

# 論文 地盤—構造物連成系の大型振動実験の動的非線形有限要素解析

松井 淳\*1・大友敬三\*2・河井 正\*2・松本恭明\*3

要旨：著者らは、強震時における地中構造物の変形性能に関する実証データを得ることを目的として、実験的研究を進めている<sup>1)</sup>。本論文は、大型せん断土槽を用いた振動台実験に対し、地盤および RC 構造物へ履歴依存モデルを適用した動的有限要素解析を実施し、変形挙動評価法としての妥当性について調べたものである。その結果、本解析法は変形による耐震性能の照査に関わる物理量（地盤および RC 構造物の変形、RC 構造物の損傷）について、実用に十分な精度で再現していることを確認した。

キーワード：地中構造物，地盤—構造物相互作用，振動台実験，性能照査，有限要素解析

## 1. はじめに

筆者らは、強震時における RC 地中構造物の変形性能に関する実証データを得ることを目的として、実験的研究を進めてきている。本論文では、既報<sup>1)</sup>で報告した大型振動台実験の結果に対して、比較的簡便な履歴依存モデル（地盤：Ramberg-Osgood モデル（以下 R-O モデル）、RC 部材：軸力変動型トリリニアモデル）を適用した動的有限要素法を実施し、変形挙動評価手法としての適用性を調べたものである。

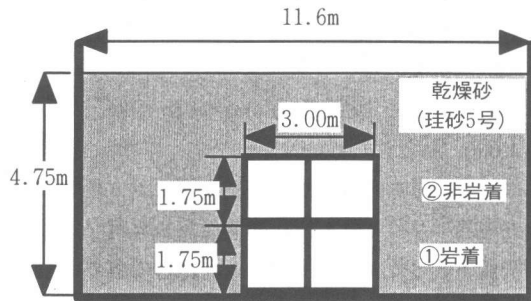


図-1 実験ケース

## 2. 解析の概要

### 2.1 大型振動台実験の概要

大型振動台実験では、図-1 に示すよう RC 製の二連ボックスカルバート試験体を、①土槽底版に完全固定（以下、岩着）、②地盤中に設置（以下、非岩着）し、相対密度 87% を目標とした乾燥した栃木産の珪砂 5 号（真比重 2.688, 最小間隙比 0.683, 最大間隙比 1.091）にて埋設した。試験体の各部材は、振動台の加振能力と RC 部材に適切な損傷が確実に生じることを勘案し、表-1 のような断面設計を行った。特に、鉄筋については、降伏後の挙動を確実に引き出すために、降伏点強度  $f_y$  を

表-1 RC試験体の諸元

部材幅	B(cm)	100
部材厚さ	H(cm)	底版以外10
		底版30
かぶり	d(cm)	1.0
引張鉄筋比	$p_w(\%)$	0.56
鉄筋の降伏強度	$f_y(N/mm^2)$	258
コンクリートの圧縮強度	$f_c(N/mm^2)$	32.4

258N/mm<sup>2</sup> に調整したものを用いた。入力加速度波形には、1995 年兵庫県南部地震時における神戸大学観測波の NS 成分に基づき、時間縮尺を 1/2 とし、最大加速度振幅を 1000Gal 程度に調整して加振実験を実施した際に振動台床にて測定され

\*1 (財) 電力中央研究所 我孫子研究所 構造部 工修 (正会員)

\*2 (財) 電力中央研究所 我孫子研究所 地盤耐震部 工修 (非会員)

\*3 関西電力(株) 土木建築室 工修 (非会員)

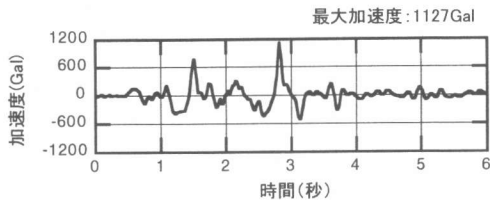


図-2 解析に用いた床応答加速度時刻歴波形  
(岩着の場合)

た応答加速度波形を用いた(最大加速度はそれぞれ、岩着ケース:1127Gal, 非岩着:1041Gal)。岩着の場合に用いた入力加速度波形を図-2に示す。

## 2.2 解析の概要

### (1) 解析モデル

せん断土槽の寸法(幅 11.6m, 高さ 6.0m, 奥行き 1.0m)

にて、二次元有限要素モデルを構成した。地盤の側方境界は、せん断土槽枠の慣性力を考慮する付加質量を設けた水平ローラとし、左右の境界が水平方向に等しくなるように制御している。底面境界については、固定境界としている。

