

RC 地中構造物の損傷過程に関する実験的研究 (その4) 大規模振動台実験における RC 試験体の挙動予測

大友敬三¹・松井 淳¹・松本恭明²・岡市明大²

¹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 1,646)

²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)

本論文は大型せん断土槽(幅 11.6m, 高さ 6.0m, 奥行 3.0m)を使用する振動台実験における RC 試験体の変形挙動を予測した結果を述べている。RC 試験体を地盤厚さ 4.5m の良く締った乾燥砂地盤に、①土槽底版に完全固定、②地盤中に設置、の2とおりの条件で埋設すること想定した。RC 部材の降伏を確実にしたいとの観点から鉄筋降伏強度を $2,500\text{kgf/cm}^2$ と設定した。地盤と RC 部材の非線形性を全応力履歴モデル、軸力変動型トリリニアモデルによりそれぞれモデル化した。解析の結果、振動台加振能力範囲内の動的載荷により RC 試験体に塑性変形を与えることが可能なことを確認した。

Key Words : In-ground structure, soil-structure interaction, shake table test, numerical analysis, FEM

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、一連の実験的研究を進めてきている。本論文はこのうち、科学技術庁防災科学研究所の大型せん断土槽(幅 11.6m, 高さ 6.0m, 奥行 3.0m)を使用する振動台実験(以下、大型振動台実験と呼ぶ)における RC 試験体の変形挙動を予測した結果を述べている。

平成 8 年に制定されたコンクリート標準示方書・耐震設計編¹⁾は、鉄筋コンクリート構造物の耐震性能を従来の耐力評価に代って構造物の塑性変形について照査するように定めている。しかしながら、地中構造物の変形性能に関する実験データは蓄積されていない。このため、実際の地震時挙動に近い地盤との連成での RC 試験体の変形性能に関する調査・研究が重要となってきた。

このような観点から、筆者らは振動台実験により 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い、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せん断土槽を用いた実験が最適であると判断した。しかし、このタイプの実験例はなく、事前の数値解析や予備実験^{2)~4)}によって RC 試験体諸元の設定や振動台加振方法などについて事前検討を行っておくことが必要である。本論文

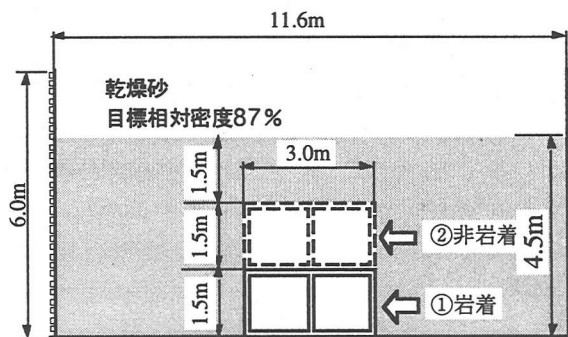


図-1 実験ケース

は大型振動台実験計画の立案に資するために実施した数値解析結果について述べたものである。

2. 検討方法

大型振動台実験では、図-1 に示すように RC 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)、の2ケースを実施する。このうち、岩着ケースは RC 試験体の剛体変位を防いで周辺地盤からの地震荷重を試験体自身で負担するようにして、鉄筋降伏を確実にするためのケースである。一方、非岩着のケースは岩着の場合と比べて上載圧が異なるので、試験体に働く部材軸力が異なる。RC 部材の非線形性は軸力に依存する

ことが良く知られているから、このような影響を調べるためのケースである。いずれのケースも RC 試験体は 2 次元挙動として取扱う。RC 試験体は厚さ 4.5m の良く締った乾燥砂地盤に埋設される。地盤材料には乾燥状態の珪砂 5 号を用いる。

RC 試験体の側壁、隔壁、頂版などの部材厚は 10cm としている。一方、底版については、計測器類の取付け治具を設置するため、部材厚さを 30cm としている。RC 試験体に用いる鉄筋については、より降伏させやすい条件の観点から、降伏強度を 2,500kgf/cm² と設定し、D6 鉄筋を鉄筋比 0.56% (D6@16) で配筋した。RC 試験体の断面諸元は表-1 に示すとおりとなっている。このような諸元の断面であれば地盤変形に充分追従することを静的解析であらかじめ確認している。なお、RC 試験体諸元は岩着と非岩着モデルで共通である。

今回の解析には、地盤材料の非線形を Ramberg-Osgood モデル (以下では R-O モデル) , RC 部材の非線形性を軸力変動型トリリニアモデルでそれぞれ、モデル化した非線形動的有限要素解析を用いた。解析モデルの境界条件に関しては、側方境界は水平ローラー、鉛直固定、底面境界は水平・鉛直ともに固定とした。

