

# せん断壁を有する地中RCボックス構造の 振動台実験

末広俊夫<sup>1</sup>・大友敬三<sup>1</sup>・河井 正<sup>1</sup>・宮川義範<sup>1</sup>・金谷賢生<sup>2</sup>・福本彦吉<sup>2</sup>

<sup>1</sup> (財) 電力中央研究所 我孫子研究所 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646)

<sup>2</sup> 関西電力(株) 土木建築室 (〒530-8270 大阪府大阪市北区中之島 3-3-22)

The present paper deals with plastic deformation of in-ground RC structure with an inner shear wall under in-plane shear force as a result of ground shaking. For this purpose, the authors conducted a shake table test that incorporates with dynamic soil-structure interaction. Due to significantly higher rigidity of the model structure, some unique aspects on plastic deformation are identified. These include a) major role of the shear wall on structure deformation, b) unbalanced earth pressures on side walls, c) earth pressure's contribution to structure deformation and d) geometric nonlinearity at soil and structure interface arising from the degree of friction coefficient of soil.

*Key Words : In-ground structure, three dimension, shear wall, shake table test, nonlinear performance*

## 1. はじめに

筆者らは三次元的な広がりを持つ地中埋設RC構造物の合理的な照査法を確立することを目的として、地盤との連成を考慮した大型振動台実験および非線形数値解析によって、塑性変形域における挙動評価に関する研究を進めている。これまでに、ボックスカルバート構造に関して地盤-構造物連成非線形二次元解析により、RC構造物の地震時挙動を精度よく解析できることを示した。<sup>1), 2), 3)</sup>

一方、実務設計においては、三次元構造物を二次元モデルに単純化して扱うことが多い。これは、三次元RC構造物が塑性変形するような大変形領域の挙動について、実用的な地盤-構造物の連成解析手法が確立されていないためである。また、必ずしも二次元を仮定することが合理的と考えられない場合がある。

そこで、埋設された三次元RC構造物の地震時における大変形挙動を把握し、二次元モデルで設計・照査することの妥当性を検証することを目的として、せん断壁の有無以外は全く同じ断面構造を有する小型 RC ボックス構造試験体を用いて振動台実験を実施し、せん断壁がボックス構造の大変形域における挙動に及ぼす影響を検討した。なお、せん断壁のない試験体(二次元モデルと呼ぶ)の振動台加振実験については、既報<sup>4)</sup>を参照されたい。

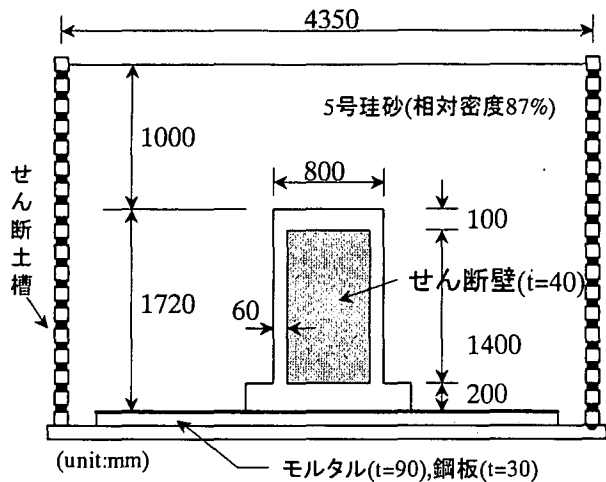
## 2. 実験方法

実験は、図-1 に示すせん断土槽を用いた地盤-構造物連成系の振動台加振実験である。試験体底部を振動台に固定した。地盤の深さは 2.72m であり、試験体の土被りは 1.0m である。地盤材料は栃木県産の 5 号珪砂であり、乾燥状態で用いた。相対密度が 87%となるように作成し、乾燥密度は 1.53t/m<sup>3</sup>であった。

