

論文 遠心振動実験による鉄筋コンクリート製地中構造物の耐震性能に関する検討

大野 了^{*1} 伊藤 浩二^{*2} 松田 隆^{*3}

要旨： 地中構造物や基礎構造物の耐震性能の評価は，構造物～地盤連成系での非線形応答特性を把握することが重要であるが，構造物および地盤の非線形領域までを対象とした変形挙動については未解明な部分が多い。本研究では，両者の挙動を非線形領域まで確認することを目的に遠心模型振動実験を実施した。研究にあたり，遠心模型装置の性能から，対象構造物の1/20の鉄筋コンクリートミニチュア試験体を製作し，その静的および動的構造性能を検討したので，その製作過程と実験結果および考察について述べる。

キーワード： R C 地中構造物，遠心模型振動実験，耐震性能

1. はじめに

地中構造物や基礎構造物の耐震設計は，1995年兵庫県南部地震以降，構造物や地盤の非線形性を設計に取り入れるようになったが^{1), 2)}，性能設計では，地盤および構造物の動的特性を考慮すれば更なる合理化の可能性も考えられる。

既往の研究では，地盤～構造物の連成系での非線形動的解析による地下鉄駅舎の被害分析等が行われている³⁾が，実用化されるには至っていない。

また，地盤および構造物の非線形性を考慮した振動台による動的載荷試験は，(財)電力中央研究所が1999年度に科学技術庁防災科学研究所の大型せん断土槽で実施した例⁴⁾があるが，1G場での実験であり，埋設深度や構造物の断面形状に制約があった。

本論文では，深度や断面形状を比較的自由に設定できる遠心模型実験装置を用い，鉄筋コンクリート(以下，R Cと記す。)構造物の非線形領域までの振動実験およびその結果について述べ，考察を加えた。

2. R C ミニチュア試験体の製作

2.1 対象モデル

図-1に対象としたボックスカルバートの実際の大きさとR Cミニチュア試験体での大きさを示す。試験体の縮尺率は，遠心振動実験用剛

土槽(長さ1900mm，深さ600mm，幅800mm)の大きさを勘案して，1/20に設定した。なお，本研究では，剛土槽を用いたが，その境界条件が試験体の設置位置に影響しないことを事前に検討した。

対象としたボックスカルバートは，土被り3mの位置に埋設され，函体の内空が4m×4mで，側壁厚が500mmである。これを1/20に縮小すると土被り150mm，内空200mm×200mm，側壁厚25mmとなる。なお，上下床版部は，振動実験で弾性挙動を示すよう部材厚を45mmとした。

R Cミニチュア試験体を構成する鉄筋とコンクリート材料は，それぞれ，鉄筋径がD1，D2相

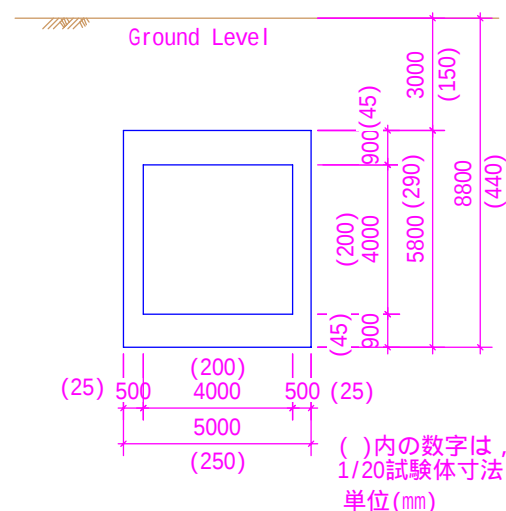


図-1 対象としたボックスカルバート

*1 (株)大林組 技術研究所 土木構造・材料研究室 副主任研究員 工修(正会員)