### (2) 地盤のモデル化<sup>2)</sup>

R-O モデルとしては、式(1)のように骨格曲線を表示するパラメータに破壊ひずみにて表した。

$$\gamma = \frac{Su}{G_0} s (1 + \alpha |s|^\beta) \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{\gamma_f}{\gamma_r} - 1 \quad (2)$$

$$h = \frac{2}{\pi} \frac{\beta}{\beta + 2} \left(1 - \frac{G}{G_0 / Su}\right) \quad (3)$$

ここに、 $G_0$ :初期せん断弾性係数、 $s$ :基準化せん断応力、 $Su$ :せん断ひずみ 2.5%時せん断応力。

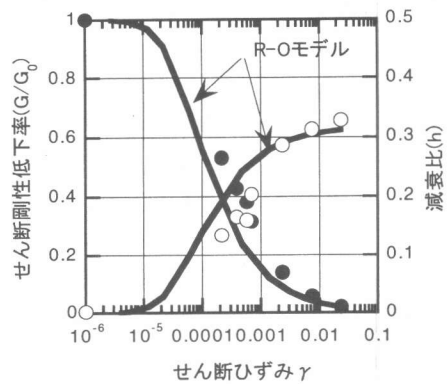


図-3 珪砂5号の動的変形特性と  
R-O モデル

また、 $\gamma_f = 2.5\%$ ,  $\gamma_r$ :基準化ひずみ、 $h$ :減衰である。広範囲のひずみレベルに渡って、必要な精度を確保することは困難であることから、せん断ひずみ 2.5%付近での応力-ひずみ関係を良好に再現できるために、(2)、(3)にて  $\alpha$ 、 $\beta$  を定めた。さらに  $\beta$  に関しては、拘束圧を変えた中空ねじり試験装置による動的変形試験を実施し、ひずみ依存性を考慮したせん断剛性 ( $G$ ) - 履歴減衰 ( $h$ ) 関係を求め、R-O モデルに  $n=2$  とした Masing 則を適用して得られる  $h = (2/\pi) (\beta/(\beta+2)) (1-G/G_0)$  という関係を用いて、最小自乗法によりフィッティングした。なお、地盤物性の設定の際は、地中深さごとに拘束圧が異なることを考慮するものとした。すなわち、模型地盤中に埋設された鉄筋コンクリート製構造物の壁面に設置した土圧計の計測結果を反映して静止土圧係数 ( $K_0$ ) = 0.5 とした中空ねじり試験を、異なる平均有効応力 ( $\sigma_m$ ) =  $2.0 \times 10^{-2}$ ,  $3.1 \times 10^{-2}$ ,  $5.1 \times 10^{-2}$  N/mm<sup>2</sup> の元で実施し、その結果を用いて各層の物性を内挿または外挿した。図-3 には  $\sigma_m = 2.0 \times 10^{-2}$  における実験結果と R-O モデルで計算した  $G$ 、 $h$ - $\gamma$  関係を示している。

### (3) RC 部材のモデル化

RC 部材の曲げモーメント-曲率関係に関する復元力特性を軸力変動型トリリニアモデルで表した(図-4)。ここでは、曲げと軸力を受けるはり部材の断面力の算出方法に対応させ、第1折れ曲

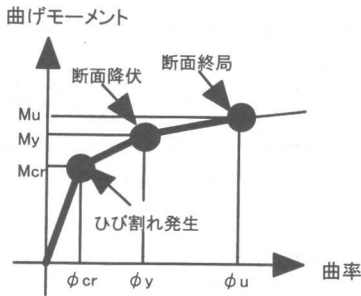


図-4 軸力変動型トリリニアモデル

点を「断面降伏（引張鉄筋の降伏）」とし、軸力の変動に伴い、逐次骨格曲線を変動させている。また、隅角部近傍においては、鉄筋の抜け出しを考慮し、参考文献3で定める鉄筋の抜け出しに伴う鉄筋とコンクリート間の相対変位（すべり量）と鉄筋のひずみに関する関係式から、鉄筋の抜け出しに起因する曲率量を算出し、トリリニアモデルを修正した。これは、参考文献4)により、RC製矩形断面構造物の隅角部近傍が降伏する際には、隅角部近傍での鉄筋の抜け出しが全体の荷重-変位特性に影響を及ぼすという知見によるものである。

$$s = \epsilon_s (2 + 3500 \epsilon_s) \quad (4)$$

$$s = \frac{Slip}{D} \left( \frac{f'_c}{20MPa} \right)^{2/3} \quad (5)$$

ここに、 $s$ : 基準化したすべり量,  $Slip$ : すべり量,  $\epsilon_s$ : 鉄筋のひずみ量,  $D$ : 鉄筋径,  $f'_c$ : コンクリートの圧縮強度 (MPa)

