

## 鋼製箱型擁壁の水平挙動に関する実験的研究

(Stability Study on Metal Bin Type Retaining Wall)

沢 口 正 俊<sup>i)</sup> (Masatoshi Sawaguchi)  
山 田 恭 央<sup>ii)</sup> (Yasuo Yamada)  
樋 口 靖 明<sup>iii)</sup> (Yasuaki Higuchi)

キーワード：技術開発／載荷試験／水平荷重／図式  
解法／設計／土圧／野外試験／擁壁(IGC:H2/G14)

## 1. ま え が き

近年、施工条件の複雑化や工期の短縮化等の外的条件に刺激されて、各種の新擁壁工法が研究開発されつつあるが、中には既に実用化されているものもある。このような状況の下で、工場生産による一定規格の波形鋼板を、現地で組み立てて箱型構造とし、その中に土砂を中詰めして作る擁壁、いわゆる鋼製箱型擁壁（以下、箱型擁壁、あるいは単に擁壁と称する）の利用が考えられる。本工法の利点としては擁壁のプレハブ化を一段と本格化できること以外に、中詰め土砂として現場で発生する土砂をそのまま利用できる点にある。

具体的には図-1 に示すように、箱の隅部には L 型鋼板の支柱を立て、その支柱に前壁と後壁、および間仕切りの波形鋼板をボルトによって結合して組み立てる。個々の部材は軽量であるから運搬が容易である。このように鋼材からなる外壁構造と中詰め土砂が協力し合って水平外力に抵抗している点で、箱型擁壁は鋼矢板セルや鋼板セルなどと類似している。

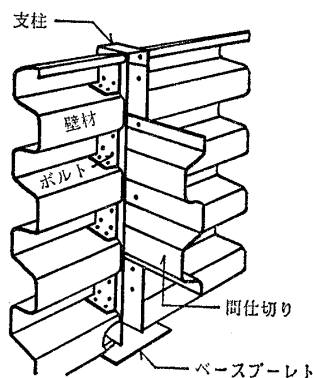


図-1 鋼製箱型用壁の組立て図

本工法は海外では既にその設計法も提案されており、マニュアルにも紹介されている<sup>1)</sup>。しかし、我が国ではまだ経験の浅い工法であるため実用化に当たって、いくつかの技術上の問題点が指摘された。そのなかで特に極限水平抵抗力を推定する方法を確立することが急務であるとして、実寸大の試験体による野外実験を実施した。

実験ケースとしては、中詰め土砂を3種類とし、湿潤砂2ケース、関東ローム1ケース、湿潤礫1ケース、合計4ケースについての水平載荷実験を実施した。その際、外壁の応力、壁面土圧、底面反力などを測定し、更に新たに試作した回転式せん断ひずみ計を使って中詰め土砂のせん断挙動についての観測も行った。実験で得られた極限水平抵抗力の測定結果について、セル式壁体の設計法および海外で提案された設計法、更には著者らが修正した推定方法によって比較検討を行った。

## 2. 極限水平抵抗力の理論

箱型擁壁の極限水平抵抗力を推定する方法としては、箱型擁壁をセル構造と見なし、テルツァーギの方法<sup>2)</sup>や、カミングスの方法<sup>3)</sup>や、シュノーペリの方法<sup>4)</sup>、あるいは“港湾施設の技術上の基準・同解説<sup>5)</sup>”に記載されている鋼矢板セルおよび鋼板セルの設計法（以下、港湾の方法と称する）等がある。また、従来、箱型擁壁の設計法として提案されている ARMCO 法<sup>7)</sup>がある。この ARMCO 法の考え方は、Hansen の土圧理論<sup>6)</sup>に基づくもので、外壁（前壁と後壁）は間仕切りと共に一体となって剛体挙動するとして、外壁の下端を通るすべり円弧を仮定し、擁壁の極限水平抵抗力を図形的に求める方法である。しかし、この ARMCO 法は、箱型擁壁の前壁下端に作用する地盤からの反力を考慮していない。しかるに、今回の水平載荷実験によれば、前壁下端の反力はかなり大きな値を示した。それは、通常、箱型擁壁の支柱下端には鋼製のベースプレートが付けられており、今回の野外実験でも後述する寸法のベースプレートを取り付けたからである。そこで、前壁下端の反力も含めて考慮する ARMCO 法を修正 ARMCO 法と称し、前記の方法以外にこの方法によっても実験結果を解析することに

i) 筑波大学構造工学系 教授（つくば市天王台 1-1-1）

ii) 筑波大学構造工学系 助教授

iii) 建設企画コンサルタント(株)

(1988. 11. 15 原稿受付・討議期限 1990. 4. 1, 要請があれば1か月の期限延長可能)

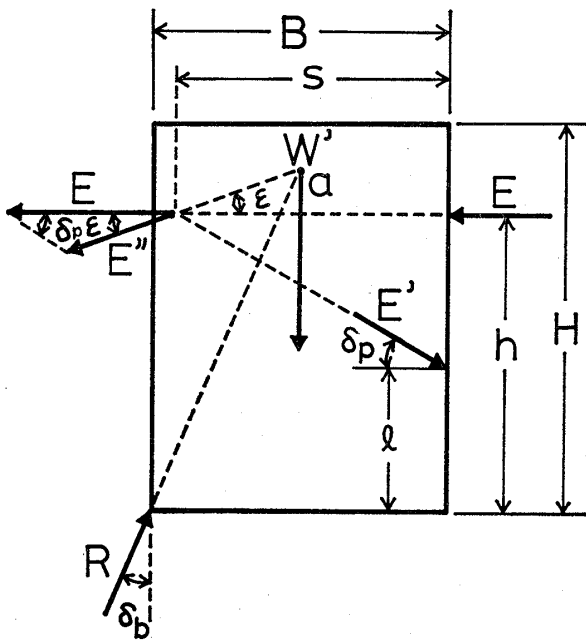


図-2 修正 ARMCO 法の外壁に働く力の関係

した。

さて、その作図法は次の通りである。まず、非粘性土の場合、背後からの外力の一部分は箱型擁壁の外壁を通じて中詰め土砂に伝えられるとして、その力に対する抵抗力を後述する ARMCO 法によって求める。一方、箱型擁壁の外壁自身の抵抗力としては、次のように考える。つまり、図-2 に示すように、背後からの外力  $E$  と中詰め土砂に伝わった力  $E'$  の反力との合力を  $E''$  とする。そこで、前壁下端の反力  $R$  が法線方向に対して  $\delta_b$  だけ傾いて作用しているとすれば、反力  $R$  と箱型擁壁の外壁の自重  $W'$  と合力  $E''$  とは一点  $a$  で交わらなければならない。ただし、 $\delta_b$  はベースプレートと基礎地盤の間の最大摩擦角であり、力  $E'$  は壁面摩擦角  $\delta_p$  だけ傾いているとする。ここで、背後からの外力は水平に働くとし、また  $\delta_p$  は中詰め土砂の内部摩擦角の3分の1と仮定する。そこで、図-2 に示す角度を  $\epsilon$  とすれば、次の関係式が成り立つ。

$$E = E' \sin(\epsilon + \delta_p) / \sin \epsilon \quad (1)$$

$$(B/2) \cot \delta_b - h = (s - B/2) \tan \epsilon \quad (2)$$

$$h - l = s \tan \delta_p \quad (3)$$

ここに、 $B$  は箱型擁壁の幅であり、 $h$  は水平外力の作用高さ、 $l$  は中詰め土砂から後壁に働く土圧の作用高さ、 $s$  は図-2 に示す水平距離である。また、水平方向と鉛直方向の力の釣合から、

$$E = E' \cos \delta_p + R \sin \delta_b \quad (4)$$

$$W' + E' \sin \delta_p = R \cos \delta_b \quad (5)$$

一方、中詰め土砂に伝わった力  $E'$  に対する抵抗力は、ARMCO 法に従って次のように計算する。つまり、図-3 に示すようにすべり円弧の中心の位置  $O$  を決めれば、

