

運輸省港灣技術研究所

# 港灣技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

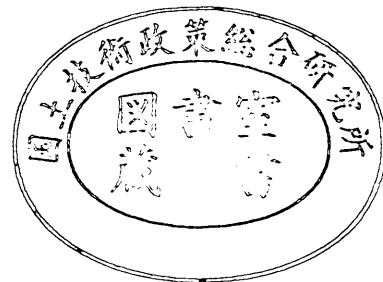
---

VOL. 12

NO. 2

JUNE 1973

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第12巻 第2号 (Vol. 12, No. 2), 1973年6月 (June 1973)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 大型荷役機械を上載する棧橋の振動性状  
.....稲富隆昌・林 聰・山下生比古..... 3  
(Vibration Characteristics of the Open Type Piled Wharf with Container Crane  
.....Takamasa INADOMI, Satoshi HAYASHI and Ikuhiko YAMASHITA)
2. 海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算 (第2報)  
——砂質粘土からできた堤体の場合——  
.....野田節男・土田 肇・倉田栄一.....33  
(Vibration Test and Circular Arc Analysis for Full-scale Models of Levee  
(2nd Report).....Setsuo NODA, Hajime TSUCHIDA and Eiichi KURATA)
3. 地盤内の地震動分布に関する研究 (第1報)  
——粘土地盤における地震動の観測と解析——  
.....荒井秀夫・岩淵守義.....63  
(Studies on the Vertical Distributions of the Earthquake Motions in the Superficial  
Soil Layers (1st Report)—Observation and Analysis of the Earthquake Motions  
in a Clay Layer—.....Hideo ARAI and Moriyoshi IWABUCHI)
4. 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究 (第2報)  
——断層, 不等沈下による影響——  
.....中野拓治・田淵民雄・青木義典.....85  
(A experimental study on the interaction between trench-type tunnels and soils  
(2nd Report).....Takuji NAKANO, Tamio TABUCHI and Yoshinori AOKI)

## 4. 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究 (第2報)

——断層，不等沈下による影響——

中野拓治\*・田淵民雄\*\*・青木義典\*\*\*

### 要 旨

当研究室では、沈埋トンネルのような線状の地中構造物が、地盤の変形によって受ける影響を実験的に調べるため、試験槽内の地盤に任意の変形を与えることのできる地中ひずみシュミレーターという装置を用い、種々の実験を行なって来ている。

本報告は、試験槽内の地盤にトンネル模型を埋め込み、地盤に断層や不等沈下を想定した変形を与え、それにより生ずる模型のひずみ、変形を測定したものである。

実験結果によると断層、不等沈下ともにそのトンネルに及ぼす影響を、弾性床上のはりの問題として扱うことができることがわかった。ただし、計算に用いる地盤の反力係数については、実験結果と弾性波速度から地盤の弾性率を求めて決める反力係数の間には大きな違いがあり、実験値の数10倍の値を与えることがわかった。

---

\* 構造部 材料施工研究室長

\*\* 構造部 材料施工研究室

\*\*\* 前構造部 材料施工研究室長

#### 4. A experimental study on the interaction between trench-type tunnels and soils (No. 2)

Takuji NAKANO\*

Tamio TABUCHI\*\*

Yoshinori AOKI\*\*\*

#### Synopsis

Using a new device so-called ground strain simulator which can give an arbitrary deformation to the soils in the test vessel, several kinds of test are being performed to study on the interaction between soils and rectilinear underground structures such as trench-type tunnels.

This paper describes the test about an influence under faults or differential settlements.

On the test, ten kinds of faults and twelve kinds of differential settlement have been given to the soils in the test vessel, and deformations and strains on the tunnel model buried in the soils have been measured.

According to the test result, it was found that the calculation of a beam on the elastic foundation could be used for the analysis of tunnel model under the influence of faults or differential settlements.

But, the transverse reaction coefficient connected with the bending of the model obtained from the test are quite different from the value calculated using the Young's modulus presumed through the propagation velocities of elastic waves.

The latter gives us the value more than 40~50 times greater than the former.

---

\* Chief of Materials Laboratory, Structures Division.

\*\* Member of Materials Laboratory, Structures Division.

\*\*\* Ex-Chief of Materials Laboratory, Structures Division.

## 目 次

要 旨	85
1. ま え が き	89
2. 実験方法とその内容	89
2.1 試験装置と地盤	89
2.2 トンネル模型	90
2.3 断層試験	91
2.4 不等沈下試験	93
3. 実験結果と解析	94
3.1 断層実験について	94
3.1.1 地上突出長のないクイとしての解析	101
3.1.2 地上突出長のあるクイとしての解析	103
3.1.3 弾性床上のはりとしての解析	103
3.2 不等沈下実験について	105
3.2.1 弾性床上のはりとしての解析	105
4. 結 論	108
5. あ と が き	108

## 1. まえがき

沈埋トンネルの設計上の問題点の一つにその耐震性の評価がある。こうした形式のトンネルが日本やアメリカ西海岸のいわゆる地震帯に建設されるようになってから、耐震設計法の研究も進められるようになった。沈埋トンネルの歴史は19世紀にさかのぼるが、一番最初に耐震設計が行われたのは、カナダのディーズアイランドトンネル（1957年）である。しかしその内容は、トンネルを軸直角方向に切った断面について、地震力を考慮してラーメン構造の設計を行なったものであった。沈埋トンネルが地中に埋め込まれた線状の長い構造物であることを考慮して、トンネル軸方向について耐震設計が行なわれるようになったのがアメリカのパートトンネル（1970年）である。その考え方は、沈埋トンネルは地震時に共振することではなく地震時の地盤の変形に応じて変形するというものである。したがって、地震時の地盤の変形を推定するのが重要となる。BART（パートトンネル）ではこれを正弦波形と考え、地盤変位の振巾と波長の関係のスペクトルを与えた。

地中ひずみシュミレーターは、このBART方式の考え方を実験的に確認するために開発されたもので、種々の正弦波形の変形を試験槽地盤に与え、地盤中に埋め込まれたトンネル模型がどのような変形、応力を受けるかを調べた<sup>1)</sup>。

ここに報告するものは、正弦波形の変形に続いて行なった断層、不等沈下のような地盤変形によって模型が受ける影響を実験的に求めたものである。もちろん沈埋トンネルが活断層上を横切るといったことは避けなければならないし、不等沈下の発生が予想される場所ではそれなりの対策が必要となる。

しかし、将来その断層が変位する恐れがあるかないかは別として、我国には至るところに大小の断層が存在し、それらの断層の将来の変位を予想することが非常に困難なことを考え合わせると、いかなる断層をも避けねばならないというのも現実には困難になって来る。沈埋トンネルは一般に相当厚い軟弱層の中に建設されることが多い。したがって、基盤の断層変位を軟弱層が幾分かは吸収するであろうと考えられる。このようなことを考えると、断層変位から沈埋トンネルが受ける影響については現在さし迫った問題ではないが、将来検討をせまられる問題となることが予想される。

不等沈下については、より現実的な問題として、沈埋トンネルの設計上の問題点となってくる。日本では臨海

部の埋立地に設けられることが多く、その場合には地盤の不均一性、トンネルがこう配を持って設置されることが多く、そのため圧密層の層厚がトンネル軸方向で異なる、などにより圧密沈下による不等沈下が問題となる。これらに対しては、その程度に応じ置換工法やクイ基礎工法が、ヨーロッパのトンネルなどで用いられて来た<sup>2)</sup>。しかし、沈埋トンネルはそれ自体非常に軽いため、いわゆる基礎が問題となることが少ないのを特徴とし、橋梁に対するその有利性から採用されて来た工法である。したがって不等沈下量の予測が付き、しかもトンネルに支障を来さない程度のものであることがわかれば、不等沈下に対し特別な処置は不要となる。

ここでは、地中ひずみシュミレーターにより試験槽地盤に断層や不等沈下等の地盤変形を与え、それにより模型トンネルに生ずるひずみ、変形を調べ解析を加えたものを示す。

## 2. 実験方法とその内容

### 2.1 試験装置と地盤

試験槽の平面図を図-2.1に示す。幅3.0m×長さ3.4m

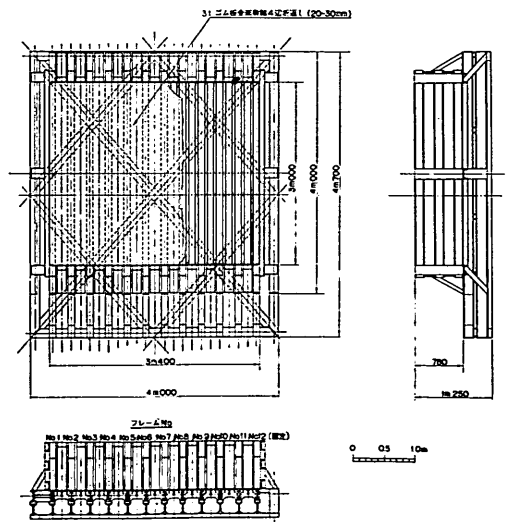


図-2.1 試験槽平面図

×高さ 0.78m の試験槽で、これに深さ 70cm まで砂を入れた。試験槽の側面には11本の油圧で可動するフレームがあり、それぞれ±5mmまで可動できるようになっている。フレームは図-2.2に示すように両側面と底面が一体となっており、このフレームを動かすことにより、試験槽内の土に幅方向の変位を与えることができる。試

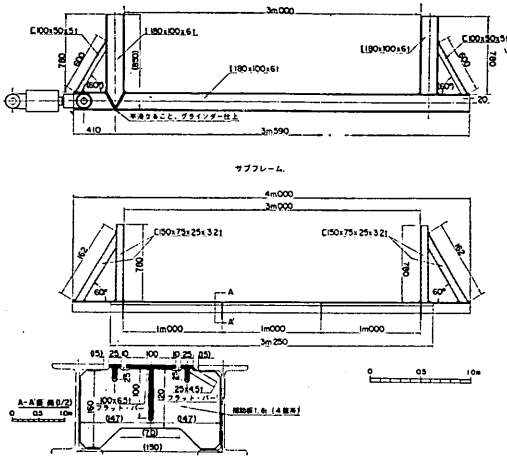


図-2.2 試験槽断面図

験装置を写真-2.1に示す。左側にあるのが油圧ユニット、真中に白く光って見えるのが、主フレームを動かすのに必要な主シリンダーの変位量を制御する制御板、3つの装置の一番右側に在るのが試験槽である。11本の可動フレーム、フレームの下部に主シリンダーが見える。

実験に用いた砂は、愛知県知多半島産の山砂でわずかにシルト分を含んだ中央粒径0.6mm程度の砂である。試験槽に入れる時はコンクリート打設用のパイプレーターで十分締め固めを行なった。単位体積重量は $1.63\text{t/m}^3$ 、



写真-2.1 地中ひずみシュミレーション装置

平均の $N$ 値は3程度であった。

なお、本実験は正弦波変形の実験<sup>1)</sup>に引続いて行なわれたもので、試験装置の仕様、性能、試験地盤に関する詳細については報告書<sup>1)</sup>にゆずる。

## 2.2 トンネル模型

実験に使用したトンネル模型を図-2.3に示す。アクリル樹脂で作ったもので、曲げ剛性の大きい方は幅20cm×高さ10cm×長さ300cm、小型模型は幅9cm×高さ10cm×長さ300cmである。大小いずれも両端から50cmのところを断面を継がないでいる。模型の壁の内側には端部から7.5cmの位置より5cmピッチに長さ10mmのスト