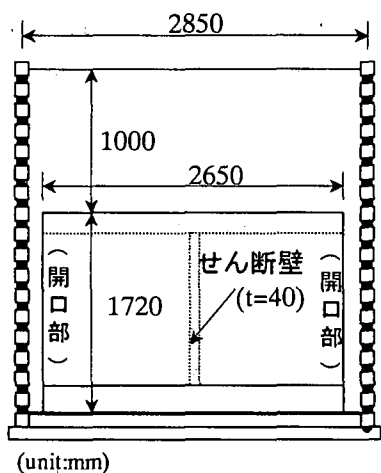
### (1) RC試験体

試験体は、図-1 に示すように、二次元ボックス構造物の加振方向にせん断壁を設けた三次元RC構造物である。奥行き方向の両端は、開口状態とした。なお、開口部は砂が入らないように合板とウレタンマットで閉じてある。試験体の配筋図を図-2 に示す。側壁、頂版および底版の引張鉄筋比はそれぞれ 0.51%、0.60%、0.67%であり、側壁、頂版には D6 鉄筋、底版には D10 鉄筋を用いている。せん断壁は厚さ 4cm であり、縦方向鉄筋、横方向鉄筋ともに D4 鉄筋を 6.25cm ピッチでシングル配筋とした。鉄筋比はそれぞれ 0.50%である。試験体に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-1 および表-2 に示す。

試験体に関する計測項目は、①側壁およびせん断壁の底版に対する相対変位、②側壁および頂版に作用する土圧およびせん断応力、③鉄筋ひずみ、④水平および鉛直加速度、⑤地盤と試験体頂版の相対変位、である。さらに、



(a) 正面図



(b) 側面図

図-1 実験概要およびRC試験体構造図

表-1 コンクリートの材料試験結果

ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
29.1	32.7	3.07

表-2 鉄筋の材料試験結果

	ヤング率 (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ ( $\times 10^{-6}$ )
D 6 鉄筋	217	401	1846
D 4 鉄筋	198	414	2100

地盤に関する計測項目である加速度、せん断土槽変位などを加え全 229 点である。以後、せん断土槽変位を地盤変位として取り扱うこととする。主な計測器の配置を図-2 および図-3 に示す。

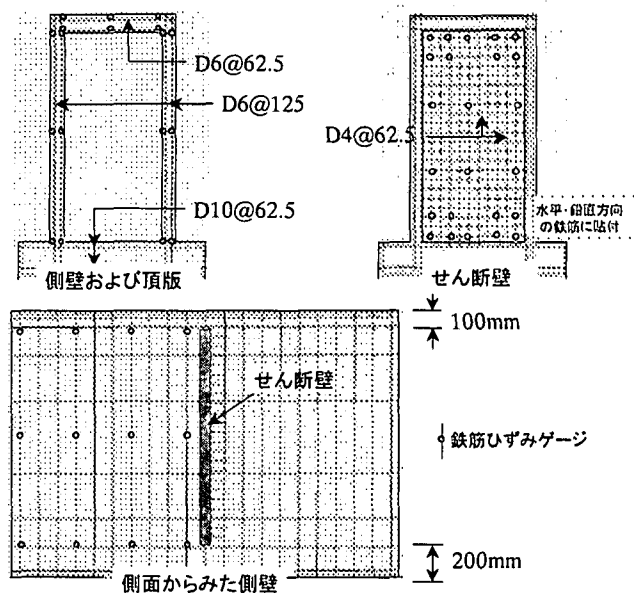
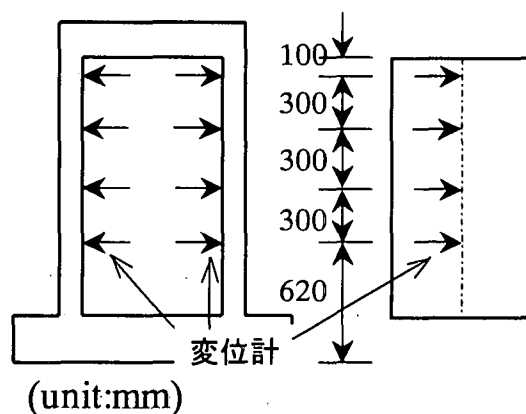