*2 (株)大林組 技術研究所 土木基礎・耐震研究室 主任研究員 工修

*3 (株)大林組 技術研究所 土木基礎・耐震研究室 主席研究員 工博

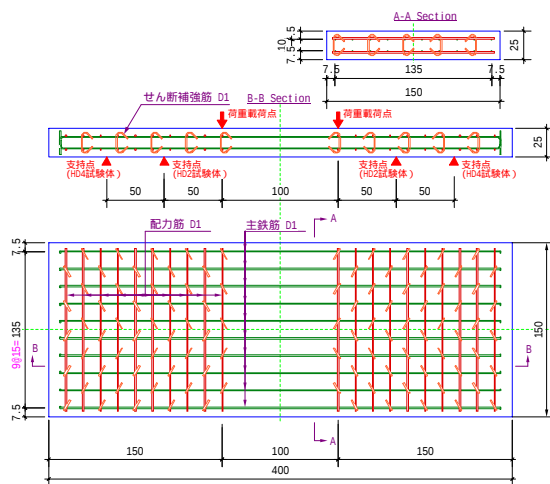


図 - 2 曲げ試験体 単位(mm)

当，粗骨材径が1mm程度となる。

2.2 試験体種別

図 - 2 に示す曲げ試験体は，対象構造物の側壁をモデル化したもので，極細異形鉄筋と骨材径を1/20に縮小したコンクリート(ここで，縮尺率1/20において，骨材が，粗骨材と細骨材に分類されて配合されたコンクリートをマイクロコンクリートと呼ぶ。)を使用して製作した。曲げ試験は，構造物がRCとしての構造性能を満足するかを検証するためのものであり，1G場で載荷試験を実施する。

図 - 3 に示すボックスカルバート型試験体は，遠心模型実験装置に搭載し，振動実験を実施するものである。なお，ボックスカルバート型試験体は，1体の主函体(奥行400mm)と側方境界の影響を排除するための2体のダミー函体(奥行190mm)からなる。

2.3 使用材料

RCミニチュア模型を製作するために，極細の異形鉄筋(D1,D2相当)の製作とマイクロコンクリートの配合設計を実施した⁵⁾。

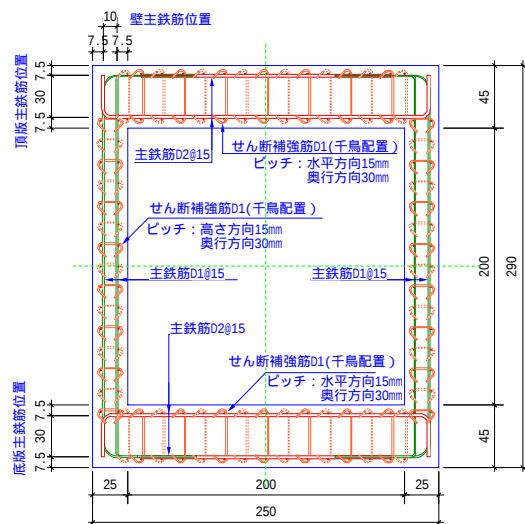


図 - 3 ボックスカルバート型試験体 単位(mm)

表 - 1 フシの形状・寸法 単位(mm)

		リブ幅(b)	外径(D)	フシ高さ(h)	フシ間隔(Ln)
D1	目標	b 0.5	D 1.2	0.05 h 0.1	Ln 0.8
	製作値	0.16	1.22	0.096	0.77
D2	目標	b 0.9	D 2.2	0.1 h 0.2	Ln 1.6
	製作値	0.41	2.10	0.11	1.54

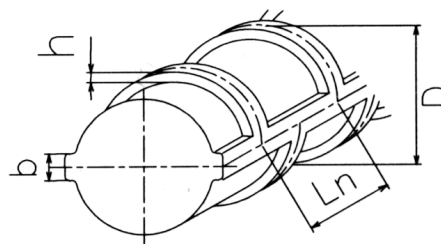


図 - 4 極細異形鉄筋外觀

(1) 極細異形鉄筋

今回製作した異形鉄筋は，「JIS G3112 鉄筋コンクリート用棒鋼」の適用範囲外であるが，製作に当たり，なるべくJISの定める範囲内になるよう化学成分や機械的性質，形状・寸法等を調整した。製作したフシ(鉄筋の軸線に直交あるいは斜交する突起部)およびリブ(鉄筋の軸線に沿った突起部)の形状・寸法を表 - 1および図 - 4に示す。