せん断剛性については、試験体に十分なせん断補強筋が配置されていることから、その非線形性は考慮していない。

#### (4) 地盤-構造物間の相互作用

地盤-構造物間の滑動・剥離を考慮するため、モール・クーロン則に従う joint 要素を配置した。ジョイント要素の物性値としては、粘着力を0

(乾燥砂であるため)、摩擦角は珪砂の内部摩擦角 ( $\theta_i=34$ 度) を用いた。これは、実験時にせん断土槽内の構造物と地盤との境界面に設置した CCD カメラにより、地盤-構造物間の境界面にて剥離・滑動が必ずしも生じてはおらず、部材表面から数 cm 程度離れた地盤中にて生じていることが確認されたことによるものである。

### 3. 解析結果

#### 3.1 地盤-構造物全体系の変形挙動

図-5に、地盤の側方境界（せん断土槽枠）における最大水平変位の深度分布を示す。また、図-6に、構造物最大変形時における地盤-構造物全体系の変形図を示す。非岩着の場合には、やや過小に評価するものの、構造物高さ位置までについては、地盤の変形に支配される地中構造物の変形を良好に再現していることが確認された。高さ 3.0m 以上における実験と解析の差異については、実験ではせん断土槽枠の変位を計測しており、拘束圧が小さくなるにつれて、地盤のそれとは異なる挙動を示すこと、入力加速度が 1000Gal を越えるために、拘束圧が低い領域では複雑な挙動を地盤が示したこと、等が考えられる。しかし、地盤中の応答加速度等についても、位相・振幅とも実験結果を良好に再現しており、系全体の動的応答特性については実験結果を良好に再現している。

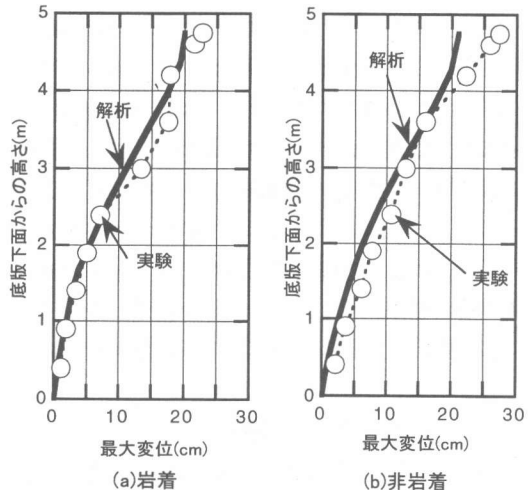
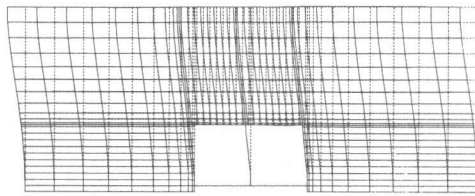
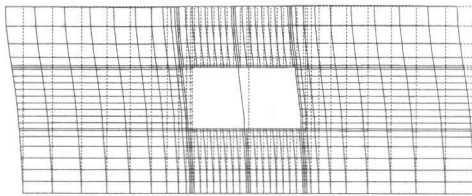


図-5 水平方向最大変位の深度分布



(a)岩着(3.04秒, 側方上端変位:17.0cm)



(b)非岩着(3.17秒, 側方上端変位:20.6cm)

図-6 構造物最大変形時刻における全体変形図

### 3.2 RC 試験体の変形挙動

試験体の水平方向のせん断変形を概観するため、図-7に頂版-底版間の水平方向変位(以後、層間変位)の時刻歴の実験結果との比較を示す。岩着では残留変位を除き、非岩着では、最大変位および残留変位を除き、ほぼ実験結果を再現しているが確認される。残留変位については、R-Oモデルおよび軸力変動型トリリニアモデルが、残留を考慮していないためである。非岩着において、最大変位が過大に算出される原因としては、地盤-構造物で観察された滑动等の影響であると考えられる。これについては、3.4にて考察する。しかし、詳細な構成則で定義したソリッド要素による解析結果<sup>5)</sup>でも、ほぼ同様な結果となっており、実験結果を良好に再現していると判断される。

