

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

大友敬三¹・末広俊夫²・河井 正³・金谷賢生⁴

¹正会員 博(工) (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正会員 工修 東京電力(株)電力技術研究所 (〒230-8510 神奈川県横浜市鶴見区江ヶ崎 4-1)
E-mail: suehiro.toshio@tepcoco.jp

³正会員 工修 (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正会員 工修 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: K596840@kepco.co.jp

強震時における鉄筋コンクリート製地中構造物横断面方向の塑性変形挙動を解明するため、二連ボックス試験体を対象にした地盤・構造物連成系の大規模振動台実験を実施した。この結果、土かぶりが 3.0m ならびに 1.5m の 2 ケースにおける試験体全体系のせん断変形について、1) 主要な荷重は土かぶりに応じた上面地盤せん断力であること、2) 最大層間変位は降伏変位の 12~13 倍と、かなりの靱性を示すこと、3) 弾性から塑性領域まで周辺地盤の変形に従うこと、4) 曲げ破壊先行型の損傷・残留変形を示すこと、などを明らかにした。

Key Words : underground structure, earthquake resistant design, shake table test, dynamic soil-structure interaction, reinforced concrete

1. 序論

地中構造物の耐震設計に变形性能に基づく性能照査型設計法が導入される趨勢にある。この場合、高レベル地震動に対して構造物の応答が限界値に至らないことが確認される。地中構造物の地震時変形は、弾性範囲内の変形であれば周辺地盤の挙動に大きく支配されることが良く知られている。しかしながら、塑性領域の変形挙動については、未解明な部分が多い。このため、強震時における動的相互作用を考慮した RC 地中構造物の塑性変形挙動解明に関する調査・研究が重要となっている。

地中構造物の耐震性評価に関する既往研究は、地中構造物特有の動的相互作用^{1)~4)}と耐震計算法・解析法^{5)~8)}などに関するものが多い。これらの研究では、構造物を線形弾性体もしくは剛性低下の影響を考慮した等価線形弾性体として取扱っている。最近では、地盤・構造物連成系の等価線形解析^{9),10)}および非線形動的解析^{11)~13)}を用いた 1995 年兵庫県南部地震の地下鉄構造物の被害事例分析例や地中構造物の損傷評価に関する検討例^{14),15)}も見られる。しかしながら、これらの非線形動的解析手法の信頼性や妥

当性が十分に検証されているとは言えない。

一方、実物大または実物の 1/3~1/4 程度に縮小した鉄筋コンクリート製(以下、RC)地中構造物の静的繰返し載荷試験が行われ、RC 部材の降伏以降の耐力・変形特性が明らかにされている^{16),17)}。さらに、静的載荷ではあるものの、地盤変形を受ける RC 地中構造物の塑性変形や地盤との相互作用が明らかにされている¹⁸⁾。しかしながら、地盤との動的連成効果を考慮し、かつ RC 部材で構成された試験体を用いた実験的研究例は見られない。

本研究は、二次元の地盤・構造物連成系の振動台実験に基づいて、RC 地中構造物横断面方向の塑性変形挙動を解明することを目的とするものである。検討対象は、ボックスカルバート形式 RC 地中構造物としている。著者らは、地盤との連成を考慮した振動台実験によって RC 試験体に塑性変形を与える方法について種々の机上検討を行った。その結果を踏まえ、試験体に十分な塑性変形を与えるには、独立行政法人 防災科学技術研究所が所有するわが国で最大のせん断土槽(幅 11.6m、高さ 6.0m、奥行き 3.0m)を用いた実験が最適と判断した。

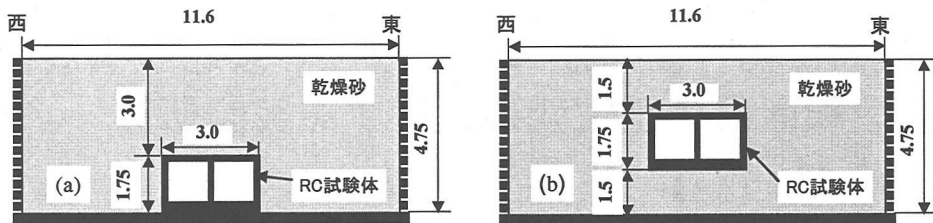


図-1 振動台実験の概要 (a)岩着 (土かぶり3m) , (b)非岩着 (土かぶり1.5m) 単位 : m

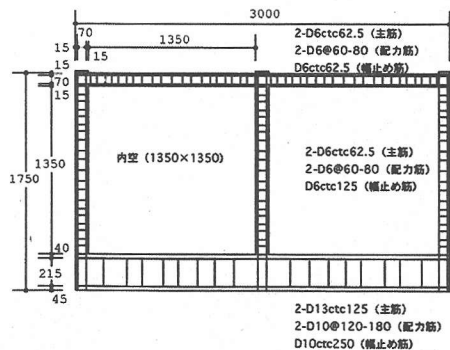


図-2 試験体の寸法と正面配筋 単位 : mm

2. 実験方法

今回の実験では、図-1に示すように RC 試験体(以下では、試験体と呼ぶ)の埋設条件を変えることにより、2ケースの実験を実施した。このうち、土かぶり厚さが3.0mのケースを岩着(試験体は土槽底板を貫通して振動台に固定)、土かぶり厚さが1.5mのケースを非岩着とそれぞれ、呼んでいる。

地盤材料には、栃木県産の5号珪砂(真比重2.67, 最小間隙比0.683, 最大間隙比1.091)を用いており、良く締った乾燥地盤(目標相対密度87%)を作成した。なお、以下では図-1における右側を東側、左手側を西側と呼ぶことにする。

本実験では、地盤モデルや試験体設計にあたって相似則を考慮していない。その大きな理由は、RC部材の塑性変形に関する相似則が確立されていないことによる。しかし、実物の地中構造物に特有な周辺地盤の変形に従う地震応答^{1)~4)}を示すように、1)鉄筋コンクリート部材で構成されること、2)試験体の見かけのせん断剛性が地盤せん断剛性より小さいこと¹⁹⁾、3)振動台で再現できる地震波によって塑性変形に達すること、などを条件として試験体諸元を設計した。ここで、見かけのせん断剛性とは、構造物全体をひとつのせん断変形要素と見た場合のせん断剛性である。通常は、構造系をラーメン構造にモデ

表-1 試験体のコンクリートおよび鉄筋の物性値

材料	物性値	岩着	非岩着
コンクリート	ヤング係数 (GPa)	23.5	23.5
	圧縮強度 (MPa)	33.8	35.2
	引張強度 (MPa)	2.4	2.81
鉄筋	ヤング係数 (GPa)	185	185
	降伏強度 (MPa)	265	265

ル化し、単位頂版せん断荷重を載荷したときの層間変位に基づいて定めている。

以上の条件で設計・製作された試験体の寸法および正面配筋図を図-2に示す。この試験体は岩着モデルと非岩着モデルに共通して用いられる。試験体は二連のボックスカルバート構造であり、内空寸法は1.35m×1.35m、幅3.0m、高さ1.75m、側壁、隔壁および頂版の厚さはそれぞれ10cmとなっている。外郭寸法で見れば、実構造物の1/2~1/3の大きさの縮尺である。

二次元平面ひずみ条件での実験とするため、試験体の奥行き長さは土槽奥行きと一致させる必要がある。しかしながら、このような方法は計測器の取付け上の制約となる。このため、本実験では、まず、試験体の奥行き長さを0.97mとして、これを土槽奥行き方向の中央に設置することとした。次に、試験体と同一諸元を有する2体のダミー試験体を、土槽奥行き方向に対して試験体の前後に配置して、フォームラバーを介してガムテープにより、3体を連結させることとした。このようにして、土槽内における試験体挙動の二次元平面ひずみ状態を満足させた。

試験体の主鉄筋にはD6筋を用いている。鉄筋量は標準断面において、D6@16(5.07cm²)である。表-1に示すように、通常用いられている降伏強度(343MPa~392MPa)よりも低い強度(約265MPa)に熱処理したD6筋を用いることとした。これは、地盤・構造物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。また、コンクリートのヤング係数、圧縮強度、引張強度などは表-1に示すとおりである。

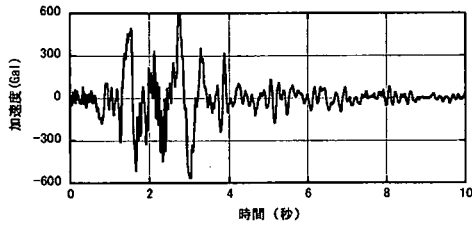


図-3 目標入力波 (最大加速度600Galに調整)

表-2 加振順序 (単位: Gal)

No.	岩着	非岩着
1	60	105
2	109	223
3	225	1041
4	1127	1044
5	477	596
6	531	1033
7	1126	-

表-3 計測点の一覧

位置	計器種別	計測成分または部位	岩着	非岩着
せん断土槽枠	接触式変位計	水平	10	10
地表面	レーザ式変位計	鉛直	4	4
		せん断ひずみ計	水平	7
地表面ならびに地盤内部	加速度計	水平	24	22
		水平(加振直交)	3	3
試験体	加速度計	鉛直	4	4
		鉛直	4	4
	接触式変位計	側壁および隔壁水平	21	21
		頂板鉛直	10	10
	土圧計	側壁水平	15	15
		頂板鉛直	3	3
		底版鉛直	0	3
	せん断力計	側壁鉛直	6	5
		頂板水平	3	2
		底版水平	0	2
	相対変位計	頂板水平	6	6
		側壁	44	44
	鉄筋ひずみゲージ	隔壁	22	22
		頂板	20	20
		底版	2	10
側壁		10	10	
コンクリート表面ゲージ	隔壁	6	6	
	側壁	10	10	
	頂板	10	10	
合計			238	249