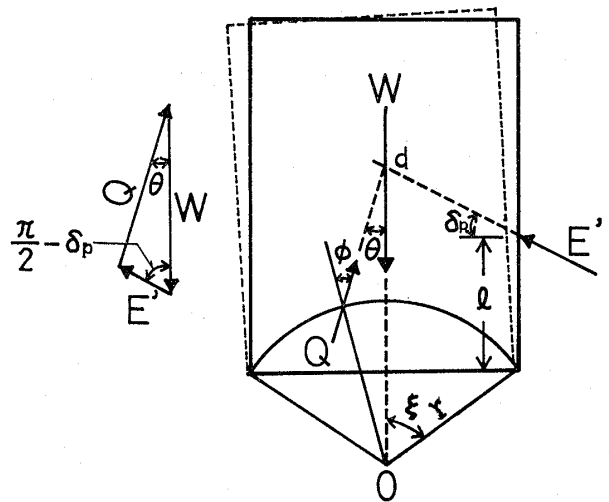


図-3 修正 ARMCO 法の中詰め土砂に働く力の関係 ( $c=0$  の場合)

摩擦合力  $Q$  と中詰め土圧  $E'$  と中詰め土砂の自重  $W$  は一点  $d$  で交わらなければならない。また、摩擦合力  $Q$  と自重  $W$  と中詰め土圧  $E'$  とでできる力の多角形から次の関係式を得る。

$$E' = W \sin \theta / \cos(\delta_p - \theta) \quad (6)$$

$$\sin \theta = \frac{r \sin \phi}{l + \sqrt{r^2 - (B/2)^2} + (B/2) \tan \delta_p} \quad (7)$$

$$W = r \{ BH + (B/2) \sqrt{r^2 - (B/2)^2} - r^2 \xi \} \quad (8)$$

ここに、 $\theta$  は図に示す角度、 $W$  は中詰め土砂の自重、 $r$  はすべり円弧の半径、 $\phi$  は中詰め土砂の内部摩擦角、 $r$  は中詰め土砂の単位体積重量、 $H$  は箱型擁壁の高さ、 $\xi = \sin^{-1}(B/2r)$ 。以上の8個の関係式を使って、 $r$  を変化させたなかで  $E$  の最小値  $E_{min}$  を見つける。その具体的な計算手順は次の通りである。

- 1) ある  $r$  に対して  $l$  を仮定する
- 2) 式 (8) により  $W$  を計算する
- 3) 式 (7) により  $\theta$  を計算する
- 4) 式 (6) により  $E'$  を計算する
- 5) 式 (5) により  $R$  を計算する
- 6) 式 (1) と式 (4) より得る式 
$$\tan \epsilon = (E' \sin \delta_p) / (R \sin \delta_b) \quad (9)$$

により  $\epsilon$  を計算する

- 7) 式 (2) により  $s$  を計算する
- 8) 式 (3) により  $l$  を計算する
- 9) もし、仮定した  $l$  と一致すれば式 (1) により  $E$  を計算する。もし、一致しなければ 8) の  $l$  を使って最初から計算する
- 10)  $r$  を変化させて  $E$  の最小値  $E_{min}$  を求める

なお、ARMCO 法は  $E'$  を壁体にかかる土圧外力として、 $r$  を変えた時の  $E_{min}'$  を極限水平抵抗力とするものである。

一方、粘性土の場合は次のように考える。つまり、図

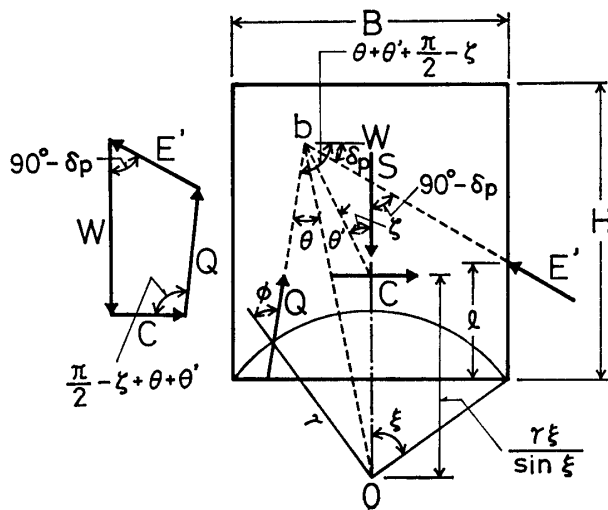


図-4 修正 ARMCO 法の中詰め土砂に働く力の関係 (c≠0 の場合)

-4 に示すように、中詰め土砂の抵抗力としてすべり円弧に沿って粘着力 c が働くとする。いま、粘着力の合力を C とすれば、 $C (=cB)$  はすべり円弧の中心から距離  $r\xi/\sin\xi$  の位置に水平に働く。そして、C と中詰め土砂の自重 W との合力は、中詰め土砂に働く外力 E' およびすべり円弧における反力 Q と、一点 b において交わる。したがって、力の方向の幾何学的な関係から次の式を得る。

$$\tan\theta' = \frac{\left(\frac{2r}{B}\right)^2 \frac{\xi \sin \zeta}{\cos \delta_p} \times \frac{\cos(\delta_p + \zeta)}{\tan \delta_p + \left(\frac{2l}{B}\right) + \left(\frac{2r}{B}\right) \cos \xi}}{1 - \left(\frac{2r}{B}\right)^2 \frac{\xi \sin \zeta}{\cos \delta_p} \times \frac{\sin(\delta_p + \zeta)}{\tan \delta_p + \left(\frac{2l}{B}\right) + \left(\frac{2r}{B}\right) \cos \xi}} \quad (10)$$

$$\xi \sin \theta \sin \zeta = \frac{B}{2r} \sin \phi \sin \theta' \quad (11)$$

ここに、 $\xi, \theta, \theta'$  は図に示す角度であり、 $\zeta = \tan^{-1}(cB/W)$  である。更に、粘着力の合力 c と中詰め土砂の自重 W とすべり円弧の反力 Q、および中詰め土砂に働く外力 E' からなる力の多角形から次の関係式を得る。

$$E' = \frac{cB \cos(\zeta - \theta - \theta') - W \sin(\zeta - \theta - \theta')}{\cos(\delta_p + \zeta - \theta - \theta')} \quad (12)$$

そこで、式 (1), (2), (3), (5), (8) および (9) と上記の 3 個の関係式を使って r を変化させた時の E の最小値  $E_{\min}$  を計算する。

具体的な計算手順は次の通りである。

- 1) ある r に対して l を仮定する
- 2) 式 (8) によって W を計算する
- 3) 式 (10) によって  $\theta'$  を計算する
- 4) 式 (11) によって  $\theta$  を計算する
- 5) 式 (12) によって E' を計算する
- 6) 式 (5) によって R を計算する