### 3.3 RC 試験体の損傷過程

図-8に降伏した部位の分布の実験結果との比

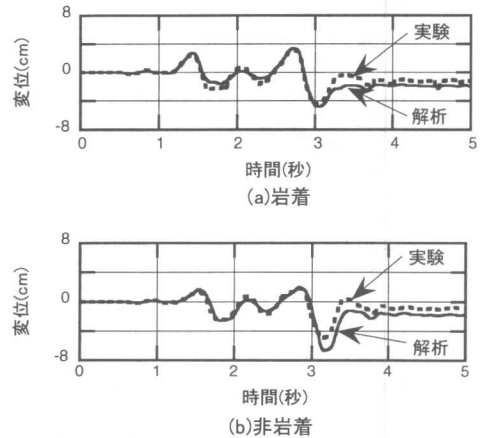


図-7 層間変位時刻歴

較を加振方向別に分けて示す。これから、降伏に至る部位の順番については、実験結果との差異があるものの、その分布については、ほぼ対応していることが確認される。また、降伏した時間について、大部分の部位について1.5秒付近で鉄筋が降伏し、残りの要素が最大変位を迎える3.0秒付近にて降伏に至った結果となっており、良好に対応している、また、この結果は詳細な構成則で定義したソリッド要素による解析結果<sup>5)</sup>でも、ほぼ同様な結果となっており、本研究で用いた軸力変動型トリリニアモデルの設定が適切であることが確認された。

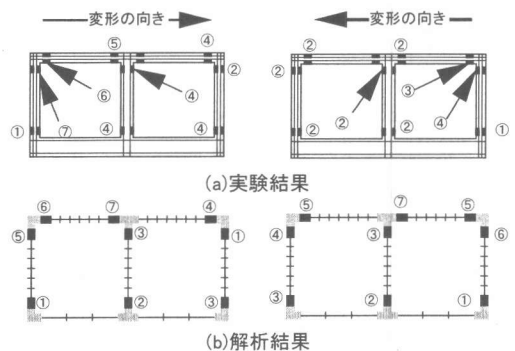


図8 降伏した部位の分布(岩着)

### 3.4 地盤-構造物間の滑動について

実験時には、地盤-構造物間において滑動が観察されていることから、joint 要素によるモデル化の妥当性について検討した。ここでは、joint 要素中のせん断応力を直応力と摩擦角との積で除すことによって無次元化して評価した。その代表的な結果として、左頂版中央部での結果を図-9、10 に示す。いずれの結果の場合も、joint 要素は敏感に反応して滑動を生じ、実際に滑動が生じる時刻においても最も滑動する結果にとどまっている。よって、本研究で定義した joint 要素は実際の滑動を良好に表現されていないことが明らかとなり、これが非岩着において層間変位の最大値を過大に評価する原因の一つであると考えられる。

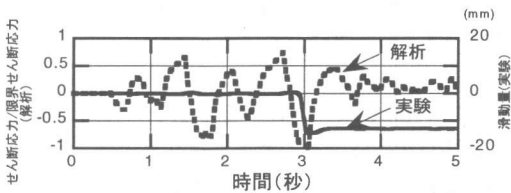
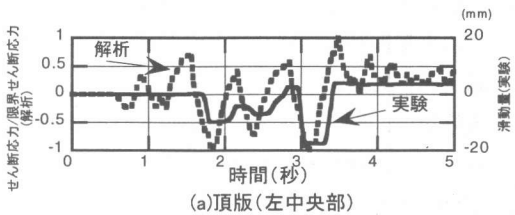
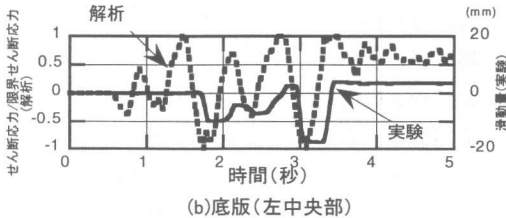


図-9 頂版の滑動状況 (岩着)



(a)頂版(左中央部)



(b)底版(左中央部)

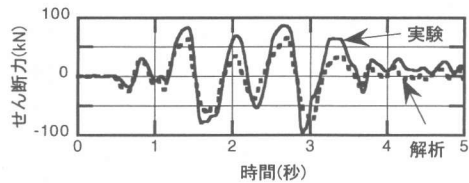
図-10 頂版及び底版の滑動状況 (非岩着)

### 3.5 変形性能の評価について

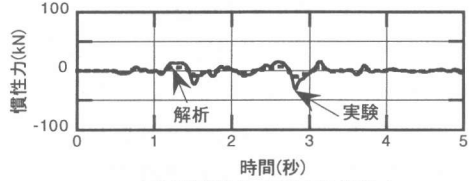
3.1~3.3の考察から、この種のRC 構造物が曲

げ破壊が先行する場合については、良好にその挙動を模擬できることが明らかとなった。そこで、本論文で用いた解析手法が耐震性能の照査法として用いるという観点から以下の考察を行った。(1) 荷重