図-2 RC試験体の配筋およびひずみゲージの位置図



試験体開口部 せん断壁(t=40)

図-3(a) 主な計測器の配置図 (変位)

## (2) 加振方法

振動台への入力波は、振動数 3Hz の正弦波である。図-4 に、最大加速度振幅 402Gal の例を示す。加振ケースを表-3 に示す。試験体の弾性挙動を把握するための小規模の加振から、十分に塑性変形させることができる大規模の加振まで 8 ケースを実施した。本論文では、二次元モデルの実験<sup>4)</sup>において側壁の鉄筋が降伏した最大加速度振幅 366Gal (3Hz) のケースの結果と比較するために、これと同程度の加振ケース No.4 の 402Gal の結果と、本実験の最大加振である加振ケース No.7 の 1301Gal の結果を中心として考察した。

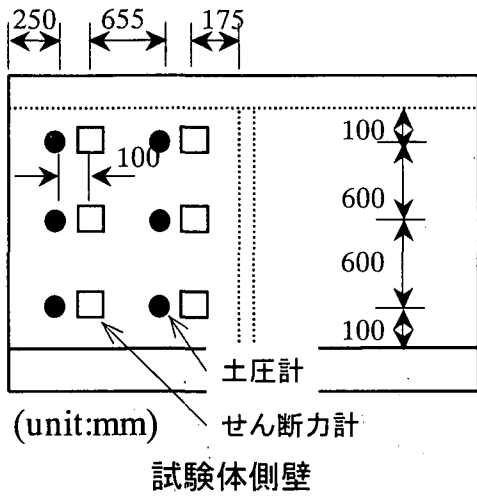


図-3(b) 主な計測器の配置図 (側壁の土圧・せん断力)

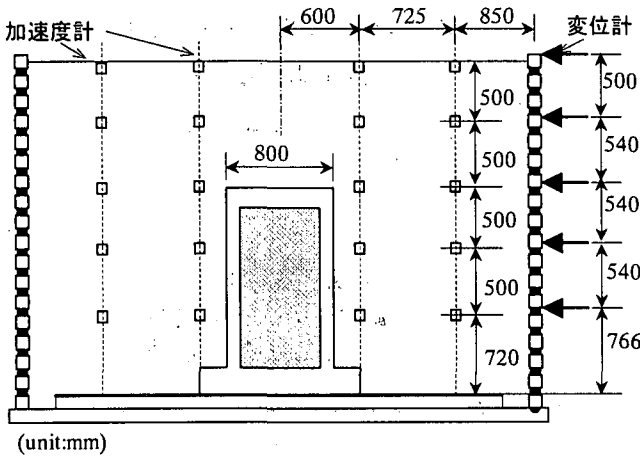


図-3(c) 主な計測器の配置図  
(地盤加速度・せん断土槽変位)

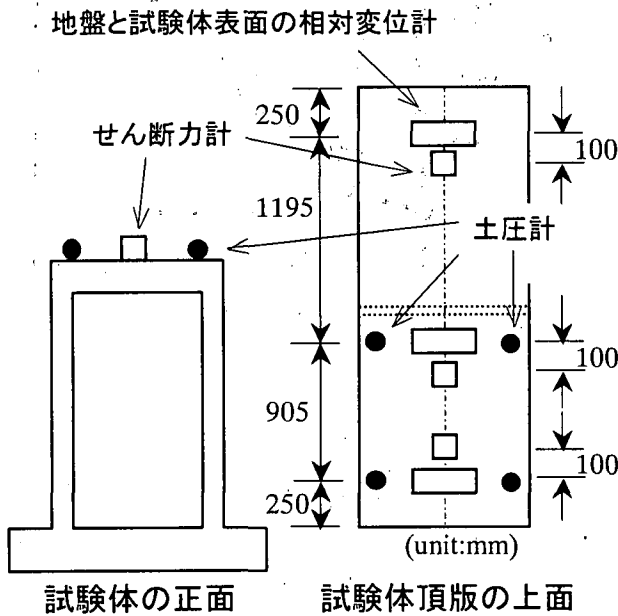


図-3(d) 主な計測器の配置図  
(頂版の土圧・せん断力・相対変位)

