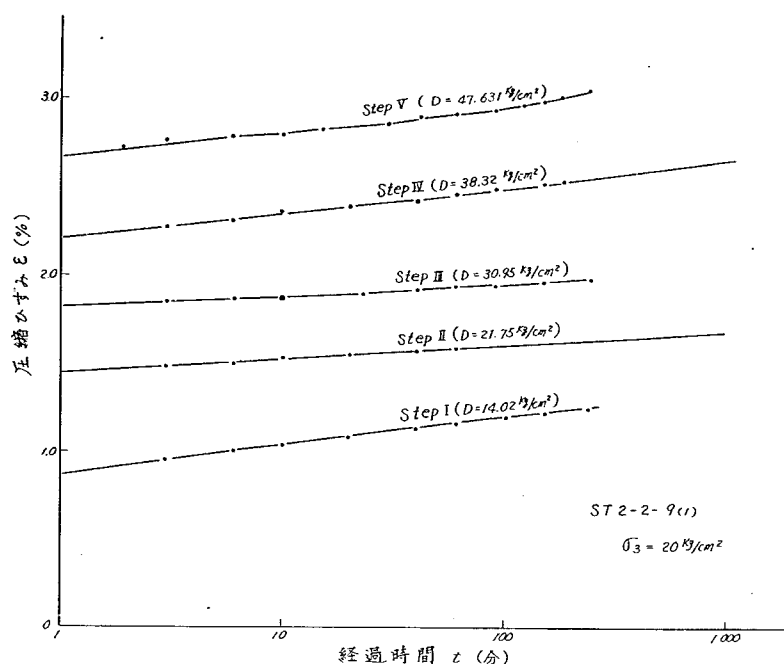


図-18 クリープ試験測定結果の一例 (ST 2-2-9(1))

表-7 クリープ試験の試験条件 (田平町側 PT-3)

試料番号		採取深度 (m)	側圧 σ_3 (kg/cm^2)	破壊時の主応力差 (kg/cm^2) ($\sigma_3 - \sigma_1$) f
ST 2-1	1	4.30~4.50	10.0	26.73
	1(2)	5.90~6.05	10.0	43.76
	2(1)	3.82~4.13	5.0	26.54
	2(2)	4.50~4.80	5.0	63.55
	3(1)	11.40~11.70	20.0	34.70
	3(2)	10.30~10.60	20.0	50.10
	6(1)	17.30~17.80	15.0	43.00
	6(2)	17.30~17.80	15.0	35.37
	7(1)	4.80~5.00	25.0	55.03
	7(2)	4.80~5.00	25.0	51.17
ST 2-2	6	13.30~13.50	10.6	41.75
	6(2)	13.00~13.30	10.0	31.63
	7	9.05~9.40	9.2	34.97
	8	8.70~9.05	15.0	37.80
	9(1)	19.50~19.70	20.0	47.63
	9(2)	19.50~19.70	20.0	47.11
	10	6.80~7.10	5.0	24.05
	11(1)	12.40~12.90	5.0	63.7
	13	16.00~16.50	30.0	53.89
	14	14.00~15.00	30.0	38.70

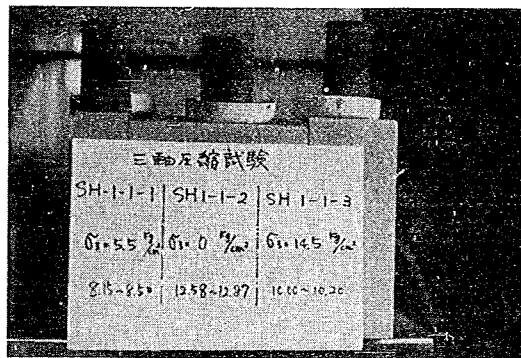


写真-3 クリープ試験における試料の破壊

(2) クリープ変形量試算の条件

クリープ変形量を試算する田平町側橋脚の形状寸法には、平戸大橋第2次設計(昭和46年11月)の結果を用いた。橋脚は直接基礎で、底面の寸法が $1.05 \times 2.15 \text{ m}$ 、底面の位置はTP-8mである(図-19)。

設計結果によると、底面に常時作用する鉛直力は 14071 t であるので、底面下の地盤に 62 t/m^2 の荷重が作用していることに相当する。また、水平力、モーメントを考慮に入れると、最大地盤反力度は 79 t/m^2 になる。これらのことを考慮に入れて、クリープ変形量の試算には、 $40.5, 60.7, 80.9, 100 \text{ t/m}^2$ の荷重が作用するものと仮定した。

図-19によると、基礎底面はTP-8mにあり、図-5から概略GL-6mに相当する。クリープ試験はTP-8mより以浅の位置から採取した資料についても行なわれてい

るが、クリープ変形量の推定には関係ないので、以下の整理からは除外した。

また、応力の地中分布から考えると、少なくとも基礎幅の3倍の深さまで試験を行なう必要があるが、実際にはTP-2 1.24 mまでしか試験が行なわれていないので、それ以深のクリープ変形量はプレシオメーターによる変形係数と対比することにより推定することとした。この両者の相関性に問題は残るが、深い位置になると応力が分散してほとんど影響がないと考えられる。

(3) クリープ変形に関する理論

物質の力学的性質を応力-ひずみ-時間の関係として把握することは大変興味のある問題で、レオロジーと呼ばれ、ずいぶん古くから研究されている。

レオロジーの研究方法には、微視的な取扱いをする方法と巨視的な取扱いをする方法があり、前者は物質の流動機構を原子論的に説明しようとするものであり、後者は弾性ばねと粘性機構を表わすダッシュボットとを組み合わせ、力学モデルを想定し、現象論的に取り扱おうとするものである。