大型振動台実験の地盤材料には、乾燥状態の栃木産珪砂 5 号 (真比重 2.688, 最小間隙比 0.683, 最大間隙比 1.091) を用いる。珪砂 5 号の動的変形特性試験結果に基づいて初期せん断剛性の拘束圧依存性を把握した。この結果に基づいて、せん断土槽内地盤のせん断波速度分布を推定したものが図-2 である。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含まれるモデルとした。

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

ここで、 G_0 : 初期せん断剛性、 s : 規準化せん断応力、 $S_u(\tau_f)$: 単純せん断試験から求めたせん断強度、 $\alpha : \alpha = \gamma_f / \gamma_r - 1$ 、 γ_f : 単純せん断試験から求めた破壊時のひずみ、 $\gamma_r : \gamma_r = S_u / G_0$ 、 $\beta : G/G_0 - \gamma, h - \gamma$ 関係のフィッティングに関するパラメータ、などである。これらのうち、 G_0 と S_u については拘束圧依存性を考慮した。 S_u については、 $\gamma = 2.5\%$ に対するせん断応力を S_u とした。 β についても拘束圧依存性を考慮した。

R-O モデルを示すと図-3 のようになる。ここで決定した R-O モデルはどちらかといえば、1%以上のせん断ひずみ領域における試験結果の剛性低下に適合している。本解析では、RC 試験体を塑性変形

表-1 RC 試験体の諸元

部材幅	B (cm)	100
部材厚さ	H (cm)	10
有効高さ	d (cm)	9
圧縮鉄筋量	A_{s1} (cm ²)	5.06
引張鉄筋量	A_{s2} (cm ²)	5.06
主鉄筋比	pw (%)	0.56
鉄筋降伏強度	f_y (kgf/cm ²)	2,500
コンクリート強度	f_c (kgf/cm ²)	200

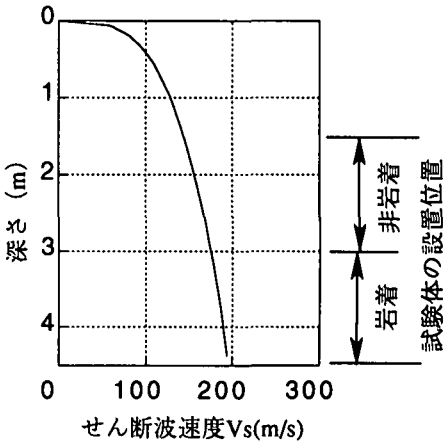


図-2 せん断波速度分布

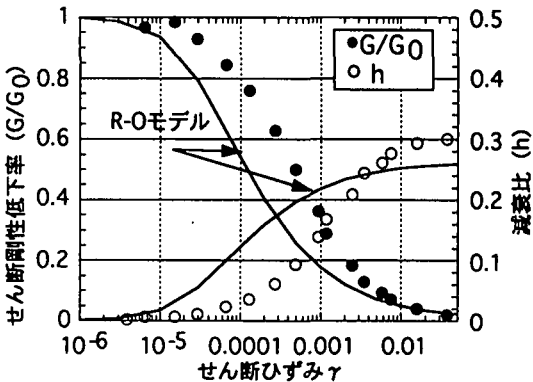


図-3 珪砂 5 号の動的変形特性と R-O モデル

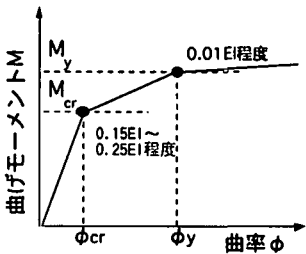


図-4 RC 部材のトリリニアモデル

させるために大ひずみ領域の地盤変形を対象とするので、図-3 のような地盤の非線形性モデルを用いることは無理がないと考える。

RC 部材の非線形性は図-4 に示すようなトリリニア型の曲率と曲げモーメントの間の骨格曲線を設定

している。図-4 に示したトリリニアモデルの折れ点は軸力の値によって変化する。このため、あらかじめ部材位置ごとに異なる曲げモーメント M および軸力 N との間の相互作用図を描いておき、そこから得られる M/N 比に応じて折れ点の曲率と曲げモーメントの組合わせを求めている。

地盤のみの解析を行った結果、今回の検討範囲内では図-5 に示すような振動数 1.3Hz、最大加速度 613Gal の漸増型の正弦波が最も大きな地盤変位を与えることがわかった。したがって、地盤・構造物連成系の解析では、この入力波形により動的解析を行うこととした。なお、この入力波は振動台の加振能力限界線図上で定めたものである。