表 - 2 極細異形鉄筋の引張試験結果

呼び名	公称直径 ¹⁾ (mm)	公称断面積 ¹⁾ (mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断強度 (N/mm ²)	降伏点 ²⁾ (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)	伸び率 (%)
D1	1.13	1.00	401	313	284	1.03	15.4
D2	2.07	3.36	499	383	360	1.90	15.1

1) 公称直径および公称断面積は，単位重量と比重より求めた。

2) 降伏点は0.2%オフセット法により求めた。

3) 数値は各3本の平均値を示す。

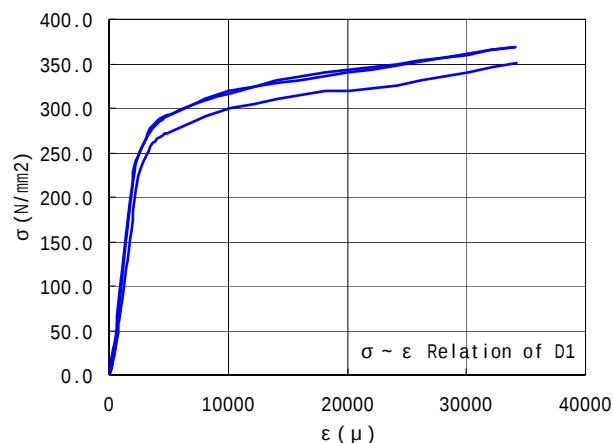


図 - 5 D1の応力～ひずみ関係

表 - 3 マイクロコンクリートの配合

W / C	s / a	単位量 (kg/m³)				
		W	C	S	G	SP
(%)	(%)					
57	42	250	439	613	838	8.78

また、表 - 2 に極細異形鉄筋の引張試験結果を、図 - 5 にD1の応力～ひずみ関係を示す。なお、鉄筋のひずみは、ひずみゲージ（株東京測器 FLK-1-11-3L）により測定した。

(2) マイクロコンクリート

マイクロコンクリートとして使用した細骨材、粗骨材は、1/20スケールを目標として骨材の粒度調整を行なった。

細骨材は、ベトナム産硅砂の7号を用いた。粗骨材は、最大寸法を1.2mmとし、セメント協会のセメント強さ試験用標準砂を粒度調整して用いた。これらの骨材と普通ポルトランドセメントおよび高性能AE減水剤を用い、所定の圧縮強度（目標28日強度24N/mm²）、静弾性係数およびワーカビリティが得られるように、表 - 3 に示す配合を決定した。

2.4 異形鉄筋の加工およびマイクロコンクリートの打設

鉄筋のフックおよび曲げ内半径は、コンクリート標準示方書に準拠し、曲げ加工用に製作したベンダーにより加工した。なお、鉄筋同士の結束には結束線を利用した。写真 - 1 に配筋状況の例を示す。

マイクロコンクリートの打設には、木槌と小型バイブレータによる型枠への振動と、超小型バイブレータによる内部振動により十分に締固



写真 - 1 配筋状況(ボックスガバート型試験体)

めを行った。

3. 曲げ試験

3.1 試験体

試験体は、図 - 2 に示した通り、断面幅150mm、断面高さ25mm、長さ400mmとし、主鉄筋および配筋、せん断補強筋にD1の鉄筋を使用した。引張主鉄筋比およびせん断補強筋比は、それぞれ $P_t = 0.38\%$ 、 $P_w = 0.22\%$ である。試験体数は2体で、せん断スパン比（H/D、H：せん断スパン、D：断面高さ）を4（HD4試験体）と2（HD2試験体）として曲げ試験を実施した。

