

Ⅱ 埋設されたボックスラーメン構造の地震時塑性変形挙動に関する大型振動台実験

1. はじめに

本編は、二次元の地盤－構造物連成系の動的載荷による鉄筋コンクリート製ボックスラーメン構造の塑性変形挙動を把握し、その知見を耐震性能照査に用いられる地盤－構造物連成系の非線形性動的解析の妥当性検証に反映させることを目的とするものである。検討対象は、原子力発電所の非常用冷却施設を構成する鉄筋コンクリート製ボックスラーメン構造としている。実験計画の立案段階で、地盤との連成を考慮した振動台実験によって鉄筋コンクリート製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)を用いた大型振動台実験が最適と判断した。

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ボックスラーメン構造の静的繰返し載荷試験が行われ、鉄筋コンクリート製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)}。また、静的載荷ではあるものの、地盤変形を受ける鉄筋コンクリート製地中構造物の塑性変形や地盤との相互作用も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、鉄筋コンクリート製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。

2. 実験方法

図2-1に示すように、鉄筋コンクリート製二連のボックスカルバート構造試験体(以下、試験体という)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」(試験体は土槽底版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」と呼んでいる。

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、鉄筋コンクリート製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、後述するように地盤と試験体の剛性比を1.0以下としており、試験体が地中構造物に特有である周辺地盤の変形に従う応答^{1)~4)}を示すように配慮した。

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2-1における右手側を東側、左手側を西側と呼ぶことにする。

図2-2に試験体の寸法および正面配筋図を示す。この試験体は岩着と非岩着に共通して用いられる。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。外形寸法で見れば、実構造物の1/2~1/3の縮尺の大きさである。なお、二次元平面ひずみ条件での実験とするため、計測対象の本試験体ならびに土槽奥行き方向で、本体を前後ではさむダミー試験体を配置した。これらの奥行きはそれぞれ0.97mとなっている。

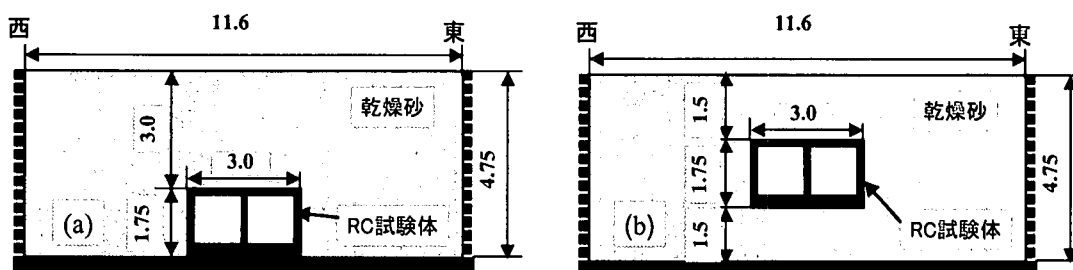


図2-1 振動台実験の概要 (a)岩着 (土かぶり3m), (b)非岩着 (土かぶり1.5m) 単位: m

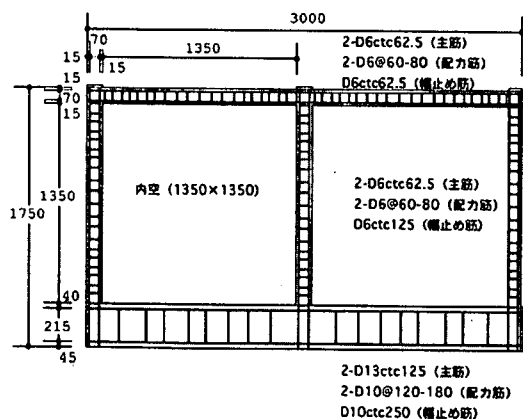


図2-2 試験体の寸法と正面配筋 単位: mm

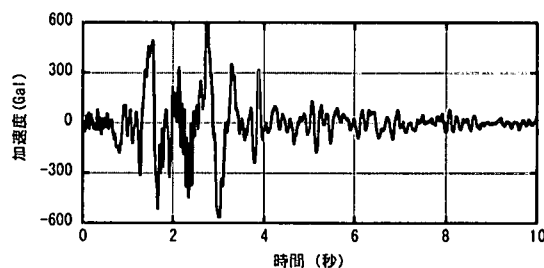


図2-3 目標入力波 (最大加速度600Galに調整)