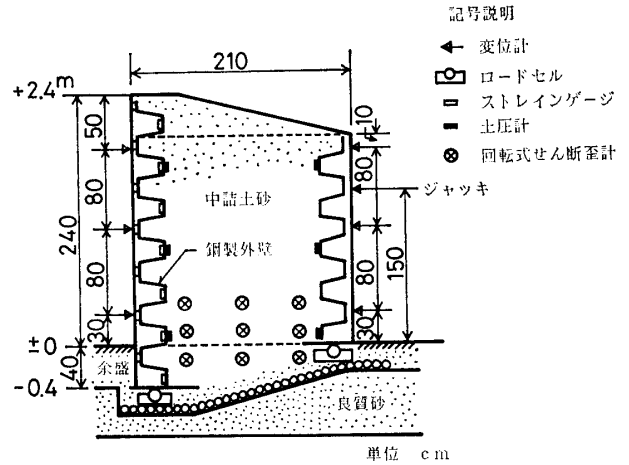


図-5 実験に用いた鋼製箱型擁壁の寸法と測定位置

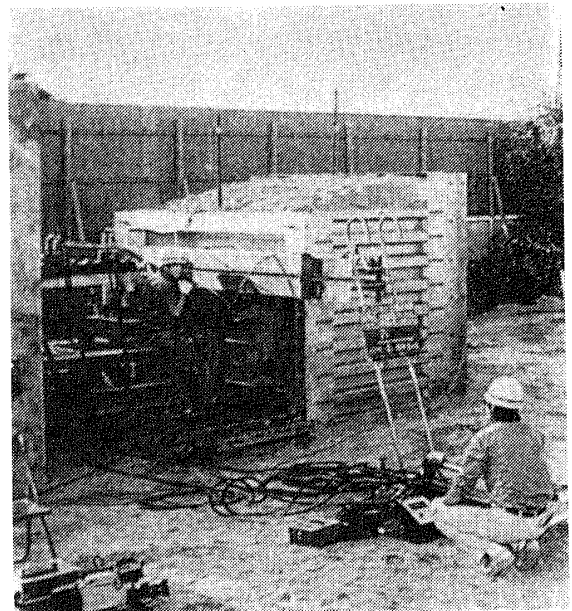


写真-1 実験の概況

- 7) 式 (9) によって  $\varepsilon$  を計算する
- 8) 式 (2) によって s を計算する
- 9) 式 (3) によって l を計算する
- 10) もし、仮定した l と一致すれば、式 (1) によって E を計算する。もし、一致しなければ 9) の l を使って最初から計算する
- 11) r を変化させて E の最小値  $E_{\min}$  を求める

### 3. 実験

#### 3.1 箱型擁壁の概要

実験に用いた箱型擁壁の単体構造は図-5 に示すように高さ 2m 40cm、幅 2m 10cm、長さ 3m の基本寸法をもつ。ただし、後壁の下端は前壁の下端より 40cm 高い所であり、更に後壁の上端は前壁の上端よりも 40cm 低くなっている。つまり、後壁の高さは 2m である。前壁の下端は原地盤面の高さにあり、前面に 40cm の余盛がある。一方、後壁の下端は余盛の表面の高さにあ

る。本来、この型の擁壁はもたれ式にして使用されるものであるが、実験後の解析に便利のため壁体を鉛直に立ててある。そのため、前壁と後壁の下端のレベルが異なっている。なお、前壁側と後壁側の支柱下端にはベースプレートが溶接されている。写真-1 は No.2 (2連) の実験の概況を写したものである。この写真から判断できるように、間仕切りは前壁、後壁同様かなり剛性の大きい壁から成る。実施した実験ケースは合計4ケースで、それぞれの試験体の大きさは同じであるが、ケース1だけは2連(2つの単体構造)である。各実験ケースの中詰め土砂の種類は No.1 と No.2 が湿潤砂、No.3 が関東ローム、No.4 が湿潤礫である。

### 3.2 構造部材

箱型擁壁の支柱、前壁、後壁、間仕切り材はすべて薄肉の鋼材(SS41)から成り、そのうち支柱がL型の鋼板、前壁および後壁はZ型の波形鋼板を、間仕切りはW型の波形鋼板を一部オーバーラップさせて壁面としたものである。1連の箱型擁壁の場合は四隅に1本のL型鋼板からなる支柱を立て、壁材と間仕切り材をボルトで接合するが、2連の場合は中間の支柱として2本の部材を用いた(図-1参照)。なお、ここでは2連の仕切り壁も間仕切り、外側の側壁も間仕切りと呼称する。それぞれの部材の肉厚、断面積、断面係数および断面2次モーメントは表-1に示すとおりである。これらの部材を組み立てるために径2.0cm、長さ5cmのボルトにより、前壁および後壁と支柱の場合、1段につき各2本、間仕切りと支柱の場合、1段につき各4本を使用して接合してある。なお、支柱の下端に溶接されたベースプレートの寸法は400×200mmの平鋼板である。

### 3.3 中詰め土砂の土質

実験を実施した敷地の地盤は、表面から約40cmまで良質な砂層、その下には瓦礫等が埋め立てられている。箱型擁壁を設置する箇所は図-5に示すように、表面の良質砂層の一部分に勾配をつけて掘り、その中に礫を敷き、更に、その上に締固めた砂を敷いて基礎地盤としてある。支柱下端のベースプレートは、その締固め砂の上にロードセルを介して設置してある。箱型擁壁を設置したあと、その周辺に砂でもって更に40cmの余盛してある。

中詰め土砂の土質を調べるために、現地および室内における土質調査および土質試験を実施した。まず、現地における土質調査としては中詰め土砂の単位体積重量の

表-1 鋼製箱型擁壁の諸元

	厚さ mm	断面積 cm <sup>2</sup> /m	断面係数 cm <sup>3</sup> /m	断面2次 モーメント cm <sup>4</sup> /m
前壁	2.3	42.7	223.8	2,320
後壁	2.3	42.7	223.8	2,320
間仕切り	側壁	2.3	38.3	108.0
	隔壁	2.3	30.2	41.3
支柱	内側	2.3	9.54	—
	外側	2.3	11.8	—

注) 1連の場合の支柱は4本とも断面積11.8cm<sup>2</sup>/m

測定であり、室内での土質試験として、乱した土質試料を土質実験室に運搬したのち、含水比試験、比重試験、粒度試験、三軸圧縮試験を実施した。現地における単位体積重量は砂置換法によるものであり、室内の三軸圧縮試験は排水せん断試験によった。

これらの試験結果をまとめて表-2に掲げてある。これらの土質定数のうち、湿潤礫(碎石)の現地密度は常識を超えて過小であったため、室内において再び十分なエネルギーのもとで締固め、その締固めた試料でもって測り直した値である。含水比 $w$ は湿潤砂および湿潤礫については10%以下であるが、ロームだけは120%を超えている。その結果、単位体積重量 $\gamma_t$ もかなり低い値となっている。比重 $G_s$ は2.62~2.78の範囲にある。内部摩擦角 $\phi$ と粘着力 $c$ は三軸圧縮試験により求めたものであるが、締固め程度は現地の締固め状況から判断して、できる限り密に締固めた試料を用いた。その結果、湿潤砂と湿潤礫の内部摩擦角はいずれも40°以上の大きな値となり、関東ロームは内部摩擦角が17°、粘着力が176.6kN/m<sup>2</sup>となっている。均等係数 $U_c$ は湿潤砂が2で粒径がそろっているが、関東ロームと湿潤礫はかなり大きく、粒度の良い分布を与える。なお、以上の試験値から計算で求めた飽和度 $S_r$ と間隙比 $e$ の値、および中詰め土砂の採取地も表に示してある。

### 3.4 実験方法

試験体に与える水平力は手動式油圧ジャッキ(0.491MN用)を使用し、応力制御方式により4.91kN刻みで増荷していった。載荷位置は長手方向には壁体の中央、高さ方向には地表面より1.5mの高さである。各種計測器の読みは、水平変位測定用のダイヤルゲージの針の動きがほぼ安定したと思われる時点で行い、次の荷重段階へと進んだ。なお、各種計測器の設置位置は図-5に記さ

