

地中構造物の残留変形と最大変形の関係 に関する一考察

大友敬三¹・末広俊夫²・河井 正³・福本彦吉⁴

¹(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)

E-mail: ootomo@criepi.denken.or.jp

²東京電力(株) 技術開発研究所 (〒230-8510 神奈川県横浜市鶴見区江ヶ崎町4-1)

E-mail: suehiro.toshio@tepcoco.jp

³(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)

E-mail: t-kawai@criepi.denken.or.jp

⁴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)

E-mail: K450247@kepcoco.jp

大型せん断土槽を用いた振動台実験結果に基づいて鉄筋コンクリート製地中構造物の残留変形と最大変形との間の経験的な関係について考察した。まず、塑性領域に入っても、地盤内に発生しているひずみの程度によっては、必ずしも地中構造物に残留変形が生じない場合があることを把握した。次に、塑性変形が生ずる場合には、加振中の最大変形に至る履歴過程が大きく影響することを明らかにした。最後に、残留変形の程度は応答塑性率に応じて異なる特性を持つことを示した。

Key Words : *underground structure, shake table test, remained desplacement, seismic design, soil-structure interaction*

1. はじめに

地中構造物に限らず、各種土木構造物の地震被害については残留変形に基づいて被害原因分析を行わざるを得ない。地震中の最大応答変位を求めるのはほとんど不可能であり、推定した地震動に基づく非線形時刻歴応答解析を用いたとしても最大応答値の評価については推定の域を出ない。また、残留変位に基づいて理論的・数値解析的に最大応答変位を知ろうとすることは、現象が非可逆的であることから、不可能である。

構造物の残留変位については、橋脚を対象とした研究例^{1)~3)}がある。これらによれば、橋脚に生ずる残留変位は入力地震動の特性に大きく依存し、そのばらつきが大きいことが示されている。しかしながら、地中構造物を対象とした残留変形についての研究例は見られない。

筆者らは、大型せん断土槽を用いた振動台実験結果に基づいて鉄筋コンクリート製地中構造物の塑性変形特性を既に明らかにしており⁴⁾、顕著な残留変形が生じた実験データを得ている。そこで、これらのデータに基づき、残留変形が生ずる場合の特性、残留変形と最大応答の関係、などについて考察した。本論文は、これらの結果に基づき、残留変形と最大

応答との間の経験的な関係を知ることを目的としている。

2. 実験概要

図-1に示すように、土かぶり厚さ3mの条件で埋設された2連のボックスカルバート構造ならびに地盤を実験モデルとした。まず、大型せん断土槽中にRC試験体（以下では、試験体と呼ぶ）を、土槽底版を貫通して振動台に固定した。これは、試験体の剛体変位を避けて周辺地盤から作用する荷重を試験体に負担させることを意図したからである。次に、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、密な乾燥砂地盤（目標相対密度87%）を作成した。

図-2に試験体の寸法および正面配筋図を示す。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である。主鉄筋にはD6筋を用いた。この降伏強度については、通常の鉄筋降伏強度（343MPa～392MPa）よりも低い強度（約245MPa）に熱処理して用いることとした。これは、地盤との連成の動的載荷によっても、試験体の断面降伏を確実にするためである。表-1には、試

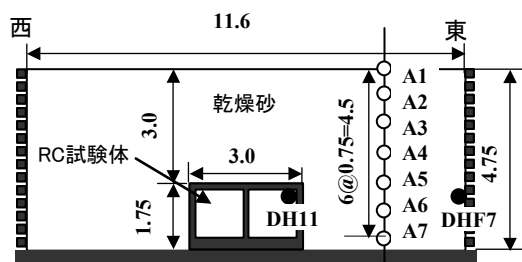


図-1 振動台実験の概要（○と●はそれぞれ、加速度と変位計測点） 単位：m

表-1 コンクリートならびに鉄筋の物性

材料	物性値	
コンクリート	ヤング係数 (GPa)	23.5
	圧縮強度 (MPa)	33.8
	引張強度 (MPa)	2.4
鉄筋	ヤング係数 (GPa)	185
	降伏強度 (MPa)	265