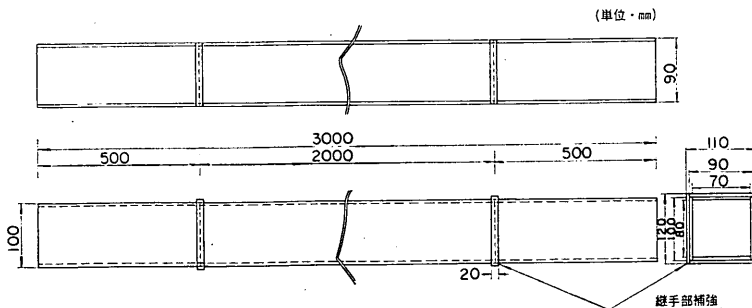
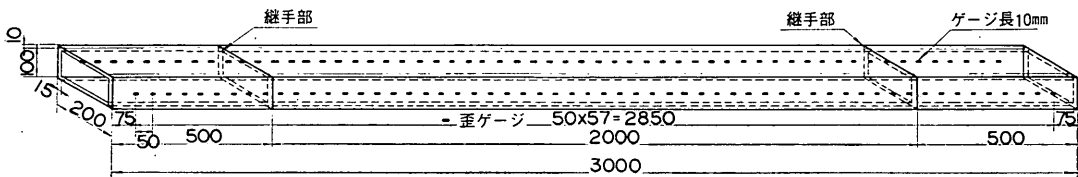


図-2.3 トンネル模型（上が大型、下が小型模型）

沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究 (第2報)

レインゲージを添付した。

模型断面の剛性  $EI$  は、長さ 3 m の模型をスパン 2.8 m, 1.94 m で単純支持し、中央点に載荷してその時のたわみ量、曲げひずみ量から求めた。試験結果を表-2.1 に示す。たわみ量から求まる  $EI_s$  は

$$EI_s = \frac{P \cdot \beta}{48\delta} \dots\dots\dots 2.1$$

ひずみから求まる  $EI_e$  は

$$EI_e = \frac{Pl}{4\epsilon} \cdot \frac{B}{2} \dots\dots\dots 2.2$$

から求めた。ここに  $B$  ははりの幅である。

表-2.1 曲げ剛性  $EI$  の試験結果

		$EI_s$ $\times 10^7 \text{kg/cm}^2$	$EI_e$ $\times 10^7 \text{kg/cm}^2$
小型模型 $T=20^\circ\text{C}$	$l=280\text{cm}$	1.137	1.170
	$l=195$	1.227	1.215
小型模型 $T=13^\circ\text{C}$	$l=280$	1.225	1.236
	$l=194$	1.006	1.340
大型模型 $T=31^\circ\text{C}$	$l=280$	8.6	9.0
	$l=194$	8.6	10.6

$EI$  の値がばらつくのは、アクリル樹脂の弾性係数  $E$  が温度があがるとともに減少するのに加え、試験誤差、模型製作上の誤差等による。ここでは弾性係数  $E$  はカタログにあるアクリル樹脂の温度- $E$  曲線を満足していると考え試験結果を整理し、小型模型の断面 2 次モーメント  $I=383\text{cm}^4$ 、大型模型の  $I=3,308\text{cm}^4$  (それぞれ断面の図形から計算される  $I$  との差は 2~4%) とし、それぞ

れの試験時の温度での  $E$  を求めて、解析に使用する  $EI$  とした。

2.3 断層試験

断層試験は図-2.4 に示す 10 種類のパターンについて行

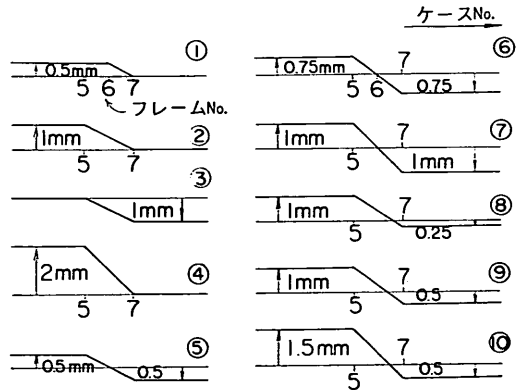


図-2.4 断層変形の種類

なった。いわゆる厚みのない断層(一面セン断のような)をつくり出すことは、この地中ひずみシュミレーターの性能上不可能であったので⑥、⑦フレームの 30cm の間で断層変位を与えるもの、⑤、⑦フレームの 60cm の間で断層変位を与えるものの 10 種類を行なった(各フレームの中心間隔は 30cm である)。図-2.4 に示すように同じ 1 mm, 2 mm の相対変位でもその与え方によって違いがあるかどうかを知るため、どちらか一方だけ変位させるもの、両側同じ距離だけずらしたもの、両側(①~⑤フレームと⑦~⑩フレーム)でずらし量の異なるもの

表-2.2 制御板セット量 (断層変形)

ケース番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
シリンダー番号										
1	1.0	2.1	0	4.3	1.1	1.7	2.2	2.2	2.2	3.2
2	0.9	2.5	0	4.9	1.1	1.7	2.1	2.4	2.3	3.5
3	2.0	0.8	-0.7	1.7	0.8	1.2	1.5	1.5	1.5	2.3
4	0.3	2.6	0.2	6.0	0.4	0.6	1.0	1.5	1.2	2.4
5	0.1	5.2	3.3	10.4	4.7	7.0	9.2	7.0	8.2	10.0
6	8.2	1.1	-1.3	2.5	-0.1	-0.2	-0.3	0.3	0.2	0.5
7	-3.8	-3.0	-8.2	-7.0	-4.7	-7.2	-9.5	-4.3	-7.1	-5.7
8	-1.5	-0.4	-0.8	-0.9	-0.2	-0.2	-0.4	0.3	0.3	0
9	1.5	0.4	-0.9	0.9	-0.5	-0.8	-1.1	-0.4	-0.7	-0.7
10	-0.6	0	-1.6	0	-0.5	-0.5	-1.0	-0.1	-0.2	-0.2
11	0.4	0	-6.6	0	-3.8	-5.7	-6.8	-2.4	-4.4	-4.0

(マイナスはシリンダーを引くことを表わす)



表-2.3 地盤の断層変位量

(単位  $\frac{1}{100}$  mm)

ケース番号 シリンダー No.	1		2		3		4		5		6		7		8		9		10	
	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後
1	49	52	100	105	6	-1	202	201	50	55	79	80	101	106	103	105	101	105	153	155
2	49	53	101	106	7	-1	202	197	50	56	80	80	104	105	106	105	103	103	155	153
3	47	54	101	108	9	-1	200	201	49	55	77	78	101	104	105	104	102	102	155	152
4	49	53	104	110	11	5	204	205	51	56	78	78	102	103	108	103	107	101	159	153
5	54	58	101	100	6	-5	189	184	50	50	72	66	88	87	101	91	101	88	145	134
6	47	51	56	46	-36	-64	96	81	9	4	11	-2	6	-2	50	35	34	18	57	53
7	3	7	1	-3	-96	-115	-5	-10	-41	-40	-63	-66	-88	-91	-17	-20	-48	-52	-37	-34
8	-5	-3	-4	-4	-101	-113	-16	-17	-46	-44	-70	-63	-99	-99	-26	-25	-57	-57	-49	-46
9	-3	1	-1	2	-93	-103	-6	12	-41	-42	-64	-70	-92	-96	-22	-23	-48	-50	-44	-45
10	0	1	0	2	-95	-101	-3	-1	-42	-42	-66	-71	-92	-97	-21	-21	-45	-48	-43	-45
11	-1	2	-1	1	-89	-96	-1	0	-41	-43	-66	-72	-89	-94	-21	-20	-44	-47	-42	-46

等の変位を与えた。

ある間隔をへだたてて変位を与えるのは、沈埋トンネルが厚い沖積層中に設けられることが多いことを考えると、より实际的と思われる。福井地震では肉眼で見られる断層はなかったが、厚い沖積層の下では断層があると推定された<sup>3)</sup>が、基盤に発生した断層がたとえ厚みのないものであっても厚い沖積層を伝わるうちにはいわゆる破碎帯のようなゾーンが発生し変位量を徐々に吸収することが考えられる。

実験はまず図-2.4に示す変形をトンネル模型が入っていない状態で試験槽地盤に与えねばならないが、連続した変形でないためにそれが非常にむずかしく<sup>4)</sup>、数回の試

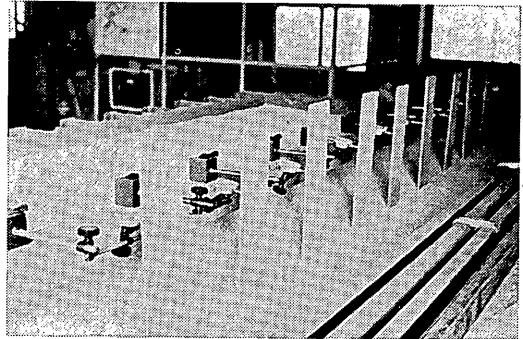


写真-2.2 地盤変位の測定

表-2.4 制御板セット量 (不等沈下)

シリンダー No.	振巾	押						引					
		1.5mm	2mm	2.5mm	3mm	3.5mm	4mm	1.5mm	2mm	2.5mm	3mm	3.5mm	4mm
1		3.78	5.04	6.30	7.56	8.82	10.08	3.78	5.04	6.30	7.55	8.82	10.08
2		2.61	3.48	4.35	5.22	6.09	6.96	2.76	3.68	4.60	5.52	6.44	7.36
3		1.77	2.36	2.95	3.54	4.13	4.72	1.85	2.48	3.10	3.70	4.34	4.96
4		1.11	1.48	1.85	2.22	2.59	2.96	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
5		1.89	2.51	3.15	3.78	4.41	5.04	2.55	3.26	3.85	4.60	5.39	6.16
6		-2.85	-3.80	-4.75	-5.40	-6.30	-7.20	-2.70	-3.60	-4.50	-5.40	-6.30	-7.20
7		0.51	0.68	0.85	1.02	1.19	1.36	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
8		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究（第2報）

行錯誤が必要であった。たとえばケース④の変形を試験槽地盤に与えようとする場合は①～⑤フレームに2mmの変位, ⑦～⑩フレームは動かさなくてよい, といった単純なものではなく, 槽内の砂の抵抗などのため⑥フレームは5mm近い限度一杯の変位を, 逆に⑦フレームには-3.5mm近い変位を主シリンダーに与えなければ, 槽内の土砂に⑤～⑦間で2mmの相対変位を与えることができなかった。数回の試行錯誤ののち得られた, 槽内の土砂に図-2.4の変形を与えるのに必要な制御板上でのセット量を表-2.2に示す。表-2.3にトンネル模型を埋め込んで行なう本試験の前後に行なった試験槽中央の模型埋設位置での地盤変位量を示す。写真-2.2は地盤の変位量

を計測しているものである。この計測は, 図-2.5に示す鉄製の検出器具を表面より10cmのところに埋めて, 各主フレームの中央位置の値11点をダイヤルゲージで読んだ, 図-2.6に表-2.3のケース5, 6, 7に図示したものを示す。試験の前後で多少のばらつきはあるが概ね再現性は得られている。なお, 所定の断層変位に対する過不足は解析に当って補正した。

2.4 不等沈下試験

不等沈下試験は図-2.7に示す6種の変形を押し側, 引き側について与えた。ただし, シュミレーターの性能上この変形は水平方向のものであり, 沈下による鉛直方向の変形とは異なる。また, 圧密による不等沈下現象が長

表-2.5 地盤の不等沈下変位量

(単位  $\frac{1}{100}$  mm)

振巾(mm) シリンダー No.		押											
		1.5		2		2.5		3		3.5		4	
		前	後	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後
1	152	149	201	204	252	254	300	303	249	351	394	398	
2	125	125	162	166	202	207	243	246	281	285	316	322	
3	91	96	117	124	147	153	178	184	206	213	234	239	
4	66	69	85	88	103	106	128	125	146	145	168	162	
5	34	42	39	49	46	59	59	67	65	76	76	85	
6	13	9	15	11	19	13	17	15	25	17	27	21	
7	1	0	0	-2	-1	-1	4	1	3	2	3	3	
8	4	7	3	5	0	5	4	3	2	8	2	3	
9	0	5	0	4	0	6	0	5	0	4	0	5	
10	0	6	0	6	0	6	0	5	0	6	0	5	
11	0	5	0	5	0	5	0	3	0	4	0	4	