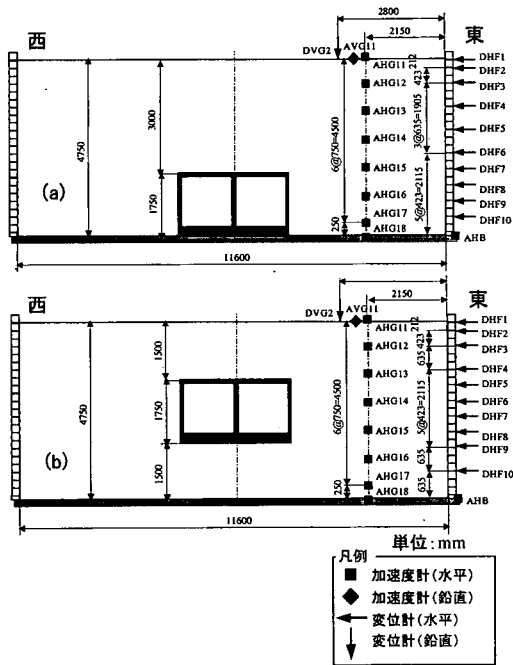


図-4 地盤の計測点配置 (単位: mm)
(a) 岩着, (b) 非岩着

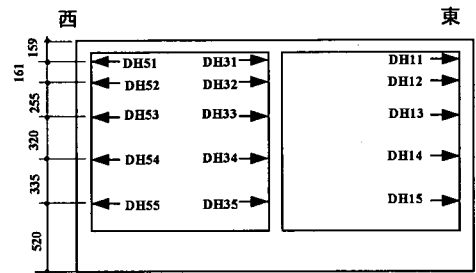


図-5 試験体の側壁変位計測点配置
(単位: mm, 岩着と非岩着で共通)

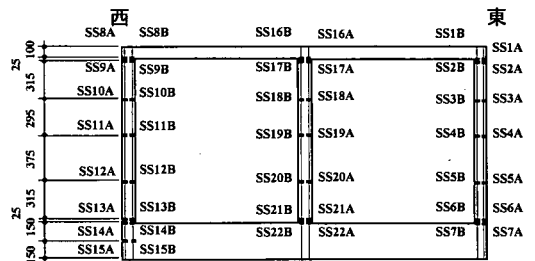


図-6 試験体の鉄筋ひずみゲージ配置
(単位: mm, 岩着と非岩着で共通)

試験体の見かけのせん断剛性は約 8MPa となった。これと初期状態における地盤せん断剛性ととの比を求めた。地盤のせん断剛性は、図-10 に示すような試験体の埋設位置における地盤のせん断波速度に基づいて求めた。その結果、岩着と非岩着の場合それぞれ、約 0.16, 約 0.22 となった。地中構造物の見かけのせん断剛性と地盤せん断剛性ととの比は、1/10 から 10 倍程度の範囲にある¹⁹⁾と言われている。本論文では、このうち、上記のせん断剛性比が 1.0 以下の

地中構造物²⁰⁾を検討対象としている。せん断剛性比が 1.0 以下であれば、地中構造物の動的相互作用特性は、せん断剛性比の値にかかわらず一定の傾向を示すことが明らかにされている^{1~3)}。このことから、本実験条件は実際の地中構造物の地震時挙動をほぼ再現できると考えられる。

振動台加振に用いる入力波には、1995 年兵庫県南部地震における神戸大学観測波の NS 成分²¹⁾の時間縮尺を 1/2 にした地震波を用いた。加振は水平一方

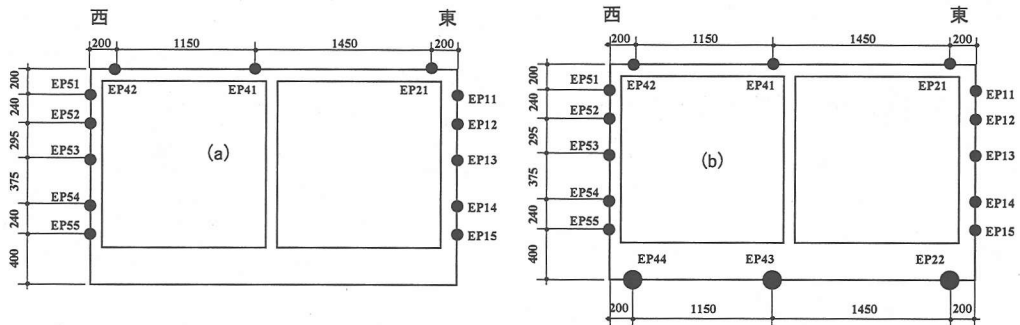


図-7 試験体の土圧計測点配置 (a)岩着, (b)非岩着

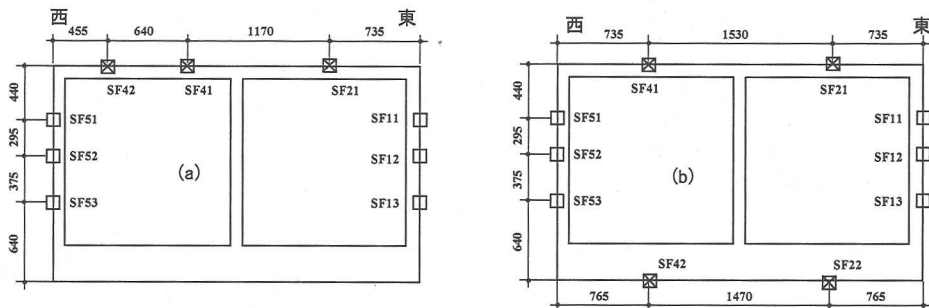


図-8 試験体のせん断力計測点配置 (単位: mm) (a)岩着, (b)非岩着

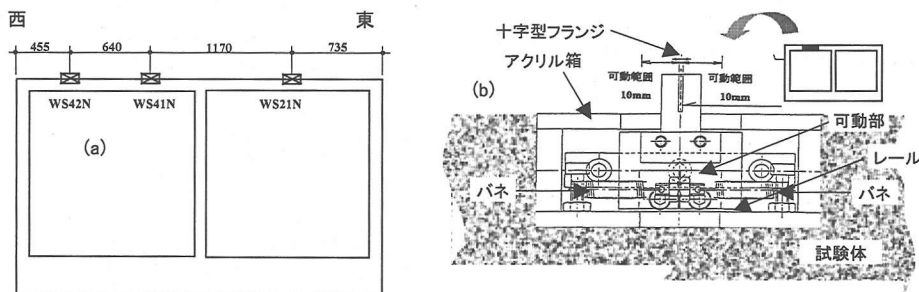


図-9 頂版表面と地盤の相対変位計測 (単位: mm) (a)計測点配置, (b)計測器の詳細

向である。入力波の選択基準は速度振幅の大きな地震波であった。その結果、上記波形を選択したが、時間軸縮尺を1/2にしたのは観測波形の卓越周期における最大速度応答を振動台の加振能力限界内(0.5Hz ~ 1.5Hz で75cm/s; 積載質量約400t 負荷での運転時)とするためである。図-3は、最大加速度を600Galに調整した波形を示しており、この場合の最大速度振幅が加振能力限界に対応する。加振を行うにあたっては、最大加速度振幅を変化させている。この場合の加振順序と振動台上での実現最大加速度を表-2に示す。

今回の加振では、1)地盤のひずみレベルに応じた試験体の弾性および塑性変形、2)塑性変形後の試験体の変形特性、などについて調べることにした。す

なわち、1)の目的のため、岩着では、No.1~No.4まで、非岩着では、No.1~No.3までの加振ケースのように加速度振幅を昇順に上昇させた。一方、2)の目的のために、岩着と非岩着それぞれで、No.5以降、No.4以降の加振ケースのように、それまでの最大加速度振幅と同等もしくはそれ以下の振幅レベルを設定して加振した。これらの加振ケースのうち、岩着と非岩着それぞれで最大加速度振幅が1127Gal, 1041Galの加振ケースにおいて、試験体変形が弾性領域から塑性領域に達した。このため、本論文では、これらの加振ケースによる結果を中心に取扱っている。

本実験における計測項目は、地盤系(加速度、土槽槽間相対変位、せん断ひずみ)、地盤・構造物系(動

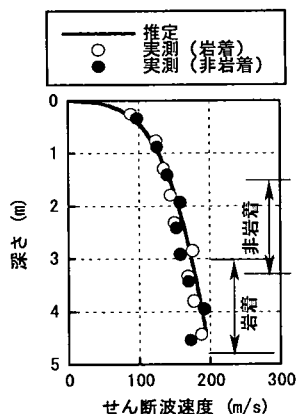


図-10 せん断波速度の分布

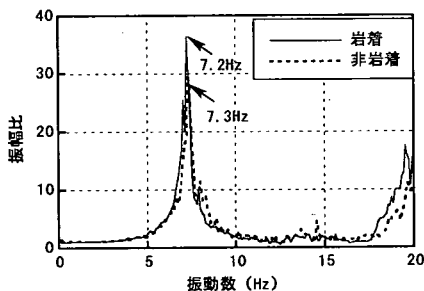


図-11 地表と振動台間の伝達関数

土圧、せん断応力、地盤と頂版表面間の相対変位)、構造物系(層間変位、鉄筋ひずみ、コンクリート表面ひずみ)などに大別できる。これらの計測内容は表-3に示すとおりである。計測成分は岩着と非岩着それぞれで238成分、249成分となっている。図-4～図-9には、それぞれ本論文で議論する主要な計測点配置図を示している。

試験体の層間変位は試験体内部に設置したフレームと接触型変位計により計測している。すなわち、フレームを底版に固定し、図-5に示した側壁の5段階の高さに相当する位置に、それぞれ接触型変位計を取付けた。側壁変位はすべて底版からの相対変位となる。本論文では、頂版に最も近い測点(DH11, DH31, DH51など)における計測変位を層間変位としている。

本実験では、図-9に示すように、頂版表面に地盤と頂版表面の相対変位を計測できるセンサーを取付けている。このセンサーは可動部、レール、十字型フランジなどから構成されている。可動部とレールはアクリル箱内に収納されている。一方、十字型フランジはアクリル箱から突出している。可動部は滑車を介して箱底部のレールに接続されており、可動範囲は±10mmである。さらに、可動部はアクリル箱内の両側面に固定された水平バネに連結されている。これにより、可動部が移動すればバネが伸縮する。バネにはひずみゲージが貼ってあるので、可動部の移動量を動ひずみ値として計測できる。アクリル箱上面と試験体頂版表面とが一致するように箱を試験体に埋込んだ上で試験体を埋設すれば、十字型フランジが地盤に接することになる。このような状態で地盤と頂版表面間に相対変位が生ずれば、十字型フランジの動きを通じて可動部がレール上を移動する。