ここでは、クリープ変形量を推定する目的から、実務的な面に立脚して、簡単にクリープ変形に関する理論を概説しておく。

最も一般的によく用いられるのは、村山・柴田の考え方である³⁾。

これは最終的な結果が

$$\epsilon = a + b \log t \quad \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 ϵ : 圧縮ひずみ (%)

t : 時間 (min)

a, b : 任意の応力状態で、その地盤に個有の定数

として表わされ、クリープ変形量の推定が簡単であることによる。この考え方はまず空孔理論によるEyringの粘性を基本として、物質に固有な内部抵抗の概念を導入して粘性理論を導き、それを用いたVoigt要素に内部抵抗に相当するスライダーを考慮に入れて、クリープ機構を説明するものである。この理論によると、

- (1) ある値以下の応力に対しては、ひずみと時間の対数が直線関係になる。
- (2) その直線の勾配は応力の増加とともに大きくなる。
- (3) ある応力以上では、上方に凹の曲線となり、破壊に至る。
- (4) 応力を一定とした場合に、ひずみ速度と時間は両対数紙上で直線となる。
- (5) 時間を一定とした場合に、ひずみ速度と応力は比例する。

というクリープ特性を導き出している。

したがって、クリープ変形量は(1)と(5)の特性を利用して算定すればよい。すなわち、試験から求まるひずみと時間の関係から(1)式の定数 a, b を求め、ひずみ速度をあらわしている b を応力で除すると、その応力には無関係な定数になり、任意の応力に対する関係式

が求められる⁴⁾。aは供試体の初期ひずみを与える定数であり、変形係数の逆数に相当するものである。

しかし、村山、柴田の理論は粘土のレオロジー的特性を取扱ったもので、今回のような砂質土への適用性については明らかでない。確かに試験結果によると、図-17のように応力の小さい領域では直線となっていないし、step II以上の段階においても細かくプロットすると、図-20に示すように圧縮ひずみと時間の関係は直線とはならない。

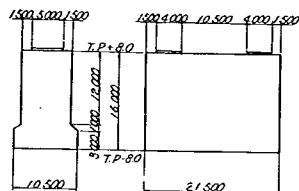


図-19 田平町側橋脚の形状寸法

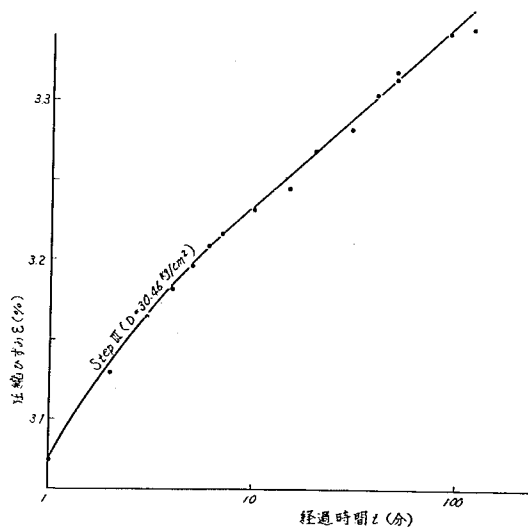
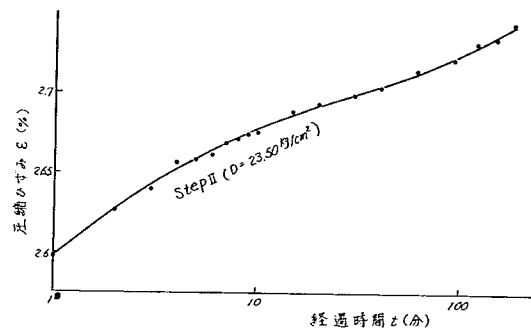


図-20 クリー試験における圧縮ひずみと時間の関係(図-17のは拡大図ST 2-1-1(2))

この条件，すなわちひずみと時間の関係が直線にならないという条件を考慮に入れて，クリープ特性を論じたものが最近の研究にある^{5) 6)}。

この研究は従来から行なわれている数多くの研究を比較して，再度検討し直すことにより一般的な関係を見出そうとしたものであり，次の2つの事実を確かめている。

- (1) ひずみと時間の対数との間には，線形の関係が成り立たない場合があるが，少くともひずみ速度の対数と時間の対数との間には直線関係が成り立つ。
- (2) 軸差応力の影響を調べるために，軸差応力とひずみ速度の対数との関係をプロットしてみると，直線関係が成り立つ。

これから次のように一般式を誘導している。

(1)の関係から，

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t_1, D) - m \ln \left(\frac{t}{t_1} \right) \dots \dots \dots (2)$$

ここに， $\dot{\epsilon}$ ：軸差応力Dの任意の時間におけるひずみ速度(%)

$\dot{\epsilon}(t_1, D)$ ：軸差応力Dの基準時間 t_1 におけるひずみ速度(%)

t：クリープ開始後の任意の時間(min)

t_1 ：基準時間(min)

D：軸差応力(Kg/cm²)

m：直線関係を表わす係数

通常， $t_1 = 1 \text{ min}$ と考えてよいので，

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(1, D) - m \ln(t) \dots \dots \dots (3)$$

(2)の関係から，

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(t, D_0) + \alpha D \dots \dots \dots (4)$$

ここに，

$\dot{\epsilon}(t, D_0)$ ：D = 0 Kg/cm²における時間tのひずみ速度(%)

α ：直線関係を表わす係数

(3)，(4)式より

$$\ln \dot{\epsilon}(1, D) - m \ln(t) = \ln \dot{\epsilon}(t, D_0) + \alpha D \dots \dots \dots (5)$$

いま，D = 0 とすると，

$$\ln \dot{\epsilon}(t, D_0) = \ln \dot{\epsilon}(1, D_0) - m \ln(t) \dots \dots \dots (6)$$

この式において， $\dot{\epsilon}(1, D_0)$ は軸差応力D = 0 Kg/cm²における基準時間t = 1 minのひずみ速度を表わしている。(6)式を(4)式に代入すると，

$$\ln \dot{\epsilon} = \ln \dot{\epsilon}(1, D_0) - m \ln(t) + \alpha D \dots \dots \dots (7)$$