表-2 中詰め土砂の土質定数

実験 No.	中詰め土砂	$\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup>	$w$ %	$G_s$	$\phi$ 度	$c$ kN/m <sup>2</sup>	$U_c$	$S_r$ %	$e$	備考 (採取地)
1	湿潤砂	13.93	9.28	2.73	42.0	0	2.0	23.1	1.10	横浜市金沢区
2	同	15.79	9.33	2.73	42.0	0	2.0	29.9	0.85	同
3	関東ローム	11.18	121.85	2.62	17.0	176.6	23.3	77.9	4.10	千葉県木更津
4	湿潤礫	19.42	8.87	2.78	45.0	0	66.0	46.8	0.53	厚木採石場

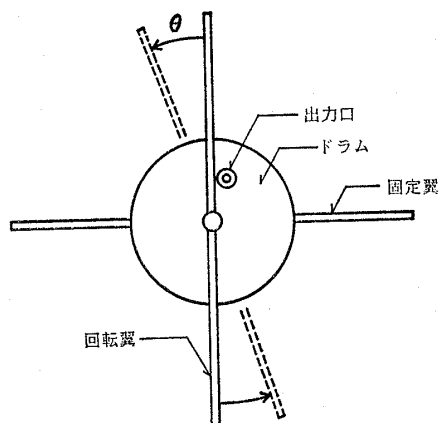


図-6 回転式せん断ひずみ計の断面図

れている。ただし、実験 No. 3 の場合は2連の擁壁のうち、片側のみ計測を行った。

### 3.5 回転式せん断ひずみ計

#### 3.5.1 原理と目的

本計器は数年前から著者の一人が開発したもので、その構造の概要、および、それをを用いた室内試験の結果については参考文献 9) に発表済みであるので、ここでは、この機構の概略を述べる。本ひずみ計は図-6 に示すように、直径 4cm、長さ 5cm の鋼製のドラムに接着した固定翼と、ドラムの中心を通る回転軸に接続した回転翼からなる。土中でせん断変形を受けると、回転翼が固定翼に対して相対的に回転する。その時の回転角  $\theta$  をドラム内のポテンシオメータで電氣的に測定する。その結果、せん断ひずみは  $\tan \theta$  として求められる。本ひずみ計は  $90^\circ$  回転に対して  $4,000 \mu$  出力する。また、水密にできているので水中でも使用できる。今回の実験に本ひずみ計を用いた理由は、箱型擁壁に外力が加わった場合の極限状態では、中詰め土砂がせん断破壊することが前提になっている。そこで、本ひずみ計によって中詰め土砂のせん断ひずみ分布を測定して、すべり面がどの位置に発生するかを調べる目的で使用した。極限水平抵抗力を推定するいずれの方法をみても、すべり面は箱型擁壁の底面近くに発生することから、埋設する本ひずみ計の位置も擁壁の底面付近とした。なお、実験に先だてて本ひずみ計の性能を調べる目的で検定試験を行った。

#### 3.5.2 検定試験

本検定では、砂地盤に強制的にせん断変形を起こさせた時に、回転式せん断ひずみ計が砂のせん断変形に追従して作動し、正しい測定値を出力するかどうかを調べるものである。検定に用いた装置は図-7 に示すように、中央に円形の穴(直径 25cm)を開けた薄い鋼板を 125 枚積み重ね、その穴の中に乾燥砂を満たしたものである。使用した砂の均等係数は 2.18、最大粒径は 4.76mm、密度は  $1.66 \sim 1.67 \text{ g/cm}^3$  である。検定は砂中に 1 個の回転式せん断ひずみ計を埋設し、積み重ねた鋼板の側面から

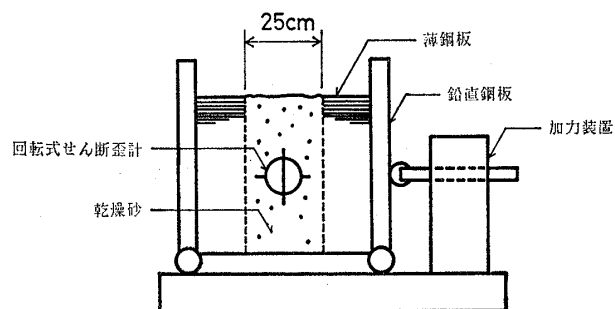


図-7 回転式せん断ひずみ計の検定装置

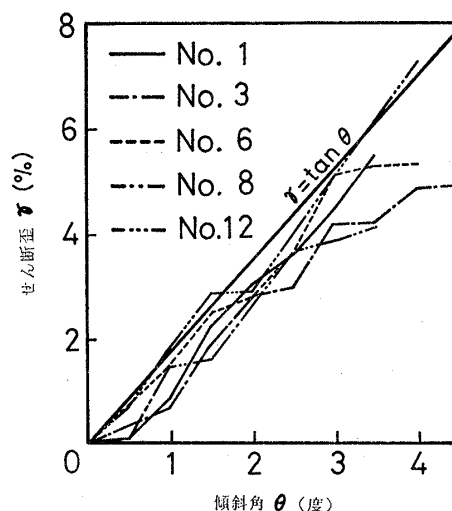


図-8 検定試験の結果

強制的にせん断変形を与えて、その時に出力した回転式せん断ひずみ計の値を読み取り、それと外部から加えたせん断ひずみの関係を見るものである。側面からの強制変形は、下端がヒンジで自由に回転できる鉛直鋼板の一端に水平力を加えることによって引き起こさせる。水平力はギヤを介して回転ハンドルにより手動によって与えた。検定試験によって得られた結果を図-8 に示す。図-8 の実測線は鉛直板の上端を押したときの鉛直板の傾斜角と、測定したせん断ひずみの関係を、5 個の回転式せん断ひずみ計についてプロットしたものである。また、太実線は理論線である。この実験結果から、回転式せん断ひずみ計の読みは、外部から強制的に与えたせん断ひずみよりやや下回る傾向が見られる。この相違は砂全体に与えたせん断ひずみと、回転式せん断ひずみ計近辺の砂のせん断ひずみが同一でないことを示す。しかし、この相違の究明は今後の課題として、本実験においては回転式せん断ひずみ計で測定した値そのものを、中詰め土砂のせん断ひずみと解釈してデータ整理を行うこととした。