表2-1 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

表2-2 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	-

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 2-1 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、試験体の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 2-1 に示すとおりである。

試験体の見かけのせん断剛性は約 8MPa となった。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。初期状態における試験体と地盤とのせん断剛性比を求めた。地盤のせん断剛性は、図 3.1-1 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、岩着モデルと非岩着モデルの場合それぞれで、約 0.16、約 0.22 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波には、1995 年兵庫県南部地震における観測波¹⁹⁾の時間縮尺を 1/2 にした地震波を用いた。加振は水平一方向である。入力波の選択基準は、速度振幅の大きな地震波とした。その結果、上記波形を

表2-3 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	レーザー式変位計	鉛直	4	4
地表面ならびに 地盤内部	せん断ひずみ計	水平	7	7
		加速度計	水平	24
試験体	加速度計	水平(加振直交)	3	3
		鉛直	4	4
	加速度計	水平	4	6
		鉛直	4	4
	接触式変位計	側壁および隔壁水平	21	21
		頂版鉛直	10	10
	土圧計	側壁水平	15	15
		頂版鉛直	3	3
		底板鉛直	0	3
	せん断力計	側壁鉛直	6	5
		頂版水平	3	2
		底板水平	0	2
	相対変位計	頂版水平	6	6
	鉄筋ひずみゲージ	側壁	44	44
		隔壁	22	22
		頂版	20	20
		底板	2	10
	コンクリート表面ゲージ	側壁	10	10
隔壁		6	6	
頂版		10	10	
合計			238	249

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(連続運転時 0.5Hz ~1.5Hz で 75cm/s)とするためである。図 2-3 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 2-2 に示す。振動台制御機構の限界もあり、目標波(最大加速度振幅 600Gal)の最大加速度振幅は 1000Gal 以上に歪められている。

本実験における計測項目は、地盤系(加速度、土槽枠間相対変位、せん断ひずみ)、地盤-構造物系(動土圧、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 2-3 に示すとおりである。計測成分数は、岩着と非岩着それぞれで 238 成分、249 成分となっている。図 2-4~図 2-9 には、それぞれ本編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。フレームを底板に固定し、図 2-5 に示すように側壁の 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板からの相対変位となる。本編では、頂版に最も近い測点(DH11, DH31, DH51 など)を層間変位としている。本実験では、図 2-9 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。これは、アクリル箱内に十字型フランジが低摩擦で可動できるようなレールを設け、フランジの移動をひずみ出力にキャリブレーションしたものである。これを試験体頂版に埋めこみ、地盤と頂版表面の相対変位を計測した。