3. 実験結果および考察

(1) 地盤の動特性

岩着と非岩着それぞれにおいて、地盤完成時にベンダーエレメント²²⁾を用いてパルス波を発受信させることにより、地盤のせん断波速度を測定した。その分布を図-10に示す。なお、5号珪砂については、平均有効応力29.4kPa、49.0kPa、68.6kPaの3種類の動的変形試験を実施しており、これらにより初期せん断剛性の拘束圧依存性を把握してある。図-10には、これに基づいて推定したせん断波速度分布も同時に示してある。実測値と推定値は非常に良く対応しており、想定どおりの動特性を有する地盤が作成できたといえる。

図-11は、岩着と非岩着それぞれにおける地盤完成時に実施した常時微動測定(サーボ型加速度計による)に基づく振動台と地表間の伝達関数を示している。卓越振動数は岩着と非岩着それぞれにおいて、7.2Hz、7.3Hzであり、両者の実験ケースにおける地盤の動特性は良く一致していることが確認できる。

(2) 地盤の非線形応答特性

試験体の塑性変形や地盤・構造物系の動的相互作用特性に大きな影響を与える地盤の非線形特性について検討する。水平方向および鉛直方向の応答について、それぞれ本実験における特有の非線形応答特性を示す。

a) 水平方向応答

試験体埋設位置(側壁のほぼ中間高さ)での地盤ひずみレベルを推定している。図-12は、以降で検討する岩着と非岩着それぞれ最大加速度1127Galならびに1041Galの振動台上での加速度波形を示し

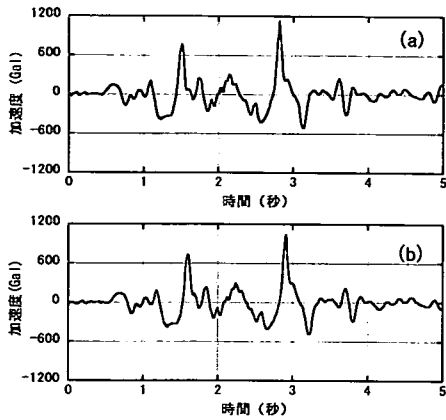


図-12 振動台上での計測加振波 (a)岩着 (最大1127Gal), 非岩着 (最大1041Gal)

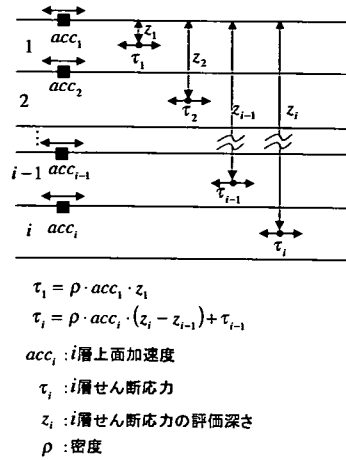


図-13 加速度に基づく地盤せん断応力の推定方法

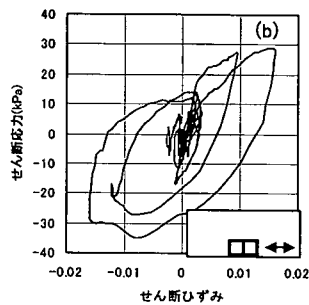
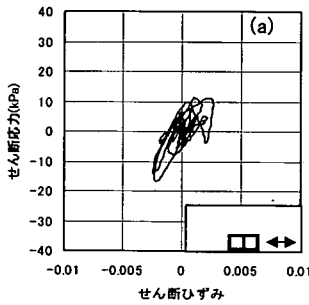


図-14 岩着における地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係 (a)225Gal, (b)1127Gal

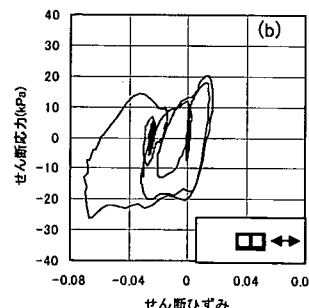
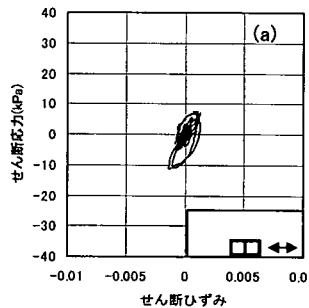


図-15 非岩着における地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係 (a)223Gal, (b)1041Gal

ている。なお、これらの加速度波形は、図-3で示した最大加速度振幅600Galの目標波を振動台に入力した結果、振動台上で計測された実現波である。これらの最大加速度振幅は目標波のそれに比べて2倍弱大きくなっている。これは、積載質量約400t負荷での振動台加振能力限界付近の加振を与えているため、土槽と振動台との間で無視できないような相互作用が生じた結果と考えられる。周波数領域での目標波と実現波の相違については、図-17に示されている。

また、表-2における加振のうち、図-12以外で、最大加速度が1000Gal以上の加振についても、同様なことがあてはまる。

まず、図-13に示す方法により、地盤内加速度応答を利用して上載土慣性力に基づく地盤せん断応力を推定した。次に、試験体高さ間隔にほぼ相当する土槽枠間相対変位(図-4参照)に基づいて地盤せん断ひずみを算出した。これらをせん断応力-せん断ひずみ曲線の関係で図-14および図-15にそれぞれ

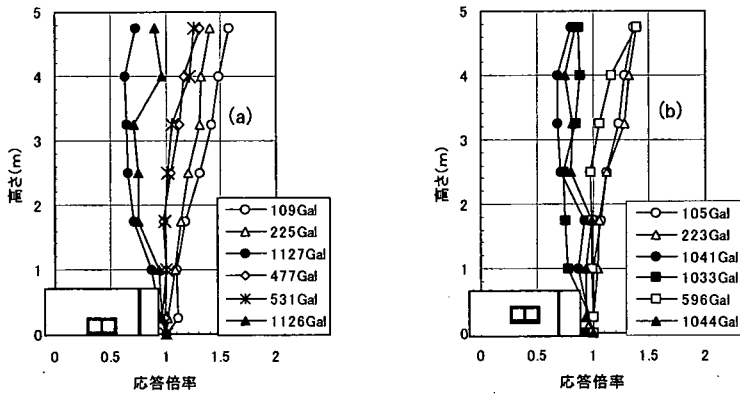


図-16 最大加速度応答倍率 (a)岩着, (b)非岩着

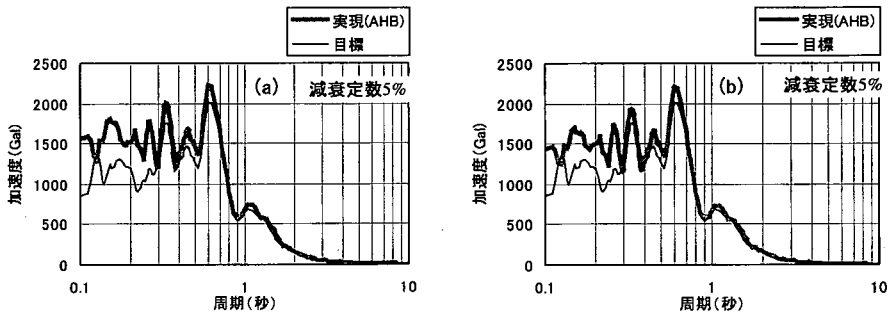


図-17 入力波の加速度応答スペクトル (減衰定数5%) (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

示している。岩着および非岩着 200Gal 台の加振時の最大せん断ひずみは 0.1~0.3%, 一方, 岩着 1127Gal 加振では, それが 1.5% 程度となっている。非岩着では, 変位応答が過大なこともあり, 最大せん断ひずみが 7% に達している。これらに基づき, 本論文では, 地盤非線形応答, 地盤・構造物系の動的相互作用, 構造物の塑性変形特性などを地盤せん断ひずみ数% レベルでの挙動と見なすことにする。

地盤の非線形応答特性の典型例は最大水平加速度応答分布に認められる。図-16 は, 加振全ケースにおける加速度応答倍率の深さ方向分布を示している。岩着ならびに非岩着のそれぞれで, 最大加速度振幅が 1000Gal 以下の場合については, 土槽底版と地表面間において 1.2 倍~1.4 倍程度のゆるやかな増幅が見られる。一方, 岩着と非岩着それぞれで最大加速度振幅が 1000Gal 以上の場合には, 地表面に向かって加速度応答倍率が 1.0 以下に低減している。この原因には, 1)地盤剛性低下に伴う地盤一次固有周期の長周期化が生じて, 振動台入力波の卓越周期との間に大きなずれが生じたこと, 2)土がほぼせん断強度に達し, せん断強度付近でのせん断剛性が低下して, 地盤加速度が上方に伝達されなくなったこと²³⁾,

などが考えられる。

図-17 は, 図-3 に示した目標波と図-12 に示した振動台上での実現波の加速度応答スペクトル (減衰定数 5%) を対比している。入力波は周期 0.6 秒以上で加速度応答が急激に減少する特性を持つ。一方, 図-20 では, 地表面における水平加速度応答のフリエスペクトルを示している。岩着と非岩着ともに図-11 に示した初期状態の地盤の卓越振動数 (約 7Hz) が約 2Hz に低下しており, 地盤剛性が低下したことは明らかである。しかし, 図-17 の加速度応答スペクトルにおける加速度応答の減少する周期帯までは剛性低下していない。これらのことより, 先に挙げた 2つの原因のうち, 2)の影響が大きく影響して, 加速度応答倍率が 1.0 以下になったと考えられる。

図-18 は, すべての加振ケースの最大応答変位分布を示している。とくに, 1000Gal 以上の加振ケースにおける分布形が岩着と非岩着で異なっている。すなわち, 非岩着では, 高さ 1.5m 以上の変位が岩着よりも大きい。これは, 試験体埋設位置の違いが影響していると考えられる。2. 実験方法で述べたように, 見かけ上, 試験体埋設部のせん断剛性は周辺地