したがって，

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}(1, D_0) e^{\alpha D} \left(\frac{1}{t} \right)^m \dots \dots \dots (8)$$

$$= A e^{\alpha D} \frac{1}{t^m} \quad (\text{ただし，} A = \dot{\epsilon}(1, D_0) \text{ とする。}) \dots \dots \dots (9)$$

(9)式を積分すると、ひずみが求まり、

$$\epsilon = \int \dot{\epsilon} dt \dots\dots\dots (10)$$

$$= A e^{\alpha D} \left(\frac{1}{1-m} \right) t^{1-m} + C \quad (m \neq 1) \dots\dots\dots (11)$$

$$= A e^{\alpha D} \ln t + C \quad (m = 1) \dots\dots\dots (12)$$

したがって、 $m = 1$ の場合、すなわちひずみが時間の対数に比例する場合には、(12)式は(11)式と一致する。

(11)、(12)式の積分定数 C は $t = 1 \text{ min}$ のときのひずみを ϵ_1 とすると、

$$C = \epsilon_1 - A e^{\alpha D} \left(\frac{1}{1-m} \right) \dots\dots\dots (13)$$

$$C = \epsilon_1 \dots\dots\dots (14)$$

以上の(11)、(13)式または(12)、(14)式を用いて、クリープ変形量を推定するものである。以下にこの両者による検討を行なう。

(4) クリープ定数の決定

[1] $\epsilon = a + b \log t$ の式による整理

図-17、18に示すように、ひずみと時間の関係を図示し、最小自乗法を用いて直線へのあてはめを行なつた。クリープ開始直後の1~5分の範囲では直線からずれる傾向が見受けられたが、 a 、 b の値をまとめて示すと、表-8のような結果が得られた。これより、このクリープ定数 a 、 b と軸差応力 D との関係を図示すると、図-21のようになる。図-21から、同一試料では、クリープ定数 a 、 b はほぼ軸差応力で除すと、同一試料ではほぼ一定値が得られることが予想できる。そこで、 a/D 、 b/D の値を求め(表-8)、深度との関係で図示すると、図-22のようになる。ただし、これらの資料整理において、明らかに適当でないとみせるデータは除外してあるし、またEL-8mより浅い位置の結果についても、基礎底面がEL-8mの位置であるのでここには示していない。

図-22において、クリープ定数を土質柱状図を考慮して、EL-23mまでを4層に分割し、実験を行なっていないそれ以下の層は同一のクリープ定数を有するものと仮定した。この場合に、EL-23m以下のクリープ定数は、変形係数 E_p に逆比例するとして推定している。これは、変形に対する抵抗の大きい地盤ほどクリープは小さいであろうとみなしたことによる。

表-8 クリーブ定数 (a, b)

試料番号	step	軸差応力 D (Kg/cm ²)	a (%)	b (%)	$\frac{a}{D} \times 10^{-2} (\frac{1}{Kg/cm^2})$	$\frac{b}{D} \times 10^{-2} (\frac{1}{Kg/cm^2})$
ST 2-1-3 (2) (EL=-11.99)	I	24.1	0.875	0.080	3.63	3.32
	II	28.6	1.184	0.017	4.14	0.594
	III	-	-	-	-	-
	平均	-	-	-	3.89	-
ST 2-1-6 (1) (EL=-19.09)	I	22.23	1.358	0.015	6.11	(0.675)
	II	-	-	-	-	-
	III	31.22	1.684	0.058	5.39	1.86
	平均	39.75	1.974	0.076	4.97	1.91
ST 2-1-6 (2) (EL=-19.09)	I	25.63	0.926	(0.004)	3.61	(0.156)
	II	27.68	0.930	0.073	3.36	2.64
	III	35.88	1.346	0.062	3.75	1.73
	平均	-	-	-	3.57	2.19
ST 2-2-6 (1) (EL=-14.94)	I	5.10	0.620	0.330	12.16	(6.47)
	II	9.95	1.744	0.100	17.53	10.1
	III	18.45	2.855	0.183	15.47	9.92
	平均	36.17	4.720	0.435	13.05	12.0
ST 2-2-6 (2) (EL=-14.69)	I	-	-	-	14.55	10.67
	II	20.28	3.670	0.173	18.10	8.53
	III	23.42	4.315	0.238	18.42	10.2
	平均	31.87	5.025	0.260	15.77	8.16
ST 2-2-7 (EL=-10.76)	I	15.87	1.053	0.112	17.43	8.96
	II	29.51	1.770	0.195	6.64	7.06
	III	-	-	-	6.00	6.61
	平均	-	-	-	6.32	6.84
ST 2-2-8 (EL=-10.41)	I	21.50	0.643	0.062	2.99	2.88
	II	26.68	0.927	0.097	3.47	3.64
	III	33.11	1.390	0.265	4.20	8.00
	平均	-	-	-	3.55	4.84
ST 2-2-9 (1) (EL=-21.14)	I	14.02	0.875	0.155	6.24	(11.06)
	II	21.75	1.442	0.078	6.63	3.59
	III	30.95	1.778	0.085	5.74	2.75
	平均	38.32	2.208	0.142	5.76	3.71
ST 2-2-9 (2) (EL=-21.14)	I	18.26	1.915	0.155	10.49	8.49
	II	30.67	2.755	0.200	8.98	6.52
	III	37.73	3.630	0.275	9.62	7.29
	平均	46.50	4.985	0.715	10.72	15.4
ST 2-2-10 (EL=-8.49)	I	-	-	-	9.95	9.43
	II	5.59	2.555	0.220	45.71	39.4
	III	-	-	-	-	-
	平均	24.05	5.200	0.550	21.62	22.9
ST 2-2-11 (1) (EL=-14.19)	I	3.67	2.735	0.180	(33.67)	(51.2)
	平均	-	-	-	7.45	49.0
ST 2-2-13 (EL=-17.79)	I	3.18	0.018	0.028	(7.45)	(49.0)
	II	-	-	-	(0.566)	(8.81)
	III	14.91	0.206	0.043	1.38	2.88
	IV	23.95	0.411	0.046	1.72	1.92
	V	27.13	0.614	0.028	2.26	1.03
	VI	27.86	0.844	0.034	3.03	1.22
	VII	32.76	1.015	0.103	3.10	3.14
	VIII	37.39	1.312	0.120	3.51	3.21
	平均	42.53	1.720	0.140	4.04	3.29
					2.72	2.38