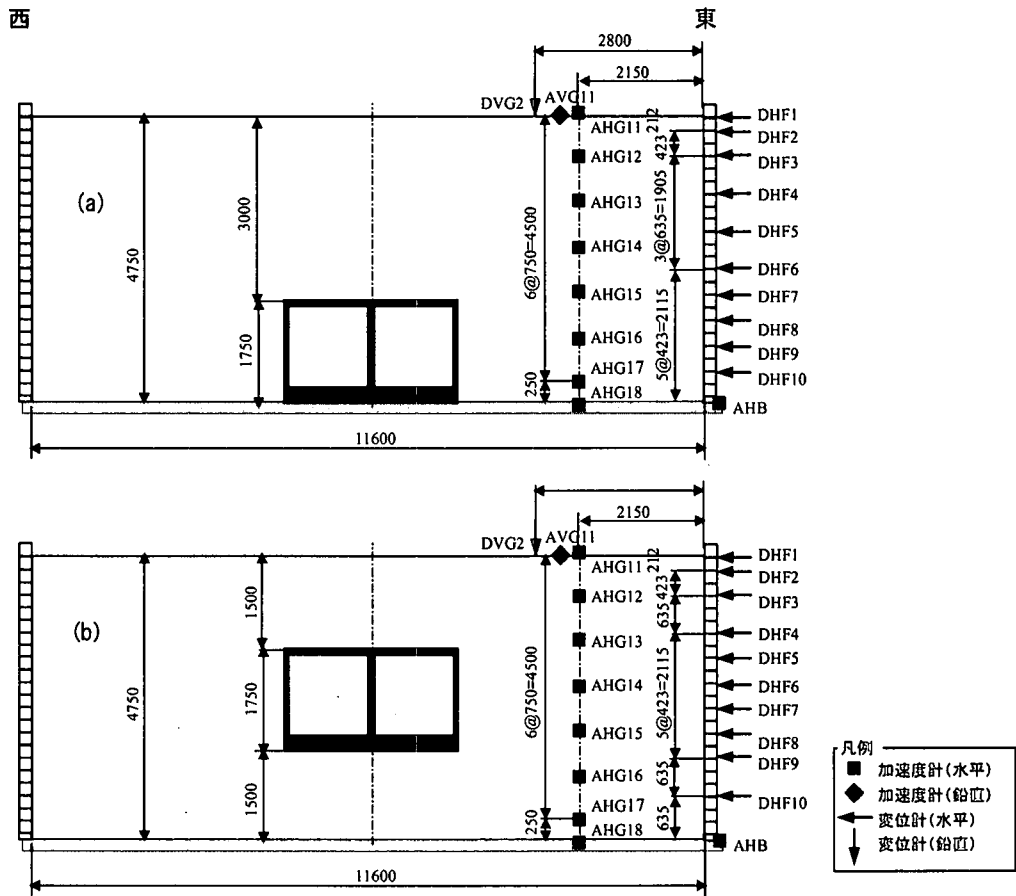


図2-4 地盤の計測点配置 (単位: mm) (a) 岩着, (b) 非岩着

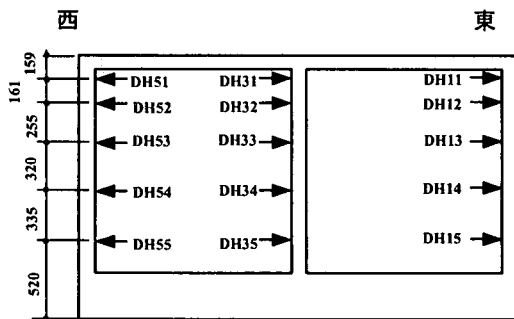


図2-5 試験体の側壁変位計測点配置 (単位: mm, 岩着と非岩着で共通)

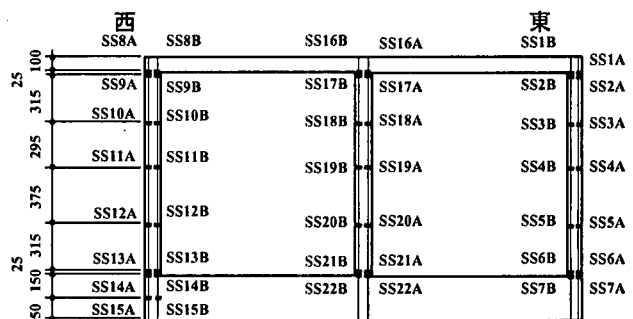


図2-6 試験体の鉄筋ひずみゲージ配置 (単位: mm, 岩着と非岩着で共通)