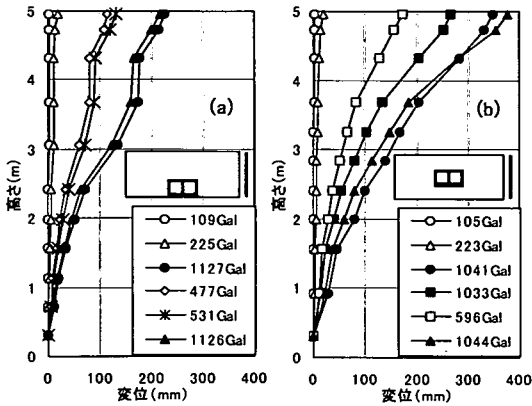


図-18 最大応答変位分布 (a)岩着, (b)非岩着

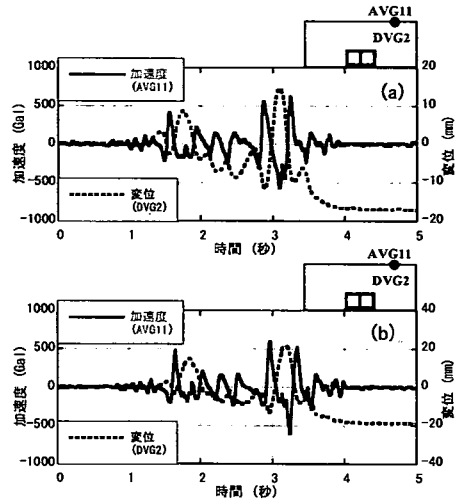


図-19 地表面の鉛直加速度ならびに鉛直変位時刻歴 (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

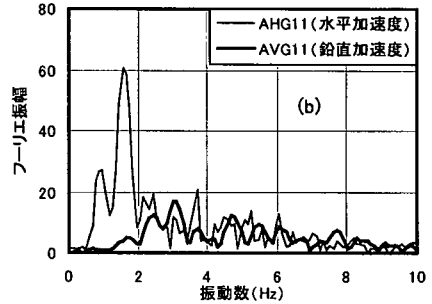
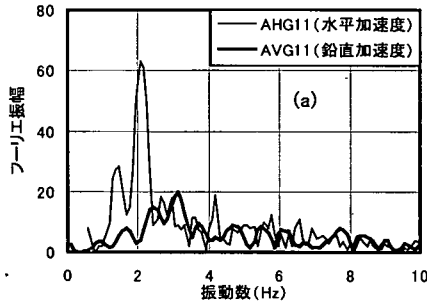


図-20 地表面における水平ならびに鉛直応答加速度のフーリエスペクトル (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

盤のそれに対して約 20%である。さらに、非岩着の場合には、試験体埋設部の拘束圧が小さいため、この深度における地盤のせん断剛性が低下しやすい。このような条件が重なったため、岩着と同程度の地盤せん断ひずみが発生した場合には、試験体埋設深さから浅い部分での変位が岩着に比べて大きくなったものと考えられる。なお、岩着の場合には、試験体埋設位置での拘束圧が大きく、非岩着の場合に比べて試験体周辺地盤の剛性低下の度合いが小さいため、試験体よりも浅い部分の変位に影響を及ぼさなかったものと思われる。

b) 鉛直方向応答

大ひずみ領域における、もうひとつの特徴的な非線形応答特性として、地表面の鉛直方向応答が挙げられる。図-19 は、岩着 1127Gal 加振ならびに非岩着 1041Gal 加振における地表面鉛直加速度と鉛直変位の時刻歴波形を示している。振動台により水平加振しているにもかかわらず、鉛直方向の応答が励

起されていることになる。鉛直加速度時刻歴波形には、加振波形には含まれない比較的高振動数成分の加速度振幅が成長している。また、鉛直変位波形においては、正側のピークは地表面が隆起したことを示している。

図-20 は、地表面における水平ならびに鉛直加速度応答のフーリエスペクトルを示している。過渡応答なため、必ずしも鉛直加速度の卓越振動数が水平加速度のそれに対して 2 倍の振動数にはなっていないものの、鉛直加速度には、水平加速度よりも高い振動数領域に卓越振動数が存在している。一方、振動台上では鉛直加速度はほとんど発生せず、また、地表面における東西両端の鉛直加速度波形も同位相であった。

これらのことより、鉛直加速度の発生原因として地盤ひずみの増大に伴うダイレイタンス効果²⁴⁾が考えられる。図-19 における地表面鉛直変位波形より、模型地盤が膨張(正側のピーク)と収縮(負側

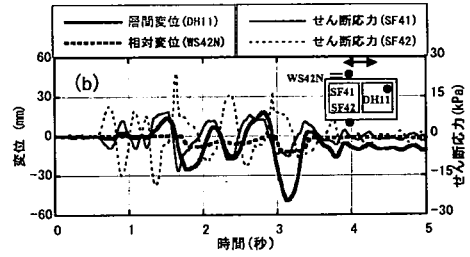
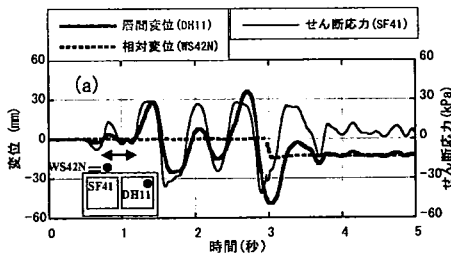


図-21 試験体層間変位、上面と下面地盤せん断応力ならびに頂版と地盤間相対変位時刻歴 (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

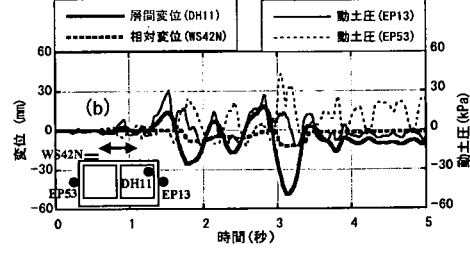
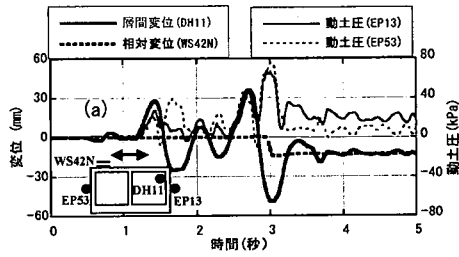


図-22 試験体層間変位、側壁動土圧ならびに頂版と地盤間相対変位時刻歴 (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

のピーク)を繰返しながら、この効果が顕著となり、地盤には、せん断変形のみならず体積変化が生じて鉛直応答が励起されたものと思われる。このような応答特性は既往の実験²⁵⁾でも認められている。なお、後述するように、ここで示したような地盤材料の体積変化特性は、試験体の側壁動土圧の分布パターンに大きく影響している。

図-19の地表面鉛直変位波形より、加振中から地表面の沈下が生じて加振後の残留沈下が認められる。これは、ダイレイタンスーによって地盤の体積ひずみが累積したことが原因と考えられる。模型地盤全体では、平均的な相対密度が約87%と良く締っていたものの、地盤中には、試験体周辺や土槽側壁周辺などのように局所的には相対密度が低い領域が存在していた。このように相対密度の不均質性の影響により、平均的には良く締った地盤においても残留沈下が生じたものと思われる。

(3) 地盤・構造物系の動的相互作用

試験体頂版ならびに側壁にそれぞれ発生したせん断応力と動土圧の特性、および試験体に作用した地震荷重などについて議論する。構造物の見かけのせん断剛性が地盤のせん断剛性に比べて小さい場合の動的相互作用特性については、渡辺³⁾が理論的に明らかにしている。しかしながら、この知見は構造物変形が弾性変形の場合に限られている。このため、本実験のように試験体が塑性変形した場合の動的相

互作用特性は未解明である。ここでは、岩着と非岩着それぞれ、1127Galおよび1041Galの加振ケースを中心に検討する。

a) せん断応力ならびに動土圧

試験体の頂版(上面)および底版(下面、ただし非岩着のみ)に設置したせん断力計の計測値に基づくせん断応力、試験体側壁での土圧計測値に基づく動土圧、試験体の層間変位(試験体底版と頂版間の相対変位)、さらに、地盤と頂版表面間の相対変位などの対応関係を検討する。ここで、せん断力計の計測値は、地盤から試験体上面または下面に作用した地盤せん断応力、土圧計測値は、試験体側壁と地盤との間に生ずる相対変位による動土圧をそれぞれ意味する。

図-21より、岩着では層間変位(淡い黒実線)とせん断応力(黒実線)の時刻歴波形の位相がほぼ一致していることが認められる。また、加振後約3秒で頂版と地盤間の相対変位の発生が確認できる。この瞬間、せん断応力波形が歪んでいるものの層間変位にはほとんど影響していない。一方、非岩着では、岩着よりも早い段階(加振後約1.8秒)で頂版と地盤の相対変位が発生しており、せん断応力波形が全般的に歪んでいる。特に、下面地盤せん断応力において著しい。この場合でも、層間変位に与える影響は小さいといえる。