(注) ELは水面より試料採取地点までの深さ(m)。

()内の値は平均値を求める場合に除外したもの。

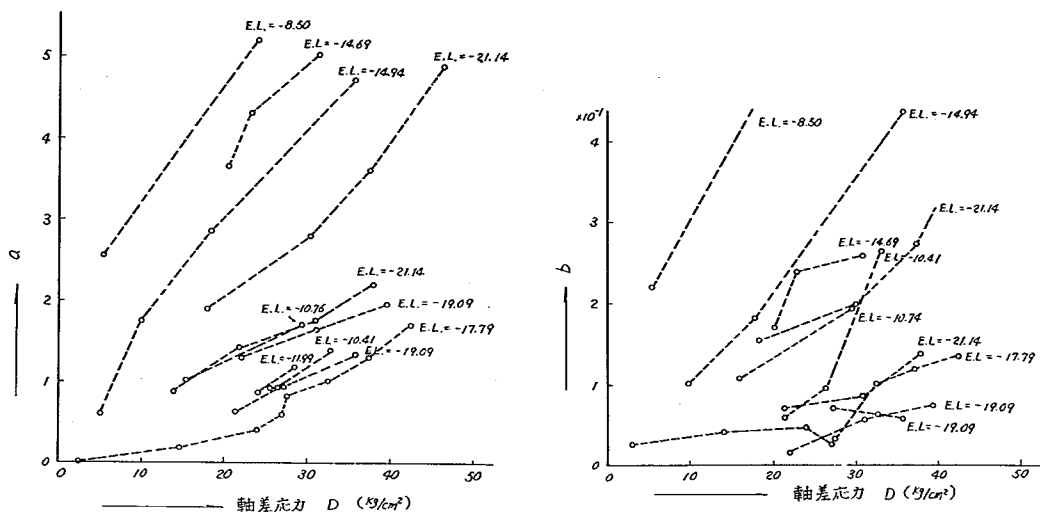


図-21 クリープ定数 a , b と軸差応力 D の関係

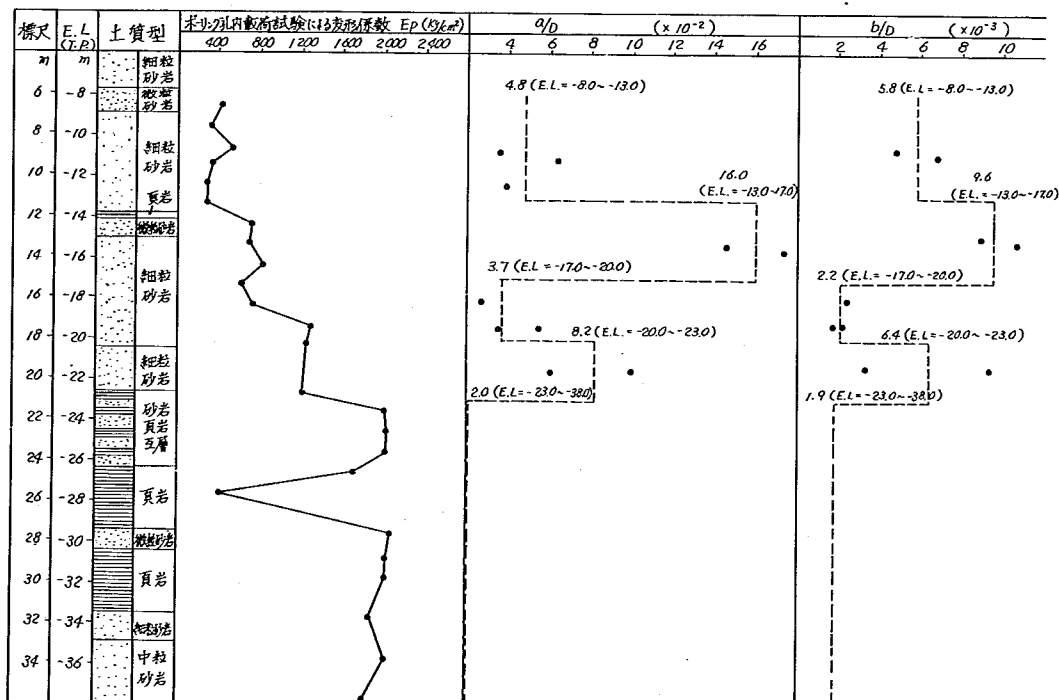


図-22 a/D , b/D と深度の関係

以上の結果より、ひずみを推定する関係式をまとめると、表-9のようになる。

表-9 ひずみに対する実験式

T. P. (mm)	ヒズミ ϵ (%) と時間 t (min) の関係
- 8.0 ~ - 13.0	$\epsilon = 4.8 \times 10^{-2} \times D + 5.8 \times 10^{-3} \times D \log t$
- 13.0 ~ - 17.0	$\epsilon = 16.0 \times 10^{-2} \times D + 9.6 \times 10^{-3} \times D \log t$
- 17.0 ~ - 20.0	$\epsilon = 3.7 \times 10^{-2} \times D + 2.2 \times 10^{-3} \times D \log t$
- 20.0 ~ - 23.0	$\epsilon = 8.2 \times 10^{-2} \times D + 6.4 \times 10^{-3} \times D \log t$
- 23.0 ~ - 38.0	$\epsilon = 2.0 \times 10^{-2} \times D + 1.9 \times 10^{-3} \times D \log t$

(注) Dは軸差応力で σ で表わされる。

[2] $\epsilon = A e^{\alpha D} \left(\frac{1}{1-m} \right) t^{(1-m)} + C$ の式による整理