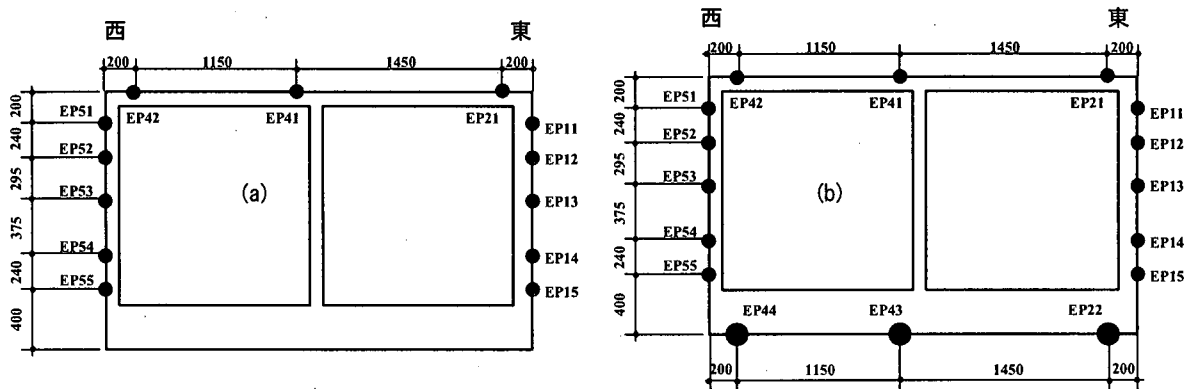


図2-7 試験体の土圧計計測点配置 (a)岩着, (b)非岩着

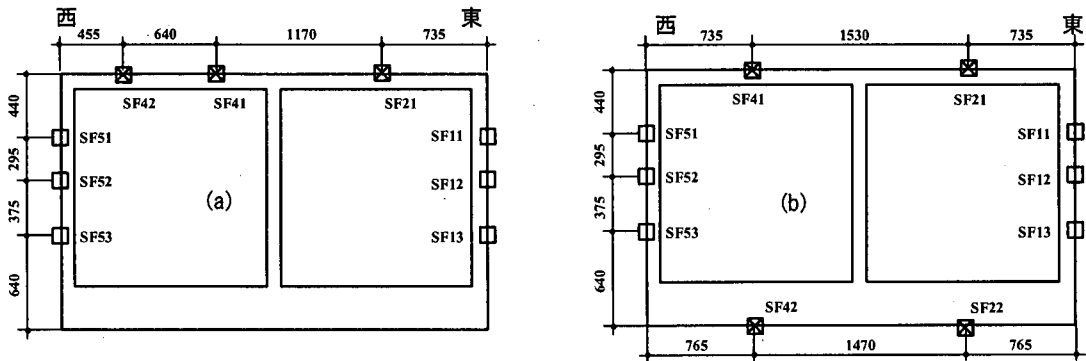


図2-8 試験体のせん断力計計測点配置 (単位: mm) (a)岩着, (b)非岩着

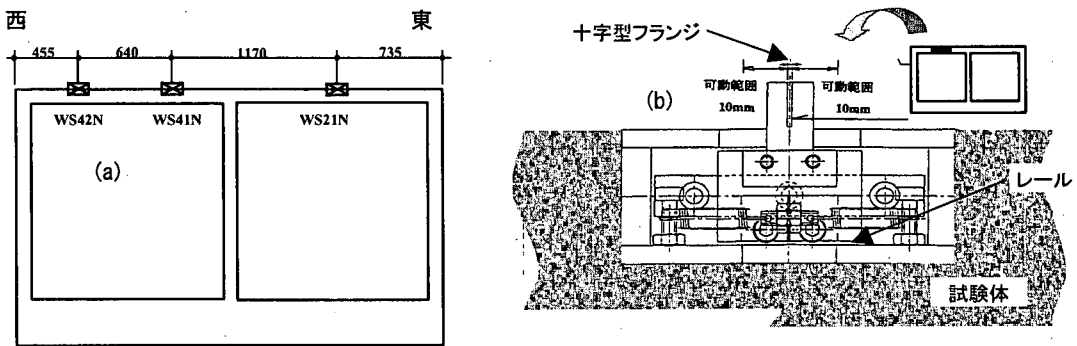


図2-9 頂版表面と地盤の相対変位計測 (単位: mm) (a)計測点配置, (b)計測器の詳細

3. 実験結果および考察

3.1 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²⁰⁾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3.1-1に示す。なお、室内土質試験によってあらかじめ求めたせん断波速度の拘束圧依存特性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ことを示している。

