

# 大型せん断土槽振動実験に基づく ボックスカルバートの塑性域挙動

大友敬三<sup>1</sup>・末広 俊夫<sup>1</sup>・金津 努<sup>1</sup>・松本恭明<sup>2</sup>・岡市明大<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 (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>正会員 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 results and discussions on two dimensional plastic deformation performance of RC box culvert members obtained from shake table tests using a large sized laminar soil box. Two RC box culverts were respectively buried under 3.0m and 1.5m in overburden depth of the well-compacted dry sand deposit and strongly shaken so that they would suffer from large ground strain. As a result, the authors demonstrate that the magnitude of maximum relative displacement between upper and lower slabs well exceeds yield displacement and its performance was fully governed by ground deformation ranging from small to large ( $10^{-2}$ ) ground strain level.

**Key Words :** *In-ground structure, soil-structure interaction, shake table test, laminar soil box, nonlinear performance*

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート製地中構造物を対象とした既往の実験的研究からは、実物の構造寸法を1/3~1/4程度に縮小したRC試験体の変形性能特性が静的載荷試験により明らかにされている<sup>1),2)</sup>。しかしながら、これらの検討では、地震時挙動評価に必要な地盤との動的連成効果が考慮されていない。このため、強震時に地盤内で発生する数パーセント程度の地盤ひずみレベルにおける動的相互作用を考慮したRC試験体の変形性能解明に関する調査・研究が重要となっている。

筆者らは地盤との連成を考慮した振動台実験によってRC試験体に塑性変形を与える方法について種々の検討を行ってきた<sup>3)</sup>。その結果、重力場の実験を行うのならば、防災科学技術研究所が所有するわが国で最大のせん断土槽を用いた実験がRC試験体に塑性変形を与えるのに最適であると判断した。

本研究は、二次元の地盤・構造物連成系の動的載荷によるRC地中構造物の塑性変形挙動を解明することを目的とするものであり、本報告では、上記の装置を用いて実施した振動台実験結果に基づいて、地盤に埋設されたRC試験体の塑性変形特性について述べている。

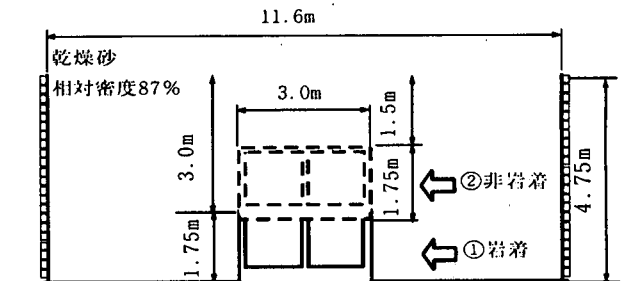


図-1 実験ケース

## 2. 実験方法

今回の実験では、図-1に示すようにRC試験体(以下では、試験体と呼ぶ)の埋設条件を変えることにより、2ケースの実験を実施した。このうち、土かぶり厚さが3.0mのケースを岩着モデル(試験体は土槽底版を貫通して振動台に固定)、土かぶり厚さが1.5mのケースを非岩着モデルと呼んでいる。

地盤材料には、栃木県産の5号珪砂(真比重2.668, 最小間隙比0.683, 最大間隙比1.091)を用いており、良く締った乾燥地盤(目標相対密度87%)を作成した。なお、以下では図-1における右手側を東側、左手側を西側と呼ぶことにする。

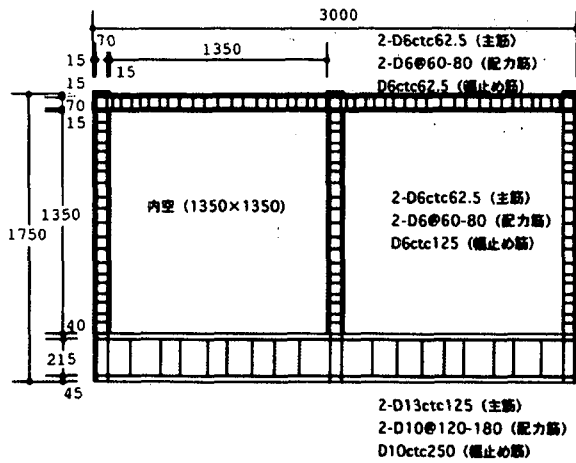


図-2 試験体の寸法と正面配筋 (単位: mm)