$\epsilon - \log t$ の関係を示したグラフより傾きを読みとり、対数速度 $\frac{d\epsilon}{d(\log t)}$ を求め、

次式から $\frac{d\epsilon}{dt}$ を計算した。

$$\dot{\epsilon} = \frac{d\epsilon}{dt} = \frac{1}{t} \frac{1}{\ln 10} \frac{d\epsilon}{d(\log t)} \dots\dots\dots (15)$$

次にこれによつて $\log t - \log \dot{\epsilon}$ を書き (図-23), その傾きから m を求めた。軸差応力が三軸試験による強度の30%以下かあるいは90%以上の場合にはほとんど直線とはみなし難かつたので、明らかに直線とみなしえないものは除外している。 m の結果を表-10に示す。

Singh, Mitchell によれば, m の値は0.75より大きく, 1を少し上回る値より小さいことが報告されており, 表-10の値は妥当な値を示している。

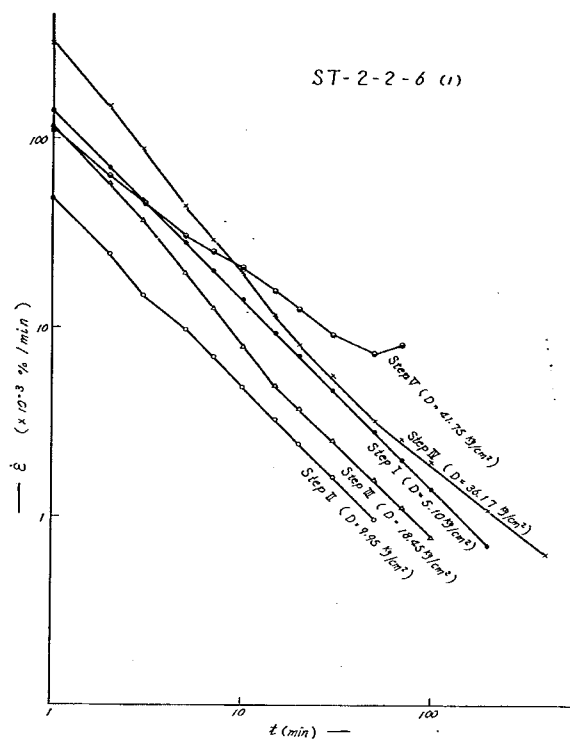


図-23 ひずみ速度と時間の関係の一例 (ST-2-2-6(1))

表-10 クリープ定数 m

EL.(m)	試験番号	step	軸差応力 D (%)	a' (※) (%)	b' (※) (%)	a'/b'	m=log ^{a'} _{b'}	m(平均) _{a'}
-8.0~ -8.5	ST2-2-10	II	972	93×10 ⁻³	0.84×10 ⁻³	11.1	1.05	1.25
		III	190	16.5	0.60	27.5	1.44	
-8.5~ -14.0	ST2-1-3(2)	I	24.1	3.2	0.32	10.0	1.00	0.82
		II	28.6	7.7	0.76	10.1	1.00	
		III	33.8	-	-	-	-	
		IV	40.4	-	-	-	-	
		V	45.4	4.4	1.10	4.00	0.60	
		VI	52.9	7.00	1.45	4.83	0.68	
	ST2-2-7	II	15.9	4.1	0.39	10.5	1.02	1.01
		III	29.5	8.2	0.82	10.0	1.00	
	ST2-2-8	II	21.5	2.5	0.255	9.8	0.99	0.97
		III	27.4	3.5	0.40	8.75	0.94	
		IV	33.1	1.1	1.15	9.57	0.98	
-14.0~ -17.0	ST2-2-6(1)	II	9.95	4.8	0.49	9.8	0.99	1.06
		III	18.5	7.7	0.78	9.9	1.00	
		IV	36.2	20.5	1.33	15.4	1.19	
	ST2-2-6(2)	II	15.9	4.1	0.21	20.0	1.30	1.10
		III	21.2	7.0	0.69	10.1	1.00	
		IV	23.4	10.3	1.00	10.3	1.01	
	ST2-2-11(1)	I	46.5	13.0	7.0	18.6	1.27	1.27
-17.0~ -20.0	ST2-1-6(1)	I	22.2	6.3	0.47	13.4	1.13	1.12
		II	22.2	3.9	0.16	24.4	1.39	
		III	31.2	2.6	0.20	13.0	1.11	
		IV	39.7	2.0	0.28	7.3	0.86	
	ST2-1-6(2)	I	25.6	1.3	0.13	10.0	1.00	1.00
		II	27.7	3.1	0.31	10.0	1.00	
	ST2-2-13	III	14.9	0.95	0.094	10.1	1.00	0.997
		IV	24.0	1.95	2.00	9.75	0.99	
		V	26.6	1.10	0.11	10.0	1.00	
		VI	27.9	1.45	0.14	10.4	1.02	
		VII	32.8	4.3	0.48	8.95	0.95	
		VIII	37.4	5.3	0.51	10.4	1.02	
		IX	42.5	6.1	0.61	10.0	1.00	
-20.0~ -23.0	ST2-2-9(1)	II	21.8	3.3	0.33	10.0	1.00	1.01
		III	31.0	2.5	0.23	10.9	1.04	
		IV	38.3	6.1	0.63	9.7	0.99	
	ST2-2-9(2)	II	30.7	8.7	0.84	10.4	1.02	1.01
		III	37.3	12.0	1.20	10.0	1.00	

(※) a', b' の読みは log t - log ε' グラフ上の log t, log 10t に対応する ε の読み

しかし、表-10をみると、 m の値はほとんど1に近く、 $m \approx 1$ と考えても差支えない。そこで、 $m = 1$ とみなすと、(12)式よりひずみが時間の対数に比例するという考え方と一致し、[1]で示した表-9のクリープひずみの実験式を用いて計算できることがわかる。したがって、以下の計算は表-9の式によつて行なう。