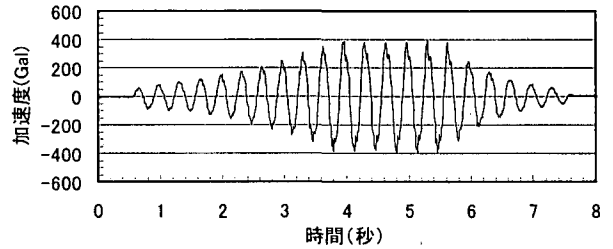


図-4 入力波形 (振動数 3Hz 正弦波, 最大加速度 402Gal の一例)

表-3 加振ケース

加振ケースNo.	振動台最大加速度	備考
1	53 Gal	
2	126 Gal	
3	245 Gal	
4	402 Gal	2次元モデルとの比較
5	854 Gal	鉄筋降伏
6	837 Gal	
7	1301 Gal	最大加振
8	885 Gal	

### 3. 実験結果および考察

#### (1) 地盤および試験体の応答

振動台入力加速度, 地表面加速度, および試験体の頂版と底版間の相対変位 (以後, 層間変位と呼ぶ) の時刻歴波形を図-5 に示す. また, 試験体および地盤の最大加速度と最大変位の高さ方向の分布を図-6 に示す. 図-5 および図-6 では, せん断壁のない二次元モデルと比較している. 本実験における振動台入力加速度や地表面加速度が二次元モデルの場合と同程度であるにも関わらず, 層間変位は二次元モデルの場合と比較して著しく小さい. これは, せん断壁の面内剛性が二次元ボックス構造の剛性に対して極めて大きいためである. なお, 二次元モデルは図-5 に示した加振ケースにおいて鉄筋降伏 (降伏変位約 10mm) しているが, 本実験では図-5 に示した加振ケース No.4 で降伏する鉄筋はなく, 弾性範囲であった.

本実験の最大加振である 1301Gal 加振のケース (加振ケース No.7) において試験体の層間変位が最大となる時刻のそれと地盤の水平変位の高さ方向分布を図-7 に示す. 試験体のせん断壁の層間変位は同じ高さの地盤変位より小さく, 1/2 程度である. 試験体の側壁が内空側に変形する場合, 開口端部側の側壁の層間変位は高さ 900mm でほぼ地盤変位に等しくなる. 側壁が地盤側に変形する場合と内空側に変形する場合の開口端部側の側壁の変形形状が異なっている. 前者の場合, 側壁に作用する土圧がほぼゼロであり, 後者の場合, 高さ 1500mm 付近に土圧が偏って作用している. これは, 試験体のみかけのせん断剛性がせん断壁の影響により地盤と比較して非常

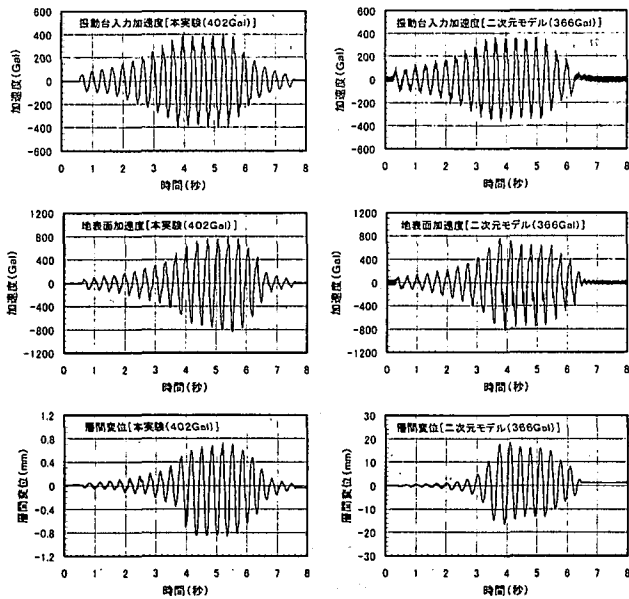


図-5 主な時刻歴波形

(左: 本実験 [加振 No. 4・402Gal], 右: 二次元 [366Gal])