## 4. 実験結果の考察

### 4.1 理論的考察のための前提条件

本節では実験で得られた極限水平抵抗力の実測値と、

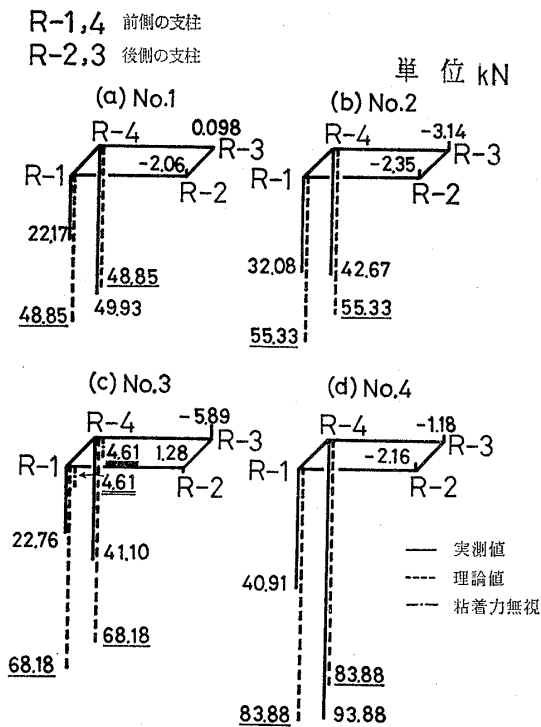


図-9 支柱下端反力の実測値と理論値の比較

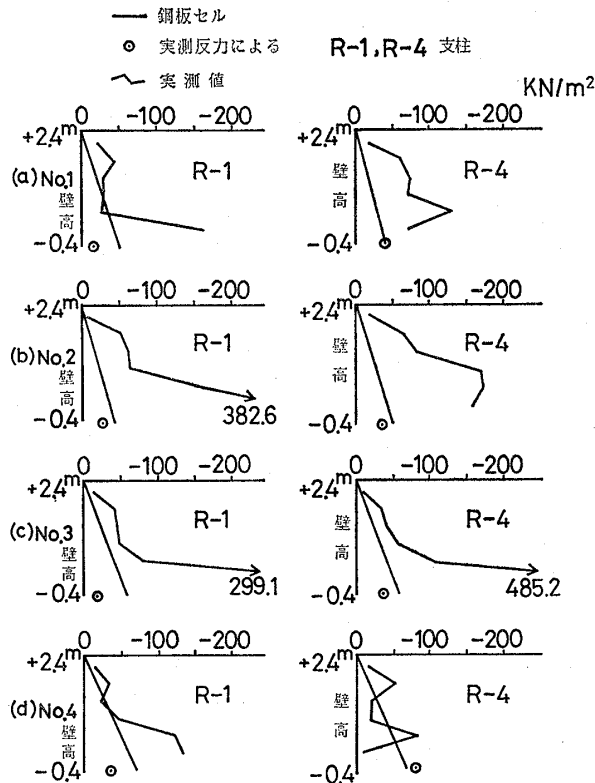


図-10 支柱の軸応力分布の実測値と理論値の比較

第2章に述べた各種の推定方法による理論値とを比較するうえで、計算に必要な諸定数を設定する。

(1) 今回の実験に用いた擁壁の断面寸法および載荷高さを、次の値とする。

- (I) 高さ  $H=2.4\text{m}$  (前壁の余盛表面からの高さ)
- (II) 幅  $B=2.1\text{m}$
- (III) 長さ  $L=3.0\text{m}$  (1連当たり)
- (IV) 地盤面は余盛表面とし、載荷高さ  $h$  は地盤面より  $1.5\text{m}$

(2) 鋼板の諸元は表-1 に掲げたものとする。

(3) 計算に使う中詰め土砂の土質定数は表-2 に掲げた値とする。また、ベースプレートと地盤との最大摩擦係数を  $0.3$  と仮定する。

(4) 前壁は  $40\text{cm}$  根入れしているが、理論的考察においては、この根入れの効果を考慮しない。

#### 4.2 支柱下端反力と支柱応力

図-9 は中詰めを開始してから最大水平荷重に至る間の支柱下端反力の変化量を示したグラフである。実線は実測値であり、点線は次の考えに基づいて計算した理論値である。つまり、最大水平荷重時にはいずれの実験ケースも擁壁が極限状態にあるとして、“港湾施設の技術上の基準・同解説”に規定されている鋼板セルの式

$$R = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \phi \quad (13)$$

によって最大前し(趾)反力、つまり、この箱型擁壁の場合の前壁下端反力の最大値を計算する。更に、ここで式(13)で計算された最大前し反力はすべて前壁側の支

柱2本によって支えられるとして支柱反力  $V$  を  $RL/2$  で求める。ここに、 $L$  は箱型擁壁の1連の長さである。

ところで、この擁壁の場合、壁面に働く摩擦はすべて支柱を通じて地盤に伝達すると仮定している。また、実験 No. 3 の関東ローマの場合、粘着力の効果を考慮したものと、考慮していないものとの両方を示している。ここで、前者の場合には前壁全面に粘着力が下向きに働くとして計算する。理論値の方は当然のことながら前壁側の支柱 R-1 と R-4 の反力は同じ値であるが、実測値のほうは力が偏在しており、特に実験 No. 4 の場合は R-4 が R-1 の2倍以上にもなっている。この原因は中詰め施工における締固め度合のばらつきと、水平載荷時の水平力のかかり方が偏向したためと考えられる。また、実験 No. 1 では R-4 側に隣接の鋼製箱があるため、その隣接箱からの力の伝達も加わったと考えられる。

前壁側の支柱下端反力に比べて、後壁側のそれは零に近い値か、あるいは負の値が見られるが、これは測定誤差以外に外壁自身の重量が中詰め開始前に既にかかっていたためと考えられる。ちなみに、鋼製箱の自重を  $9.81\text{kN}$  とすると1支柱当たり  $2.45\text{kN}$  である。いずれにしても、最大水平荷重時には、擁壁全自重の3分の1以上を前壁の支柱のみが支える結果となっている。一方、支柱下端の反力の理論値は、大方、実測値を上回り安全側の結果を与えていることが分かる。なお、実験 No. 3 で粘着力を無視して支柱下端の反力を計算すると、図中の一点鎖線で示すように、まったく微量な値にな

り、設計に当たって粘着力による効果を無視できないことが分かる。

次に図-10は前壁側の支柱の軸応力分布の実測値と理論値である。ただし、ここに示した理論値は支柱上端を零とし、支柱下端において鋼板セルの最大前し反力から得られる支柱下端反力まで、直線的に増加すると仮定して描いた軸応力分布である。この図から明らかなことは、実測による支柱の軸応力は実験 No. 4 の R-4 を除いて理論値を大幅に上回っており、特に実験 No. 2 の R-1、および実験 No. 3 の R-1 と R-4 の最下端の軸応力が、それぞれ  $382.6 \text{ MN/m}^2$ 、 $299.1 \text{ MN/m}^2$ 、および  $485.2 \text{ MN/m}^2$  と降伏応力の  $235.4 \text{ MN/m}^2$  を大幅に越える値となっている。実際、観察によっても支柱の下部が局部座屈を生じている様子が見られた。

これは支柱下端近くに継手があり、縮小断面の添接板を使用していたことも原因と考えられるが、前面の余盛による受働土圧が支柱にも働くと同時に、ベースプレートとロードセルの接触位置がずれて、支柱の断面の図心位置から接触点が外れたため、支柱に大きな曲げ応力が発生したものと考えられる。いずれにしても、このような局部的な破損は載荷実験した根入れ鋼板セルの前方下端によく見られるものである。さて、ロードセルによって支柱下端で測定した反力を、単純に支柱の断面積で割った値が図中の●印で示してある。この値と比べてみても、支柱の軸応力が単純に支柱下端反力から求めた値に一致しないことが明らかである。

#### 4.3 中詰め土砂による土圧

図-11は最大水平載荷重時における前壁および後壁に働く実測土圧と理論土圧の比較を示したものである。ただし、後壁側は背後からの集中力によって実状とは異なる土圧分布を示したため、理論土圧との対比は行っていない。図中、黒塗りにした部分が実測値の土圧分布を示し、実線、一点鎖線、……が理論値である。ここで、テルツァーギの方法では主働土圧係数を 0.4、クライニンの方法では次の式

$$K = \frac{\cos^2 \phi}{1 + \sin^2 \phi} \quad (14)$$

を用い、港湾の方法では鋼欠板セルの場合に 0.6、鋼板セルの場合に  $\tan \phi$  とした。また、ARMCO 法の場合には、その中で提案されている次式を用いた。

$$p = \frac{1 - \sin \phi \sin(2\xi + \phi)}{1 + \sin \phi \sin(2\xi + \phi)} \sigma_x \quad (15)$$

ここに、

$$\sigma_x = \gamma x + \frac{2E_a}{H^2} x \left( \frac{H^2}{B^2} - \frac{1}{5} \right) \quad (16)$$

$p$ : 中詰め土砂による土圧,  $\xi$ :  $E_{\min}$  に対応する  $\sin^{-1}(B/2r)$ ,  $x$ : 天端からの深さ,  $E_a$ : 擁壁背後から働く土