図3.1-2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。

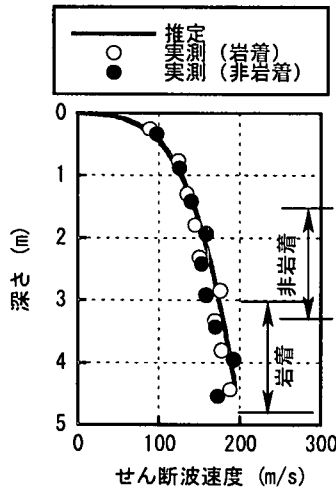


図3.1-1 せん断波速度の分布

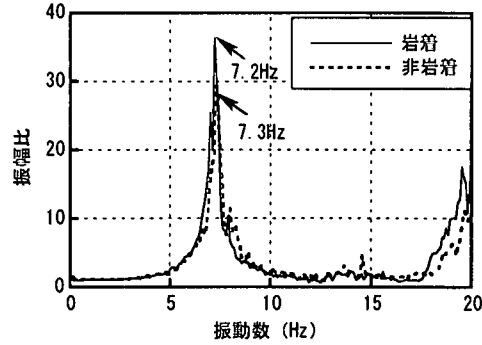


図3.1-2 地表と振動台間の伝達関数

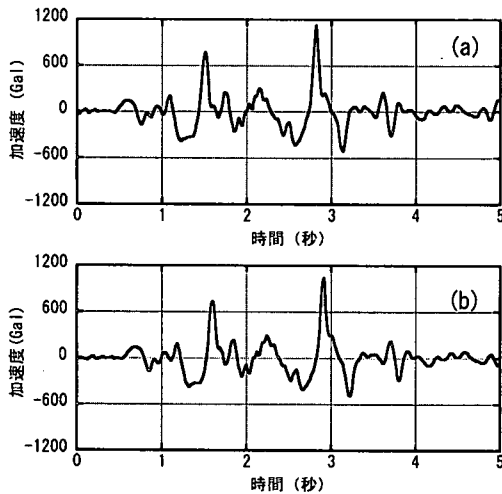
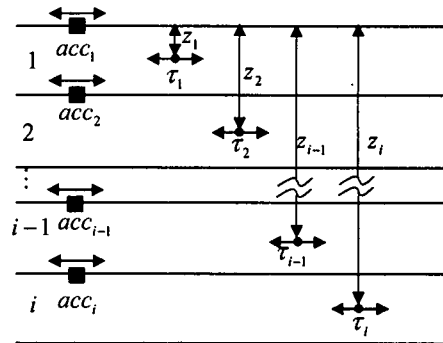


図3.2-1 振動台上での計測加振波 (a)岩着(最大大1127Gal), 非岩着(最大1041Gal)



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

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

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3.2-2 加速度に基づく地盤せん断応力の推定方法

3.2 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について述べる。

(1) 水平方向応答

試験体埋設位置(ほぼ中間高さ)での地盤ひずみレベルを推定している。図3.2-1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ている。まず、図3.2-2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2-4参照)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-せん断ひずみ関係で図3.2-3および図3.2-4にそれぞれ示した。岩着および非岩着それぞれ200Gal台の加振時の最大ひずみは0.1~0.3%、一方、岩着1127Gal加振では、1.5%程度となっている。非岩着では、変位応答が過