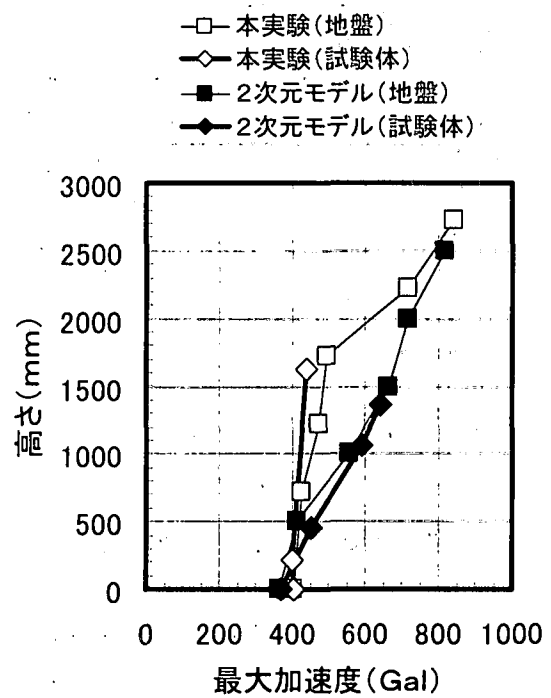


図-6(a) 最大加速度分布

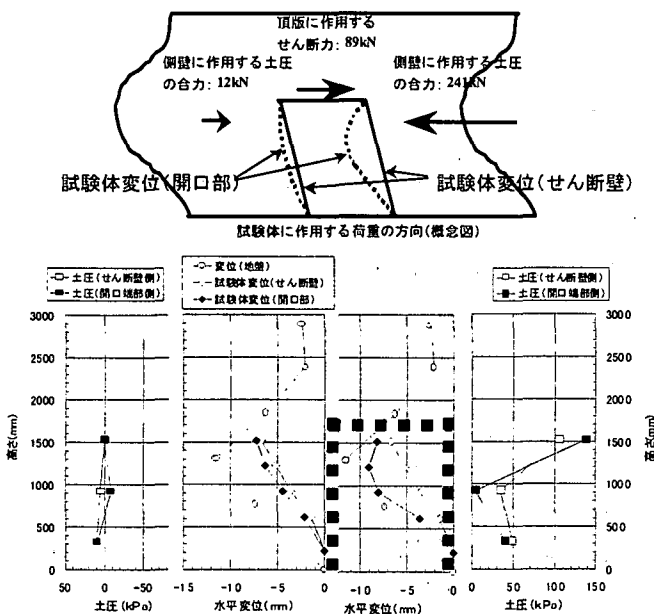


図-7 側壁に作用する土圧分布ならびに地盤・試験体の水平変位分布(層間変位が最大となる時刻)