3.2 実験結果とその考察

図 - 6 および図 - 7 に各試験体の荷重～たわみ関係の実験値と解析値をそれぞれ示す。解析値は積層梁要素モデルを使用し、ファイバーモデルにより平面保持を仮定して算出した⁶⁾。HD4試験体では、たわみ15mm程度まで、HD2試験体では5mm程度まで荷重は解析値が実験値に比べ若干小さいものの、荷重～たわみ曲線の形状は概ね一致している。このことからRCミニチュア試験体は、通常のRCとしての構造性能を有することが確認できた。なお、曲げ試験時におけるマイクロコンクリートの物性値を表 - 4 に示す。

4. 遠心振動実験

4.1 実験装置

表 - 4 マイクロコンクリートの物性値

(単位 N/mm²)

圧縮強度	静弾性係数	割裂強度
30.2	2.36×10^4	2.87

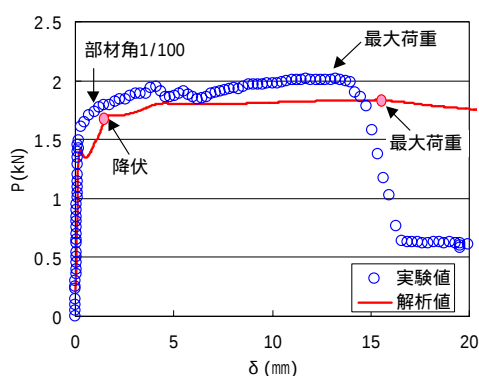


図 - 6 荷重～たわみ関係 (HD4 試験体)

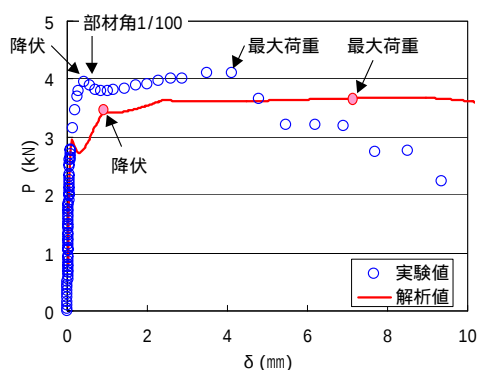


図 - 7 荷重～たわみ関係 (HD2 試験体)

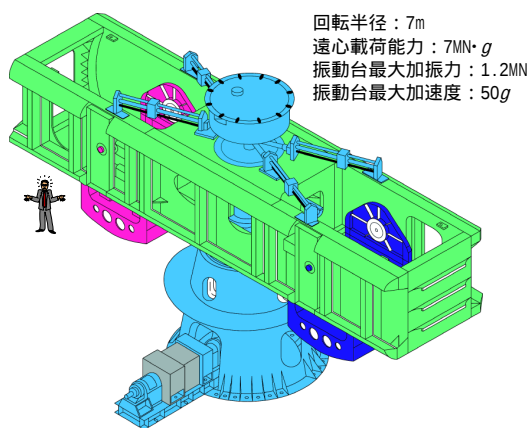


図 - 8 遠心模型振動装置外観

図 - 8 に実験装置の概要を示す。この遠心振動台の性能は、遠心重力 50G 場で 980Gal、30G 場で 1630Gal の入力が可能で、これは、兵庫県南部地震での工学的基盤上地震波を上回る波形に相当する。また、遠心模型振動実験の最大の特長として、幾何学的縮尺 1/N の試験体を遠心重力 NG で実験を行うと、実地盤と同じ応力およびひずみ場の構造物を再現することができる⁷⁾。