表-2 加振ケース

加振順序	最大加速度 (m/s^2)
1	0.6
2	1.09
2	2.25
4	11.27
5	4.77
6	5.31
7	11.26

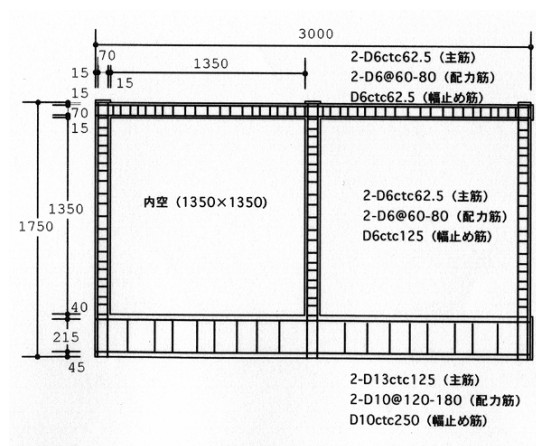


図-2 試験体の寸法と正面配筋 単位：mm

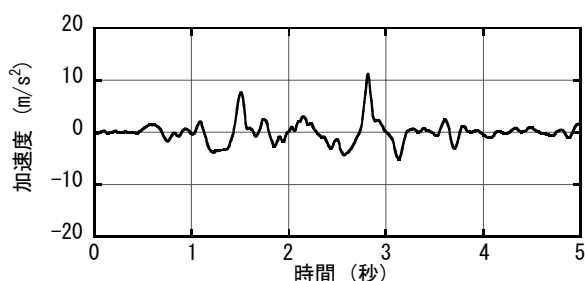


図-3 振動台加速度波形の一例（最大加速度11.27 m/s^2 ）

験体のコンクリートならびに鉄筋物性を示す。

試験体をひとつのせん断変形要素とした場合の見かけのせん断剛性は約8MPaとなった。一方、ベンダーエレメントを利用して測定した試験体の埋設位置における地盤のせん断波速度は、約180m/sとなった（図-4を参照）。これらに基づく初期状態における試験体と地盤とのせん断剛性比は約0.16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⁵⁾の時間縮尺を1/2とした地震波を用いた。最大加速度振幅を変化させ、表-2に示すような順序で振動台を水平加振した。図-3は、最大加速度振幅11.27 m/s^2 の振動台上での加速度波形を示している。