(5) クリープ変形量の計算

図-19に示した橋脚より地盤に荷重が作用した場合に、地中の応力分散を図-24のように考える。すなわち、 $A \times B$ (m)の寸法を有する基礎底面に q (t/m^2)の荷重が作用したとき、荷重は θ の角度で地中に分散し、 H (m)の深さまで影響があるものとする。

H を n 等分し、 Δh の層として考えると、各層の面積 G_i は次式で表わされる。

$$G_i = \{A + 2(i-1)\Delta h \tan \theta\} \{B + 2(i-1)\Delta h \tan \theta\} \dots \dots \dots (16)$$

軸差応力 D を基礎から作用する荷重による垂直応力 σ_v とそれによつて生ずる水平方向応力 σ_h との差と考え、この場合には土圧係数 $K = 0.5$ をとつて静止土圧状態に近いものとする、 σ_h は σ_v の $\frac{1}{2}$ となり、軸差応力 D は

$$D = \sigma_v - \sigma_h = \frac{1}{2} \sigma_v \dots \dots \dots (17)$$

この場合に、土被り圧による沈下はすでに終了しており、荷重の増分についてのみクリープ沈下量を考えることとしているので、自重によつて生ずる応力はクリープ変形量を計算する場合には除外されるものとみなした。

これから、各層の軸差応力 D_i を求めると、

$$\begin{aligned} D_i &= \frac{1}{2} \sigma_{vi} \\ &= \frac{1}{2} \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{N}{G_i} + \frac{N}{G_{i+1}} \right) \right\} \\ &= \frac{1}{4} \left(\frac{N}{G_i} + \frac{N}{G_{i+1}} \right) (t/m^2) \\ &= \frac{1}{4} \left(\frac{N}{G_i} + \frac{N}{G_{i+1}} \right) \times 10^{-1} (\%) \end{aligned}$$

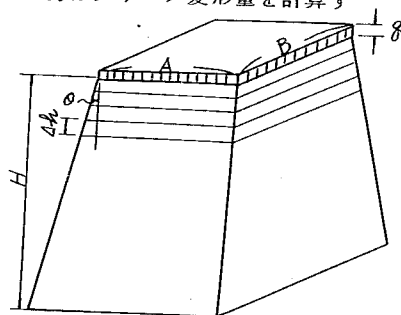


図-24 応力の分散

$$\dots \dots \dots (18)$$

ここに、

G_i : n 等分した層の i 番目の層の上面の面積 (m^2)

N : 全荷重(t)で、 qAB で求める。

よつて、クリープ変形量 S (m)は

$$S = \sum 10^{-2} \cdot \epsilon_i \cdot \Delta h \text{ (m)} \dots \dots \dots (19)$$

ここに、 ϵ_i : クリープによる圧縮ひずみ (%)

Δh : 各層の厚さ(m)

以上の諸式を用いてクリープ変形量 S が計算できる。計算は土木研究所千葉支所にある電子計算機TOSBAC 3400によつて行なつた。計算に用いたプログラムを下記に示しておく。

```

C      DISPLACEMENT BY CREEP PHENOMENA
C
C      CASE IN PROPORTION TO LOGARITHM T
C
C      E=A*B*LOG(T)
1
C      COMMON T,DJJ,EJJ,DD,DELTAH,S
2
C      DIMENSION C(200),D(200),SS(200),DJ(200),EJ(200),HE(200)
3      READ(5,100) JEND
4      READ(5,200) (HE(J),J=1,JEND)
5      READ(5,200) (DJ(J),J=1,JEND)
6      READ(5,200) (EJ(J),J=1,JEND)
7      READ(5,300) A,B,SHITA
8      READ(5,400) NEND
9
C      18 READ(5,400) N
10
C      WRITE(6,500)
11      WRITE(6,510)
12      WRITE(6,520) A,B
13      WRITE(6,530) N,SHITA,NEND
14
C      20 READ(5,310) T
15
C      IF(T,E0,0.0) GO TO 75
16      IF(A,LT,8) GO TO 24
17      IF(A,GE,8) GO TO 25
18      24 H=3.0*A
19      GO TO 26
20      25 H=3.0*B
21      26 DELTAH=H/FLOAT(NEND)
22      AA=3.141592/180*SHITA
23
C      DO 27 I=1,NEND
24      SS(I)=0.0
25      27 CONTINUE
26
C      NNEND=NEND+1
27
C      DO 28 I=1,NNEND
28      C(I)=(A+2.0*(I-1)*DELTAH*SIN(AA)/COS(AA))*(B+2.0*(I-1)
29      *DELTAH*SIN(AA)/COS(AA))
28 CONTINUE
30
C      DO 29 I=1,NEND
31      D(I)=0.25*1000.0*FLOAT(N)/C(I)+1000.0*FLOAT(N)/C(I+1)
32      29 CONTINUE
33
C      DO 67 I=1,NEND
34      DD=D(I)
35      HH=FLOAT(I)
36      HD=HH*DELTAH/100.0
37      IF(HD,GT,0.0,AND,HD,LE,HE(1)) GO TO 60
38      IF(HD,GT,HE(1),AND,HD,LE,HE(2)) GO TO 62
39      IF(HD,GT,HE(2),AND,HD,LE,HE(3)) GO TO 64
40      IF(HD,GT,HE(3),AND,HD,LE,HE(4)) GO TO 66
41      IF(HD,GT,HE(4)) GO TO 68
42      60 DJJ=DJ(1)
43      EJJ=EJ(1)
44      CALL KEISA2
45      ST=S
46      SS(I+1)=SS(I)+ST
47      SS1=SS(I+1)
48      GO TO 67
49      62 DJJ=DJ(2)
50      EJJ=EJ(2)
51      CALL KEISA2
52      ST=S
53      SS(I+1)=SS(I)+ST
54      SS1=SS(I+1)
55      GO TO 67
56      64 DJJ=DJ(3)
57      EJJ=EJ(3)
58      CALL KEISA2
59      ST=S
60      SS(I+1)=SS(I)+ST
61      SS1=SS(I+1)
62      GO TO 67
63      66 DJJ=DJ(4)
64      EJJ=EJ(4)
65      CALL KEISA2
66      ST=S
67      SS(I+1)=SS(I)+ST
68      SS1=SS(I+1)
69      GO TO 67
70      68 DJJ=DJ(5)
71      EJJ=EJ(5)
72      CALL KEISA2
73      ST=S
74      SS(I+1)=SS(I)+ST
75      SS1=SS(I+1)

