

RC地中構造物の耐震性能に関する大型振動台実験とその解析

(その4) 静的載荷試験によるRC試験体の変形性能

(財)電力中央研究所 正会員 ○松本敏克 松尾豊史 宮川義範
関西電力(株) 正会員 松本恭明 岡市明大

1. はじめに 筆者らは、鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能照査法の確立を目標として、実験と数値解析の両面から実証的な研究を進めている。このうち本報では、先に報告した大型振動台実験⁽¹⁾において、大加振を受け塑性変形したRC試験体の変形性能を静的載荷試験により評価した。さらに、変形性能の表現方法に関する考察を行った。

2. 実験概要 今回の試験は図-1に示すように試験体底版を固着させ、アクチュエーターにより頂部の一点に強制水平変位を与えることとし、試験体の左右から正負交番で載荷するものとした。また、大型振動台実験における土被りに応じて上載荷重(#A: 66.6kN(土被り 1.5m 相当), #B: 133.3kN(同 3.0m 相当))を作用させた。図-2に試験体寸法および正面配筋図を示す。試験体は2連のボックスカルバートであり、内空寸法は1.35m×1.35m、幅3.0m、高さ1.75m、側壁、隔壁、および頂版の壁厚は10cmとなっている。コンクリートの設計強度は20MPa、鉄筋は降伏強度245MPaの規格最小径D6筋を使用した。鉄筋は通常よりも低強度である。試験体の変形性能に関する設計値と応答値を表-1に示す。試験体の製作では、D6筋を用いて示方書[設計編]の構造細目のどおりの用心補強を施したため、結果的にせん断に関して余裕があり高靱性を有する試験体と予測された。なお、試験体は既に大型振動台実験によって層間変位にして約50mm(12~13 δ_y ; δ_y は降伏変位)の塑性変形を受けていた。全隅角部には塑性ヒンジが形成されておりその状況を図-3に示す。

3. 実験結果および考察 図-4,5に示す水平荷重と層間変位の関係に着目すると、 $\pm 15\delta_y$ (強制変位レベルを示す δ_y は便宜的に設計時の値5.0mmとする)に至るまでの正負交番繰返しの荷重下では、曲げ卓越型の構造に特有の紡錘形の曲線形状となった。変形が20 δ_y ではほぼ最大荷重に達し、変形が30 δ_y を超えると側壁・隔壁の塑性ヒンジ部の引張鉄筋が破断しはじめ耐力は低下したが、20%以上も耐力が低下しても脆性的な破壊をすることなく60 δ_y 以上も変形が進展した。大型振動台実験での最大応答変位に対して、試験体は十分大きな変形性能を有していたことが確認された。

これらの考察では、降伏変位を基準とした整理を行ったが、その精度は降伏変位の評価精度に依存する。試みに、構造規模の影響が比較的小さい変形量として層間変形角(層間変位/試験体高さ)を用いて、変形の絶対量の整理を行った。図-6には、ほぼ同規模で部材厚さの大きな試験体(部材厚さ20cm)を用いた静的載荷試験結果⁽²⁾に対して同様な整理を行った結果も併せて示した。この試験では、部材軸力や載荷履歴を変えて詳細な載荷試験を行っている。縦軸を最大荷重で無次元化することで、部材厚さの違いにより試験結果を区分でき、荷重と層間変形角の関係は正規化された適切な評価の可能性があることを示している。

4. まとめ RC試験体は、大型振動台実験での大加振により損傷を受けていたにもかかわらず、最大応答変位に対して十分に大きな変形性能を有していたことが確認された。また、変形性能を層間変形角と無次元化された荷重を用いて整理すれば、正規化された適切な評価の可能性があることが明らかになった。

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)大友ら: RC地中構造物の耐震性能に関する大型振動台実験とその解析(その1) RC試験体の塑性変形特性, 第55回土木学会年次講演会

(2)武田ら: 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, pp72-76, 1999.1

キーワード: RC地中構造物, 変形性能, 静的載荷試験, 降伏変位, 層間変形角

連絡 先: 〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子 1646 Tel:0471-82-1181 Fax:0471-84-2941

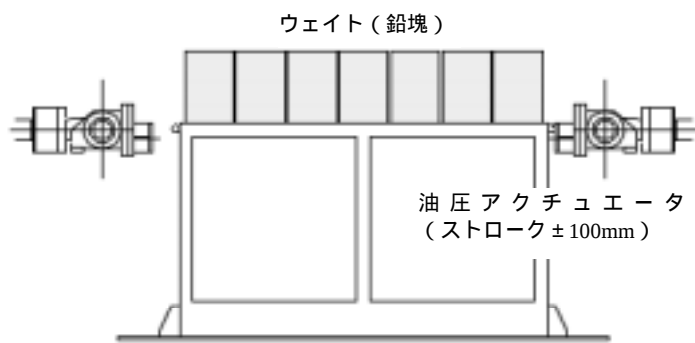


図 - 1 静的載荷試験概要

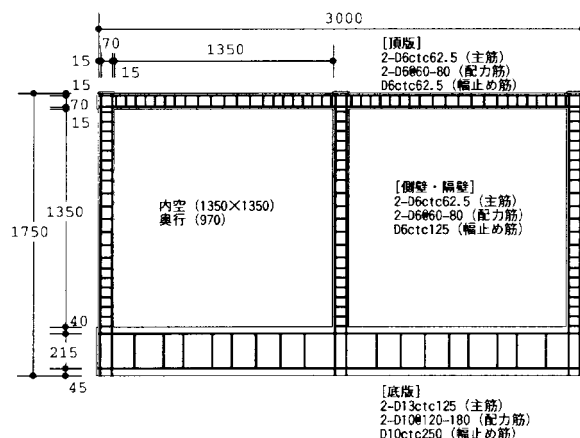


図 - 2 試験体諸元 (単位: mm)