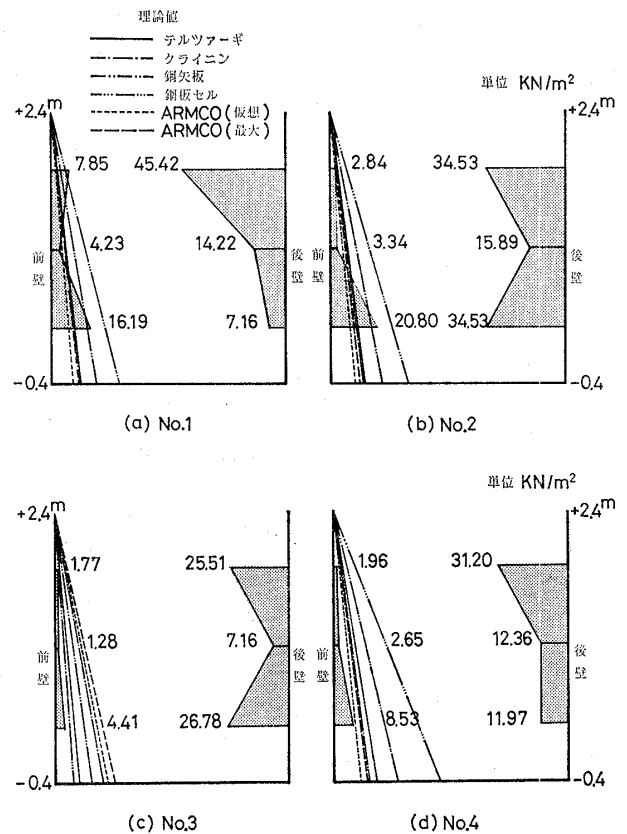


図-11 前壁と後壁で実測した土圧分布と理論値の比較

圧。なお、式 (16) の  $E_a$  として、主働土圧を想定したもの (ARMCO (仮想) と記す)、および各実験ケースでの最大水平荷重としたもの (ARMCO (最大) と記す) の 2 種類について計算し、更に  $H/B=2.4/2.1=1.14 \gg 1/5$  であるから、ARMCO 法で記されているように式 (16) の代わりに

$$\sigma_x = \left( \gamma + \frac{2}{B^2} E_a \right) x \quad (17)$$

と修正したものを使用した。ここで想定した主働土圧とは、標準的な裏埋め土砂として内部摩擦角  $\phi=30^\circ$ 、壁面摩擦角  $\delta=15^\circ$ 、単位体積重量  $\gamma=17.66 \text{ kN/m}^3$  の土で地表面が平坦な地盤とした場合である。

図-11 から実測土圧は非静水圧分布なのに対し、理論土圧は当然のことながら静水圧分布となること、実験 No. 1 と No. 2 では一部分で実測値が理論値を上回っているが、概ねどの理論値よりも実測値が小さいことが分かる。特に港湾の方法はかなり大きめの土圧値を与える結果となっている。なお、前述したように後壁側の実測土圧は背後からの集中荷重によって、上部に偏った土圧分布になっているが、全体的に見て受働土圧が発生した様子が見られる。

#### 4.4 前壁の水平方向縁端応力

図-12は最大水平荷重時において 2 ゲージ法で測定した前壁中央での水平方向縁端応力と、前節で検討した各種の理論式による値とを比較したものである。理論直線

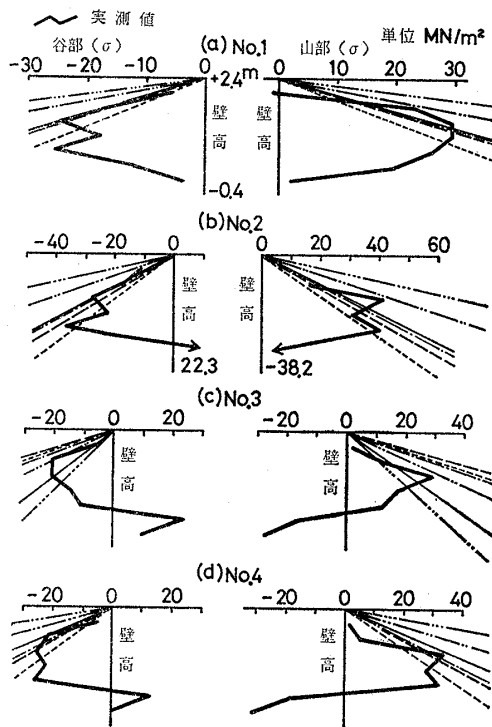


図-12 前壁の水平方向縁端応力の実測値と理論値の比較

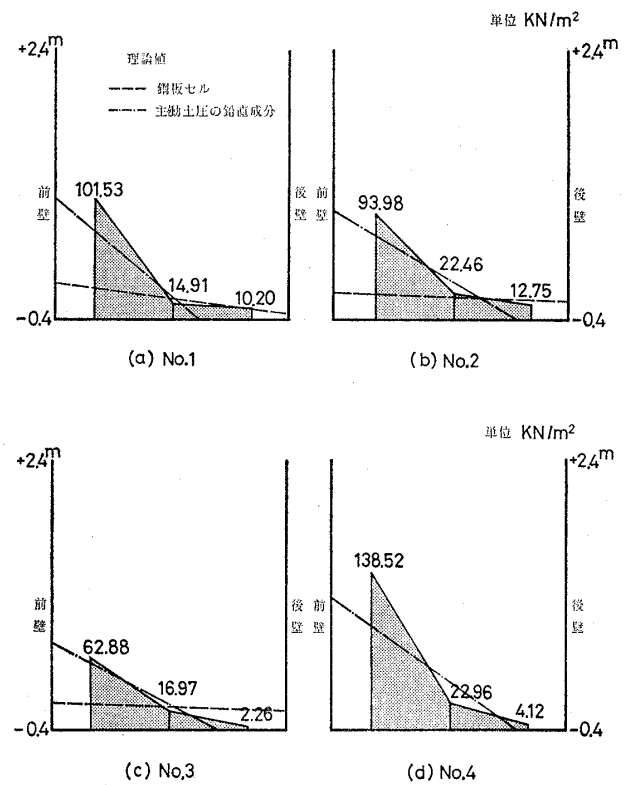


図-13 底面地盤反力分布の実測値と理論値の比較

の説明は図-11 に記したものと同一である。測定は擁壁の外側に向かって波型鋼板の谷部と山部について、それぞれ図の左側と右側に示してある。縦軸は前壁の高さ方向を表すが、その測定位置は図-5 に記してある。

このグラフから壁面の大半で谷部では圧縮応力、山部では引張り応力が生じているが、下の方で減少ないしは反転していることが分かる。これは、擁壁前面に余盛り土があって、壁面の前方から受働土圧を受けたためと考えられる。理論直線は前節で述べた土圧分布に基づいて両側の間仕切りから受ける単純引張り、前壁自体に働く中詰め土圧を荷重とする単純梁の曲げモーメントを加算して求めたものである。実測値と理論値の比較から、実験 No. 3 以外のどの実験ケースでも港湾の方法は安全側に出ているけれども、かなり過大な値となること、その他の方法では部分的に実測値より小さく出ることなどが分かる。

#### 4.5 底面の地盤反力

図-13 は土圧計によって実測した底面地盤反力分布を示したグラフである。前図と同様に実測反力は黒塗りにした分布で示されており、一方、理論値としては、前壁下端に集中反力が鉛直に作用するとして、地盤反力を直線分布と仮定して著者が導いた次式を使って計算した。

$E \leq \frac{B}{6h}(\gamma HB + 2R)$  の場合、

$$\left. \begin{matrix} p_1 \\ p_2 \end{matrix} \right\} = (\gamma HB - R) \frac{1}{B} \pm \left( Eh - \frac{1}{2} RB \right) \frac{6}{B^2} \quad (18)$$