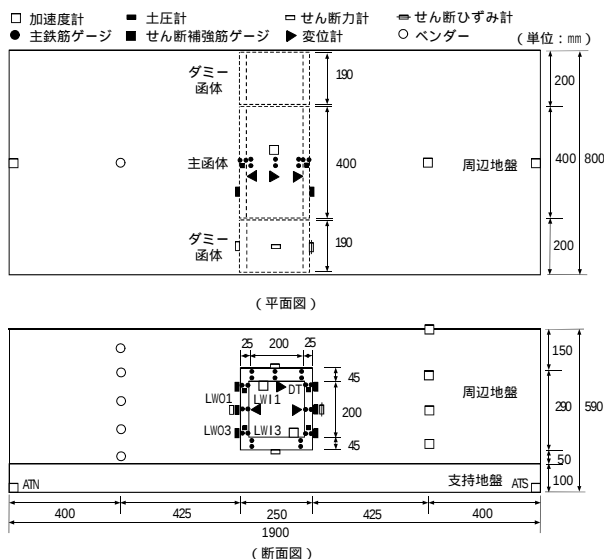


図 - 9 模型地盤と計器配置



写真 - 2 試験体設置状況

4.2 実験方法

図 - 9 に模型地盤と計器配置を示す。支持地盤では、珪砂 6 号を所定の層厚毎にバイブレーターで締固め相対密度 D_r 100%とした。周辺地盤では、珪砂 6 号を所定のスリット幅、落下高さで撒き出し、 $D_r = 84\%$ 、 $\rho_d = 1.462 \text{ t/m}^3$ となった。振動実験前に実施した遠心加速度 20G におけるベンダー計測 (圧電素子を用いて P 波および S 波を計測し、地盤の初期せん断剛性とポアソン比を算出する計測法) では、ボックスカルバート中央深度 (G.L. -295mm) で S 波速度 $V_s = 200 \text{ m/s}$ が得られ、実物のボックスカルバートと周辺地盤の見掛けの初期せん断剛性比は G/G_0 1.0 に相当する。写真 - 2 に試験体の設置状況を示す。

振動実験では、正弦波 60Hz、波数 20 波、振動台入力加速度 2G、5G、10G、20G、25G の 5 ケー

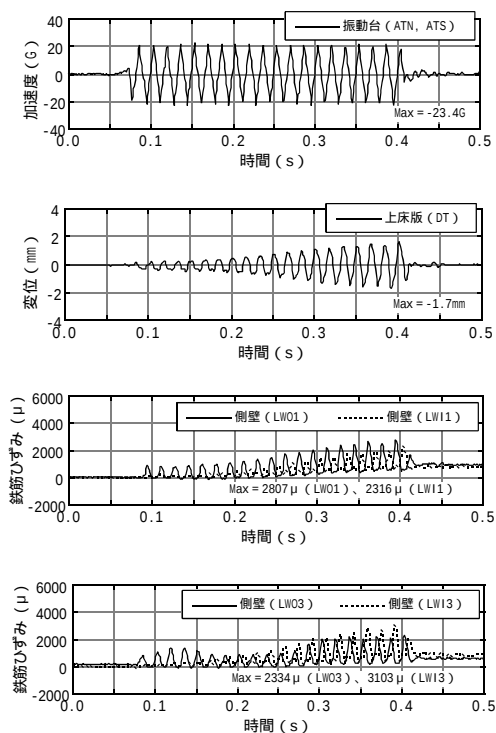


図 - 10 時刻歴(20G 入力)

スを行った。なお，事前解析では，試験体が塑性域に達するには 20G 以上の入力加速度が必要となることから，25G までのケースを設定した。

4.3 実験結果

図 - 10，11 に 20G，25G 入力の振動台平均加速度，上床版変位（下床版との相対変位），側壁隅角部の鉄筋ひずみの時刻歴を示す。20G 入力の鉄筋ひずみは，周辺地盤の非線形性の影響により加振と伴に徐々に増大し加振後半で定常応答となり，上床版変位の時刻歴とも対応している。10G までの入力では，加振後に主鉄筋の残留ひずみは生じないが，20G 入力時の主鉄筋のひずみは，表 - 2 に示した鉄筋の材料試験から得られた降伏ひずみ 2800 μ 相当まで生じ，残留ひずみも生じたことから側壁隅角部で主鉄筋が降伏したと推察される。