本論文で議論する主要な計測項目は、地盤系（加速度、土槽枠間相対変位）、構造物系（層間変位、）などに大別できる。これらの概略配置は図-1に示すとおりとなっている。

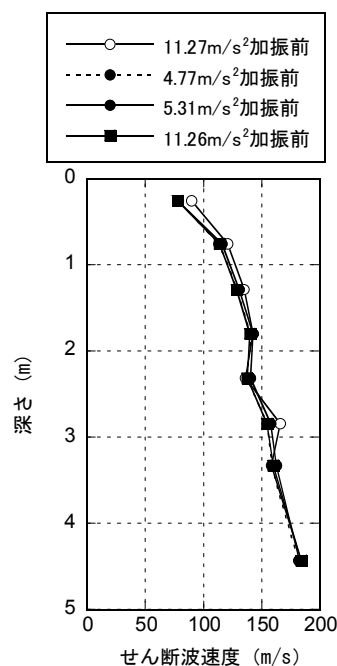


図-4 せん断波速度分布

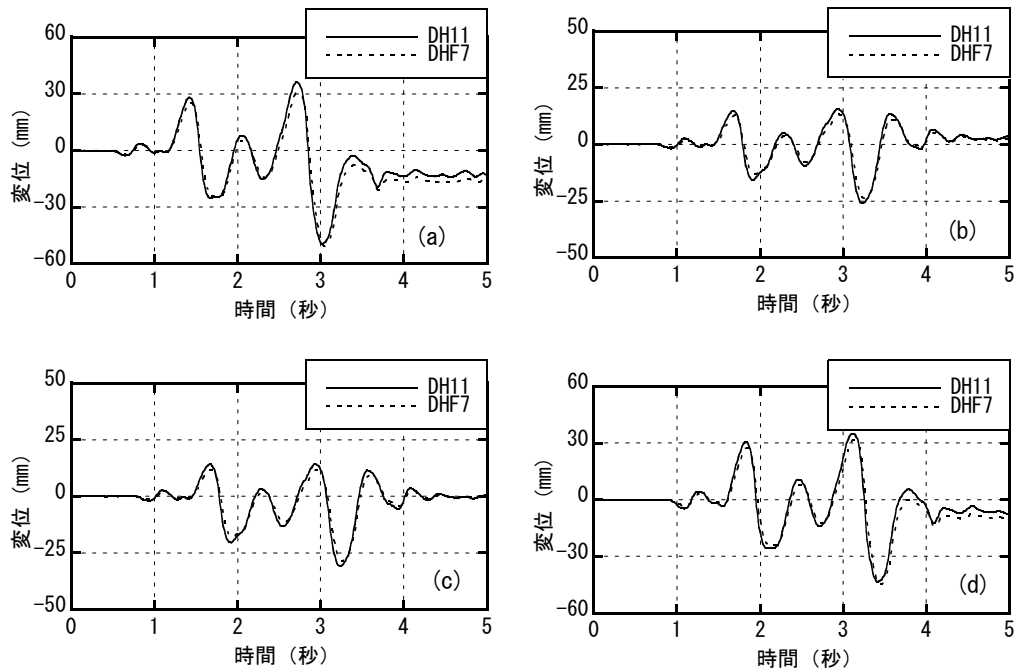


図-5 層間変位 (DH11) と地盤変位 (DHF7) の時刻歴波形 最大加速度
(a) 11.27m/s^2 , (b) 4.77m/s^2 , (c) 5.31m/s^2 , (d) 11.26m/s^2

3. 残留変形の特徴

表-2に示した加振ケースのうち、 11.27m/s^2 、 4.77m/s^2 、 5.31m/s^2 、 11.26m/s^2 などのケースを対象とした結果を述べる。これは、 11.27m/s^2 加振以降、試験体に顕著な塑性変形が認められたからである。図-4には、これら4ケースの加振前における地盤のせん断波速度分布を示している。 11.27m/s^2 加振前とその後の加振では、深さ1m以浅で若干の変化が認められるものの、4ケースを通じてほとんど変わらないことが確認できる。つまり、これら4ケースにおいては、初期地盤条件が同等と見なせる。このような前提条件を踏まえ、以降では、塑性変形の特徴ならびにそれが生ずる状況を荷重-変形関係の観点から考察を加え、残留変形の程度と応答塑性率の関係に着目する。

図-5に 11.27m/s^2 、 4.77m/s^2 、 5.31m/s^2 、 11.26m/s^2 における層間変位と地盤変位の時刻歴を重ね描きしている。これら変位の計測点は図-1を参考にすると、それぞれDH11ならびにDHF7となっている。これまでの検討により、試験体隅角部における鉄筋が初めて降伏ひずみに達した時点での層間変位、すなわち降伏変位は約4mmとわかっている⁴⁾。このことから、ここで示した4ケースの加振においては、試験体層間変位は塑性領域に達していると確認できる。地盤変位と同調しているのは試験体の見かけせん断剛性が初期でも小さいこと、地盤変形に従って試験体が剛性低下している状況が示唆される。

図-5より、残留変形が生じるケースとしないケースがあることが明らかである。残留変形が生じない

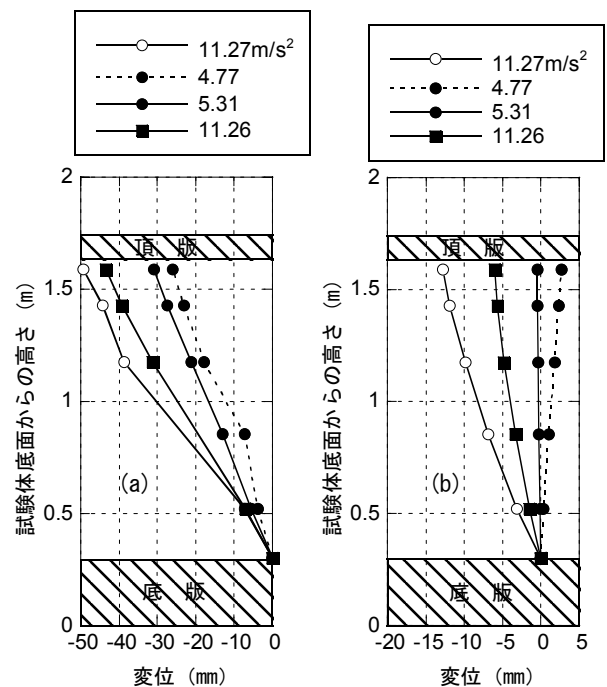


図-6 側壁の残留変形分布 (a)最大値, (b)残留値

ケースは、 4.77m/s^2 、 5.31m/s^2 などであり、これら加振ケースの最大地盤ひずみ（図-5における試験体埋設区間の相対的な地盤変位から推定）はそれぞれ、約1.4%、約1.6%などとなっている。一方、残留変形が生じているのは、 11.27m/s^2 、 11.26m/s^2 などであ