$E > \frac{B}{6h}(\gamma HB + 2R)$  の場合、

$$p_1 = \frac{2(\gamma HB - R)^2}{3 \left( \frac{1}{2} \gamma HB^2 - Eh \right)} \quad (19)$$

ただし、地盤反力の作用する幅  $t$  は

$$t = \frac{3 \left( \frac{1}{2} \gamma HB^2 - Eh \right)}{\gamma HB - R} \quad (20)$$

ここに、 $p_1$ 、 $p_2$  は最大、最小下端反力、 $E$  は水平外力、 $h$  は載荷高さ、 $R$  は前壁下端に鉛直に作用する集中反力である。

鎖線が集中反力  $R$  として鋼板セルの最大前し反力の式 (13) を使って計算したもの、一点鎖線はクーロンの主働土圧の鉛直成分を使って計算した結果である<sup>10)</sup>。ただし、実験 No. 4 では式 (18) による計算結果、 $p_1 < p_2$  となって常識外の値が出たため、鋼板セルの最大前し反力によって求めた理論直線は記入していない。これらの鉛直土圧分布を比較してみると、鎖線で示した鋼板セルの方法は、実測値とかなり異なった分布形状を与えるが、一点鎖線が示す主働土圧の鉛直成分は比較の実測値に近い結果を与えている。なお、実測値の分布形状を見ると、いわゆる三角形分布とはならず、前壁側に極端に片寄った分布になっていることが分かる。

#### 4.6 水平変位と傾斜角

図-14 は箱型擁壁の前壁の上端で測定した1連当りの水平荷重と水平変位との関係を示したグラフである。た

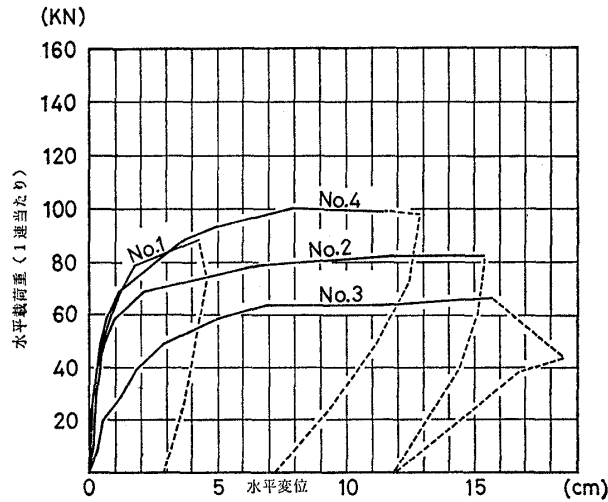


図-14 水平荷重と箱型擁壁上端における水平変位の関係

表-3 極限水平抵抗力の実測値と理論値の比較  
kN/m

実験 No.	1	2	3	4	理論比 の平均	標準 偏差
実測値	29.5	27.2	22.6	33.1		
テルツァーギ	20.1	22.9	45.0 (5.5)	31.1	1.11	0.52
カミングス	29.1	33.1	42.9 (3.3)	48.1	1.39	0.34
シュナーベリ	23.4	26.6	47.2 (7.7)	35.0	1.23	0.51
港湾(鋼矢板)	25.5	28.9	47.8 (8.2)	38.1	1.30	0.48
同(鋼板セル)	37.4	42.5	59.3 (19.7)	53.7	1.77	0.51
ARMCO 法	26.6	30.2	20.8 (8.2)	38.5	1.02 1.06	0.11 0.11
修正 ARMCO 法	25.2	28.5	35.4	30.1	1.10 0.94	0.28 0.08

注) 括弧の値は粘着力を無視した場合。また、アンダーラインの値は実験 No.3 を除いた場合。

だし、実験 No.1 と No.2 は、上端より 50cm 下の位置で測定したので、上端の値に換算したものをグラフに表してある。これらのグラフにおいて、実験 No.1 以外のいずれのケースもある水平荷重に達した後は、荷重をそれ以上増やしても変位のみが増え続けて、ジャッキ圧がなかなか上がらないという状態に達した。そこでその時の荷重を極限水平抵抗力と定義した。ただし、実験 No.1 についてはこの状態に達する以前の最大水平荷重を極限水平抵抗力とした。以上の関係から各ケースの 1m 当りの極限水平抵抗力を求めたものが、表-3 の実測値として記してある。

また、極限水平抵抗力に達した時の擁壁上端の水平変位、および壁体上面の鉛直変位を表-4 にまとめて示す。この表の鉛直変位を見て明らかなように、水平荷重によって前壁が沈下し、後壁が浮き上がっている。これからも後壁側の支柱にかかる反力は零近くになることが理解できる。

表-4 最大水平荷重時における箱型擁壁上端の水平と鉛直変位量

実験 No.	水平変位	鉛直変位	
		前壁側	後壁側
1	4.3 cm	-1.1 cm	+2.2 cm
2	15.4	-5.3	+3.9
3	15.8	-4.3	+4.1
4	12.8	-2.5	+3.9

※ + 浮き上がり, - 沈下。No.1 は中詰め土砂の表面

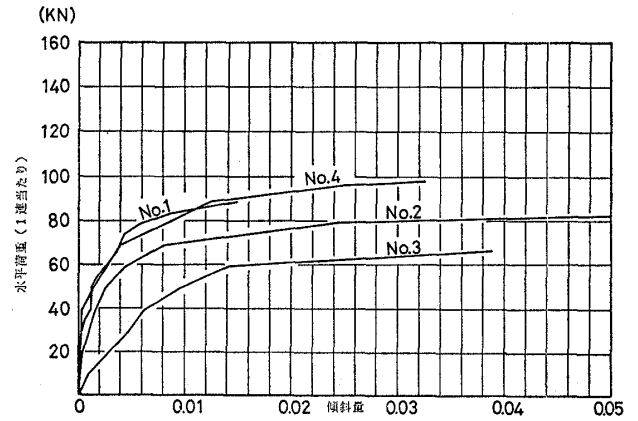


図-15 水平荷重と箱型擁壁の傾斜量の関係

図-15 は前壁で測定した水平変位から求めた擁壁の傾斜量と水平荷重の関係をプロットしたものである。ここで、傾斜量とは 2 点の高さで測った水平変位量の差をその高さの差で割った値である。傾斜量も水平変位と同様に極限水平抵抗力に達すると急激に増加している。最大傾斜量は 0.015~0.05 にも達しているが、この傾斜の要因は前述した前壁側の沈下と後壁側の浮き上がりによることは明かである。これは鋼矢板セルのように中詰め土砂のせん断変形による壁体の傾斜とは本質的に異なるものである。つまり、箱型擁壁の鉛直変位と傾斜量の変化から想像できる擁壁の動きは、中詰め土砂全体がせん断破壊すると仮定したテルツァーギの考え方より、ARMCO 法が仮定したように、前壁と後壁の下端を通るすべり円弧の上を剛体変位したとする考え方のほうが実際現象に近いものと想像できる。(図-3 の点線で示す)

#### 4.7 中詰め土砂内のせん断ひずみ

図-16 は実験 No.3 において、水平加力中に回転式せん断ひずみ計で測定したせん断ひずみの変化状況を示したものであるが、この図から水平荷重が 10kN 付近でせん断ひずみが徐々に現れ、約 60kN で急激に変化していることが分かる。また、図-17 は同じ実験における最大水平荷重時のせん断ひずみ分布である。ここではひずみ計を埋設した位置に棒グラフを立てて、せん断ひずみの大きさを示してあるが、擁壁の下端から 60cm の範囲に、比較的大きなせん断ひずみが現れていること、またせん断ひずみの方向を問題にしなれば、後壁寄りの高い位置から前壁寄りの低い位置にかけて、大きなせ