振巾(mm) シリンダー No.		引											
		1.5		2		2.5		3		3.5		4	
		前	後	前	後	前	後	前	後	前	後	前	後
1	148	148	201	203	252	253	300	302	349	352	396	391	
2	122	121	163	166	204	205	245	243	284	284	322	318	
3	88	88	117	120	148	146	176	176	206	204	233	229	
4	60	58	79	81	102	98	123	117	144	135	162	150	
5	26	25	34	37	42	42	53	49	63	56	70	62	
6	0	-3	-2	4	-5	2	-5	3	-6	6	4	2	
7	0	7	1	5	0	7	0	3	0	1	0	1	
8	1	4	1	2	1	2	1	4	0	5	-1	6	
9	0	2	0	2	0	4	0	3	0	4	0	5	
10	0	3	0	3	0	4	0	5	0	6	0	5	
11	0	2	0	2	0	2	0	3	0	5	0	3	

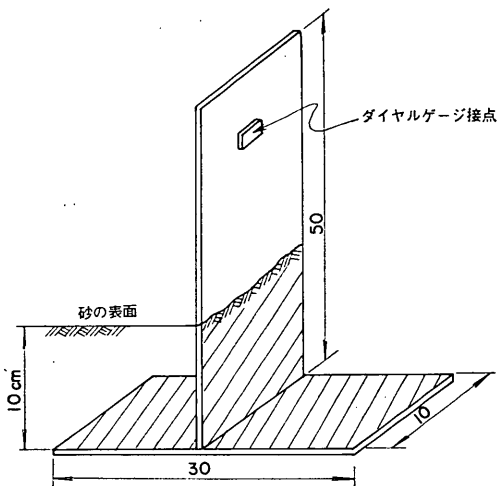


図-2.5 土中変位検出器具

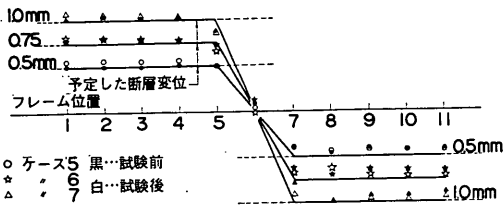


図-2.6 ケース5, 6, 7の地盤変位量

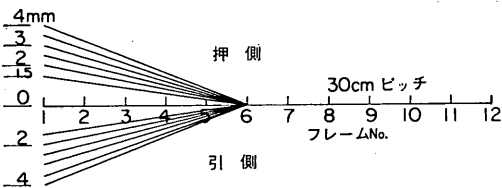


図-2.7 不等沈下の種類

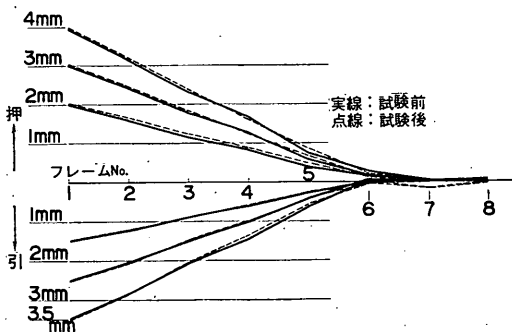


図-2.8 不等沈下地盤変位量

期的なものであるのに対し、この実験では即時的な変形を与える点で実際との違いがある。

変形は①～⑥フレームの間で直線状の変形を与えたが、この変形は連続的なものであるため断層変形ほど苦勞することなく試験地盤に所要の変形を与えることが出来た。表-2.4に制御板に与えたセット量、表-2.5にその結果得られた不等沈下変位量の値を示す。図-2.8は表-2.5のうち解析に用いる、フレームの位置での地盤変位量が押し側2mm, 3mm, 4mm, 引き側1.5mm, 2.5mm, 3.5mm(それぞれ順番にケース①……⑥とする)の場合をプロットしたものである。変形が不連続となるフレーム⑥付近で、押し側の場合、所定の変形量になっていないが概ね図-2.7の形状は満足されている。2回の実験値もよく合っている。

### 3. 実験結果と解析

#### 3.1 断層実験について

実験はEIの異なる大小2つのトンネル模型を底から50cmの位置に埋め込み、周囲をバイブレーターにより十分締め固めてから表-2.2の断層変形を与え、模型の変位、模型に生ずるひずみを測定した。実験は1つのトンネル模型に対し2回行なった。

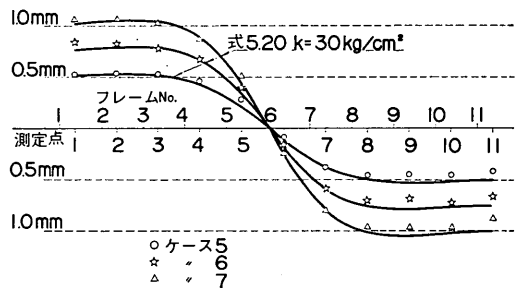


図-3.1 小型模型変位量(ケース5, 6, 7)

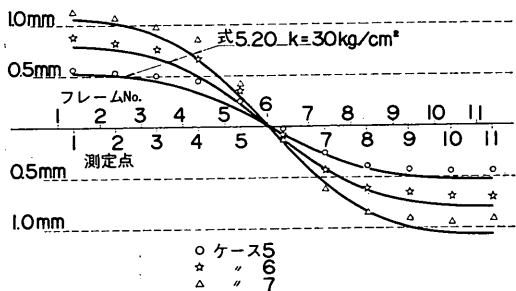


図-3.2 大型模型変位量(ケース5, 6, 7)

表-3.1 実験中の模型変位量

(単位  $\frac{1}{100}$  mm)

測定点	ケース 1		ケース 2		ケース 3		ケース 4		ケース 5	
	小 型	大 型	小 型	大 型	小 型	大 型	小 型	大 型	小 型	大 型
1	54.0	54.0	105.5	105.0	-2.0	6.0	203.0	215.5	52.5	57.0
2	56.5	53.0	107.0	103.0	-2.0	5.5	204.0	207.0	53.0	53.5
3	59.0	53.0	107.0	100.5	-3.0	6.5	204.5	198.0	52.5	50.5
4	60.5	53.5	100.0	94.5	-9.0	-0.5	187.5	181.0	46.0	45.5
5	60.0	48.5	76.5	69.5	-29.5	-26.5	141.5	132.0	28.0	25.5
6	39.0	37.0	32.0	40.0	-72.5	-60.0	61.0	72.5	-9.5	-2.0
7	11.0	15.0	0.5	12.5	-102.0	-84.5	0.0	22.0	-38.0	-26.0
8	-1.5	0.0	-7.5	0.0	-106.5	-95.5	-17.0	-2.5	-46.0	-39.0
9	-1.5	0.0	-4.0	-1.5	-103.5	-97.5	-11.5	-5.5	-45.0	-42.5
10	0.5	-1.0	0.5	-1.0	-102.0	-99.5	-4.0	-5.0	-45.0	-43.5
11	2.0	-1.5	-0.5	-0.5	-91.5	-95.0	-2.5	-4.5	-41.5	-43.5

測定点	ケース 6		ケース 7		ケース 8		ケース 9		ケース 10	
	小 型	大 型	小 型	大 型	小 型	大 型	小 型	大 型	小 型	大 型
1	83.5	88.0	105.5	112.5	107.5	114.5	105.0	115.0	156.5	165.5
2	82.0	82.0	105.5	106.0	109.5	108.0	106.0	109.0	157.0	158.5
3	77.5	76.0	102.5	97.5	109.5	103.0	105.0	103.0	156.0	151.0
4	67.0	66.0	86.5	85.0	102.5	92.5	95.0	91.5	143.0	136.5
5	39.5	34.0	50.0	40.5	70.5	62.0	59.0	53.0	102.0	91.0
6	-16.0	-7.5	-24.0	-13.5	16.5	24.0	-6.0	4.5	25.0	34.5
7	-59.5	-43.5	-80.5	-61.5	-21.0	-7.5	-52.0	-34.5	-30.0	-14.5
8	-71.5	-60.5	-97.5	-85.5	-28.0	-22.0	-58.5	-49.5	-46.0	-37.0
9	-70.0	-75.5	-96.5	-91.0	-24.5	-22.0	-53.5	-49.5	-44.0	-40.0
10	-73.0	-70.0	-96.5	-94.5	-22.0	-22.0	-50.5	-49.5	-43.5	-43.0
11	-67.0	-70.0	-88.0	-91.5	-19.5	-21.5	-46.0	-48.0	-40.0	-41.5

表-3.1に全ケースの模型の変位量を示す。図-3.1に小型模型に対するケース 5, 6, 7の模型変位量、図-3.2に大型模型に対する同様のものを表-3.1から拾って示す。値は2回の実験結果を平均してプロットしてある。これらの図は、図-2.6と比べて見るとフレーム⑥～⑦間の急激な地盤変位が、模型の曲げ剛性により比較的ゆるやかな変形に吸収されているのがわかる。 $EI$ の小さい小型模型では左右対称に変形しているが、大型模型では埋込長の短い（断層中心から模型端までの距離が短い）左側で幾分はね出しの様子がうかがえる。図-3.3に小型模型ケース 5, 6, 7の曲げひずみ分布を示す。断層はフレーム⑥と⑦の間で与えた（図-2.4参照）が、フレーム⑥付近でいずれのケースもひずみがゼロ、左右のひずみ分布が対称であり、最大値の絶対値とその発生位置のひずみゼロ位置からの距離がよく一致しているのがわか

る。また、断層量を1mm, 1.5mm, 2mmと増やすにつれてひずみの値が比例していくこと、ただしその最大値発生位置はほとんど変わらないこともわかる。表-3.2に小型模型の全ケースについて、ひずみに関するデータを読み取ったものである。これより以下のことがわかる。

1. 各ケースとも左右の  $\varepsilon_{\max}$  の値が略等しい
2. 断層の与え方に関係なく、ひずみの大きさは相対変位量が同じなら同じ値となる（ケース 2, 3, 5, ケース 4, 7, 10）
3.  $\varepsilon=0$  から左右の  $\varepsilon_{\max}$  の位置までの距離は各ケースとも略等しい
4. 断層の与え方、相対変位量に関係なく  $\varepsilon=0$  から  $\varepsilon_{\max}$  までの距離は一定している（ケース 1は断層の厚みが他と異なるので省く）

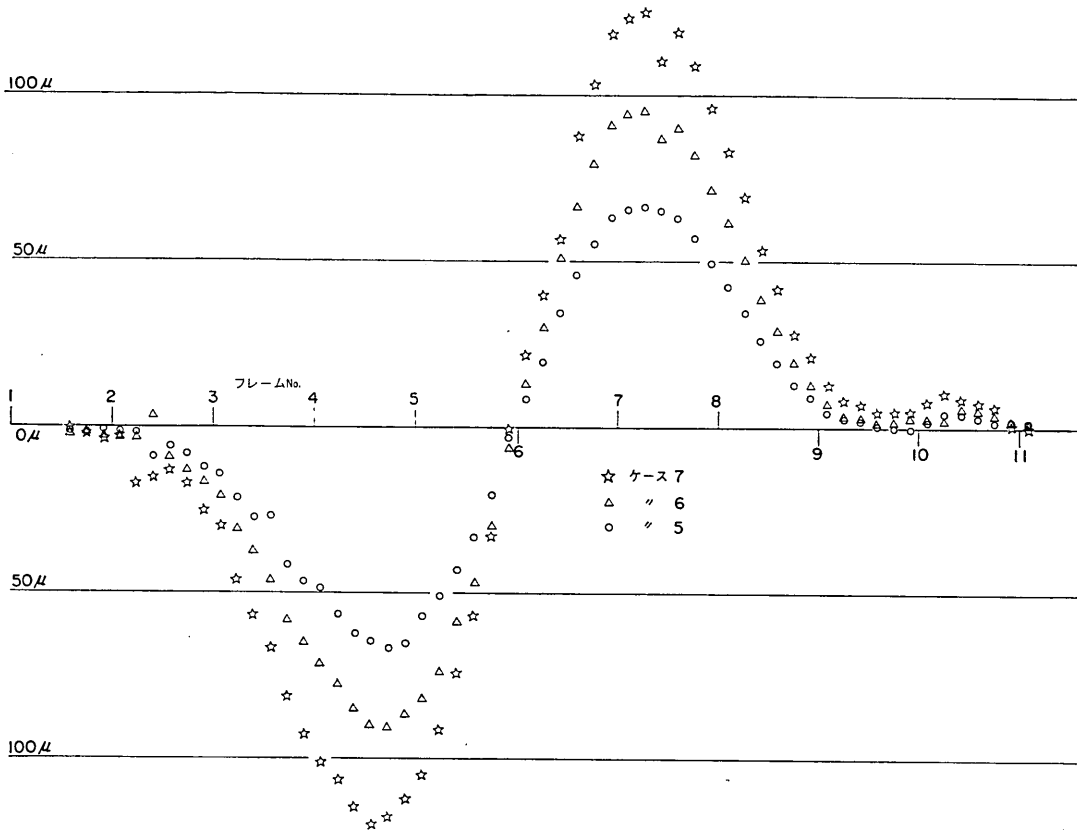


図-3.3 実測ひずみ分布図 (ケース 5, 6, 7 小型模型)