り、上記と同様な最大地盤ひずみはそれぞれ約2.9%、約2.6%などとなる。このように、本実験においては、地盤ひずみ約2%が残留変形の発生するか否かのしきい値となっていると考えられる。ただし、残留変形の発生は加振波形に含まれる振動終了前の振幅、すなわち、図-3に示したような入力加速度波形にも大きく依存するのは明らかである。

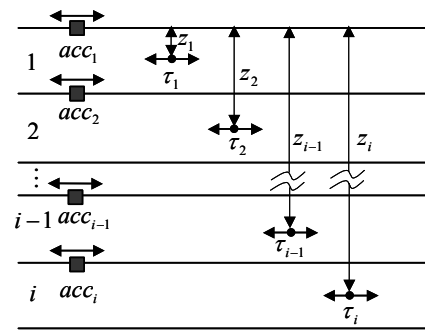
側壁の最大ならびに残留変形分布を図-6に示す。試験体は全体的にせん断型の残留変形である。11.27m/s²と11.26m/s²のように同程度の入力加速度でも残留変形が2倍も異なる。4.77m/s²では残留変形の向きがプラス側に転じている。ただし、これについては図-5(a)と(b)の比較にあるように地盤残留変位の絶対値が11.27m/s²より小さいためであり、11.27m/s²加振による残留変形がやや戻されたことを意味する。

加振レベルによる残留変形の相違を明らかにするために荷重-変位曲線で検討する。ここで、今回の実験条件においては、試験体頂版におけるせん断力が主要な荷重成分であることが示されている⁴⁾。この荷重成分を実験から得るには、地盤内加速度ならびに上載土慣性力から求める方法の二つがある。今回の検討では、上載土慣性力、すなわち、図-7に示すような要領により試験体頂版位置に相当する上載土慣性力を推定した。具体的には、図-1で示した加速度計列のうち、A4とA5の中間点深さに相当する上載土慣性力を推定している。

図-8(a)は、11.27m/s²と5.31m/s²の場合を比較している。5.31m/s²の場合、履歴ループが安定している。すなわち、載荷時ならびに除荷時剛性がどのサイクルにおいてもほぼ一定しており、比較的明確な骨格曲線が描かれている。一方、11.27m/s²のケースにおいては、マイナス側の最大振幅（図-5(a)で見ると、加振後約3秒に至る過程）において、荷重が増加しないにもかかわらず、層間変位が成長している。また、除荷時にループが大きく膨らんでいるため、載荷過程でも中立軸まで戻れず、結果的には層間変位が残留することになる。

図-8(b)では、11.27m/s²と11.26m/s²のケースを比較して、同程度での加振レベルでの残留変形の相違について調べている。プラス側あるいはマイナス側の最大振幅に向かう過程はほぼ一致している。しかしながら、マイナス側の最大変位以後の除荷過程に違いが見られる。つまり、11.26m/s²のケースでは、荷重増加に対して層間変位が敏感であるのに対して、11.27m/s²のケースでは、荷重の変動にかかわらず層間変位が進展している。

以上のことから、1)残留変形が生ずるか否かについては、荷重-変位曲線における履歴吸収エネルギーの大きさが、2)残留変形量に違いが現れるかどうかは、最大変形へ向かう経路が、それぞれ関係すると考えられる。