3. 解析結果

連成系の解析を行ったところ、地盤のせん断ひずみが 2.5% を超えるような要素が見られた。本解析で扱っている R-O モデルでは、破壊時のせん断ひずみを 2.5% としている。したがって、2.5% 以上のせん断ひずみを伴うような地盤・構造物系の応答は地盤の非線形特性の観点から信頼性に欠ける。このような点は R-O モデルのような全応力履歴モデルの適用限界と考えられ、大ひずみ領域での適切な非線形モデルの設定は今後の課題といえる。

ここで行った解析においては、RC 試験体の埋設深さにおける平均的なせん断ひずみが 2.5% 程度に達した時点までの応答解析結果について検討を加えることとした。具体的には、図-5 で示した入力波において、加振後 7.2 秒までの解析結果に基づいて、地盤・構造物系の応答、RC 試験体の損傷状況などを評価している。

図-6 ならびに図-7 はそれぞれ岩着と非岩着の場合の地盤・構造物全体系の変形図を示している。なお、この変形図は岩着と非岩着の両者の場合で加振後 7.2 秒におけるものを示している。岩着と非岩着の場合のそれぞれについて、RC 試験体の変形が周辺地盤のそれに支配されている状況が確認できる。地表面変位は岩着と非岩着のそれぞれで、7.8cm、6.9cm となっており、岩着の場合の方が大きい。なお、加振後 7.2 秒における RC 試験体の頂底版の相対変位は岩着と非岩着の場合でそれぞれ、4.3cm、2.9cm となっている。

図-8 に示したのは地盤のせん断ひずみと RC 試験体の層間せん断変形角の相関関係である。地盤のせん断ひずみは側壁に沿った地盤のせん断ひずみを平均化したものである。岩着の場合には、どちらかといえば、RC 試験体の層間せん断変形角が大きいこ

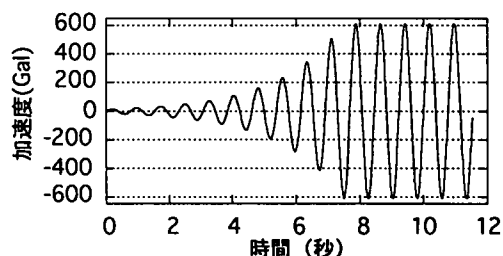


図-5 入力加速度波形

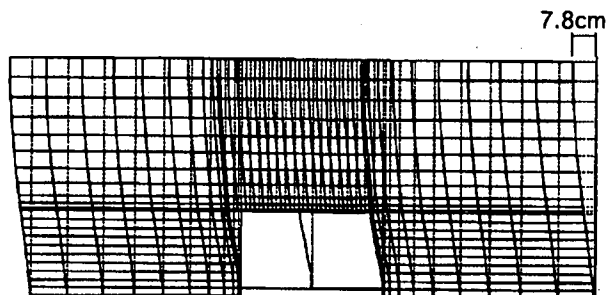


図-6 岩着の場合の全体変形図

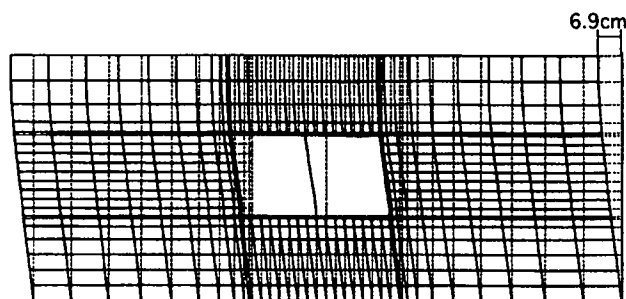


図-7 非岩着の場合の全体変形図

とがわかる。一方、非岩着の場合には、地盤ひずみと RC 試験体の層間せん断変形角はほぼ一対一の対応関係になっている。このような結果は後述する岩着と非岩着の場合の RC 試験体の損傷状況に伴う剛性低下の違いに影響されていると考えられる。

図-9 は岩着と非岩着のそれぞれの場合の損傷状況、すなわち、各要素の鉄筋降伏の判定とその時点における頂底版間の相対変位を示したものである。ここで、鉄筋降伏の判定は曲げモーメント M と軸力 N との相互作用図において、解析で得られる M と N の組合わせが設定したトリリニア非線形特性に対応する降伏面に達するか否かを調べることで判定している。

図-9(a)(b)の岩着の場合、最初に鉄筋降伏を生ずるのは側壁と底版の隅角部であると判定された。このときの頂底版間の相対変位；降伏変位、は右側変形時で 0.4cm となっている。最大変形時の頂底版間の相対変位は 4.3cm であり、この時点では、頂版、隔壁、側壁のそれぞれにおける隅角部で鉄筋降伏に達している。