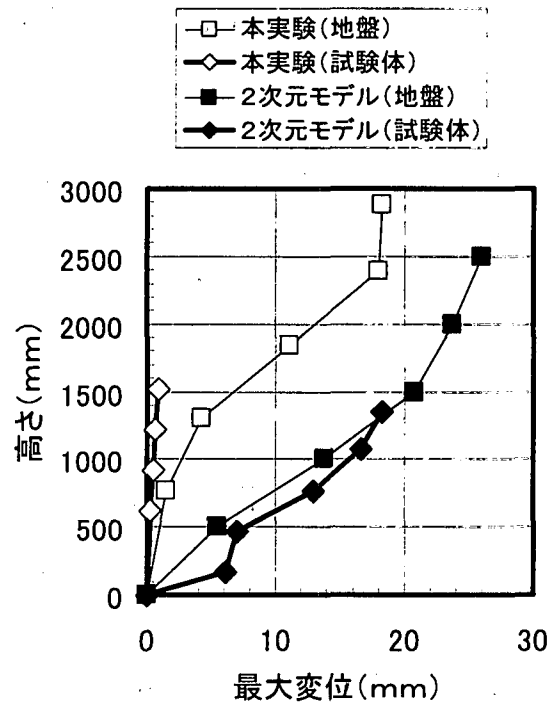


図-6(b) 最大変位分布

に大きいことによる。すなわち、側壁が地盤側に変形する場合、せん断剛性差により地盤は試験体側壁から離れていく挙動をし、側壁が内空側に変形する場合、試験体側壁が地盤を拘束するような挙動をする。このような地盤との相互作用が大きく影響している。また、試験体より浅い部分の地盤変位は試験体の層間変位に対して約  $\pi/2$  (rad) 位相が遅れており、見かけ上、試験体より浅い地

盤が共振状態にあるとみなせる。

試験体開口端部の層間変位はせん断壁の層間変位よりやや大きい。しかし、図-6 および図-7 で示したように、せん断壁のない二次元モデルの層間変位と比較すると著しく小さく、せん断壁の剛性の影響が開口端部まで及んでいることが原因である。

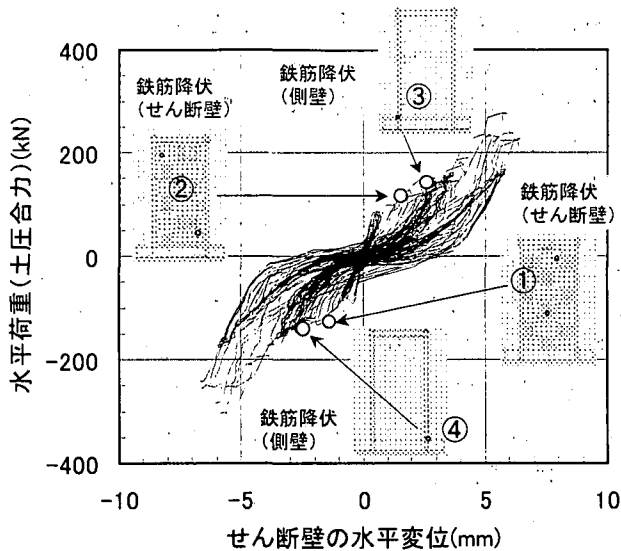


図-8 水平荷重とせん断壁の水平変位の関係

### (2) 試験体に作用する荷重

試験体側壁に作用する土圧の分布を図-7に示す。地盤側に変形する側壁では土圧がほぼゼロであり、剥離が生じていることを示している。また、内空側に変形する側壁では試験体上部に偏って土圧が作用しており、その作用方向は変形と同じである。さらに、地盤から試験体頂版に作用するせん断応力に頂版面積を乗じて計算したせん断力の大きさと作用方向を図-7の中に矢印で示す。この力は二次元モデルでは変形に大きく寄与するが、本実験では試験体の変形を抑制する方向に作用している。したがって、試験体の変形を促進する方向に作用する荷重は、内空側に変位する側壁に作用する土圧だけである。このことから、この土圧が試験体を変形させる主要な荷重であると判断できる。