頂版表面における相対変位が生ずるのは、この深さでの地盤せん断応力が接触面での摩擦抵抗を超え

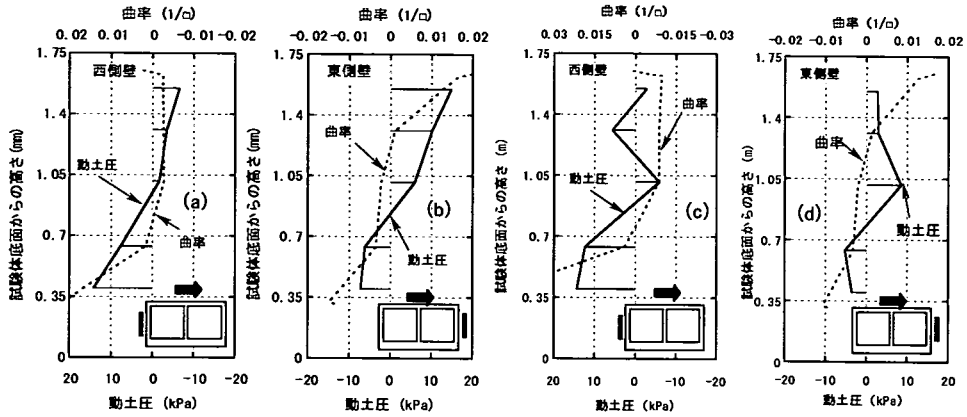


図-23 試験体降伏変位時における側壁動土圧ならびに側壁の曲率分布 (a)岩着西側壁, (b)岩着東側壁, (c)非岩着西側壁, (d)非岩着東側壁

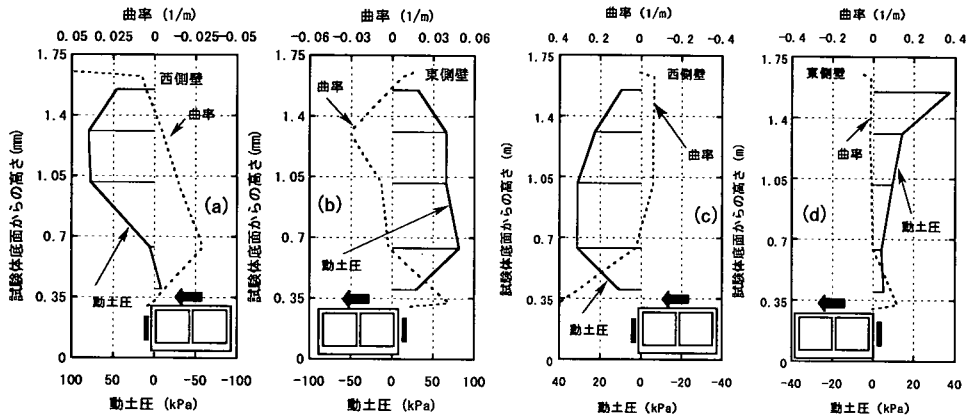


図-24 試験体最大層間変位時における側壁動土圧ならびに側壁の曲率分布 (a)岩着西側壁, (b)岩着東側壁, (c)非岩着西側壁, (d)非岩着東側壁

るためである。摩擦抵抗の大きさは拘束圧に比例する。非岩着の土かぶり厚さが1.5mと、比較的低拘束圧下にあったため、頂版表面における相対変位が生じやすかったと考えられる。

強震時においては、地盤と地中構造物の接触面において剥離あるいはすべりが生ずる可能性がある。本実験においても、このような幾何学的な非線形現象が現れたといえる。このような場合には、地盤・構造物系の剛性変化に対応できるように力の釣合い条件が急激に変動する。したがって、せん断応力波形に見られるシャープなピークは接触面の非線形現象に対応したものと考えられる。

側壁動土圧についても、図-21と同様な分析を行う。図-22は、東側および西側の側壁中間位置での動土圧、層間変位、ならびに頂版表面と地盤間相対変位の時刻歴波形を示している。なお、動土圧の正、負はそれぞれ側壁を押す方向(圧縮)、引く側(引張)

を示している。動土圧の引張とは、地盤と側壁の動的相互作用の結果として生ずる静止土圧からの減少分を意味する。岩着において、試験体はせん断変形しているにもかかわらず、両側壁動土圧において圧縮側のピークが優勢なことが特徴である。非岩着についても、岩着ほど明瞭ではないものの、そのような傾向が現れている。このような動土圧の特性について、以下でさらに分析する。

図-23は、試験体層間変位が降伏変位に達した時刻(岩着と非岩着でそれぞれ加振後1.2秒、1.3秒)における側壁動土圧の分布を示している。後述するように、試験体の降伏変位は岩着と非岩着それぞれ約4mmである。これらの時刻断面における側壁の曲率分布も重ねて示してある。曲率は、側壁の外側と内側の鉄筋ひずみを断面有効高さで除して求めた。

降伏変位が生じた時点での側壁動土圧分布は、渡辺³⁾が指摘した理論的な分布形にほぼ対応している。

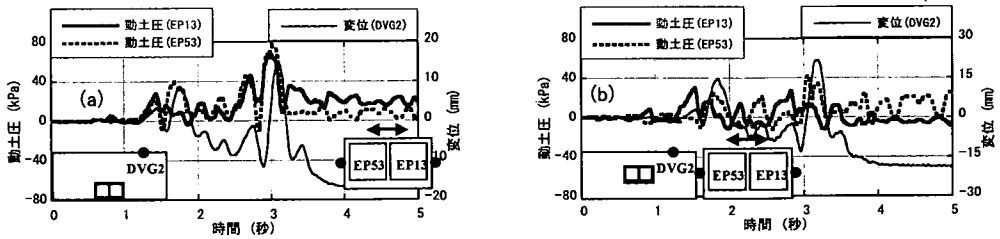


図-25 側壁動土圧ならびに地表面鉛直変位時刻歴 (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

すなわち、両側の側壁で分布形と作用方向は非対称であり、動土圧の位相が側壁上部と下部で反転している。本実験においても、試験体の層間変位が降伏変位以下となる地盤ひずみの大きさであれば、理論的な動土圧分布³⁾となっていたことが確認できる。

降伏変位時点で見られるような動土圧分布特性には、試験体せん断変形に関して、動土圧がその変形に抵抗するように作用したことが反映されている。地中構造物の見かけの密度が周辺地盤と同等かそれ以下とすると、地震時においては、地中構造物は表層地盤のせん断振動に支配されることになる。ここで、試験体のせん断変形を促進する側の荷重成分は、上面地盤せん断力と試験体の躯体慣性力である。そして、これらの反力として試験体下面せん断力が発生する。しかしながら、試験体と地盤の剛性は一致しないので、試験体下面せん断力だけでは反力を負担できない。このため、残りの反力分が側壁動土圧に転じられる。さらに、試験体側壁と地盤それぞれの変形モードは、曲げ変形とせん断変形である。両者の変形モードが異なるため相対変位が生じ、側壁に沿ってこれらの相対変位の正負が入れ替わることになる。なお、試験体側壁の曲げ変形モードは、図-23の曲率分布で確認できる。このような相対変位に抵抗するように側壁の上部と下部で正負の符号が反転するような動土圧が発生する。

一方、図-24は、最大層間変位発生時（岩着と非岩着でそれぞれ、加振後3.0秒、3.1秒）の側壁動土圧の分布を示している。降伏変位時点における動土圧分布とは全く異なる分布となっている。試験体には、せん断変形が生じているにもかかわらず、動土圧分布は両側の側壁を同時に押す分布形であり、しかも側壁中間部で最大値を示す。さらに、試験体側壁の曲率分布から、側壁内側が凸となるような曲げ変形を示したことがわかる。この結果も、動土圧が両側壁を同時に押すように作用したことを示している。このような動土圧には、図-19で示したような地盤のダイレイタンス効果に基づく体積変化が大きく影響していると考えられる。

図-24で見られた側壁動土圧の特性について分析するため、側壁のほぼ中間部における動土圧の時刻歴波形と地表面鉛直変位波形を図-25で比較した。両者のピーク値の発生時刻はほぼ一致していると思わせる。そして、動土圧の時刻歴波形においては、正側のピーク、すなわち側壁を押し側の動土圧の発生が優勢である。このような傾向は、時刻歴波形の後半のように試験体の最大層間変位が生ずる時刻（加振後約3秒）近辺で顕著となっている。図-19に示したように、地表面鉛直変位波形の正側のピークは、模型地盤が不均質なことにより体積ひずみが累積して地表面沈下が進行する過程での相対的な地盤の体積膨張を示している。したがって、密な砂地盤におけるダイレイタンス効果が側壁動土圧の正側のピーク成長に影響していると判断できる。

b) 地震荷重

ここでは、本実験における試験体への地震荷重特性を検討する。これまで見たように、試験体への荷重成分としては、地盤から試験体に作用する上面ならびに下面地盤せん断力、側壁動土圧合力ならびに試験体躯体慣性力などが挙げられる。

まず、試験体への水平作用力状況を調べる。ここで、地盤せん断力はせん断応力計測値（図-8参照）を平均化し、試験体頂版面積を乗じてせん断力としたものである。側壁動土圧合力については、側壁に設置した5箇所の土圧計測値（図-7参照）を設置間隔に応じた支配面積を乗じて合力に換算した。さらに、躯体慣性力は試験体の応答加速度に基づいて推定した。

図-26および図-27は、それぞれ岩着と非岩着の場合について、試験体の降伏変位時および最大層間変位時における試験体に作用する水平力の向きと大きさを表示している。岩着については、すでに見たように、最大層間変位時の作用力の大きさは側壁動土圧合力によるものが卓越している。なお、降伏変位時においては、側壁動土圧合力が東西の側壁で片押し・片引きとなっていることがわかる。

非岩着については、降伏変位時において右向き（東

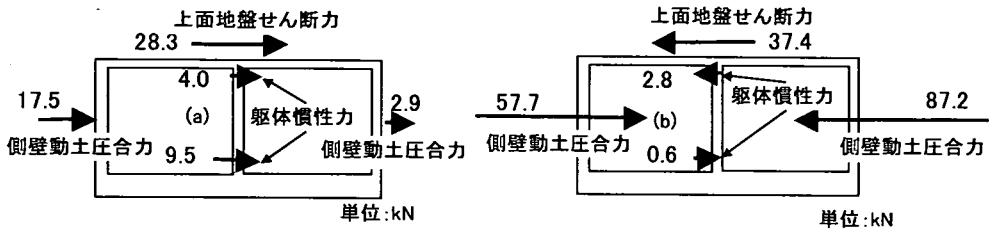


図-26 岩着1127Gal加振における等時刻水平作用力 (a)降伏変位時, (b)最大層間変位時

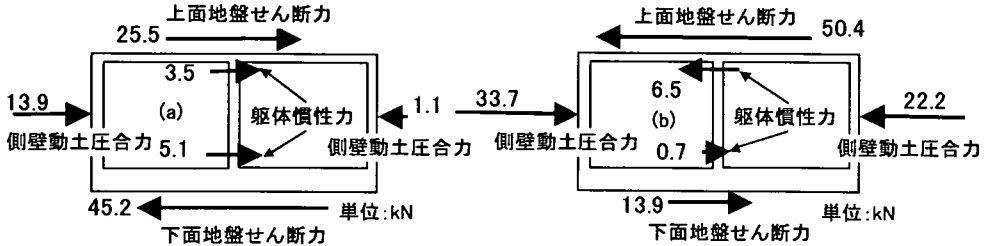


図-27 非岩着1041Gal加振における等時刻水平作用力 (a)降伏変位時, (b)最大層間変位時

側)への作用力総計が48kN, 一方, 左向き(西側)へのそれが46.3kNであり, 試験体への水平作用力の力の釣合い条件が保たれていることが確認できる. 一方, 最大層間変位時における水平力について同様に分析したところ, 右向きと左向きの作用力総計はそれぞれ, 48.3kN, 79.1kNとなり, 釣合っていない. また, 下面地盤せん断力が降伏変位時に比べて小さい. これは, すでに図-21で検討したように, 非岩着では, 試験体上面または下面と地盤との間で相対変位が生じたためと考えられる.