図-2に試験体の寸法および正面配筋図を示す。この試験体は岩着モデルと非岩着モデルに共通して用いられる。試験体は2連のボックスカルバートの形状を参考にしており、内空寸法は1.35m×1.35m、幅3.0m、高さ1.75m、側壁、隔壁および頂版の厚さは10cmとなっている。主鉄筋にはD6筋を用いている。鉄筋量は標準断面において、D6@16 (5.07cm<sup>2</sup>)である。なお、D6筋の降伏強度を通常用いられている鉄筋降伏強度(343MPa~392MPa)よりも低い強度(約245MPa)に加工して用いることとした。これは、地盤との連成の動的载荷によっても、試験体の降伏を確実にするためである。また、コンクリートの圧縮強度は試験実施日の材令で30MPa~32MPaである。

試験体の見かけのせん断剛性は約8MPaとなった。後述する試験体の埋設位置における地盤のせん断波速度に基づいて、初期状態における試験体と地盤とのせん断剛性比を求めた。その結果、岩着モデルと非岩着モデルの場合それぞれで、約0.16、約0.22となった。このことより、試験体の見かけのせん断剛性が周辺地盤のそれに比べてかなり小さい条件下で振動台加振を受けることになる。

振動台加振に用いる入力加速度波形には、1995年兵庫県南部地震における神戸大学観測波のNS成分<sup>4)</sup>に基づいて、観測波の時間縮尺を1/2とした地震波を用いた。地震波の最大加速度振幅を数種類変化させて入力加速度波形とした。

### 3. 実験結果および考察

岩着モデルと非岩着モデルそれぞれにおいて、地盤完成時に測定した地盤のせん断波速度分布を図-3

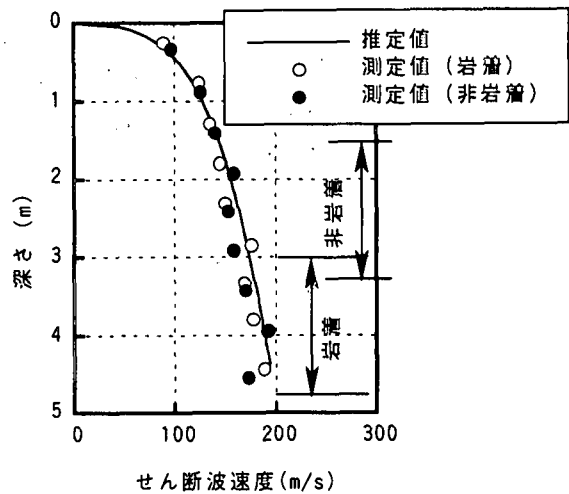


図-3 せん断波速度分布

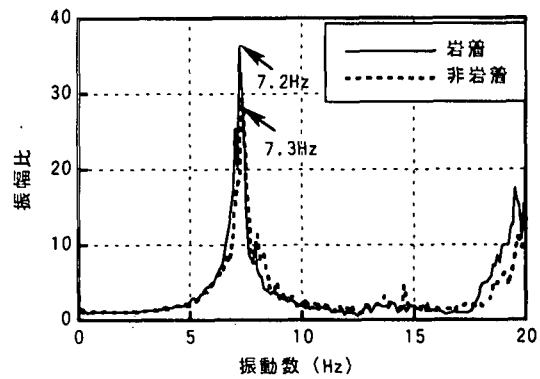


図-4 常時微動測定に基づく伝達関数

に示す。なお、室内土質試験によってあらかじめ求めたせん断波速度の拘束圧依存特性に基づいて推定したせん断波速度分布も同時に示してある。実測値と推定値は非常に良く対応しており、想定どおりの動特性を有する地盤が作成できたことを示している。

図-4は岩着モデルと非岩着モデルそれぞれにおける地盤完成時に実施した常時微動測定に基づく振動台と地表間の伝達関数を示している。卓越振動数は岩着モデルと非岩着モデルそれぞれにおいて、7.2Hz、7.3Hzであり、両者の実験ケースにおける地盤の動特性は良く一致していることが確認できる。

以下で述べる振動台実験結果は、地震波の最大加速度振幅が岩着モデルと非岩着モデルでそれぞれ、1127Gal、1041Galの加振の場合である。

振動台加速度および試験体の層間変位と地盤変位の時刻歴波形を図-5に示す。このうち、層間変位は試験体東側壁の内空変位であり、変位計(東京測器社製CDP100)の計測値である。一方、地盤変位は土層枠変位(共和電業社製DLTシリーズ)の計測値で