表-3.2 小型模型実験結果

ケース 番号	断層量(mm) 予定 実施	$\epsilon_{max}(10^{-6})$			$\epsilon_{max}$ の位置 (cm) ( $\epsilon=0$ からの)			断層 1 mm に 対する換算の $\epsilon_{max}(ave)$
		左	右	平均	左	右	平均	
1	0.5 (0.54)	57	54	55.5	38	37	37.5	
2	1.0 (1.08)	75	75	75	39	39	39	69.4
3	1.0 (1.05)	73	78	75.5	37	37	37	71.9
5	1.0 (0.97)	66	66	66	37	38	37.5	68.0
8	1.25 (1.25)	94	98	96	38	42	40	76.8
6	1.5 (1.46)	90	95	92.5	39	38	38.5	63.4
9	1.5 (1.51)	112	120	116	39	37	38	76.8
4	2.0 (2.04)	135	139	137	39	41	40	67.2
7	2.0 (1.98)	119	125	122	40	39	39.5	61.6
10	2.0 (1.98)	129	129	129	39	39	39	65.2

沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究 (第2報)

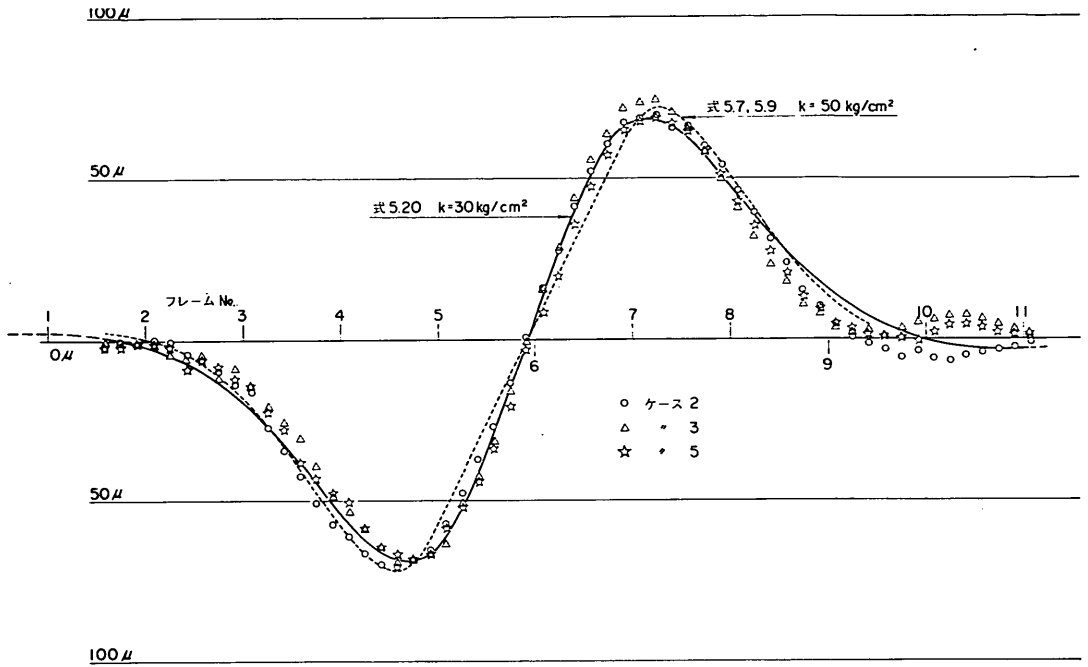


図-3.4 ひずみ分布と理論値 (ケース 2, 3, 5 小型模型)

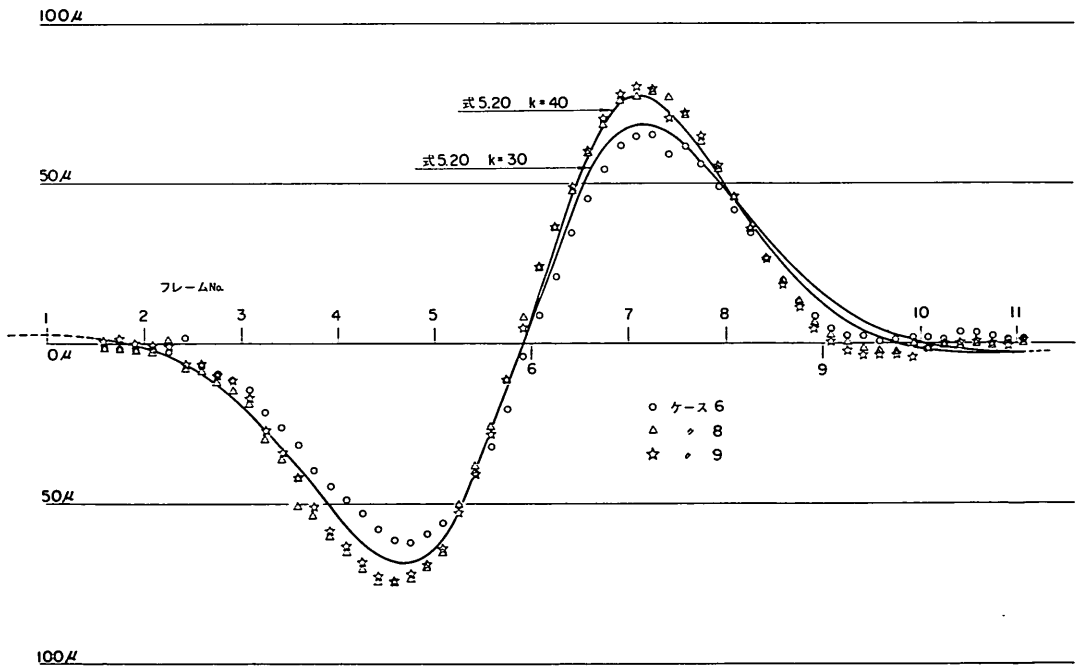


図-3.5 ひずみ分布と理論値 (ケース 6, 8, 9 小型模型)

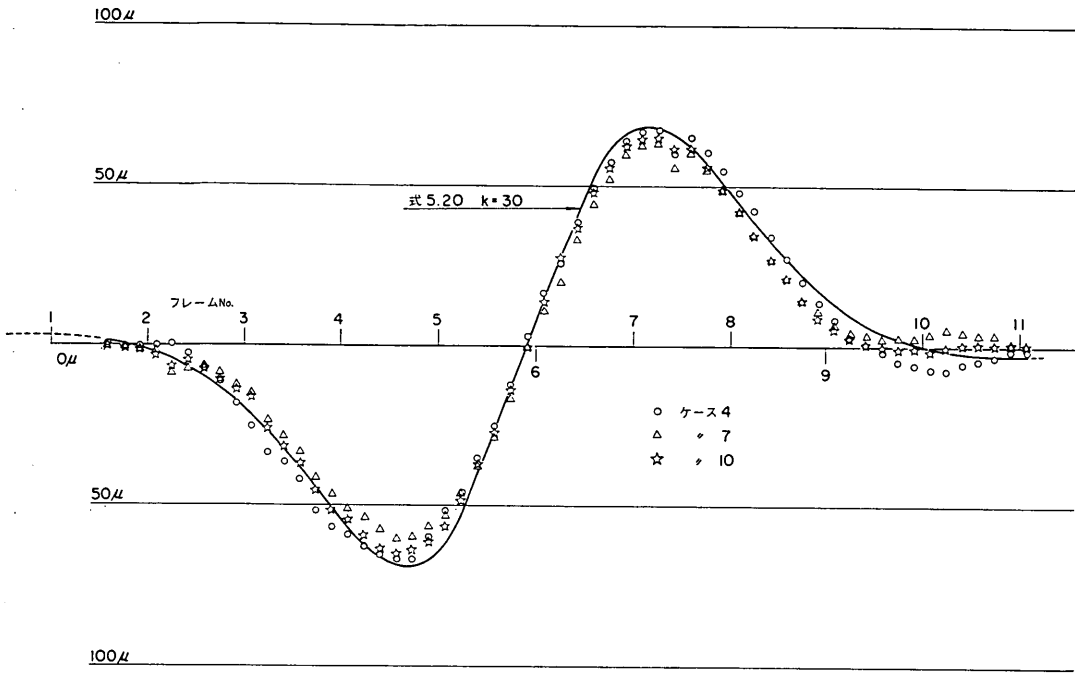


図-3.6 ひずみ分布と理論値 (ケース 4, 7, 10 小型模型)

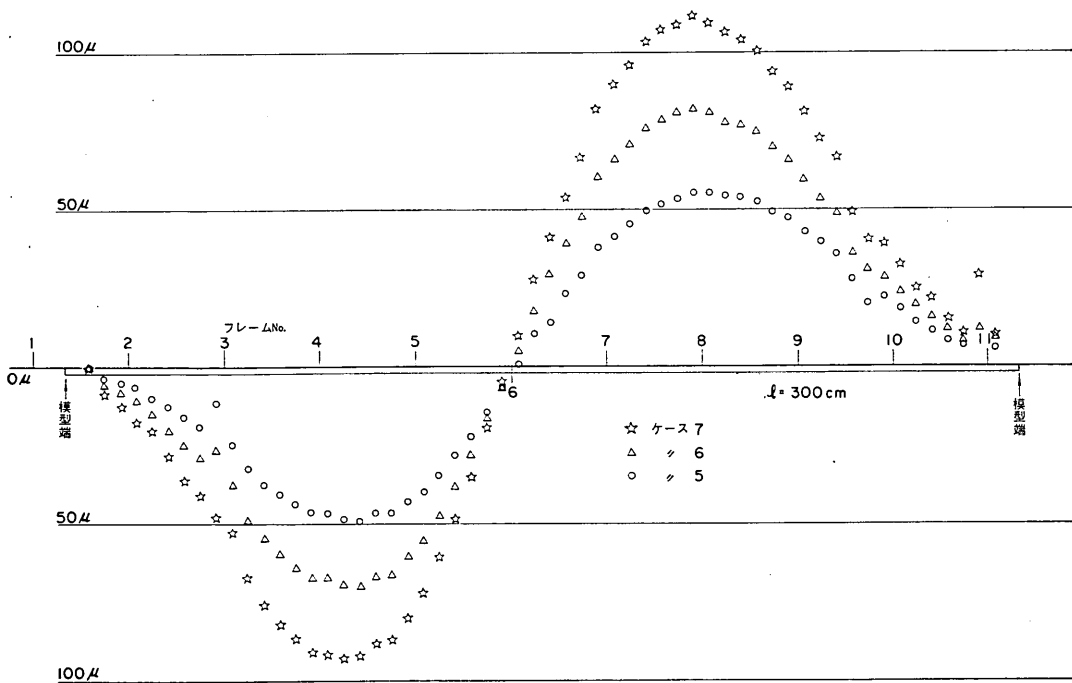


図-3.7 実測ひずみ分布図 (ケース 5, 6, 7 大型模型)

沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究（第2報）

表-3.3 大型模型実験結果

ケース 番号	断層量(mm) 予定 (実施)	$\epsilon_{\max}(10^{-6})$			$\epsilon_{\max}$ の位置(cm) ( $\epsilon=0$ からの)			断層1mmに 対する換算の $\epsilon_{\max}(\text{ave})$
		左	右	平均	左	右	平均	
1	0.5 (0.54)	42	38	40	49	50	49.5	
2	1.0 (1.08)	58	67	62.5	51	60	55.5	57.9
3	1.0 (1.05)	64	69	66.5	53	55	54	63.3
5	1.0 (0.97)	49	55	52	50	61	55.5	53.6
8	1.25 (1.25)	63	89	76	52	62	57	60.8
6	1.5 (1.46)	70	81	75.5	51	58	54.5	51.7
9	1.5 (1.51)	82	113	97.5	51	60	55.5	64.6
4	2.0 (2.04)	94	123	108.5	51.5	61.5	56.5	53.2
7	2.0 (1.98)	92	109	100.5	52	60	56	50.8
10	2.0 (1.98)	98	124	111	53	58	55.5	56.1