次に, これらの作用力を時刻歴で合算することにより, 時々刻々の全水平力を求めた. ここで, 全水平力は, 図-26と図-27で示した上面地盤せん断力, 躯体慣性力ならびに側壁動土圧合力などの総和である. 非岩着における下面地盤せん断力は加えていない. これは, 岩着では, 下面地盤せん断力が計測されていないことを考慮して, 両者の作用力成分を統一して評価するためである.

図-28は, 全水平力およびせん断応力計測値に基づく上面地盤せん断力を比較したものである. さらに, 同図においては, 図-13で示した方法による地盤加速度から推定した上載土慣性力, すなわち, 上面地盤せん断力とも比較している.

岩着においては, 加振後約1.4秒, 約2.0秒ならびに約2.7秒におけるピークを除けば, 全水平力と2とおりの上面地盤せん断力がほぼ一致する. これらの間で相違が生じたピークにおいては, 全水平力における各作用成分(図-27参照)の位相差が影響していると考えられる. 一方, 非岩着においては, 加

振時間中において全水平力と上面地盤せん断力は比較的良く一致するといえよう. また, 岩着の上面地盤せん断力の大きさは, 非岩着のそれに比べて約2倍程度である. これは, 岩着の土かぶり厚さが非岩着の約2倍となっていることに対応している.

上面地盤せん断力同士に見られるピーク値や位相の差異は, せん断力計による計測値の平均化操作や地盤加速度からの推定であることに起因するものと考えられる. このような点を考慮し, 図-28の全体的な傾向から判断すれば, 基本的には, 上面地盤せん断力は地盤加速度からも推定可能といえる. これらの結果より, 本実験においては, 試験体せん断変形について卓越する荷重成分は, 上面地盤せん断力であることが示される.

(4) 試験体の塑性変形

試験体の塑性変形特性を評価するため, 試験体の変形特性, 地盤変形との相関性, 損傷状況などについて分析する. 試験体に顕著な塑性変形が認められたのは, 岩着と非岩着それぞれについて1127Gal, 1041Galの加振である. また, 表-2で示したように, これらの加振以降複数回の加振を加えている. そこで, これらの加振が試験体の損傷に及ぼす影響についても検討する.

a) 変形特性

試験体の塑性変形は層間変位と鉄筋ひずみとの関係に基づいて判定できる. 図-29に, 試験体せん断変形の主要な荷重成分である上面地盤せん断力(せん断応力計測値に基づく)と層間変位の関係(荷重-

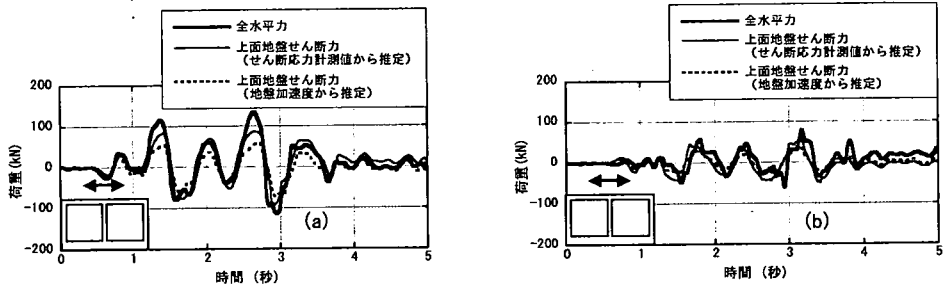


図-28 試験体に作用する全水平力ならびに上面地盤せん断力時刻歴
(a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

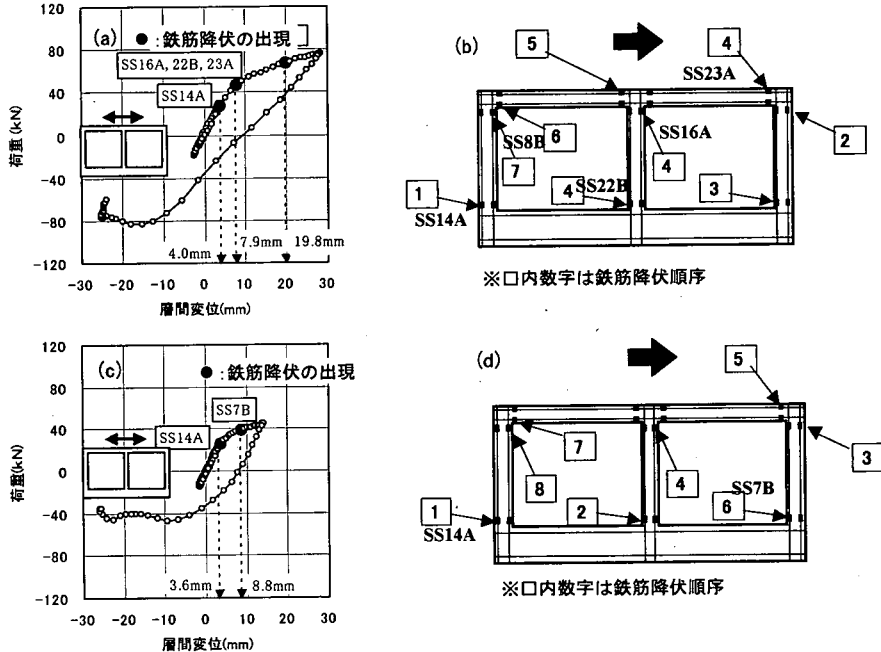


図-29 加振後約1.8秒までの鉄筋降伏状況に関する荷重-変位曲線 (a)岩着1127Galの荷重-変位曲線、
(b)同左の鉄筋降伏順序、(c)非岩着1041Galの荷重-変位曲線、(d)同左の鉄筋降伏順序

変位曲線)を、加振後約1.8秒までについて示している。また、この図には、鉄筋降伏の出現も併せて示してある。なお、試験体に用いたD6鉄筋の降伏ひずみは 1450×10^{-6} である。

岩着と非岩着に共通して、東側への変形時には西側の側壁と底板隅角部の外側鉄筋が最初に降伏している。その時の層間変位は約4mmとなっている。その後、層間変位の増加とともに、各隅角部での鉄筋降伏が進展する。これらの図中には、代表的な鉄筋降伏位置も示してある。層間変位が4mm以上になると荷重-変位曲線上において剛性低下が見られ、試験体の変形が塑性領域に移ったことが確認できる。このため、本実験における試験体の降伏変位は約4mmと見なせる。

図-30(a)は、加振全時間にわたっての荷重-変位曲線を示している。岩着、非岩着ともに急激な荷重低下は見られず、RC部材で構成されるラーメン構造を対象とした静的水平載荷試験結果^たとえば、¹⁶⁾に良く見られるような、曲げ変形特有の紡錘型の履歴ループを描いている。また、層間変位の増加とともに履歴ループ面積が増加しており、試験体の変形に顕著な履歴減衰効果が現れたことが確認できる。さらに、図-13に基づいて計算した上面地盤せん断力を用いた荷重-変位曲線(図-30(b))も示してある。これらは、履歴ループの面積が図-30(a)に比べてやや小さくなるものの、全体的な傾向は、せん断応力計測値に基づく上面地盤せん断力を荷重とした場合と同様といえる。

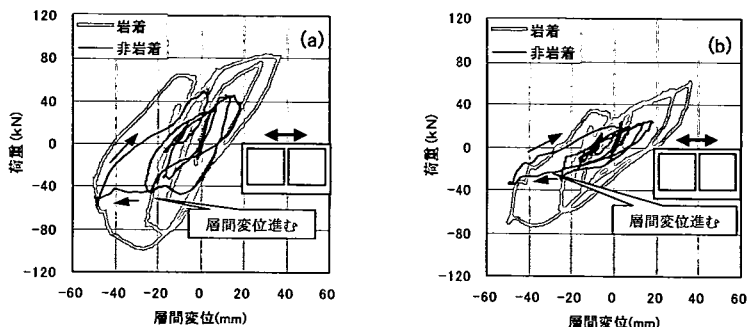


図-30 加振後5秒までの荷重-変位曲線（岩着1127Gal, 非岩着1041Gal） (a)頂版せん断応力計測値に基づく上面地盤せん断力, (b)地盤加速度に基づく上面地盤せん断力

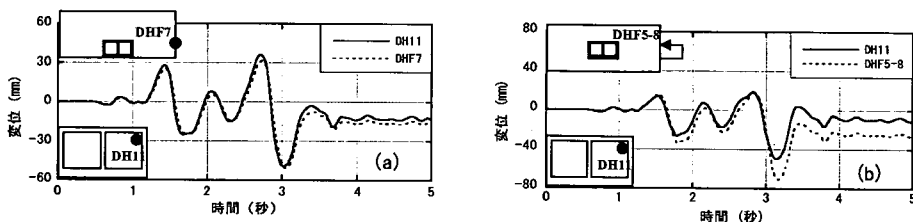


図-31 試験体の層間変位ならびに土槽樁変位時刻歴 (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

図-30における岩着と非岩着の履歴ループを比較すると、非岩着のそれは、最大層間変位に進む経路を除けば、岩着のループにほぼ包絡されていることがわかる。このため、最大層間変位に向かう部分以外では、非岩着の塑性応答の程度は岩着より小さかったものと判断できる。すなわち、土かぶり厚さの違いにより、荷重-変形特性が異なったといえる。

b) 地盤変形との相関性

試験体の変形特性について、地盤変形との相関性の観点から分析する。図-31に、岩着ならびに非岩着における最大加速度振幅1127Gal, 1041Galの場合それぞれについての試験体の層間変位と地盤変位（土槽樁間相対変位）の時刻歴波形を重ね描きしている。図-31(a)の岩着においては、試験体層間変位は地盤変位とほとんど一致している。前述したように試験体の降伏変位は4mmであった。一方、層間変位の最大値は約50mmである。したがって、降伏変位に対する最大層間変位の比は12~13であり、靱性に富んだ塑性変形を示したことを意味する。この結果より、試験体変形は弾性範囲から塑性領域に至るまで地盤変形に支配されているものといえる。