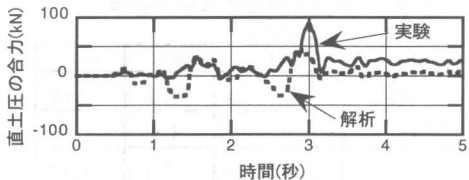
地中構造物には、多くの種類の荷重が作用することがその特徴の一つである。そこで、代表的な荷重である頂版に作用するせん断力、側壁に作用する直土圧の総和、および構造物に作用する慣性力の三者に着目し、それらの構造物への影響について調べた。岩着の場合の結果を図-11 に示す。



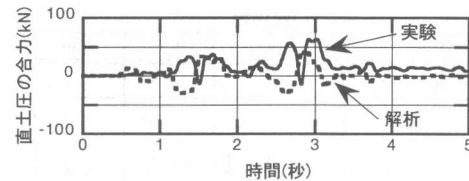
(a)頂版に作用する総せん断力



(b)構造物に作用する慣性力



(c)右側壁に作用する直土圧の合力



(d)左側壁に作用する直土圧の合力

図-11 構造物に作用する主たる荷重の時刻歴

これから、構造物の変形に最も寄与する頂版に作用するせん断力については、実験結果を良好に再現していることが確認された。側壁については、位相・振幅とも実験結果を再現しているとはいえないが、層間変位が最大値を迎える3.0秒では、両側の側壁が圧縮され、構造物のせん断変形には寄与しないため、変形の評価には大きな影響を及ぼさないと考える。

## (2) 塑性変形量の評価

矩形断面構造物に要求される最も重要な性能は、内空間の確保であることから、コンクリート標準示方書の耐震設計編に定めるような部材の応答塑性率ではなく、層間変位に関する応答塑性率や構造物高さで除した層間せん断変形角にて塑性変形量を評価した(表-2)。これから、降伏要素が発生する時点での層間変位の解析精度については、最大層間変位ほどは期待できないことが分かる。これは、静止土圧係数のばらつきや、R-Oモデルが必ずしも降伏要素が発生する時点での地盤のせん断ひずみを目標に設定されていない、等の理由が考えられ、最大変位を無次元化した層間せん断変形角による評価が妥当であることが確認された。

表-2 構造物の塑性変形量の評価

(a)岩着			
指標	(記号)	実験	解析
降伏時層間変位	$\delta_y$ (cm)	0.39	0.67
最大層間変位	$\delta_{max}$ (cm)	4.90	4.80
応答塑性率	$\delta_{max}/\delta_y$ (cm)	12.6	7.12
層間せん断変形角	$\delta_{max}/L$ (%)	3.63	3.56

L=1.35(m)

(b)非岩着			
指標	(記号)	実験	解析
降伏時層間変位	$\delta_y$ (cm)	0.40	0.90
最大層間変位	$\delta_{max}$ (cm)	4.92	6.68
応答塑性率	$\delta_{max}/\delta_y$ (cm)	12.30	7.44
層間せん断変形角	$\delta_{max}/L$ (%)	3.64	4.95

L=1.35(m)

## 4. まとめ

地盤およびRC部材に対して、比較的簡便な履

歴依存モデルを適用した動的非線形有限要素解析により、RC製地中構造物の大型振動台実験のシミュレーションを実施し、以下のことが明らかとなった。

- (1)地盤およびRC部材を適切な設定による履歴依存モデルを用いることにより、RC製地中構造物の変形特性、損傷特性(降伏する時間・分布)をほぼ再現可能である。
- (2)底版が固定支持されている岩着ケースについては、応答変位等を良好に模擬できるものの、非岩着ケースについては、地盤変形等をやや過小に評価する傾向にある。
- (3)地盤-構造物間の離接・滑動を考慮するため、モール・クーロン則に従うjoint要素は、滑動が生じる時刻をある程度把握することが可能であるが、その滑動量などの定量的な評価については、より詳細な検討を要する。

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感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 末広俊夫ら: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.22,2000.6.
- 2) 大崎順彦,原昭夫,清田芳治:地盤振動解析のための土の動力学モデルの提案と解析例,第5回日本地震工学シンポジウム,pp.697-704,1978
- 3) 岡村甫,前川宏一:鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則,技報堂出版,1991.5.
- 4) 武田智吉,石川博之,足立正信:鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの非線形挙動の定量的評価,電力土木, No.279, pp.72-76, 1999.1.
- 5) 松尾豊史ら: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.22,2000.6.