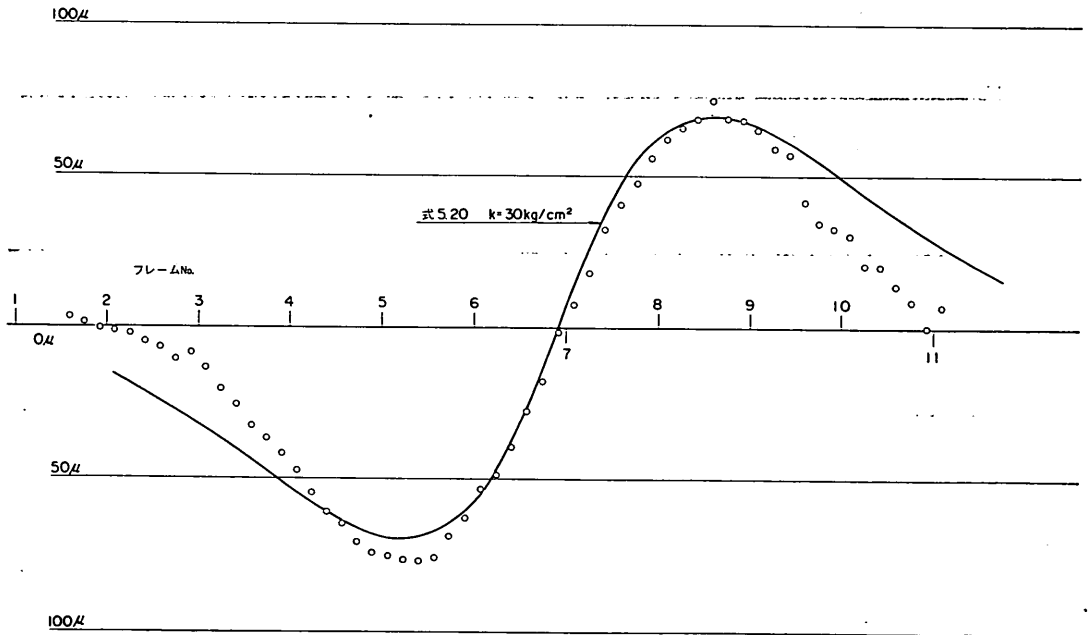


図-3.8 ひずみ分布と理論値（ケース1大型模型）

なお、2.3で述べたように1mmの変位を地盤に与えようとしても多少の過不足はまぬがれない。これが表-3.2の予定と実施の違いである。断層変位をすべて1mmに換算してひずみをプロットしたのが図-3.4, 3.5, 3.6である。3つに分けたのは見やすくするためである。1mmに換算すればひずみの値は大体重なるようになり実験がほぼ線形領域内で行なわれたことを示している。

図-3.7に大型模型についてのケース5, 6, 7の曲げひずみの分布を示す。分布は左右対称であり断層変位の増加と共に増えてはいるが、図-3.3と異なるところは右側の $\epsilon_{\max}$ の方が左側の $\epsilon_{\max}$ より大きく、その発生位置の $\epsilon=0$ からの距離も右側で多少大きい。これは図-3.2に示したように左側で模型がはね出しの傾向があるため $\epsilon_{\max}$ 左が右に比べ小さくなっているものと考えられる。



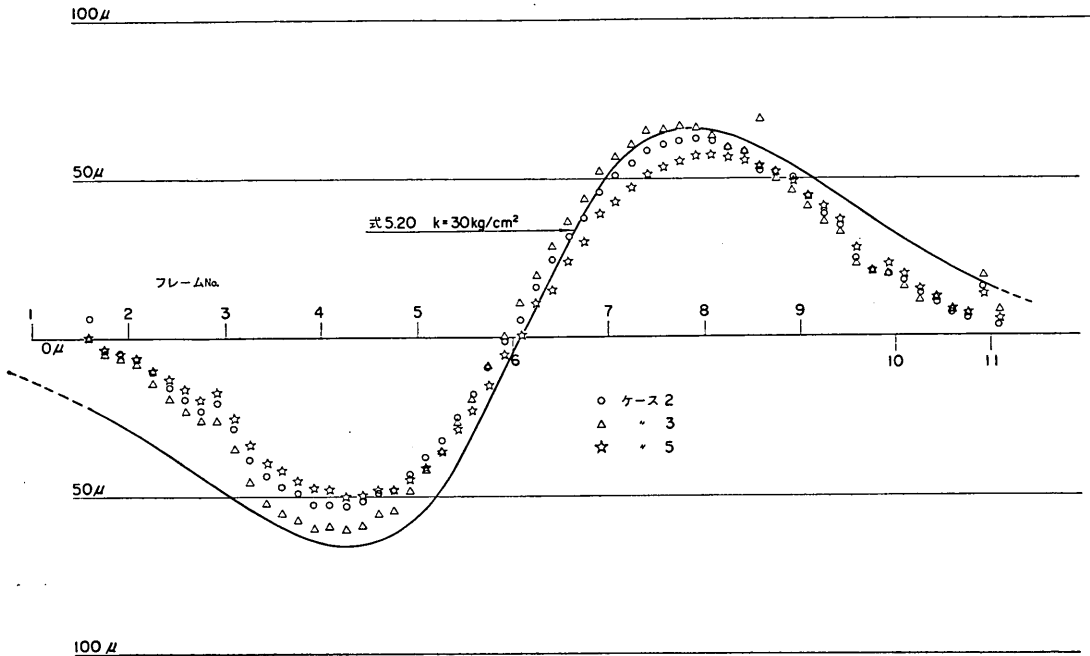


図-3.9 ひずみ分布と理論値 (ケース 2, 3, 5 大型模型)

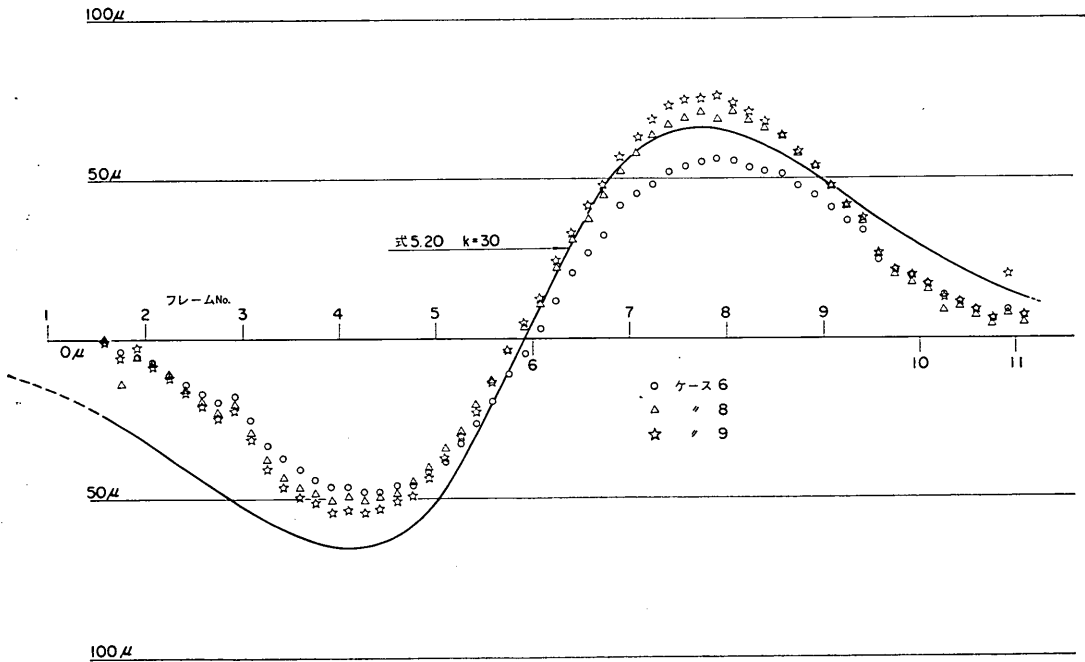


図-3.10 ひずみ分布と理論値 (ケース 6, 8, 9 大型模型)

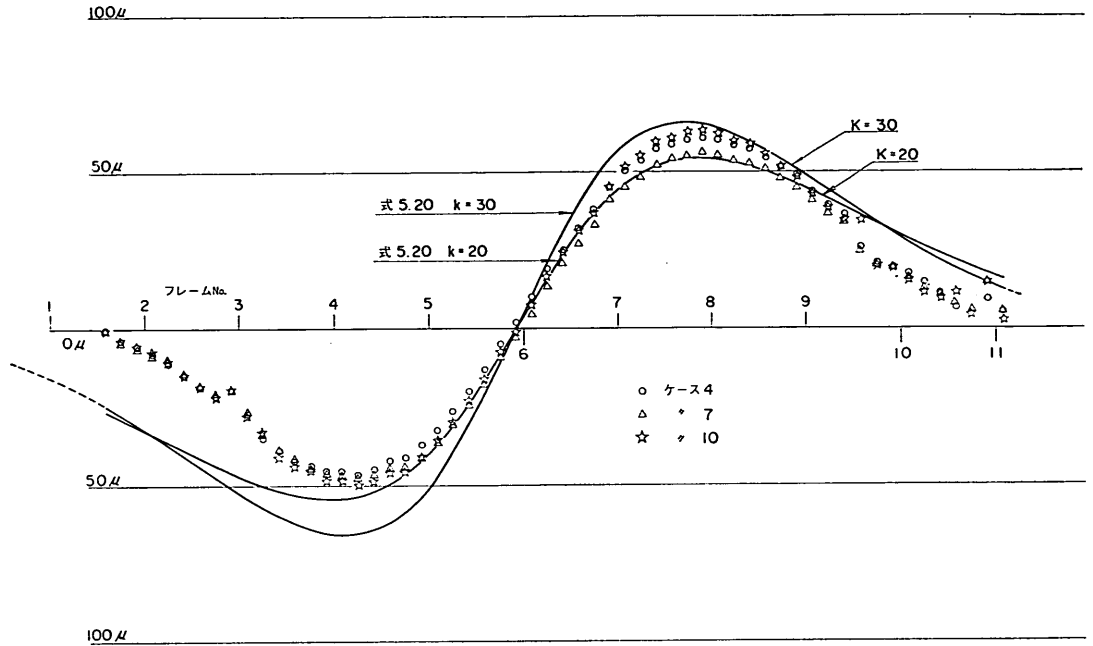


図-3.11 ひずみ分布と理論値 (ケース4, 7, 10大型模型)

表-3.3に大型模型の実験で得られたひずみに関する記録を整理した。図-3.8~3.11に断層変位を1mmに換算した時の各ケースのひずみ分布を示す。フレーム⑥~⑦間で断層を与えたケース2~10についてはフレーム⑥付近でひずみがゼロになっているが、フレーム⑥~⑦間で与えたケース1では、⑥~⑦間でひずみがゼロになるべきところ図では⑥の位置になっており、EIが大きいことによるはね出しの影響と思われる(小型では⑥~⑦の中間位置でひずみがゼロになっている図-3.13)。

以下に実験結果に対し解析をすすめるが、上述したように大型模型では多少実験結果に不満足な点があり、これは大型に対しては試験槽が小さいことに起因していると考えられるため、解析は小型模型に重点を置いて行なう。また、測定値の数の多いことから模型の変形よりは模型に生じたひずみに重点を置いて解析する。