一方、図-31(b)の非岩着においては、試験体層間変位と地盤変位は、位相関係は概ね一致している。しかしながら、加振後約3.2秒のピーク値については、地盤変位の方が試験体層間変位より2倍弱大きい。これは、図-18で考察したように、低拘束圧下

の部分に地盤とのせん断剛性比が20%程度の試験体埋設部が存在していたことから、この深度での地盤変位が岩着の場合に比べて増幅されたためである。また、図-21に見られるように、試験体頂版表面と地盤との間での相対変位が生じたことも影響していると思われる。しかしながら、試験体の層間変位が地盤変位の影響を強く受けているという点については、岩着と非岩着で本質的な違いはないと考えられる。

試験体の塑性変形と地盤変形の関係をより一層深く分析するため、層間変形角と地盤せん断ひずみの関係を検討している。ここで、層間変形角は層間変位を頂版と底版間距離で除したもので、地盤せん断ひずみも同様に試験体高さにはほぼ相当する土槽樁間の相対変位をその間隔で除したものである。図-32に示すように、岩着では層間変形角は地盤ひずみより大きく、逆に非岩着では小さい。しかし、むしろ、層間変形角と地盤ひずみとの関係がほぼ線形となっていることに着目すべきである。これにより、試験体変形が弾性領域から塑性領域に及ぶまで地盤変形に支配されていることが確認できる。

c) 損傷状況

試験体の層間変位が残留していたことは、図-31の時刻歴波形で明らかである。このことは、試験体側壁に沿って残留変形が生じたことを示唆している。図-33と図-34は、それぞれ岩着ならびに非岩着にお

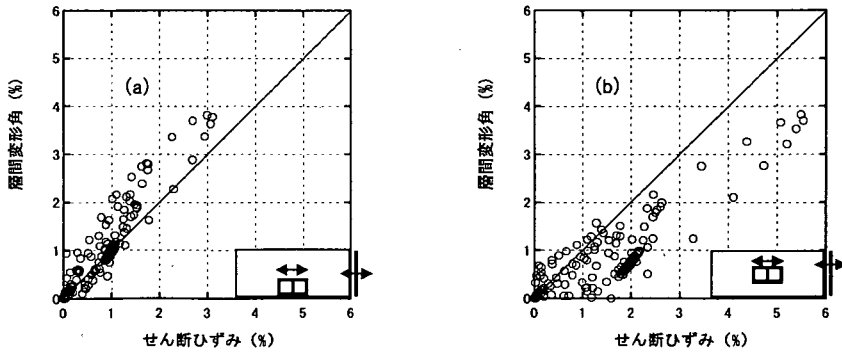


図-32 試験体の層間変形角と地盤せん断ひずみの関係 (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

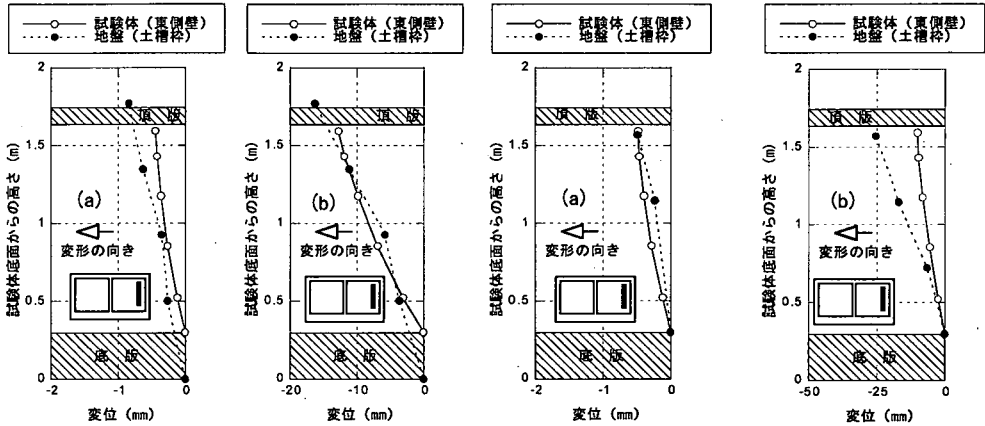


図-33 岩着試験体の残留変位 (東側壁) (a)225Gal, (b)1127Gal

図-34 非岩着試験体の残留変位 (東側壁) (a)223Gal, (b)1041Gal

ける試験体側壁（東側壁）ならびに地盤の残留変形を示している。図-31 で示したように、試験体変形は地盤変形に追随している。このため、加振後においても地盤変形に対応して試験体に残留変形が生じたと判断される。なお、西側壁ならびに隔壁においても、同様な残留変形が生じたことを確認しており、構造系全体でせん断型の残留変形が生じたといえる。

図-35 および図-36 は、岩着および非岩着の試験体について、東側壁外面と内面それぞれのひび割れを示している。なお、これらは、一連の加振が終了した後に試験体を地盤中から取出してスケッチしたものである。両者共通して、側壁と頂版ならびに底版の隅角部においては、曲げひび割れが貫通したことが確認できる。このことは、また、試験体が曲げ破壊先行型の損傷を受けたことを示すものである。このような損傷パターンは、従来行われている RC 部材で構成されたラーメン構造に対する静的水平載荷試験結果¹⁶⁾と対応する。

側壁内面には高さ方向の水平鉄筋位置に沿った曲

げひび割れが観察される。なお、地盤作成時には、コンクリート表面ひずみの静的計測を行った。この結果より、少なくとも加振前、すなわち静止土圧が作用している時点では、側壁内面にひび割れ発生が見られなかったことを確認している。側壁内面におけるひび割れは、側壁内面の表面にコンクリート引張強度を上回る引張応力が発生したことを裏付けている。このような引張応力が発生するには、側壁内側が凸となるように部材変形しなければならない。つまり、側壁内面のひび割れの原因は図-24 に示した静止土圧からの増分動土圧に他ならない。

d) 複数回加振の影響

本実験では、試験体が一度塑性変形を経験した後にも複数回の加振を与えている。そこで、加振回数や入力加速度の大小の順番が試験体の変形に及ぼす影響を検討してみる。図-37 は、入力加速度と図-31 で示したような試験体の層間変位および地盤変位の最大値（絶対値）の関係を示したものである。入力加速度に対する層間変位および地盤変位の増加傾向

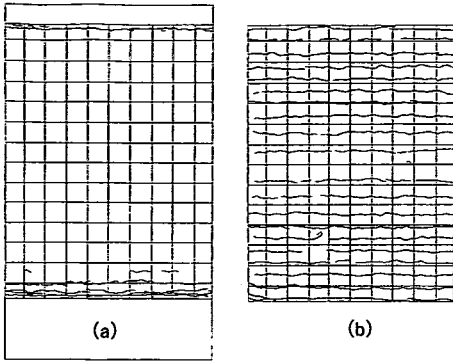


図-35 岩着試験体のひび割れ状況（東側壁）
(a)側壁外面、(b)側壁内面

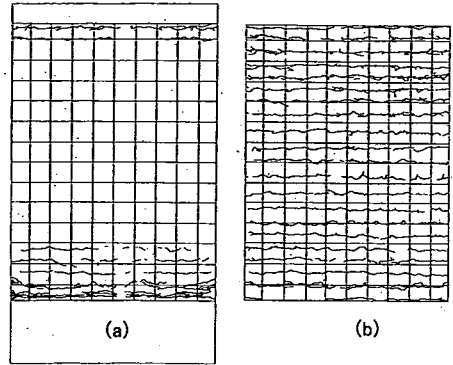


図-36 非岩着試験体のひび割れ状況（東側壁）
(a)側壁外面、(b)側壁内面

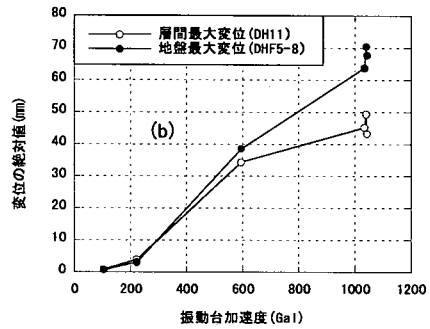
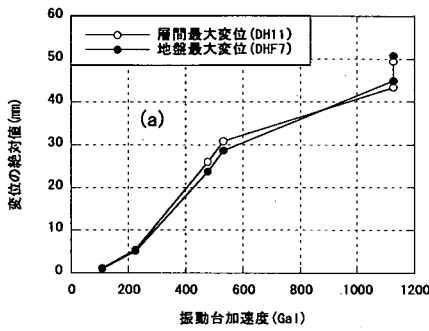


図-37 入力加速度と試験体の層間最大変位ならびに地盤最大変位の関係 (a)岩着、(b)非岩着

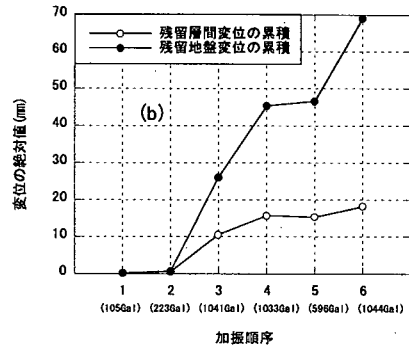
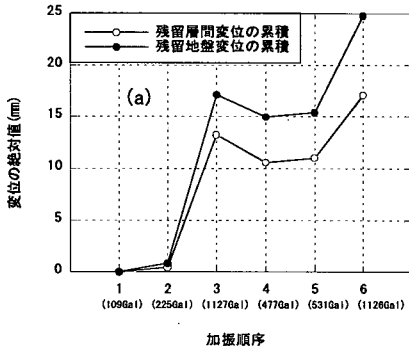