### (3) 試験体の変形性能

試験体を変形させる主要な荷重である側壁に作用する土圧の合力を作用荷重と考えて、せん断壁の層間変位との関係を図-8に示す。最大加速度 854Gal 加振のケース（加振ケース No.5）において、せん断壁にひび割れが発生してそれを横切る鉄筋のひずみが急激に増加し、その後繰り返し载荷とともに変形が進んで鉄筋が降伏したためにせん断剛性が低下した。また最大加速度 1301Gal 加振のケース（加振ケース No.7）において、せん断壁の多くの鉄筋が降伏し塑性化がすすんだ。荷重が大きい領域では、ひび割れ面での骨材のかみ合わせに伴いせん断剛性が急増し、反転して荷重が小さい領域では、ひび割れが開口するためせん断剛性が低下する。これらはRC耐震壁の繰り返し载荷に関する変形特性を表していることから、本実験の試験体の変形特性はせん断壁の変形に支

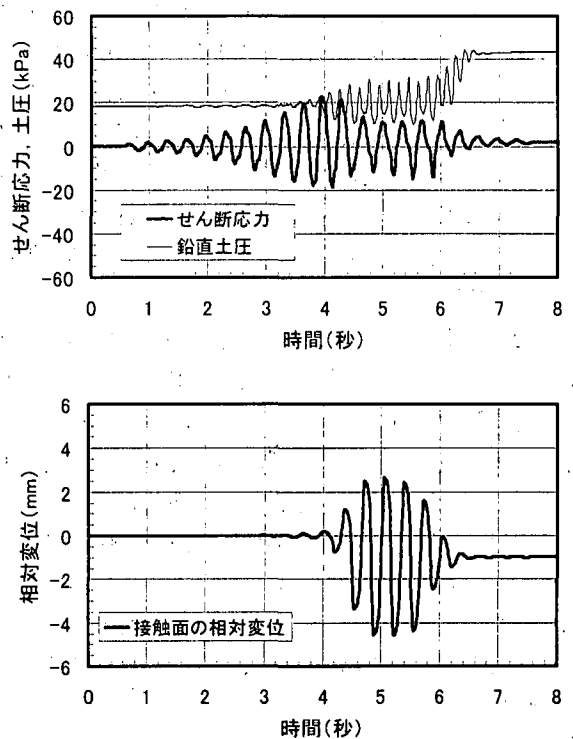


図-9 地盤と試験体頂版の接触面におけるせん断応力、鉛直土圧および相対変位の時刻歴波形（加振ケース No. 4 : 402Gal）

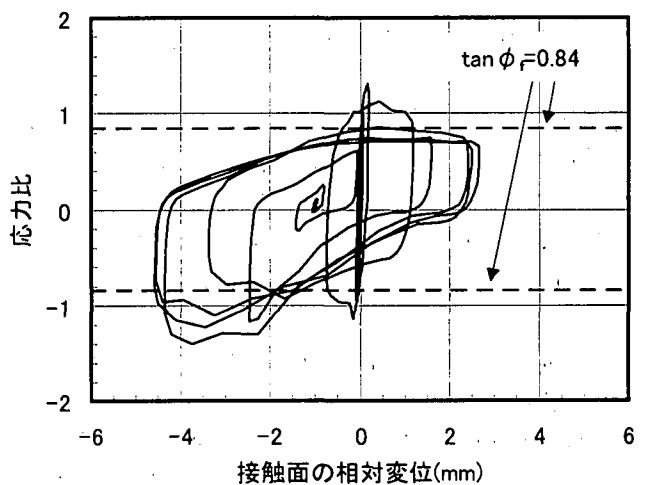


図-10 接触面におけるせん断応力と鉛直土圧の比（応力比）と相対変位の関係

配されていることが明らかである。

### (4) 試験体頂版と土被り地盤の相対変位

地盤と試験体頂版の接触面におけるせん断応力と鉛直土圧、および地盤と試験体の相対変位の時刻歴波形を図

-9 (加振ケース No.4 : 最大加速度 402Gal) に示す。相対変位が増加すると同時にせん断応力が減少していることから、せん断応力が接触面におけるせん断抵抗を超過したために大きな相対変位を生じたものと考えられる。また、鉛直土圧は加振初期段階では静止土圧からの動的変動分は小さいが、相対変位が発生すると静止土圧の 1/2 程度の振幅で振動している。地盤のダイレイタンスの影響を強く受け、振動台入力波の振動数の 2 倍の振動数で振動している。