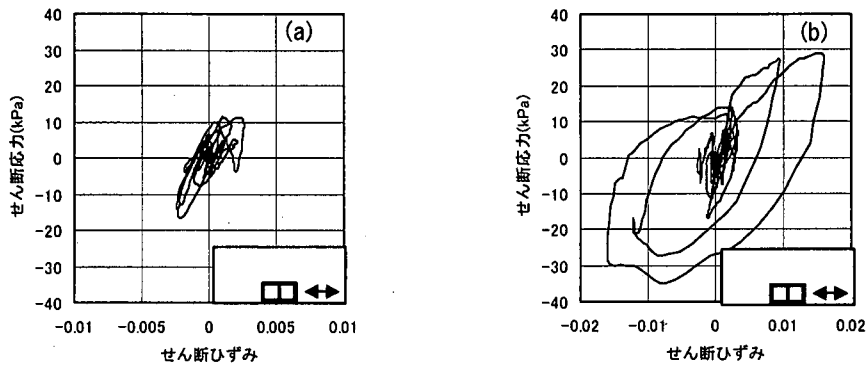


図3.2-3 岩着における地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係 (a) 225Gal, (b) 1127Gal

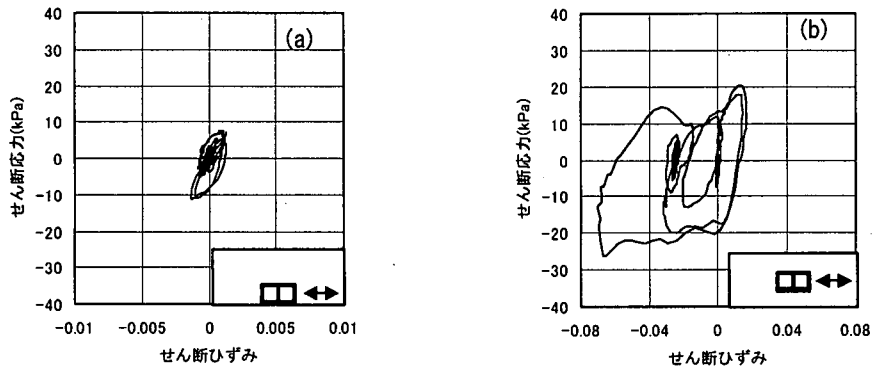


図3.2-4 非岩着における地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係 (a) 223Gal, (b) 1041Gal

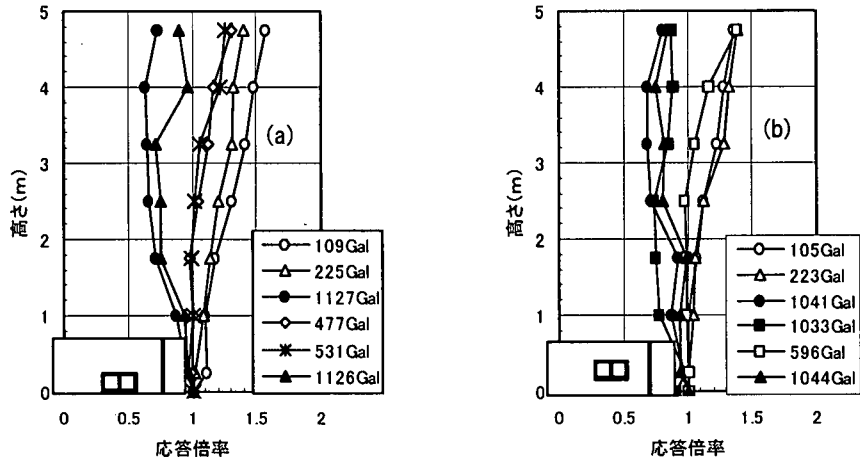


図3.2-5 最大加速度応答倍率 (a)岩着, (b)非岩着

大なこともあり、5%ものひずみレベルとなっている。これらの検討結果から、本編では、地盤非線形応答、地盤-構造物の動的相互作用、構造物の塑性変形特性などを地盤ひずみ数%レベルでの挙動と見なすことができる。

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3.2-5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、地盤の剛性低下に伴う地盤一次固有周期の長周期化、地盤材料の履歴減衰の増加、入力波の周波数特性変化、などが考えられる。