一方、図-9(c)(d)は非岩着の場合である。鉄筋降

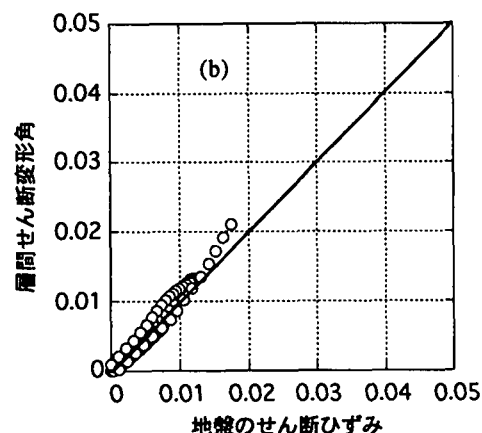
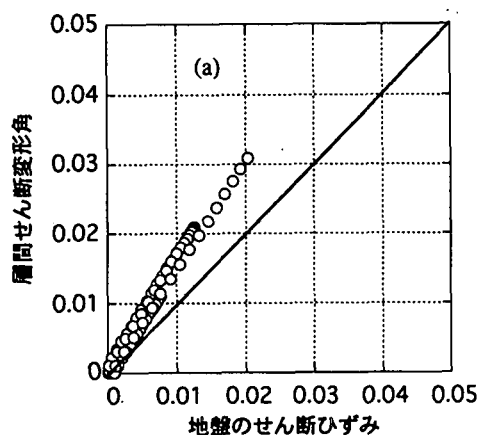


図-8 地盤のせん断ひずみと RC 試験体の層間変形角の関係 (a) 岩着, (b) 非岩着

伏が始まる部位は岩着と同様に側壁と底版の隅角部である。岩着の場合に比べて鉄筋降伏変位が 0.7cm である。岩着の場合に比べて 2 倍弱となっている。これについては、岩着と非岩着の場合で埋設深さが異なることによる軸力変動の違いが影響している。すなわち、軸力変動型のトリリニア曲線は軸力が大きいほど図-4 で示した第 2 折れ点に相当する降伏曲率がより小さくなる性質を持っている。岩着の場合の方が明らかに部材に発生する軸力が大きいので、より小さな頂底板相対変位において鉄筋降伏したと考えられる。

非岩着の場合の最大変形時の頂底板間の相対変位は 2.9cm となっている。このことは、岩着の場合に比べて周辺地盤から受ける荷重が相対的に小さいことが影響している。また、全体的な変形の程度が岩着よりも小さいものの、鉄筋降伏が生ずる部位については、岩着とほとんど変わらない結果となっている。

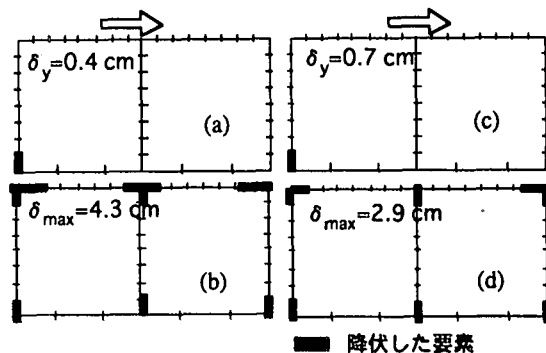


図-9 RC 試験体の損傷状況 (矢印は変形の向き)
(a) 岩着の鉄筋降伏時, (b) 岩着の最大変形時,
(c) 非岩着の鉄筋降伏時, (d) 非岩着の最大変形時

4. まとめ

大型振動台実験における RC 試験体の塑性変形を数値解析により予測した。振動台の加振能力範囲内の加振で地盤に 2% 以上のせん断ひずみが発生することを確認した。この条件下では、岩着と非岩着それぞれの RC 試験体には隅角部において鉄筋降伏を越える塑性変形が生ずることを示した。また、岩着と非岩着の RC 試験体では、鉄筋降伏変位や最大応答変位が異なることを見出した。これは、周辺地盤からの荷重と軸力の作用状況によって変動する RC 部材の非線形特性の違いに起因している。以上の検討を踏まえて所定の加振を行えば、異なる埋設条件下での RC 試験体の変形性能を解明できるとの見通しが得られたといえる。

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) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準示方書・耐震設計編，1996.7.
- 2) 松本敏克，大友敬三，松本恭明，福本彦吉：RC 地中構造物の損傷過程に関する実験的研究（その 1）小型振動台実験における RC 試験体の挙動予測と設計，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，1999.
- 3) 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，1999.
- 4) 松井 淳，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 3）RC 部材の非線形性を考慮した解析手法の適用，第 25 回地震工学研究発表会講演論文集，1999.