```

```

76      67 CONTINUE
77      80 WRITE(6,540) T,SS1
78      IF(T,NE,0,0) GO TO 20
79      75 IF(N,NE,22600) GO TO 18
80      100 FORMAT(I3)
81      200 FORMAT(5F6,2)
82      300 FORMAT(3F7,1)
83      310 FORMAT(E13,5)
84      400 FORMAT(I7)
85      500 FORMAT(1H1,31HDISPLACEMENT BY CREEP PHENOMENA)
86      510 FORMAT(1H0,33HCASE IN PROPORTION TO LOGARITHM T)
87      520 FORMAT(1H0,2HA=,F7.1,2X,2HR=,F7,1)
88      530 FORMAT(1H0,2HN=,I7,2X,6HSHITA=,F6.1,2X,5HNEND=,I5)
89      540 FORMAT(1H0,E14,7,2X,E14,7)
90      CALL EXIT
91      END

```

```

1      C      SUBROUTINE KEISA2
2      C
3      COMMON T,DJJ,EJJ,DD,DELTAH,S
4      TD=T/100000000.0
5      DT=DLOG10(TD)
6      S=0.0001*(DJJ*DD+EJJ*0.1*DD*(DT+7))*DELTAH
7      RETURN
      END

```

計算に用いた諸数値としては、

$$q = 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100 \text{ t/m}^2$$

$$A = 1.05 \text{ m}$$

$$B = 2.15 \text{ m}$$

$$\theta = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$$

$$H = 3.15 \text{ m}$$

$$h = 6.0$$

この結果を図 25, 26, 27 に示す。

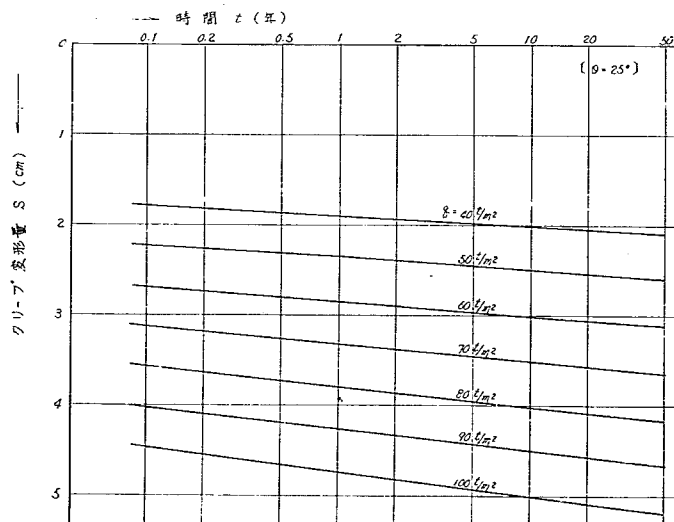
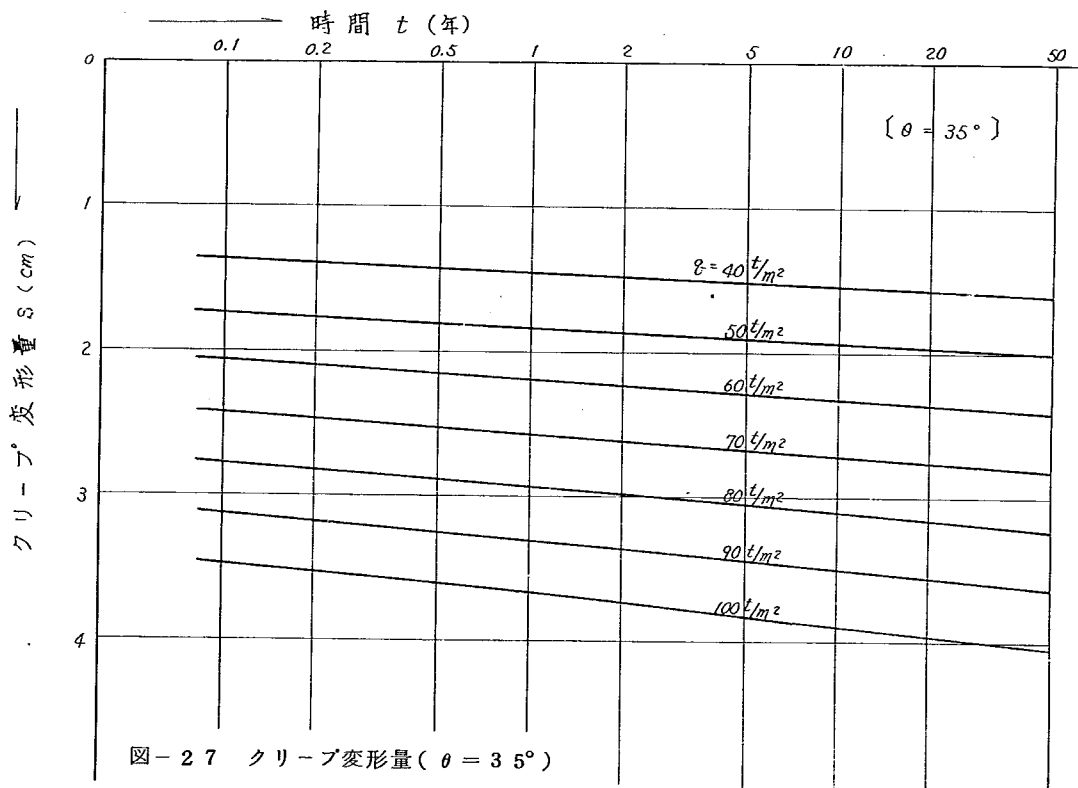
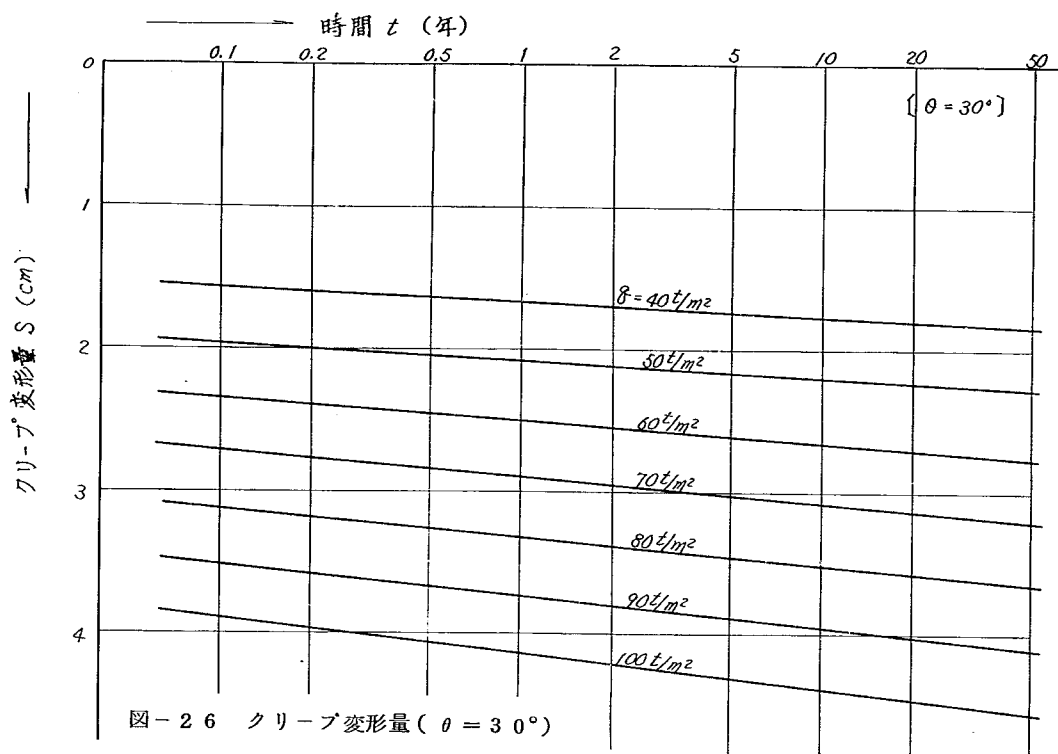