25G 入力時の主鉄筋のひずみは，20G 入力と異なり加振当初から定常応答となり，上床版変位の時刻歴とも対応している。加振後の主鉄筋の残留ひずみは 20G 入力より増加していることから，側壁隅角部の主鉄筋の降伏がさらに進展したと考えられる。

また，上床版変位より算定される側壁の部材角 θ は，20G，25G 入力で，それぞれ $\theta = 1.7\text{mm}/200\text{mm} = 0.0085$ ， $\theta = 2.2\text{mm}/200\text{mm} = 0.011$ となった。

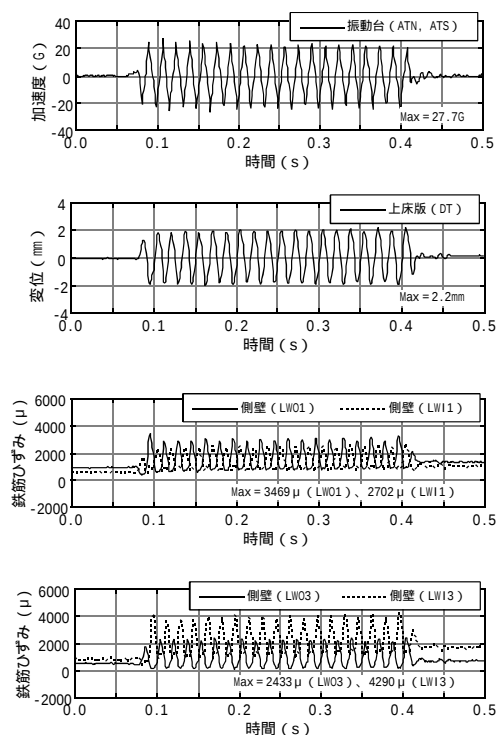


図 - 11 時刻歴(25G 入力)

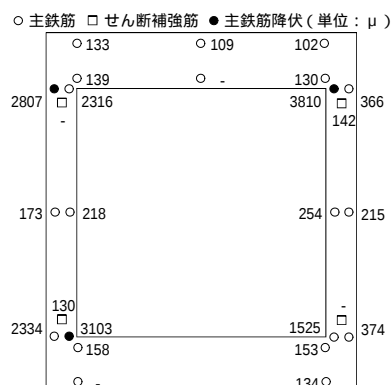


図 - 12 鉄筋の最大ひずみ (20G 入力)

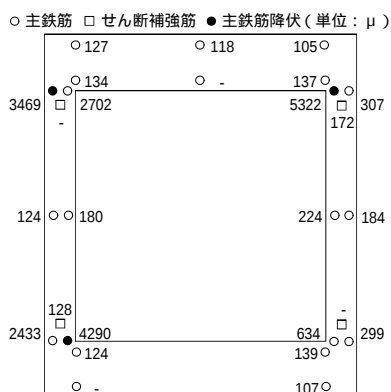


図 - 13 鉄筋の最大ひずみ (25G 入力)

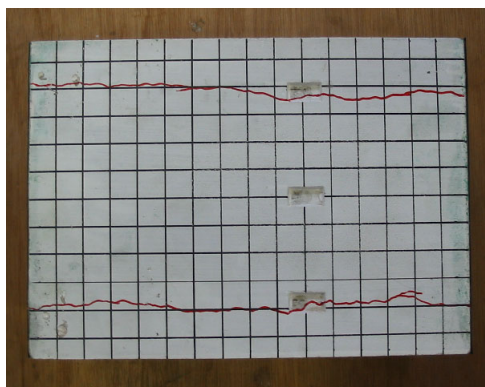


写真 - 3 ひび割れ状況
(主函体左側壁外面)

図 - 12, 13 に 20G、25G 入力時の主鉄筋の最大ひずみと主鉄筋の降伏位置, 写真 - 3 に振動実験後の試験体のひび割れ状況を示す。主函体では, 上下床版で弾性内, 側壁隅角部で主鉄筋の降伏が生じており, 鉄筋の降伏ひずみ 2800μ から評価される応答塑性率は $1.5 \sim 2.0$ 程度である。ひび割れは, 主鉄筋降伏位置と対応して, 側壁の外表面, 内面とも隅角部位置で生じている。