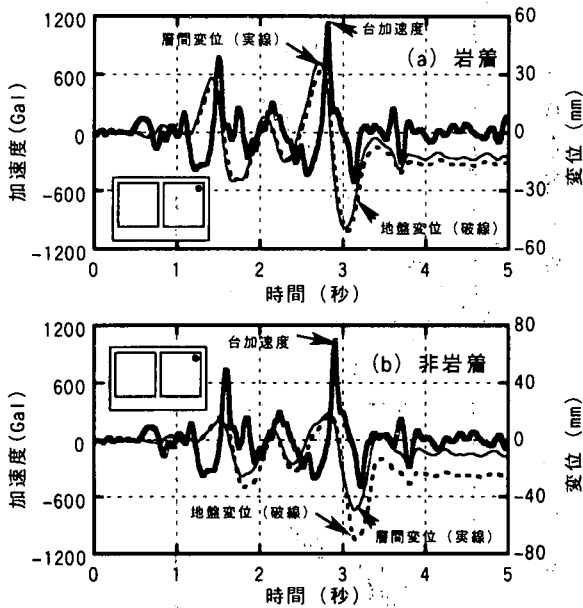


図-5 層間変位と地盤変位の関係

あり、試験体の頂底板位置に概略相当する相対変位である。

岩着モデルの場合、層間変位と地盤変位は位相関係と最大値ともに非常に良く一致している。試験体の見かけのせん断剛性は周辺地盤のそれに比べてかなり小さいので、試験体の変形は周辺地盤のそれに支配されていることがわかる。最大応答変位は約50mmであり、その最大応答変位を経験した後に残留変位が生じている。なお、後述するように降伏変位は約4mmなので、図-5に示した試験体の層間変位は塑性域に達したものである。

非岩着の場合には、試験体の層間変位が最大となる時刻において地盤変位が層間変位を大きく上回っている。これは、非岩着モデルの場合、試験体埋設位置の拘束圧が小さいので、地盤ひずみが大きい領域では、試験体よりも剛性が著しく低下してより大きな変位が発生したためと考えられる。しかし、層間変位と地盤変位の位相関係は対応しており、また、正側に着目すれば層間変位と地盤変位はほとんど一致している。このことから、非岩着モデルの場合も本質的には周辺地盤に追随した変形をしたものと考えられる。なお、最大応答変位の値や残留変位が生ずる傾向などについては、岩着モデルとほぼ同様である。

図-6は加振後約1.8秒までの範囲における層間変位と試験体頂版に作用した推定水平荷重の関係；荷重—変位曲線を示している。ここで、頂版水平荷重は試験体頂版で計測された平均的なせん断応力（SSK社製せん断力計 S25；容量 19.6N による）に頂版面積を乗じて求めたものである。岩着モデルと非岩着

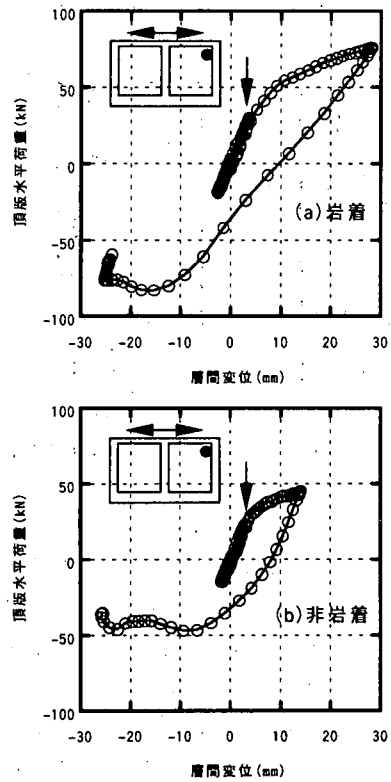


図-6 層間変位と頂版水平荷重の関係

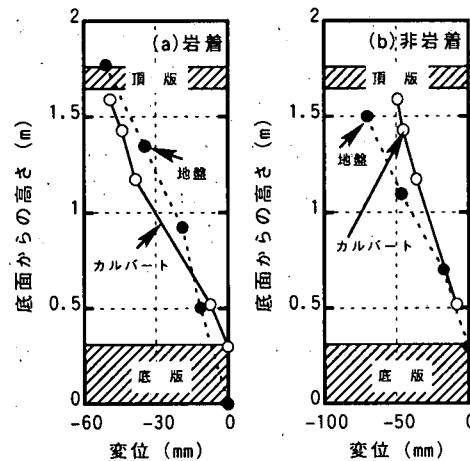


図-7 試験体の側壁最大変位と地盤最大変位

モデルともに荷重—変位曲線上での載荷過程において、層間変位が約4mmの段階で明確な折れ点が生じている。この時点において、層間変位の向きは右（東）であり、西側壁下端の外側鉄筋が降伏ひずみ1450 $\mu$ に達していることを確認している。すなわち、両試験体の降伏変位は約4mmとなっていたことが示される。したがって、図-5に示した層間変位の最大値は応答塑性率でいうと約12~13と評価できる。