図-25 クリープ変形量 ($\theta = 25^\circ$)



6. まとめ

以上の試験の範囲で、次の点が結論づけられる。

(1) 高圧三軸圧縮試験の結果、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ は

田平町側橋脚地点では ゆるい砂岩で $c = 2.8 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi = 30^\circ$

茶褐色の砂岩で $c = 4.5 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi = 34^\circ$

乳灰色の砂岩で $c = 1.5 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi = 38^\circ$

田平町側橋台地点では 固結した泥流で $c = 9.6 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi = 14^\circ$

固結していない泥流で $c = 1.4 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi = 6^\circ$

平戸島側橋脚地点では 砂岩で $c = 8.7 \text{ Kg/cm}^2$, $\phi = 36^\circ$

(2) クリープ試験の結果、田平町側橋脚地点の地盤では、ひずみは時間の対数に比例して増大することが判明し、平戸大橋第2次設計における寸法では、クリープ変形量は初期変位を含めて、4～5 cmを越えないことが推定できる。

7. あとがき

長崎県よりの委託により、主として田平町側橋脚地点の長期荷重に対する変形量について、室内試験を実施して考察した点について報告した。

この他に、クリープに伴う強度の低下の問題、クリープの諸性質に対する詳細な検討、弾性ばねと粘性機構の推定などの点についてはここでは全くふれていない。当然これらの点についても、十分な検討がなされなければならない余地は多々存在する。機会があれば、別途他の試験結果とも合わせて報告したい。

本試験を実施するに当つては、元基礎研究室研究員で現在埼玉大学の吉中竜之進助教授に種々御指導いただいたことに対し感謝を表するとともに、実験の実施、結果の整理を担当して下さった埼玉大学学生小原好一氏、基礎地盤コンサルタンツ株式会社土谷尚氏、中村耕次氏に対し、心から御礼申し上げます。また、試験は基礎研究室亀甲勝信技官、電子計算機のプログラム作成は松岡啓治技官に担当していただいた。合わせて謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：昭和45年度受託研究費報告（20．平戸大橋基本調査 下部構造に関する調査 ），年報第62号，昭和46年7月。
- 2) 土質工学会編：土質試験法 第1回改訂版 ，土質工学会，昭和44年10月。
- 3) 村山朔郎，柴田 徹：粘土のレオロジー的特性について，土木学会論文集，第40号，昭和31年12月。
- 4) 吉田 巖，吉中竜之進：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，昭和41年10月。
- 5) J.K. Mitchell, R.G. Campanella & A. Singh : Soil Creep as a Rate Process, Proceedings of A.S.C.E., SM, Jan. 1968.
- 6) A. Singh & J.K. Mitchell : General Stress-Strain-Time Function for Soils, Proceedings of A.S.C.E., SM, Jan. 1968.

平戸大橋における地盤のクリープ変形について 土研資料第723号
昭47.3(1972)

浅間達雄・足立義雄

キーワード

要 旨

郵便はがき

十円切手を
はって下さ
い

2 8 0 - □ □

千葉県千葉市穴川
四丁目十二番五二号
建設省土木研究所
基礎研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第723号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印