### 3.1.1 地上突出長のないクイとしての解析

断層の試験結果を図-3.12に示すように、断層変位量の半分の強制変位が与えられたクイの問題として考えてみた。根入れが十分であれば、たわみ曲線は次式<sup>4)</sup>で表わすことができる。

$$y = e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \dots \dots \dots 5.1$$

$$\beta = \sqrt{\frac{k}{4EI}}$$

k: 地盤反力係数

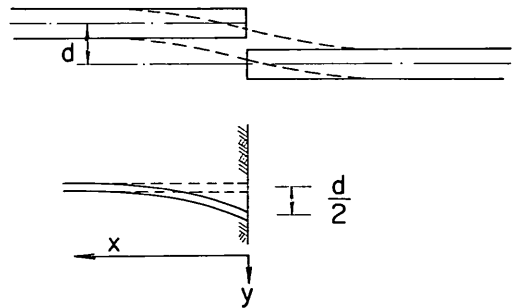


図-3.12 突出長のないクイ

境界条件として  $x=0$  で曲げモーメントがゼロ、変位が  $\frac{d}{2}$  を代入すると、 $C=d/2$ 、 $D=0$  となり、たわみ曲線、ひずみ量は

$$y = \frac{d}{2} e^{-\beta x} \cos \beta x \dots \dots \dots 5.2$$

$$\epsilon = \beta^2 d B_m \cdot e^{-\beta x} \sin \beta x \dots \dots \dots 5.3$$

$B_m$ : はりの幅の半分

となる。ひずみ最大の位置およびその値は

$$x_{\max} = \frac{\pi}{4\beta} \dots \dots \dots 5.4$$

$$\epsilon_{\max} = 0.3224 \beta^2 d B_m \dots \dots \dots 5.5$$

となる。

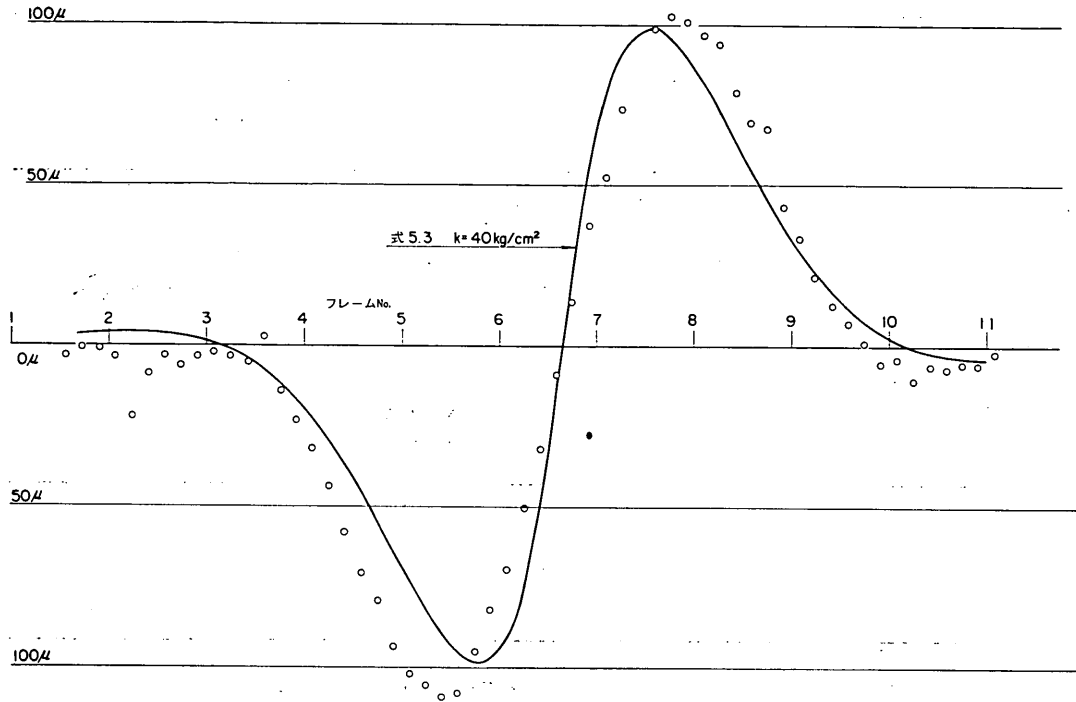


図-3.13 ひずみ分布と理論値 (ケース1 小型模型)

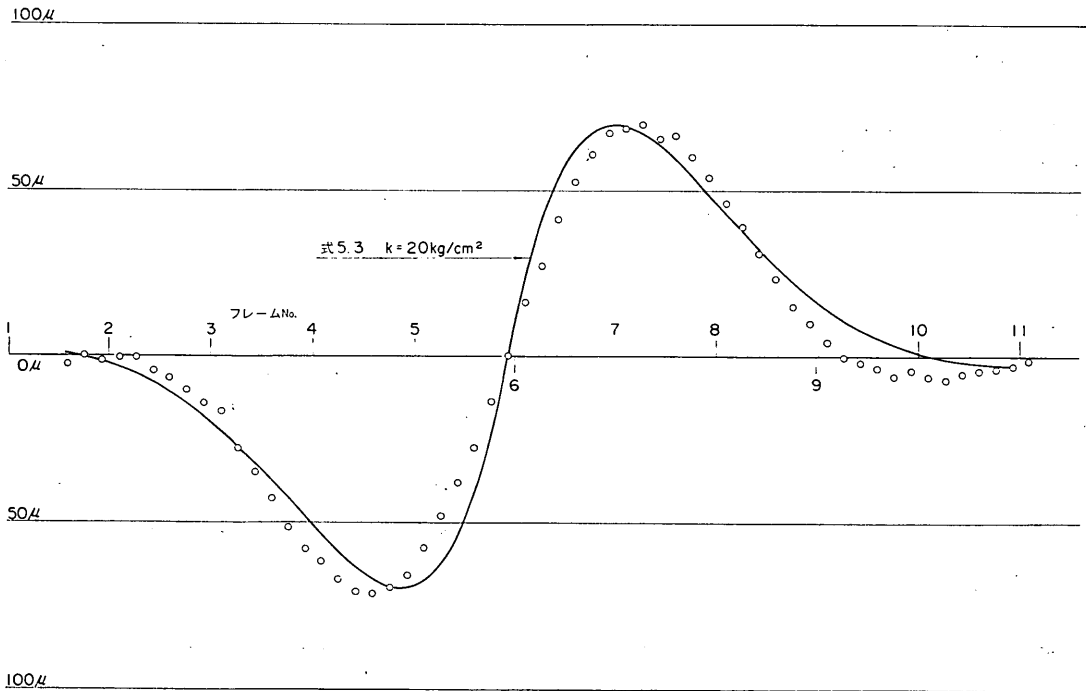


図-3.14 ひずみ分布と理論値 (ケース2 小型模型)

$x_{\max}$  が断層変位  $d$  に関係なく一定であり,  $\varepsilon_{\max}$  が  $d$  に比例するという 5.4, 5.5 式は実験結果と一致するところである。  $d=1\text{mm}$ ,  $B_m=3.5\text{cm}$ ,  $EI=1.3 \times 10^7 \text{ kg/cm}^2$  とし, 小型模型のケース 1, 2 の実験結果(1mm 換算)に 5.3 式を当てはめてみたのが 図-3.13, 3.14 である。  $\varepsilon_{\max}$  が実験に合うように  $k$  を選んだので前者では  $k=40\text{kg/cm}^2$ , 後者では  $k=20\text{kg/cm}^2$  を用いた。試験装置の構造上, 相接する面で断層変位(厚みゼロの断層)を与えることが出来ないため, 30cm (ケース 1), 60cm (ケース 2) 離れて与えた断層実験結果を式 5.3 で解析するには無理のあることがわかる。後に述べるが厚みゼロの断層に対しては式 5.3 で説明できると考える。

3.1.2 地上突出長のあるクイとしての解析

断層実験は 図-2.4 に示したように, ある厚み (30cm, 60cm) を持って与えた。実際問題としても, もし基盤に厚みのない断層が生じたとしてもトンネル設置位置では基盤上にたい積したシルト質地盤の破壊, 変形などによりある厚みを持った断層となることが予想される。

厚みを持った断層に対しては, 図-3.15 に示すように

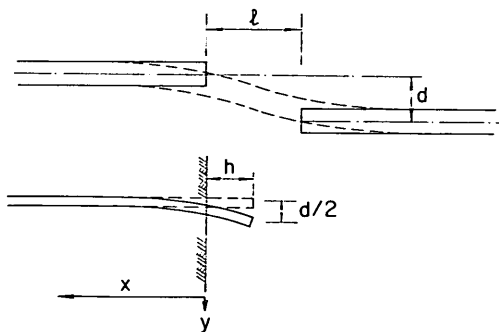


図-3.15 突出長のあるクイ

地上突出長  $h=l/2$  を持ったクイとしての解析を試みた。境界条件として  $x=-h$  で曲げモーメントゼロ, 変位  $d/2$  を与えるとクイの計算式<sup>4)</sup>より

$$y_1 = \frac{0.25d}{(\beta h)^3 \psi} \{ \beta^2 x^3 + 3\beta^3 h x^2 - 3\beta(1+2\beta h)x + 3(1+\beta h) \} \dots\dots\dots 5.6$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1.5dB_m}{h^3 \psi} (x+h) \dots\dots\dots 5.7$$

$$y_2 = \frac{0.75d}{(\beta h)^3 \psi} \cdot e^{-\beta x} \{ (1+\beta h) \cos \beta x - \beta h \sin \beta x \} \dots\dots\dots 5.8$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1.5dB_m}{\beta h^3 \psi} \cdot e^{-\beta x} \{ \beta h \cos \beta x + (1+\beta h) \sin \beta x \} \dots\dots\dots 5.9$$

$$x_{\max} = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h} \dots\dots\dots 5.10$$

$$\varepsilon_{\max} = \frac{1.5dB_m}{h^2 \psi} \cdot \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1}}{2\beta h} \cdot \exp \left( -\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h} \right) \dots\dots\dots 5.11$$

$$\text{ただし } \psi = \frac{(1+\beta h)^3 + 0.5}{(\beta h)^3}$$

ここに  $y_1, \varepsilon_1$  は突出部のたわみとひずみ,  $y_2, \varepsilon_2$  は埋込部のそれである。

式 5.7, 5.9 で求まるひずみ分布が実験値と合うかどうかを見たのが前の 図-3.4 である。式 5.7 によれば突出部のひずみ分布は直線になる。しかし, 実験では突出部と考えたフレーム ⑤~⑦ 間には砂が存在するため, 実験値はよく見ると直線になっていない。この区間でも砂と模型の間に力が働いているとみるべきである。

3.1.3 弾性床上的はりとしての解析

弾性床上的はりのたわみ曲線の基本式

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q \dots\dots\dots 5.12$$

において, はりに働く荷重として

$$q = k(d-y) \dots\dots\dots 5.13$$

を考える。ここに  $k$  は地盤反力係数,  $d$  は断層変位,  $y$  ははりの変位である。  $kd=q_0$  とおくと 5.12 式は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q_0 - ky \dots\dots\dots 5.14$$

となり, 荷重  $q_0$  を受ける弾性床上的はりの式が得られる。

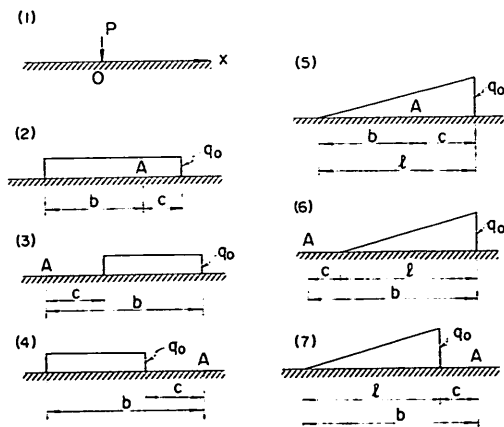


図-3.16 等分布荷重, 三角形分布荷重

チモシェンコ<sup>5)</sup>によると 図-3.16 の(1)に示す無限長のハリに集中荷重  $P$  が働く場合、たわみ曲線、曲げモーメント曲線は次式で表わせる。

$$\left. \begin{aligned} x \geq 0 \quad y &= \frac{P\beta}{2k} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ M &= \frac{-P}{4\beta} e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \\ x < 0 \quad y &= \frac{P\beta}{2k} e^{\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ M &= \frac{P}{4\beta} e^{\beta x} (\sin \beta x + \cos \beta x) \end{aligned} \right\} \dots\dots 5.15$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ケース(5)} \quad y &= \frac{q_0}{4k\beta l} (\psi(b) - \psi(c)) \\ &\quad - 2l\beta\theta(c) + 4b\beta \\ M &= \frac{q_0}{8\beta^3 l} (\varphi(c) - \varphi(b)) \\ &\quad + 2b\beta\xi(c) + 2c\beta\xi(c) \\ \text{ケース(6)} \quad y &= \frac{q_0}{4k\beta l} (\psi(c) - \psi(b)) \\ &\quad - 2b\beta\theta(b) + 2c\beta\theta(b) \\ M &= \frac{q_0}{8\beta^3 l} (\varphi(b) - \varphi(c)) \\ &\quad + 2b\beta\xi(b) - 2c\beta\xi(b) \\ \text{ケース(7)} \quad y &= \frac{q_0}{4k\beta l} (\psi(b) - \psi(c)) \\ &\quad + 2b\beta\theta(c) - 2c\beta\theta(c) \\ M &= \frac{q_0}{8\beta^3 l} (\varphi(c) - \varphi(b)) \\ &\quad + 2c\beta\xi(c) - 2b\beta\xi(c) \end{aligned} \right\} \dots\dots 5.18$$

