

I-B 426 R C地中構造物の変形性能に関する実験的研究

（その1）小型振動台実験に用いる塑性変形可能なR C試験体の設計

（財）電力中央研究所 正会員 ○松本敏克 大友敬三 遠藤達巳
関西電力（株） 正会員 松本恭明 福本彦吉

1. はじめに 筆者らは、強震時におけるR C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。この研究は、地盤・構造物の非線形連成解析手法の妥当性、構造物の損傷度の設定方法および照査手法の妥当性を検証することを目標としており、実規模に相当するR C試験体とせん断土槽を用いた大型振動台実験を計画している。その前段として、比較的小型のR C試験体とせん断土槽（H300×W435×D285cm）を用いた小型振動台実験を実施した。本報は主に、小型振動台実験に用いる塑性変形可能なR C試験体の設計について述べたものである。ここでは、土槽内の模型地盤に埋設されたR C試験体を振動台加振により降伏させることを設計条件とし、簡便な手法で基本諸元を決定したR C試験体について、非線形動的解析により、加振時の変形性状を確認した。

2. 試験体の基本諸元の検討 R C試験体と周辺地盤との剛性比の観点から、試験体の見かけのせん断剛性が周辺地盤のそれよりも小さくなるように基本断面を選定し、配筋を行うこととした。

せん断土槽の寸法、側方地盤の領域を考慮して、R C試験体の幅を外寸法で80cmと設定した。次に、試験体の高さが80cmと160cmの2種類について、それぞれ側壁厚さを4cm, 6cm, 8cmと変化させて試験体の見かけのせん断剛性 G_s を求めた（図-1）。一方、地盤のせん断剛性 G_g については、既往の土槽実験等の実績に基づいて約980tf/m²（ $V_s=80$ m/s 相当）と設定した。この結果、高さ160cmの場合は側壁厚さが8cm以下であれば条件（ $G_s/G_g < 1.0$ ）を満たす。一方、高さ80cmの場合は側壁厚さを4cm以下にしないと $G_s/G_g < 1.0$ とならない。このため、規格化された最小の鉄筋径（D6）および実験時の地盤非線形の影響を勘案して、高さが160cmの場合で側壁厚さ6cmを基本的な寸法とすることにした。

また配筋については、D6（公称断面積0.3167cm²）を使用し、かぶりを1cmとして、最小鉄筋比を考慮して鉄筋比を0.5%前後とすると、製作が可能な鉄筋間隔12.5cmとなることがわかった。この場合の鉄筋比は0.51%である（図-2）。なお、打設時のコンクリート充填性に配慮して、せん断補強筋は用いないこととした（せん断力をコンクリートのみで負担できることを後述の解析でも確認している）。

3. 試験体の変形性状の解析的検討 基本諸元を設定した試験体に対して、非線形動的解析により加振時の変形性状の評価を行った。解析では、土槽内の地盤とR C試験体を地盤構造物連成系として有限要素でモデル化し、地盤の非線形特性は全応力履歴モデル（Ramberg-Osgood モデル）、R C試験体の復元力特性を軸力変動型トリリニアモデルで表した。なお、地盤物性は実験に用いる珪砂5号の室内土質試験結果と整合するように定めた。入力加速度波形は振幅漸増の正弦波とし、想定される地盤条件において、最も大きな地盤変位を与えることができる加振条件を事前に検討し、最大加速度は700gal、振動数は4Hzとした。

解析の結果、R C試験体の変形は周辺地盤の変形に支配されており（図-3）、地盤のせん断ひずみと試験体の層間変形角がほぼ等しいことが確認された。また表-1に示すように、側壁の隅角部付近で最大のせん断力が発生しているが、部材のせん断耐力以下であり、せん断補強筋を配置せずとも試験体はせん断破壊しないことが確認された。また、同箇所では鉄筋が降伏しており、鉄筋が降伏に至った時点での層間水平変位が1.1cmであるのに対して、最大層間水平変位は1.7cmであり、変位に関する応答塑性率は1.5となった。一方、局部曲率に関する応答塑性率は1.6であった（図-4）。実験目標である加振時のR C試験体の降伏が、解析により確認された。

4. まとめ せん断土槽を用いた小型振動台での実験を想定した場合、周辺地盤に対して見かけのせん断剛性を小さく設定し、配筋量として最小鉄筋比を考慮することにより、せん断破壊せず安定的な塑性変形が可能なR C試験体を設計できることが明らかになった。

キーワード：R C地中構造物、振動台実験、非線形動的解析、塑性変形

（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 Tel.0471-82-1181 Fax.0471-83-2962