図 - 14 にカルバート頂部加速度と同深度の地盤加速度の関係(波数 $N=4, N=17$)を示す。 $N=4$ は塑性化前, $N=17$ は塑性化後と考えられる。破線は回帰直線を示すもので, 平均的な地盤と構造物の応答の比である。いずれの波数の場合も構造物加速度は地盤加速度より小さいが, 塑性化後の方が地盤に対する構造物応答は小さくなる。図 - 15 に各波数毎の回帰直線の勾配と相関関係を示す。波数が増大するとともに構造物加速度の地盤加速度に対する比率及び相関関係は低下していく。これは, 構造物の塑性化とともに, 地中構造物が地盤振動と同様に振動すると考えられる応答変位的な挙動から離れるもので, 構造物の振動特性が卓越しだすと考えられ, 構造物と地盤の非線形性を同時に考慮する重要性を示すものである。ただし, このような入力波の蓄積に伴う地盤と構造物の相関関係は, それぞれの非線形特性により異なるため, さらなるデータの蓄積が必要である。

5. まとめ

極細異形鉄筋とマイクロコンクリートからなる RC ミニチュア試験体は, 曲げ試験の結果, 通常の RC としての構造性能を発揮することがわかった。また, 遠心振動実験により, 地盤およ

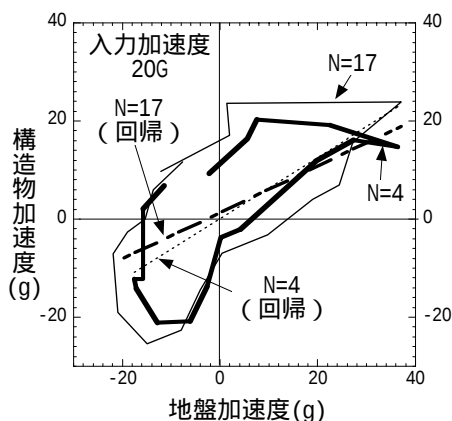


図 - 14 地盤～構造物加速度相関関係

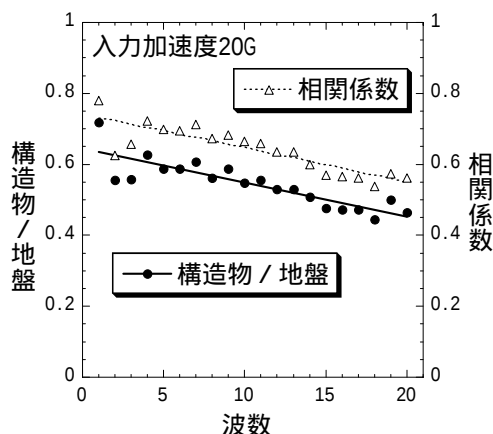


図 - 15 塑性化と応答特性の関係

び構造物の非線形挙動を確認した。

今後, これらの実験結果をより詳細に考察し, 地盤～構造物の非線形領域における挙動を解明するとともに, 合理的な地中構造物の構築に役立たせたい。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 下部構造編, 2002.3
- 2) (財)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, 2000.6
- 3) 松田 隆, 大内 一, 田中 紀和, 佐藤 清: 中柱を有する埋設函体構造物の地震時損傷メカニズムに関する解析的研究, 土木学会論文集, No.563/ -39, pp125-136, 1997
- 4) 土木学会: 原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針, 2002.5
- 5) 隈澤文俊: 超小型立体模型による鉄筋コンクリート造建物の振動破壊性状に関する研究, 東京大学博士課程学位論文, 1995.11
- 6) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp.163-170, 1995.8
- 7) 大林組遠心模型実験グループ: 遠心模型実験装置の活用事例, 大林組技術研究所報 No.66, pp.121-124, 2003.1