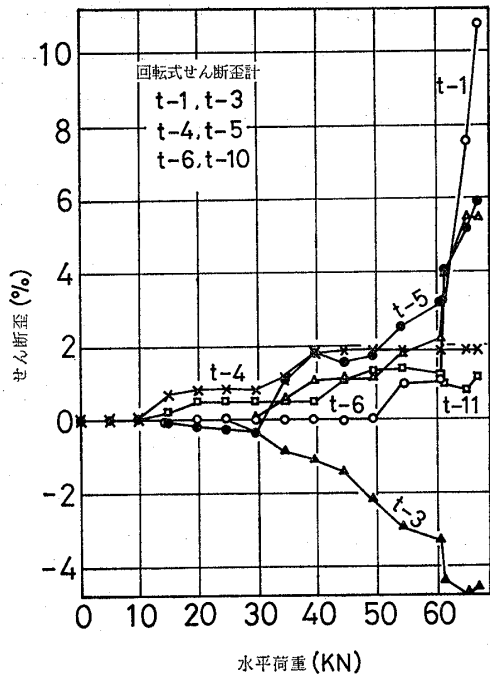


図-16 水平荷重と回転式せん断ひずみ計による中詰め土砂内のせん断ひずみの関係(実験 No.3)

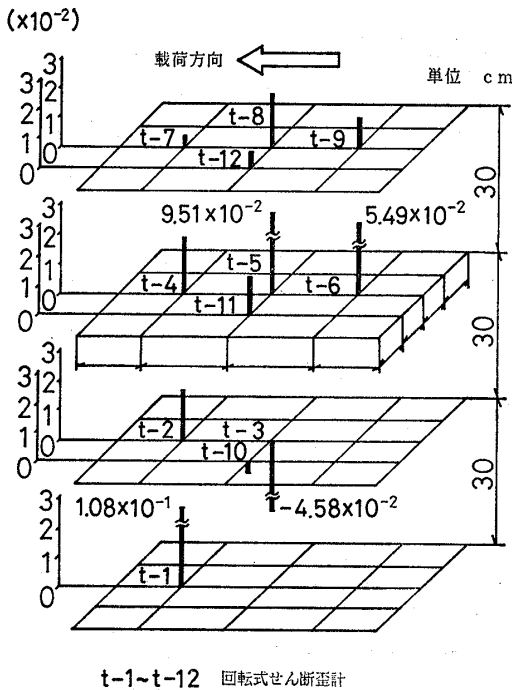


図-17 最大水平荷重時の中詰め土砂内のせん断ひずみ分布(実験 No.3)

せん断ひずみが分布していることが分かる。それに対して擁壁の下端から 90cm の高さのせん断ひずみ計はほとんど作動していない。このことからテルツァーギが仮定したように、中詰め土砂全体がせん断変形を起こしたとは考えにくく、中詰め土砂の下方部分に大きなせん断ひずみが生じたと考えることができる。しかし、せん断ひずみ計の個数も少なく、すべり面の形状を推定するには至らなかった。

#### 4.8 極限水平抵抗力

最後に箱型擁壁全体の安定性として極限水平抵抗力について調べた結果が表-3 に示されている。この表の中に第 2 章で述べた各種の方法によって計算した値と実測した極限水平抵抗力を比較してある。更に表中には各推定値を実測値で割った値と、それらの 4 回の実験の単純平均値と標準偏差も併記してある。ただし、アンダーラインをした値は非粘着性の中詰め土砂の場合について求めたものである。また、括弧内の値は粘着力を無視した極限水平抵抗力の値を示す。この粘着力による極限水平抵抗力の計算方法は次のように行った。つまり、テルツァーギの方法、カミングスの方法、シュネーベリの方法および港湾の方法では、

$$M_c = \frac{2}{3} cHB \quad (21)$$

ARMCO 法の場合は

$$M_c = 2cr^2\xi \quad (22)$$

による値に各種方法で得られる抵抗モーメントを加算した。ここに、 $c$ : 中詰め土砂の粘着力、 $H$ : 擁壁の高さ、 $B$ : 擁壁の幅、 $r$ : すべり円弧の半径、 $\xi$ :  $E_{min}$  に対応する  $\sin^{-1}(B/2r)$ 。

以上の結果から平均値が 1 に最も近いのは ARMCO 法といえるが、もともとの ARMCO 法では粘着性の中詰め土砂に対する設計法は提案されておらず、ここでは、著者が暫定的に式 (22) による補正を加えたものである。一方、修正 ARMCO 法は実際に観測された前壁下端の反力も考慮した合理的な計算法であり、平均値、標準偏差とも ARMCO 法に多少劣るものの、粘着性の中詰め土砂を除く 3 つのケースに対しては ARMCO 法に比較して良好な標準偏差となっている。なお、実際において使われる連続した擁壁と今回の 1 連との関連は、それを調べる目的で行った実験 No.1 と No.2 からでは、土質条件の差異もあって究明できなかった。

#### 5. 結 論

(1) 箱型擁壁の極限水平抵抗力を検討した結果、実験の全ケースを通じて、比較的妥当な値を与えたのは ARMCO 法および修正 ARMCO 法であった。しかし、両者のうち非粘着性の中詰め土砂の場合は後者がより良好であった。

(2) 回転式せん断ひずみ計による中詰め土砂のせん断ひずみは擁壁下端から 60cm の範囲内に大きな値が見られたが、90cm の高さにはほとんど見られず、したがって、中詰め土砂全体がせん断変形を起こしたとは考えにくい。

(3) 水平および鉛直変位の実測結果から、擁壁は水平力によってすべり円弧の上を剛体変位したと想像され

る。

(4) 水平外力により前壁側の支柱が擁壁全自重の3分の1以上も支える結果となり、実測応力は降伏応力を大幅に超過して局部座屈を起こした。

(5) 最大水平荷重時の土圧分布については、一部分でやや大きい実測値が得られたものの、いずれの理論値も実測値ほぼ上回る結果となった。

(6) 前壁の水平応力には余盛り土の影響が現れて下方部分に応力が減少ないしは反転する現象が見られた。

(7) 最大水平荷重時の底面反力分布は前壁下端に集中力を仮定した理論値と比較的良好一致を示した。

## 謝 辞

この報告を作成するうえで、実験の実施とデータ解析の面で多くの協力を頂いた日鉄建材工業㈱、今野正喜氏、岩佐直人氏、および東亜建設工業㈱、栗原正美氏と文部技官、小野瀬正美氏に心からの謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) Design Manual (1971) : Soil Mechanics, Foundation, and Earth Structure, Dept. of the Navy, p.7-10-16.
- 2) Terzaghi, K. (1945) : "Stability and Stiffness of cellular cofferdams," ASCE, Trans., Vol.110, pp.1083-1119.
- 3) Cummings, E. M. (1957) : "Cellular cofferdams and Docks," ASCE, Proc., WW-3, pp. (1366) 1-29.
- 4) Schneebeli, C. (1957) : "Contribution au Calcul de la Stabilité des Batardeaux a Double Paroi de Palplanches," Proc., 4th ICSFME, pp. 233-238.
- 5) 土質工学会編 (1975) : 「土留め構造物の設計法」, pp. 186~192.
- 6) 日本港湾協会(1979) : 「港湾の施設の技術上の基準・同解説」, 運輸省港湾局監修.
- 7) ARMCO Kassetten-Stutzwände : ARMCO-THYSSEN GMBH.
- 8) Hansen, J. B.(1957) : Earth Pressure Calculation, pp. 226-232.
- 9) Sawaguchi, M. (1984) : "Measurements of shear strain in soils with new gauges," Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp. 148-150.
- 10) 福岡正巳(1957) : 「続土圧・土留計算法と実例」, 近代図書, p. 6-6.