したがって、図-3.16に示す分布荷重の場合は 5.15 式の  $P$  に  $q_0 dx$  を代入して積分することによってたわみ、曲げモーメントが求まる。たとえばケース(2)における点  $A$  でのたわみおよび曲げモーメントはそれぞれ次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} y_A &= \int_0^b \frac{q_0 dx}{2k} \cdot \beta e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ &\quad + \int_0^c \frac{q_0 dx}{2k} \beta e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ &= \frac{q_0}{k} - \frac{q_0}{2k} (e^{-\beta b} \cos \beta b + e^{-\beta c} \cos \beta c) \\ M_A &= \int_0^b \frac{q_0 dx}{4\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ &\quad + \int_0^c \frac{q_0 dx}{4\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ &= \frac{q_0}{4\beta^2} (e^{-\beta b} \sin \beta b + e^{-\beta c} \sin \beta c) \end{aligned} \right\} \dots\dots 5.16$$

なお、上式を求めるため以下の積分公式を用いた。

$$\left. \begin{aligned} I &= \int x^n e^{ax} \sin bx \, dx \\ n=0, \quad I &= \frac{e^{ax}}{a^2 + b^2} (a \sin bx - b \cos bx) \\ n=1, \quad I &= \frac{x e^{ax}}{a^2 + b^2} (a \sin bx - b \cos bx) \\ &\quad - \frac{e^{ax}}{(a^2 + b^2)^2} [(a^2 - b^2) \sin bx \\ &\quad - 2ab \cos bx] \\ I &= \int x^n e^{ax} \cos bx \, dx \\ n=0, \quad I &= \frac{e^{ax}}{a^2 + b^2} (a \cos bx + b \sin bx) \\ n=1, \quad I &= \frac{x e^{ax}}{a^2 + b^2} (a \cos bx + b \sin bx) \\ &\quad - \frac{e^{ax}}{(a^2 + b^2)^2} [(a^2 - b^2) \cos bx \\ &\quad + 2ab \sin bx] \end{aligned} \right\} \dots\dots 5.19$$

式を簡単にするため以下の記号を用いる。

$$\left. \begin{aligned} \varphi(x) &= e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ \psi(x) &= -e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \\ \theta(x) &= e^{-\beta x} \cos \beta x \\ \xi(x) &= e^{-\beta x} \sin \beta x \end{aligned} \right\} \dots\dots 5.17$$

5.17 式を用いて図-3.16 のケース(2)~(7)をまとめると 5.18 式となる。

$$\left. \begin{aligned} \text{ケース(2)} \quad y &= \frac{q_0}{k} - \frac{q_0}{2k} (\theta(b) + \theta(c)) \\ M &= \frac{q_0}{4\beta^2} (\xi(b) + \xi(c)) \\ \text{ケース(3)} \quad y &= \frac{q_0}{2k} (\theta(c) - \theta(b)) \\ M &= \frac{q_0}{4\beta^2} (\xi(b) - \xi(c)) \\ \text{ケース(4)} \quad y &= \frac{q_0}{2k} (\theta(c) - \theta(b)) \\ M &= \frac{q_0}{4\beta^2} \{\xi(b) - \xi(c)\} \end{aligned} \right\}$$

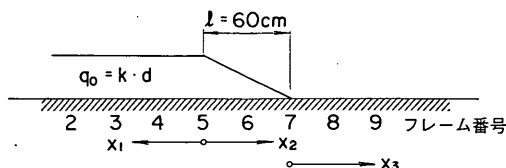


図-3.17 断層の解析

実際は有限長のはりで実験したわけであるが、図-3.17に示すように無限長のはりに  $q_0$  の荷重が同じく無限長

に作用したとして解析する。実験ケースは図-3.16の荷重状態の重ね合わせで求めることができる。図-3.17に示す  $x_1, x_2, x_3$  各位置でのたわみ、ひずみは式5.17の記号を用いて次式で求まる。

$$\left. \begin{aligned}
 y_1 &= d - \frac{d}{2}\theta(x_1) + Q_0\{\psi(x_1+l) - \psi(x_1)\} \\
 &\quad + 2\beta(x_1+l)\theta(x_1) - 2\beta x_1\theta(x_1) \\
 y_2 &= \frac{d}{2}\theta(x_2) + Q_0\{\psi(l-x_2) - \psi(x_2)\} \\
 &\quad - 2l\beta\theta(x_2) + 4\beta(l-x_2) \\
 y_3 &= \frac{d}{2}\theta(x_3+l) + Q_0\{\psi(x_3) - \psi(l+x_3)\} \\
 &\quad - 2\beta(x_3+l)\theta(x_3+l) + 2\beta x_3\theta(x_3+l) \\
 \varepsilon_{x1} &= \frac{B_m}{EI} \left[ \frac{q_0}{4\beta^2}\xi(x_1) + Q_0'\{\varphi(x_1) \right. \\
 &\quad \left. - \varphi(x_1+l) + 2\beta x_1\xi(x_1) - 2\beta(x_1+l) \right. \\
 &\quad \left. \xi(x_1)\} \right] \\
 \varepsilon_{x2} &= \frac{B_m}{EI} \left[ -\frac{q_0}{4\beta^2}\xi(x_2) + Q_0'\{\varphi(x_2) \right. \\
 &\quad \left. - \varphi(l-x_2) + 2\beta(l-x_2)\xi(x_2) \right. \\
 &\quad \left. + 2\beta x_2\xi(x_2)\} \right] \\
 \varepsilon_{x3} &= \frac{B_m}{EI} \left[ -\frac{q_0}{4\beta^2}\xi(x_3+l) + Q_0'\{\varphi(x_3 \right. \\
 &\quad \left. + l) - \varphi(x_3) + 2\beta(x_3+l)\xi(x_3+l) \right. \\
 &\quad \left. - 2\beta x_3\xi(x_3+l)\} \right]
 \end{aligned} \right\} \dots 5.20$$

ただし  $Q_0 = \frac{q_0}{4k\beta l}, \quad Q_0' = \frac{q_0}{8\beta^2 l}$

式5.20において  $d=0.1\text{cm}$  とし大型模型に  $B_m=8.5\text{cm}$ ,  $EI=11.16 \times 10^7 \text{kg}\cdot\text{cm}^2$ ,  $k=30\text{kg}/\text{cm}^2$  を代入してひずみ曲線を求めたのが図-3.9~3.11, 小型模型として  $B_m=3.5\text{cm}$ ,  $EI=1.3 \times 10^7 \text{kg}\cdot\text{cm}^2$ ,  $k=30\text{kg}/\text{cm}^2$  を用いてひずみ曲線を求めたのが図-3.4~3.6である。小型模型では理論曲線と実験値が  $k=30\text{kg}/\text{cm}^2$  で非常によく合っているのがわかる。大型模型では3.1で述べたように実験そのものに多少問題があるが,  $k=30\text{kg}/\text{cm}^2$  (~ $20\text{kg}/\text{cm}^2$ ) で概ね合っている。有限長の実験に対し無限長の理論解をあてはめているため模型端部では合わなくなっている。小型模型の  $\beta^{-1}=36.2\text{cm}$ , 大型模型の  $\beta^{-1}=62.1\text{cm}$  (いずれも  $k=30\text{kg}/\text{cm}^2$ ) であるから, 断層中心から模型端までの長さ約150cmと  $\frac{3}{\beta}$  の値を比べれば, 小型でよく合い大型でよくは合わないことが説明できる。すなわち, 小型の場合特性長  $\beta^{-1}$  の3倍以上の長さがあるため, 有限のはりを無限のはりとして扱って

も, 結果としてそう間違った値とはならないものと考えられる。

ひずみの実験結果のあてはめに用いた  $k=30\text{kg}/\text{cm}^2$  の値を用いて, 式5.20よりたわみ曲線を求めて実験値との対応を見たのが図-3.1, 3.2である。予定の断層変位に対し実際に与えた変位には多少の過不足があったのであるが, 実験値と予定の断層変位が与えられたとした理論値との間のあてはめは, 小型模型では概ね合っているが大型模型ではあまり合っていない。

今回の実験のような厚みのある断層に対しては, 5.14式がよく合うことがわかったが, 厚みのない断層の場合は, 図-3.16の(2)において  $b=\infty, c=x$  とすると式5.18より

$$M = \frac{q_0}{4\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x \dots \dots \dots 5.21$$

となる。  $\beta^4 = \frac{k}{4EI}$  であるから

$$\begin{aligned}
 \varepsilon &= \frac{M}{EI} \cdot B_m = \frac{B_m}{EI} \cdot \frac{k d \cdot \beta^2}{4\beta^4} e^{-\beta x} \sin \beta x \\
 &= \beta^2 d B_m \cdot e^{-\beta x} \sin \beta x \dots \dots \dots 5.22
 \end{aligned}$$

となる。この式は5.3式とまったく同じものである。つまり厚みのない断層の場合は, 地上突出長のないクイの考え方3.1.1が適用できる。

### 3.2 不等沈下実験について

この実験も断層実験と同じく  $EI$  の異なる大小2つの模型を底から50cmのところ埋め込み, 表-2.4で得られる沈下変形を試験槽地盤に与え模型の変形, ひずみを測定した。なお, 実験は地盤を上下方向に沈下させたのではなく, 左右に不等沈下に相当する形状の変形を与えたことを繰り返して注意しておく。この実験は1つの模型に対し1回実施した。図-3.18に小型模型の実測ひずみ, 変形, 図-3.19に大型模型に対するものをプロットした。両図から次のことがわかる。

1. ひずみの分布形状は振幅(フレーム④で与える不等沈下量)を変えても変わらず, ひずみの大きさは振幅に比例している。
2. 最大値の発生位置は振幅を変えても変わらない
3. 同じ振幅では大型模型のひずみの方が小型より大きい
4. 模型の変位は小型の方が大型より大きい
5.  $\varepsilon_{\max}$  の位置は小型と大型で約8~10cmずれる