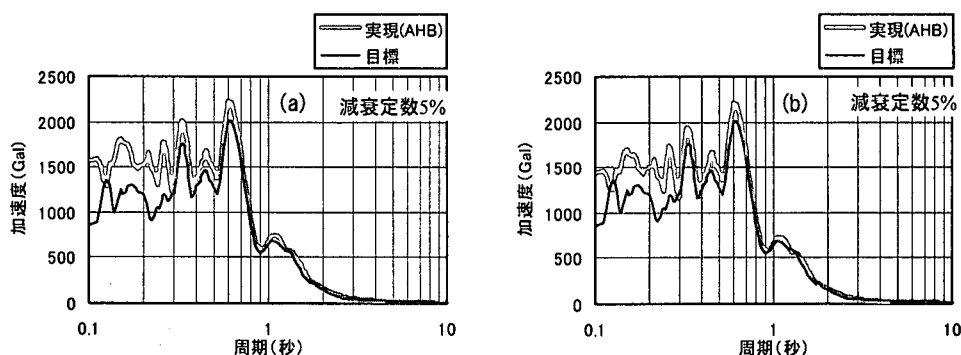


図3.2-6 入力波の加速度応答スペクトル (減衰定数5%) (a) 岩着1127Gal, (b) 非岩着1041Gal

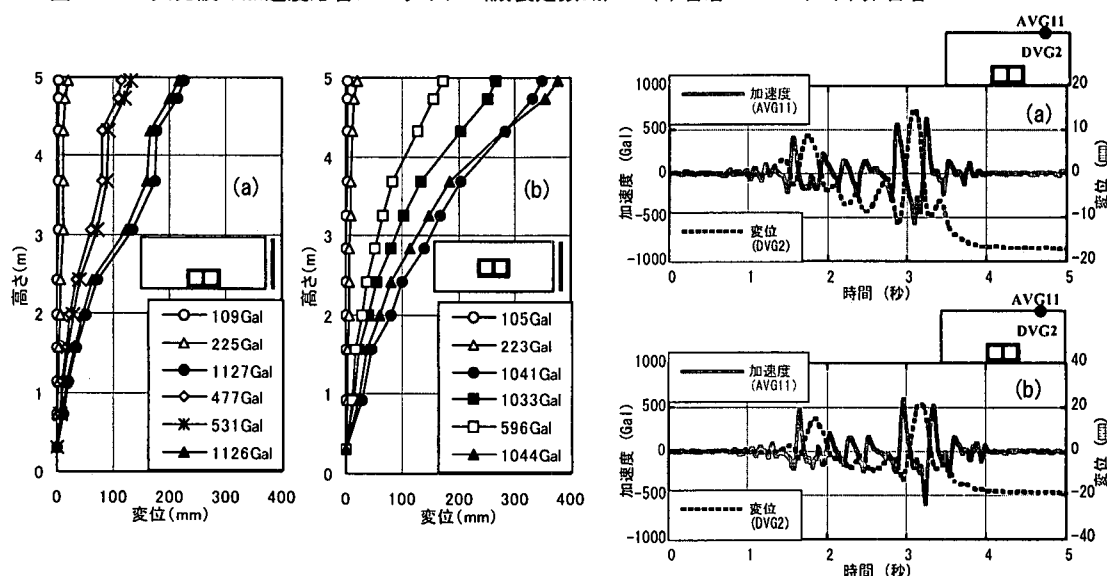


図3.2-7 最大応答変位分布 (a) 岩着, (b) 非岩着 図3.2-8 地表面の鉛直加速度ならびに鉛直変位時刻歴 (a) 岩着1127Gal, (b) 非岩着1041Gal

図 3.2-6 は、図 2-3 に示した目標波と図 3.2-1 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 3.2-9 では、地表面における水平加速度応答のフーリエスペクトルを示している。岩着と非岩着ともに、図 3.1-2 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 3.2-6 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。先に挙げたような 3 つの要因が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ものの、今回の検討範囲内では、どの要因であるかは特定することはできなかった。