図-38 地盤と試験体の累積残留変位 (a)岩着、(b)非岩着

はほとんど同じである。また、入力加速度に対するこれらの変位量は非線形な増加傾向を示しており、地盤の非線形応答の影響が現れている。また、1100Gal程度の加振を複数回与えても、最大層間変位に大きな違いは見られない。このことは、一度塑性変形を経験しても、同一レベルの加振に対しては、塑性変形の程度が進行しないことを示している。一方、図-38は、加振順序ごとの層間変位および

地盤変位の残留値の累積を示している。岩着においては、1127Gal加振以降では、地盤変位が層間変位よりも約5mm大きいままで推移している。477Gal加振および531Gal加振においては、1127Gal加振での残留変位が一度減少する傾向（残留変形の向きが図-33と逆になったこと）を示している。これは、最初の層間変位ピークの方が残留変形の逆向きであり、かつ加振レベルが小さいので、1127Gal加振後の残留

値以上には、残留変形できなかったためである。一方、非岩着では、596Gal 加振がこのような場合に相当する。非岩着においては、1041Gal 加振後の 1033Gal および 1044Gal などの加振順序にしたがって、地盤変位と層間変位の累積残留値の差が広がっている。これは、1033Gal および 1044Gal 加振により、地盤は 1041Gal 加振とほぼ同じ最大変位と残留変位を経験したためである。

4. 結論

RC 地中構造物横断面方向の塑性変形挙動を解明することを目的として、地盤・構造物連成系の大規模振動台実験を実施した。本論文では、地盤の非線形応答、地盤・構造物系の動的相互作用、試験体の塑性変形、などの観点から振動台実験結果を評価した。これらの結果は、試験体の見かけのせん断剛性が周辺地盤のせん断剛性に比べて小さい条件で得られたものである。本実験結果は、この条件にあてはまる実構造物の挙動と大きく異なるものではないといえる。以下に主要な結論を示す。

- 1) 地盤せん断ひずみが数%に達する加振条件下では、土槽内地盤において、地盤材料がほぼせん断強度に達したことによる水平加速度応答倍率の低減、ならびにダイレイタンスー効果などが顕著となった。特に、ダイレイタンスーの影響は、地表面における鉛直方向の加速度および変位応答に明瞭に現れた。さらに、この応答特性は側壁動土圧の発生パターンに影響を与えた。
- 2) 試験体上面に作用する地盤せん断応力と試験体せん断変形の作用方向は一致した。一方、側壁動土圧は、地盤大ひずみ時におけるダイレイタンスー効果がもたらす地盤の体積変化の影響を受け、試験体のせん断変形と無関係に両側壁を圧縮する方向に作用した。試験体は上面地盤せん断力、試験体躯体慣性力、ならびに側壁動土圧合力などの水平力の総和によってせん断変形した。これらのうち、最も卓越する荷重成分は上面地盤せん断力であることが判明し、このせん断力は上載土慣性力とほぼ一致した。
- 3) 試験体の層間変位は弾性範囲から塑性領域まで、周辺地盤変位（試験体頂底板位置間での相対変位）とほぼ一致した。岩着と非岩着いずれについても、最大層間変位は降伏変位に対して 12~13 倍程度の塑性応答となり、顕著な靱性を示した。さらに、岩着および非岩着試験体には、それぞれの土かぶりに応じた上面地盤せん断力が作用してお

り、この大きさに見合う荷重-変形履歴特性を示した。

- 4) 最大応答の経験後、試験体には、曲げ破壊先行型の損傷（各隅角部における曲げひび割れの貫通）と残留変形（構造系全体のせん断変形）が生じた。また、側壁内面には、静止土圧に加わったダイレイタンスーによる両押しの動土圧の影響による曲げひび割れが発生し、土のダイレイタンスーが及ぼす地中構造物の損傷モードが認められた。さらに、一度、損傷した試験体に同レベルの加振を複数回与えた場合、最大層間変位はほぼ一定であり、加振回数に依存して塑性変形の程度が進行する傾向は認められなかった。

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「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。1998 年 4 月に本実験の計画立案に着手し、実験は 1999 年 6 月 1 日~8 月 15 日にかけて行われた。

実験計画の立案ならびに実験結果の評価にあたっては、(社) 土木学会・原子力土木委員会・耐震性能評価部会（主査：岡村 甫・高知工科大学副学長）における学識経験者ならびに電力会社からの委員諸氏に熱心にご討議いただいた。これら関係各位に謝意を表す次第である。

本実験の計画立案時ならびに実験実施時には、当所材料構造部および地盤耐震部の共同研究者から多大な協力をいただいた。材料構造部・松井 淳主任研究員には、本実験の予測解析を担当いただいた。同・松尾豊史主任研究員には、実験時の静的計測を計画・実施いただいた。同・宮川義範主任研究員には、実験時ビデオ撮影の編集を担当いただいた。同・松本敏克主任研究員（当時、(株) ニュージェックより出向）には、試験体断面設計を担当いただいた。地盤耐震部・石川博之上席研究員（東京電力(株) から出向中）には、実験実施時の試験体変形のビデオ撮影ならびに編集を担当いただいた。同・佐藤浩章主任研究員には、振動台加振の入力波形を作成いただくとともに実験時ビデオ制作を担当いただいた。これらの方々のご協力に対して深く感謝したい。

最後に、本電力共通研究のリーダーである金津 努材料構造部長、当麻純一 地盤耐震部長からは、実験計画策定段階から実験結果のとりまとめにあたり、有益な助言と励ましをいただいた。ここに感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 渡辺啓行, 末広俊夫: 地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討, 土木学会論文集, No.432/I-16, pp.155-163, 1991.
- 2) 渡辺啓行, 末広俊夫: 数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価, 土木学会論文集, No.432/I-16, pp.165-174, 1991.
- 3) 渡辺啓行: 地中ダクトの地震時動土圧の理論, 土木学会論文集, No.432/I-16, pp.185-194, 1991.
- 4) 立石 章: 応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究, 土木学会論文集, No.441/I-18, pp.157-166, 1992.
- 5) 片山幾夫, 足立正信, 嶋田 譲, 都築富雄, 瀬下雄一: 地下埋設物構造物の実用的な準動的解析手法「応答震度法」の提案, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集 I, pp.737-738, 1985.
- 6) 立石 章: 静的FEMを用いた地中構造物横断面方向の耐震計算法における地震荷重の作用方法の研究, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.139-148, 1995.
- 7) 中村 晋: 層間変形に基づく地中構造物の横断面方向の耐震設計法に関する提案, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.217-230, 1998.
- 8) 西山誠治, 室谷耕輔, 西村昭彦: 開削トンネルの各種耐震解析手法による比較解析, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1765-1776, 2000.
- 9) 松田 隆, 大内 一, 佐俣千載: 中柱を有する埋設箱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/I-39, pp.125-136, 1997.
- 10) 中村 晋: 地震被害程度に着目した地下鉄の被害要因分析, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.335-354, 2000.
- 11) 酒井久和, 清宮 理: 埋設地下構造物の横断面の耐震性評価, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演論文集, pp.413-420, 1997.
- 12) An, X. and Maekawa, K.: The Collapse Mechanism of a Subway Station during the Great Hanshin Earthquake, *Cement and Concrete Composites*, Vol.19, pp.241-257, 1997.
- 13) An, X. and Maekawa, K.: Failure Analysis of Underground RC Frame Subjected to Seismic Actions, *Journal of Concrete Structures, Pavements, JSCE*, No.571/V-36, pp.251-257, 1997.
- 14) 村井和彦, 大塚久哲, 矢葺 亘: 地震時における地下構造物横断面方向の変形と外力に関する基礎的考察, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1715-1726, 2000.
- 15) 村井和彦, 大塚久哲, 井手智明: 地下構造物横断面方向の曲げ損傷進展と耐震性評価法に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.579-590, 2001.
- 16) 本田国保, 足立正信, 石川博之, 長谷川俊昭: 水平載荷によるボックスカルバートの変形性能の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1261-1266, 1999.
- 17) 曾良岡 宏, 足立正信, 本田国保, 田中浩一: 地中ボックスカルバートの変形性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.1123-1128, 2001.
- 18) Aoyagi, Y., Endoh, T. and Katahira, F.: Experimental Study on Soil-Structure Interaction of Underground Reinforced Concrete Ducts Subjected to Earthquake Loading, *SMiRT 11 Transaction*, Vol. K, pp.387-392, 1991.
- 19) 川島一彦編: 地下構造物の耐震設計, 鹿島出版会, pp.50-51, 1994.
- 20) 原子力土木委員会地盤部会地盤の耐震設計分科会: 委員会報告 原子力発電所地盤と屋外重要土木構造物の耐震性評価手法, 土木学会論文集, No.356/I-3, pp.11-24, 1985.
- 21) 関西地震観測研究協議会における観測記録.
- 22) Shirley, D. J. and Hampton, L. D.: Shear-Wave Measurements in Laboratory Sediments, *Journal of Acoustical Society of America*, Vol.63, No.2, pp.607-613, 1978.
- 23) 末富岩雄, 澤田純男, 吉田望, 土岐憲: 地震動の上限値と地盤のせん断強度の関係, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.195-206, 2000.
- 24) 土質工学会: 土質基礎工学ライブラリー24, 土質地盤工学
- 25) 大嶋義隆, 渡邊啓行: 3次元地中構造物と地盤の弾塑性動的相互作用に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.489/I-27, pp.261-268, 1994.

(2002. 4. 9 受付)

SUBSTANTIAL CROSS SECTION PLASTIC DEFORMATION OF UNDERGROUND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES DURING STRONG EARTHQUAKES

Keizo OHTOMO, Toshio SUEHIRO, Tadashi KAWAI and Kensei KANAYA

The authors conducted a larger scale shake table test that incorporated soil-structure interaction on reinforced concrete two-box type model structures having overburden depth 3.0m and 1.5m, respectively. Then, the authors corroborated the followings regarding the model structure deformation: 1) Shear force on the upper played a major role on structural deformation among other forces. 2) Maximum relative displacement between upper and lower slabs reached twelve or thirteen times as large as yield relative displacement, showing that the degree structure flexibility was considerably large. 3) Structural deformation was fully controlled by surrounding ground deformation. 4) The model structure experienced flexural failure mode type residual deformation and damage.