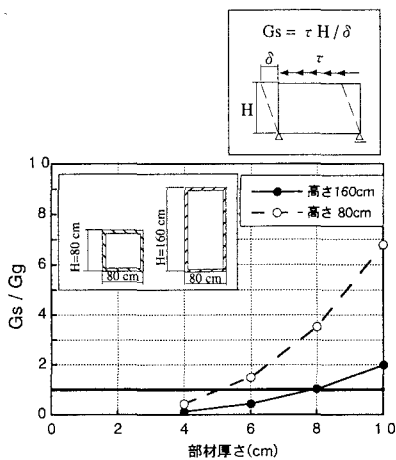


図-1 RC試験体の部材厚さの検討

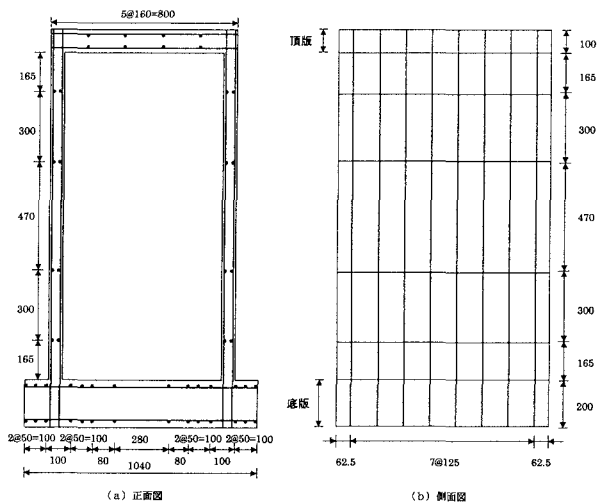


図-2 実験に用いるRC試験体の配筋(単位:mm)

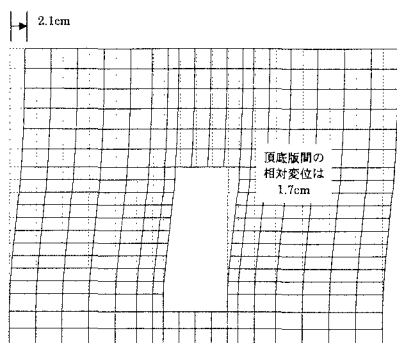


図-3 地盤構造物連成系の全体変形(最大変形時)

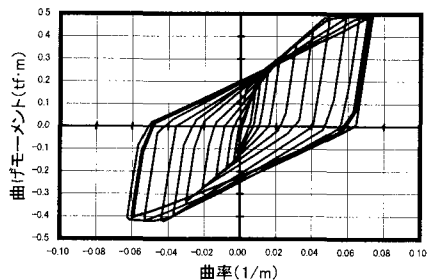


図-4 RC試験体の左側壁上部の
曲げモーメントと曲率の履歴

表-1 RC試験体の曲げ・せん断に関する照査

断面諸元	部材幅	B (cm)	100.0	せん断に 関する検討	検討部位	側 壁	
	部材高さ	H (cm)	8.0		設計せん断力	Vd (tonf)	3.18
	有効高さ	d1 (cm)	5.0		補強筋を用いない部材の設計せん断耐力	Vsd (tonf)	3.53
	圧縮鉄筋かぶり	d2 (cm)	1.0		補強筋により受け持たれる設計せん断耐力	Vsd (tonf)	0.00
	引張鉄筋量	As1 (cm ²)	2.534		設計せん断耐力	Vyd (tonf)	3.53
	圧縮鉄筋量	As2 (cm ²)	2.534		せん断力に対する安全性照査判定値	Vd/Vyd	0.90
	主鉄筋比	pw	0.51%		曲げに 関する検討	検討部位	側 壁
せん断補強筋の部材軸方向の間隔	s (cm)	—	階伏層間水平変位	δy (cm)		1.1	
せん断補強筋量	Aw (cm ²)	—	最大層間水平変位	δmax (cm)		1.7	
材料強度	鉄筋降伏強度	fsy (kgf/cm ²)	3000	設計応答（変位）発生率		μrd	1.5
	コンクリート設計基準強度	fck (kgf/cm ²)	240	設計（変位）靱性率		μd	15.7
				曲げ変形に対する安全性照査判定値		$\mu rd/\mu d$	0.1
備考	・耐力等の評価にあたっては特性値ベースの評価となるため安全係数をすべて1とした ・せん断耐力の評価はコンクリート標準示方書【設計編】に従った ・設計靱性率の評価はコンクリート標準示方書【耐震設計編】に従った						

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。