図-9 に示したせん断応力と鉛直土圧の比 (以後、応力比と呼ぶ) を縦軸に、相対変位を横軸にプロットしたものが図-10 であり、履歴の方向は時計回りである。応力比は図中に破線で示した地盤材料の  $\tan \phi_f$  (破壊摩擦角  $\phi_f=40$  度) の値に概ね包絡されている。応力比の増加に伴い相対変位は増加し、応力比は  $\tan \phi_f$  に漸近する。そして、応力比が増加から減少に転じると相対変位は増加しなくなる。さらに、応力比の符号が反転、すなわち作用せん断応力の作用方向が反転すると相対変位の符号も反転して増加し、やがて応力比は  $\tan \phi_f$  に漸近する。このようなサイクルを示すことから、地盤と試験体頂版の接触面における非線形挙動は、地盤材料の破壊摩擦角により推定できる。

#### 4. まとめ

本実験の結果から明らかになったことを以下に列記する。

- 1) 試験体の開口端部の層間変位はせん断壁の層間変位よりやや大きい。しかし、せん断壁のない二次元モデルの層間変位と比較すると著しく小さい。せん断壁の剛性の影響が開口端部まで及んでいることが原因である。
- 2) 試験体のせん断壁の層間変位は同じ高さの地盤変位より小さく、1/2 程度である。試験体のみかけのせん断剛性がせん断壁の影響により地盤と比較して非常に大きいことによる。
- 3) 試験体の側壁が地盤側に変形する場合、側壁の層間変位はせん断壁の層間変位よりやや大きいものの形状は近い。しかし、内空側に変形する場合、開口端部側の側壁の層間変位は高さ 900mm で地盤変位にほぼ等しくなる。前項と同様の理由から、側壁が地盤側に変形する場合、せん断剛性の差により地盤は試験体側壁から離れていく挙動をし、側壁が内空側に変形する場合、試験体側壁が地盤を拘束するような挙動をする。このような地盤との相互作用が大きく影響している。
- 4) 試験体の側壁が内空側に変形する場合、高さ 1500mm 付近に土圧が偏って作用する。しかし、地盤側に変形する場合、側壁に作用する土圧はほぼゼロである。前項と

同様に、地盤との相互作用が影響している。

- 5) 本実験の試験体の場合、側壁に作用する土圧が試験体を変形させる主要な荷重であると判断できる。試験体頂版に作用するせん断力は変形を抑制する方向にはたらいっており、試験体の変形を促進する方向に作用する荷重は、内空側に変位する側壁に作用する土圧である。
- 6) 本実験の試験体の変形特性はせん断壁の変形に支配されていることが明らかである。側壁に作用する土圧とせん断壁の層間変位に基づいた荷重-変位関係が RC 耐震壁の繰返し载荷に関する変形特性を表している。
- 7) 地盤と試験体頂版の接触面における非線形挙動は地盤材料の破壊摩擦角により推定できる。

謝辞：本研究は電力 9 社と日本原子力発電 (株) による電力共通研究の一部として実施した。本研究の関係各位に謝意を表する次第である。

#### 参考文献

- 1) 末広俊夫, 大友敬三, 金津努, 松本恭明: 地盤とボックスカルバート連成系の大型振動台実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1483-1488, 2000.6
- 2) 松尾豊史, 金津努, 大友敬三, 松本恭明: RC ボックスカルバートの大型せん断土槽振動実験シミュレーション, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.55-60, 2000.6
- 3) 松井淳, 大友敬三, 河井正, 松本恭明: 地盤-構造物連成系の大型振動台実験の動的非線形有限要素解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1339-1344, 2000.6
- 4) 末広俊夫, 大友敬三, 松本恭明, 岡市明大: RC 地中構造物の損傷過程に関する実験的研究 (その 2) 小型振動台実験で得られた RC 試験体挙動について, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.625-628, 1999.7