$$\tau_1 = \rho \cdot acc_1 \cdot z_1$$

$$\tau_i = \rho \cdot acc_i \cdot (z_i - z_{i-1}) + \tau_{i-1}$$

acc_i : i 層上面加速度
 τ_i : i 層せん断応力
 z_i : i 層せん断応力の評価深さ
 ρ : 密度

図-7 加速度に基づく地盤せん断応力の推定方法

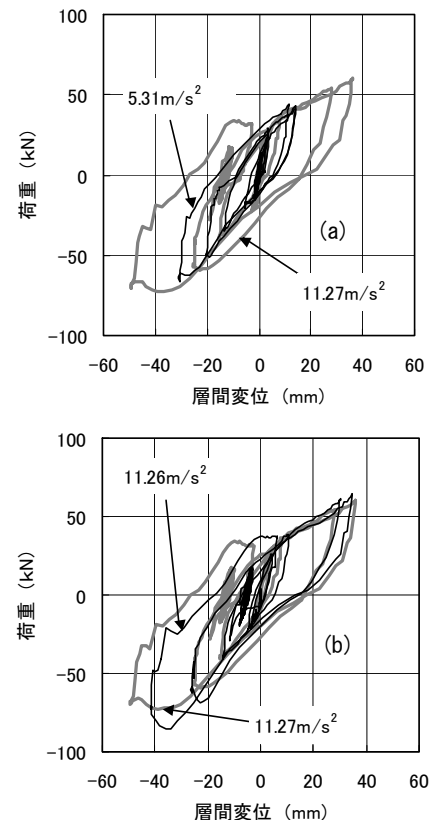


図-8 荷重-変位曲線 (a) 11.27m/s²と5.31m/s²の関係、(b) 11.27m/s²と11.26m/s²の関係

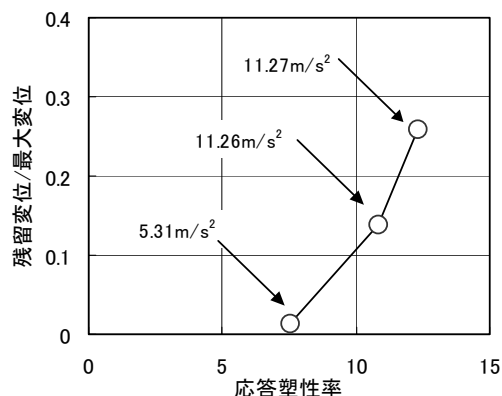


図-9 応答塑性率と残留変位/最大変位の関係

残留変形の程度について調べるため、ここでは、応答塑性率と残留変位と最大変位の比に着目した。ここで、応答塑性率とは、本実験では、最大変位と降伏変位の比である。一方、残留変位を最大変位の比でとらえたのは、図-6 で見たように、残留変位は明らかに最大変位に依存すると思ったからである。ここで、採りあげたのは、 $5.31m/s^2$ 、 $11.26m/s^2$ 、 $11.27m/s^2$ の3ケースである。図-9 より、残留変位と最大変位の比は応答塑性率に比例的であることが示される。すなわち、塑性変形の程度を評価するにあたっては、このような関係を利用して、残留変形がどの程度まで達するかを推定できると考えられる。なお、このような特性は入力地震動の位相特性やスペクトル特性に大きく依存する部分が大きいのので、今後、各種地震波を対象とした実験的検討や解析検討を重ねることが必要なことは言うまでもない。

4. まとめ

本論文では、地中構造物の残留変形と最大応答との間の経験的な関係を知ることを目的として、既往の大型振動台実験結果に基づいて考察した。得られた結果をまとめると以下のようになる：

1) 地盤ひずみの大きさによっては、試験体変形が塑

性領域に入っても必ずしも残留変形が生じない場合がある。本実験においては、地盤ひずみ約 2% がしきい値となっている。

2) 塑性変形が生ずるには、①荷重-変位曲線における履歴吸収エネルギーの大きさが、②残留変形量に違いが現れるかどうかは、最大変形へ向かう経路が、それぞれ関係する。

3) 残留変位と最大変位の比は応答塑性率に比例的であることが示された。すなわち、塑性変形の程度を評価するにあたっては、このような関係を利用して、残留変形がどの程度まで達するかを推定できる可能性がある。

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「原子力発電所鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査法の高度化研究（研究期間：1997年12月～2001年9月）」の一部として実施されたものである。研究の実施にあたって、指導・助言いただいた関係各位に感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 川島一彦, Gregory, A. M., 星隈順一, 長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集, No.501/I-29, pp.183-192, 1994.
- 2) 尾山靖史, 矢部正明：剛性低下バイリニア履歴特性における残留変位に関する検討, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.263-270, 1998
- 3) 星隈順一, 長屋和宏, 運上秀樹：地震後に鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位とその特性, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.759-766, 2002.
- 4) 大友敬三, 末広俊夫, 河井 正：強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面の塑性変形に関する実証研究, 土木学会論文集, No.724/I-62, pp.157-175, 2003.
- 5) 関西地震観測研究協議会における観測記録

(2003. 7. 1 受付)

A DISCUSSION ON RELATIONSHIP BETWEEN REMAINED AND PEAK DEFORMATIONS OF UNDERGROUND STRUCTURES

Keizo OHTOMO, Toshio SUEHIRO, Tadashi KAWAI and Hikoyoshi FUKUMOTO

The present paper deals with an empirical relationship between remained and peak displacements of underground reinforced concrete structures based on the large-scale shake table test data. First, no major remained deformation occurs even though the structure undergoes inelastic deformation, depending on ground strain level. Second, the path toward peak displacement in cyclic load-displacement relation has a crucial role on remained deformation development. Finally, the degree of remained deformation is found to be clearly dependent on ductility factor.