表-1 試験体の設計時予測性能と試験時実性能 (#B)

断面諸元			性能照査			
部材幅	B (cm)	100	せん断 (頂版)	設計せん断力	V _d (kN)	33.8
部材厚さ	H (cm)	10		せん断耐力	V _{yd} (kN)	65.4 (151.4)
有効高さ	d (cm)	9 (8.5)		コンクリートのみ	V _{cd} (kN)	65.4 (74.4)
圧縮鉄筋量	A _{s1} (cm ²)	5.06		鉄筋のみ	V _{sd} (kN)	0.0 (77.1)
引張鉄筋量	A _{s2} (cm ²)	5.06		照査判定	V _d /V _{yd}	0.52 (0.22)
主鉄筋比	p _w (%)	0.56	曲げ (隔壁)	降伏時層間変位	δ _y (mm)	5.0 (4.0)
鉄筋降伏強度	f _y (MPa)	245 (258)		最大層間変位	δ _{max} (mm)	62.0 (49.3)
コンクリート強度	f _c (MPa)	19.6 (32.1)		設計応答塑性率	μ _{rd}	12.4 (12.3)
(せん断補強筋量)	A _w (cm ²)	(2.53)		設計靱性率	μ _d	12.8 (31.9)
(補強筋間隔)	s (cm)	(6.25)		照査判定	μ _{rd} /μ _d	1.0 (0.39)

注) ()内の数値は大型振動台実験等で得られた実測値をもとに算出した。ただし、設計せん断力は設計時の値を準用している。

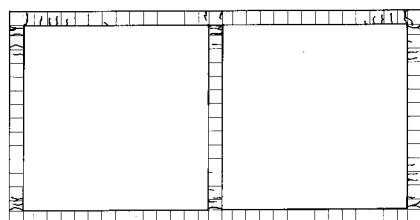


図 - 3 試験体の静的載荷前の損傷状況 (#B)

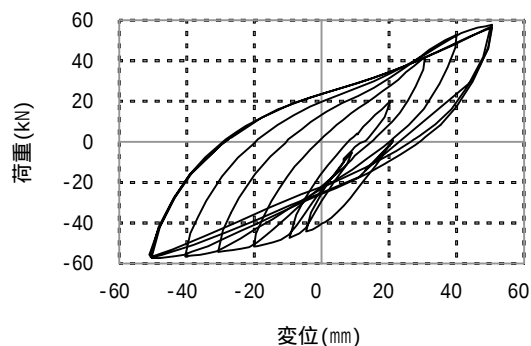


図 - 4 静的載荷試験結果 (#B; 10 δ_y までの履歴)

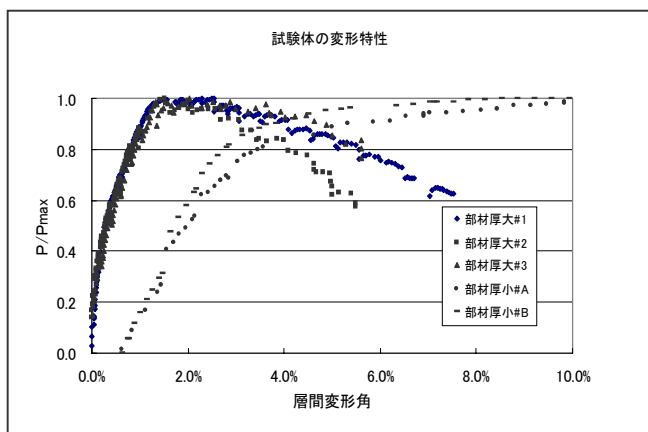


図 - 6 正規化された荷重と変位の関係

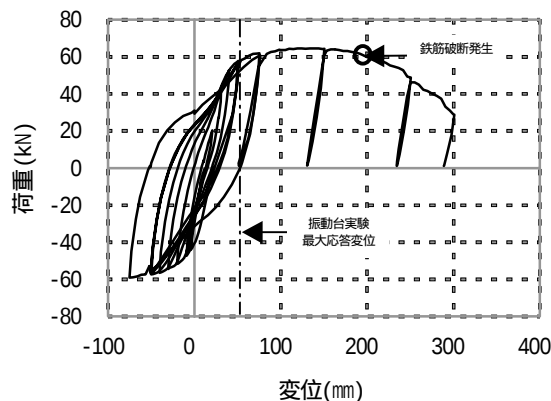


図 - 5 静的載荷試験結果 (#B; 全体履歴)