図-7は、試験体側壁変位および地盤の最大変位分布を示したものである。岩着モデルの場合には、試験体が地盤よりも大きく変形している範囲が見られ

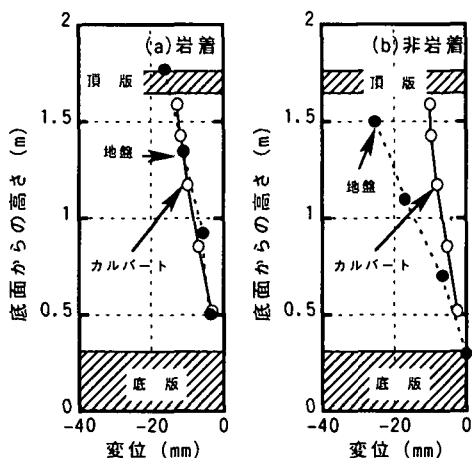


図-8 側壁の残留変位および地盤の残留変位

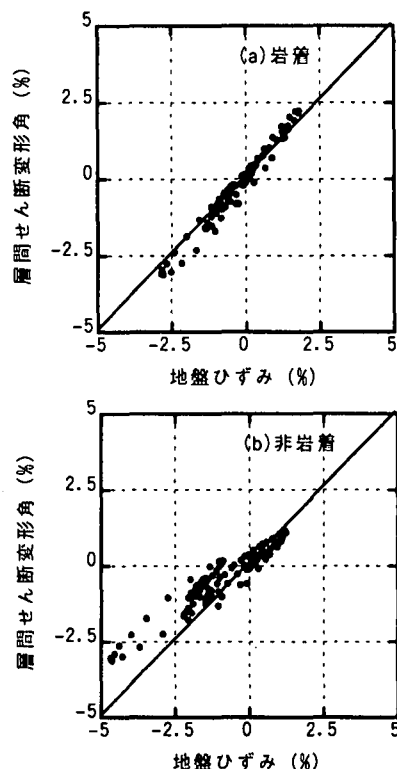


図-9 層間せん断変形角と地盤ひずみの関係

る。これは、地盤変位と層間変位が頂版付近では一致するものの、地盤の変形モード（せん断変形）と試験体の変形モード（両端で回転拘束された曲げ変形モード）の差により、側壁に沿って位相が反転するような相対変位が生ずるためである。一方、非岩着モデルの場合には、図-5で説明したような理由により、地盤変位の方が大きい。しかし、底版付近では地盤変位と側壁変位が一致しているの、基本的には側壁の変形は周辺地盤の変形に支配されていると考えられる。

試験体の残留層間変位分布と地盤の残留変位分布を示すと図-8のようになる。図-5の結果から推定できるように、試験体側壁には明確な残留変形が生じている。なお、ここで示したのは東側壁であるが、西側壁についても同じ方向への残留変形が確認されている。すなわち、加振後には、岩着モデルと非岩着モデルの場合に共通して試験体に非対称のせん断型の塑性変形を生じたことになる。

図-9では、層間せん断変形角と地盤ひずみの関係を示している。岩着モデルの場合、層間せん断変形角と地盤ひずみは最大 2.5%の範囲まで両者がほぼ一対一の対応を示している。一方、非岩着の場合には、おおよそ正側で 1%程度の地盤ひずみのレベルまでは、層間せん断変形角と地盤ひずみがほぼ等しい。しかし、負側の領域では、最大地盤変位が層間変位を上回ったことにより、地盤ひずみの方が大きくなる。しかし、この点を除けば、岩着モデルと非岩着モデルの試験体はともに塑性領域における層間せん断変形角は地盤ひずみとほぼ等しいと見なせる。

#### 4. まとめ

強震時における二連 RC ボックスカルパートの二

次元塑性域の挙動を解明することを目的とした重力場の大規模振動台実験結果について述べた。埋設条件が異なる 2 ケースのモデルに対して地震波の最大加速度振幅を約 1100Gal と設定した加振を行い、両者の試験体に共通して以下を明らかとした：1)隅角部断面において鉄筋降伏が生ずる。2)最大層間変位は約 50mm となり、応答塑性率で 12~13 となる。3)層間変位は弾性範囲から塑性領域に至るまで周辺地盤変位に追随する。4)試験体には、せん断型の残留変形が生ずる。

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次第である。

#### 参考文献

- 1) 遠藤達巳ほか：限界状態を考慮した屋外重要土木構造物の耐震設計法，電力中央研究所総合報告 U26, 1992.
- 2) 本田国保，足立正信，石川博之，長谷川俊昭：水平載荷によるボックスカルパートの変形性能の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21, No.3, pp.1261-1266, 1999.
- 3) 大友敬三，松井淳，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 4）大型振動台実験における RC 試験体の挙動予測，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.633-636, 1999.
- 4) 関西地震観測研究協議会における観測記録