#### 3.2.1 弾性床上的はりとしての解析

実験結果を3.1.3と同じ考え方で解析した。この実験は模型端部に解析上無視できない荷重をかけているた

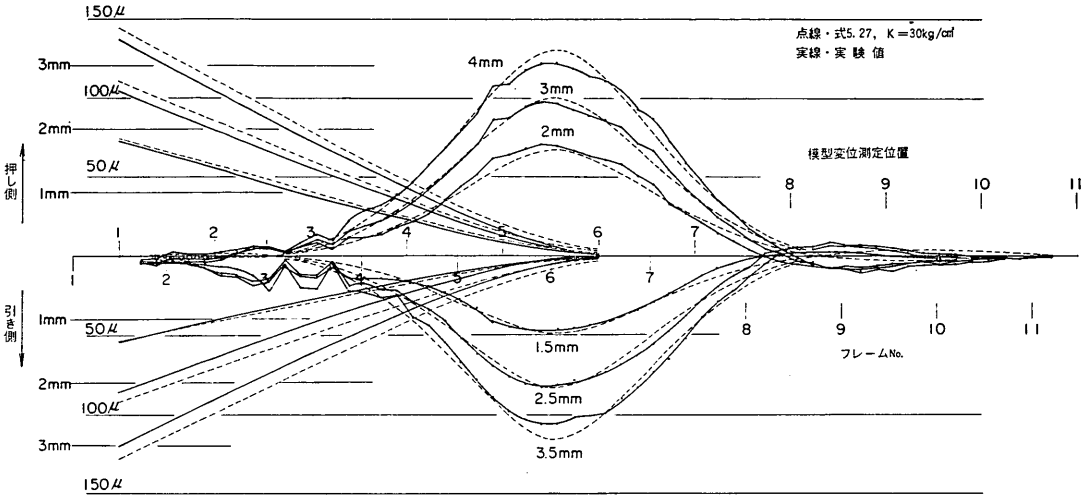


図-3.18 不等沈下実験値と理論値（小型模型）

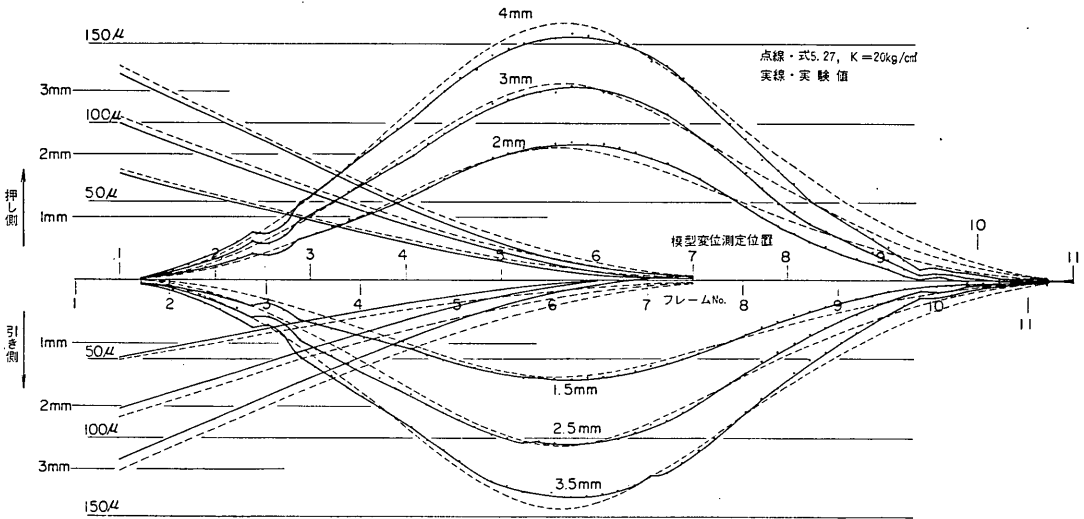


図-3.19 不等沈下実験値と理論値（大型模型）

め、一方方向に無限に長いはりとして式5.14の基本式を用いた。図-3.20は解析の考え方を示したもので、一方方向に無限に長いはりの一端に不等沈下量相当の荷重が作用する場合(a)の  $x$  でのたわみ  $y$ 、ひずみ  $\varepsilon$  は、無限に長いはりに同じ三角形分布荷重が作用した時(b)のたわみ  $y_1$ 、ひずみ  $\varepsilon_1$  に、一方方向に無限に長いはりの端部に  $M_A$ 、 $V_A$  を受けた場合(c)のたわみ  $y_2$ 、ひずみ  $\varepsilon_2$  を加えたものであるとする。(b)の状態での点Aの曲げモーメント

$M_A$  は、5.18式のケース(5)より

$$M_A = \frac{q_0}{8\beta^3 l} \{ \varphi(0) - \varphi(l) + 2b\beta\xi(0) \}$$

$$= \frac{q_0}{8\beta^3 l} \{ 1 - \varphi(l) \} \dots\dots\dots 5.23$$

また、図-3.16の(1)において  $x < 0$  でのせん断力  $V$  は

$$V = \frac{P}{2} e^{\beta x} \cos \beta x \dots\dots\dots 5.24$$

で表わすことができる<sup>5)</sup>から、図-3.20の点Aでのセ

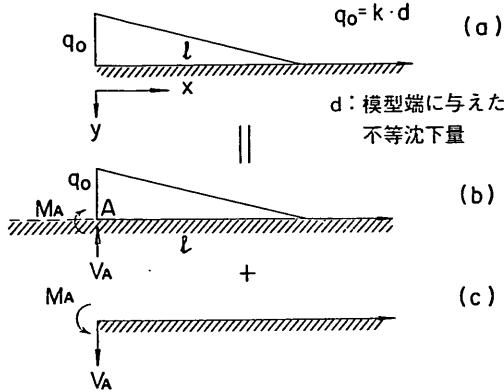


図-3.20 不等沈下の解析

断面力  $V_A$  は

$$V_A = \int_0^l \frac{1}{2} \left( q_0 - \frac{q_0}{l} x \right) e^{-\beta x} \cos \beta x \cdot dx$$

$$= \frac{q_0}{4\beta^2 l} \{ \beta l - \xi(l) \} \dots \dots \dots 5.25$$

となる。(c)に対するたわみ, 曲げモーメントはチモシェンコ<sup>5)</sup>により

$$y_2 = \frac{2\beta}{k} \{ V_A \theta(x_2) + \beta M_A \{ \theta(x_2) - \xi(x_2) \} \}$$

$$M_2 = \left\{ -M_A \varphi(x_2) - \frac{V_A}{\beta} \xi(x_2) \right\} \dots \dots \dots 5.26$$

となる。5.26式の  $M_A$ ,  $V_A$  に 5.23式, 5.25式の値を代入すればよい。ゆえに(a)に対しては5.18式のケース(5), (6)と5.26式より次式が求まる。

$$0 \leq x \leq l$$

$$y = \frac{q_0}{4k\beta l} \{ \psi(l-x) - \psi(x) - 2l\beta\theta(x) + 4\beta(l-x) \} + y_2$$

$$\epsilon = \frac{B_m}{EI} \cdot \frac{q_0}{8\beta^3 l} \{ \varphi(x) - \varphi(l-x) + 2\beta(l-x)\xi(x) + 2\beta x\xi(x) \} + \frac{B_m}{EI} \cdot M_2$$

$$x > l$$

$$y = \frac{q_0}{4k\beta l} \{ \psi(x-l) - \psi(x) + 2\beta(x-l) \theta(x) - 2\beta x\theta(x) \} + y_2$$

$$\epsilon = \frac{B_m}{EI} \cdot \frac{q_0}{8\beta^3 l} \{ \varphi(x) - \varphi(x-l) + 2\beta x\xi(x) - 2\beta(x-l)\xi(x) \} + \frac{B_m}{EI} \cdot M_2$$

} \dots \dots 5.27

5.27式において  $l = 136.5\text{cm}$  (図-2.7, 2.8に示すよう

にフレーム①~⑥間で不等沈下を与えた。また模型端はフレーム①の中心の位置から  $13.5\text{cm}$  離れていたため,  $30\text{cm} \times 5 - 13.5\text{cm} = 136.5\text{cm}$ ), とし振幅  $d$  は図-2.8のフレーム⑥から  $136.5\text{cm}$  の位置での  $d$  を読み取った。大型模型に  $B_m = 8.5\text{cm}$ ,  $EI = 9.76 \times 10^7 \text{kg} \cdot \text{cm}^2$ ,  $k = 20\text{kg/cm}^2$  を代入してひずみ曲線, 変形曲線を描いたのが図-3.19, 小型模型に  $B_m = 3.5\text{cm}$ ,  $EI = 1.176 \times 10^7 \text{kg} \cdot \text{cm}^2$ ,  $k = 30\text{kg/cm}^2$  を代入して曲線を描いたのが図-3.18である。

理論曲線と実験曲線は変形については多少の違いがあるが, ひずみ分布に関しては  $k = 20 \sim 30\text{kg/cm}^2$  の値でかなりよく一致している。こまかく見てピークの位置が多少ずれるのは, 図-2.8に示したように地盤変形が必ずしも正確にフレーム⑥の位置から折れ曲がっていないことの影響と考えられる。不等沈下実験では, 断層実験と異なり大型模型でもかなりよい一致を見た。これは次の理由によるものと考えられる。大型模型の  $\beta l = 4.5 \sim 5.0$  となり, チモシェンコ<sup>5)</sup>によると  $\beta l = 0.6 \sim 5$  であれば有限長さのはりとして扱う。  $\beta l > 5$  であれば一端を調べるときには他端は無限に長いと仮定し無限長のはりとして扱ってよいとしている。したがって, 大型模型の  $\beta l$  の値が5近いものであるため左端では境界条件を用い, 右端は無限に遠いとした扱いが妥当であったと考える。小型の  $\beta l$  は  $7.7 \sim 8.5$  となり, 一方向に無限に長いのはりの扱いでよかったわけである。

ここで  $k$  値について考えてみる。不等沈下の実験, 断層の実験を  $EI$  の異なる2種類の模型を使って行なったわけであるが, いずれの場合も  $k$  としては  $20 \sim 30\text{kg/cm}^2$  の値であることがわかった。試験槽に入れた砂は知多半島から持って来たものであるが, 現地において別の実験<sup>6)</sup> で求めた水平方向地盤反力係数は  $2.2\text{kg/cm}^3$  であった。試験槽で行なった  $N$  値は3程度であった<sup>1)</sup>。一方, ルーズな砂の  $N$  値は  $4 \sim 10$  である<sup>4)</sup>。これより  $k_h = 0.6 \sim 2.0\text{kg/cm}^3$  となり<sup>4)</sup>,  $k = k_h B$  というクイの横抵抗問題で使われる地盤反力係数は, いま  $B = 10\text{cm}$  であるから  $k = 6 \sim 20\text{kg/cm}^2$  となる。一方, 文献(1)で述べたように FEM で求めた地盤反力係数は  $934\text{kg/cm}^2$ , 正弦波形の地盤変形に対しBART法で求めたそれは  $1,000\text{kg/cm}^2$  前後であった。このように実験結果から求まる  $k$  値がクイの横抵抗問題で使用する  $k$  値によく一致し, 弾性波の伝ば速度から求める  $k$  値とはかなりかけ離れた値となる原因はよくわからない。私見ではあるが, 模型底面と地盤の間のせん断抵抗あるいは地盤相互間のせん断抵抗が FEM の計算で見込むほど効いていないのかも知れない。



それと模型の壁と地盤の間の引張抵抗を見込むのにも問題があると思われる。こうした問題については今後さらに詳細な検討を加えるつもりである。

#### 4. 結 論

以上今回の実験の結果から得られたものをまとめると次のとおりとなる。

1) 地盤に断層変形や不等沈下のような変形が生じたときの地中埋設構造物（沈埋トンネルなど）に生ずる曲げひずみは、弾性床上のはりの問題としてこれを推定することができる。

2) 実際に生ずる不等沈下に対し、どのような地盤反力係数を用いればよいかの検討は今回行っていないが、断層変形等の水平方向の変形に対する地盤反力係数は、クイの横抵抗問題で用いる地盤反力係数が今回の実験結果とよく合致した。

3) 地盤の弾性波速度から求める地盤反力係数は実験結果に対し40～50倍の値となる。この原因はよくわからないので今後さらに検討する。

#### 5. あとがき

今回の実験は筆者のうち青木、田淵が行なった正弦波変形に引続いて行なわれたもので、不等沈下実験の途中で青木が転勤となったため、中野、田淵が不等沈下実験の後半および断層実験を引継いだものである。

実験結果のとりまとめに当っては、土田肇耐震構造研究室長から貴重な御意見を頂いた。また、実験結果の解析に当っては第二港湾建設局の川島毅技官に援助頂くところがあった。ここに記して謝意を表する。

(1973年4月6日受付)

#### 参 考 文 献

- 1) 青木義典、田淵民雄；沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究，港研報告 Vol. 11, No. 4, 1972. 9
- 2) 土木学会；沈埋トンネル要覧，1971. 7
- 3) 金井清；地震工学，共立出版K. K.
- 4) 横山幸満；鋼杭の設計と施工，山海堂
- 5) チモンエンコ；材料力学下巻（訳本），コロナ社
- 6) 青木義典他；沈埋トンネルの野外模型振動実験，港研報告 Vol. 11, No. 2, 1972. 6