図 3.2-7 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。分布形が岩着と非岩着で異なっている。非岩着では、模型地盤の中央部分に剛性の小さな試験体が埋設されており、低拘束圧の領域に、あたかも空洞が存在するような条件であった。このため、本来この部分の土で負担されるはずであった振動エネルギーは土槽枠の変形によって吸収されたと考えられる。この原因により、試験体の埋設深さ(1.5m~3m 程度)において変位の増幅が著しくなったと判断できる。なお、岩着の場合には、試験体埋設位置の拘束圧が大きいいため、このような影響を受けなかったものと考えられる。

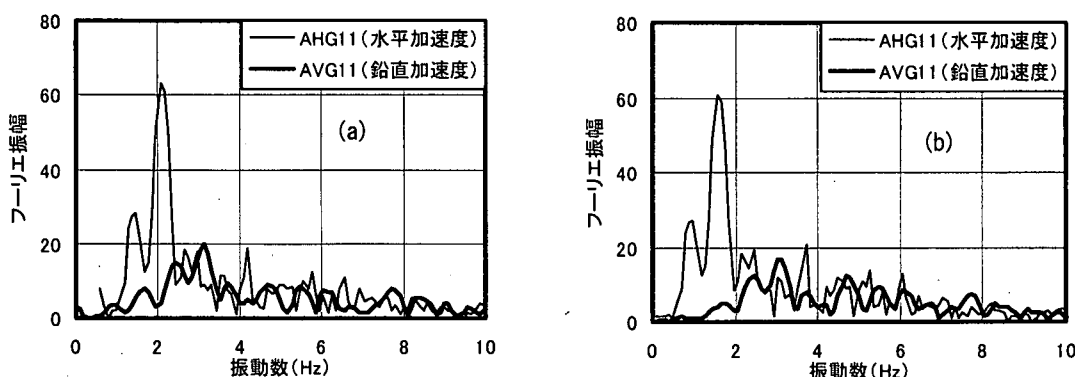


図3.2-9 地表面における水平ならびに鉛直応答加速度のフーリエスペクトル
(a) 岩着1127Gal, (b) 非岩着1041Gal

(2) 鉛直方向応答

大ひずみ領域におけるきわめて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 3.2-8 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ならびに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、正の振幅は地表面が隆起したことを示している。

図 3.2-9 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。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ーが考えられる。この効果が顕著となり、模型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²¹⁾でも認められている。また、いわゆる正のダイレイタンスーは密に締った砂地盤で顕著となる²¹⁾。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。

3.3 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ならびに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それ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については、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して検討する。

(1) 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 3.3-1 より、岩着では層間変位とせん断応力と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。

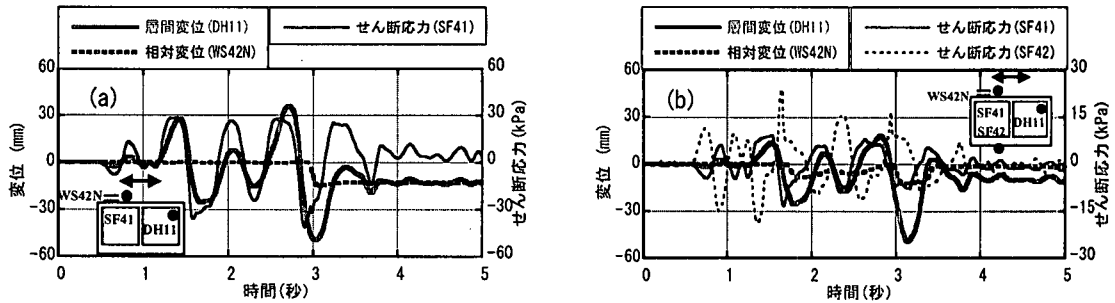


図3.3-1 試験体層間変位，上面と下面地盤せん断応力ならびに頂版と地盤間相対変位時刻歴 (a)岩着1127Gal，(b)非岩着1041Gal

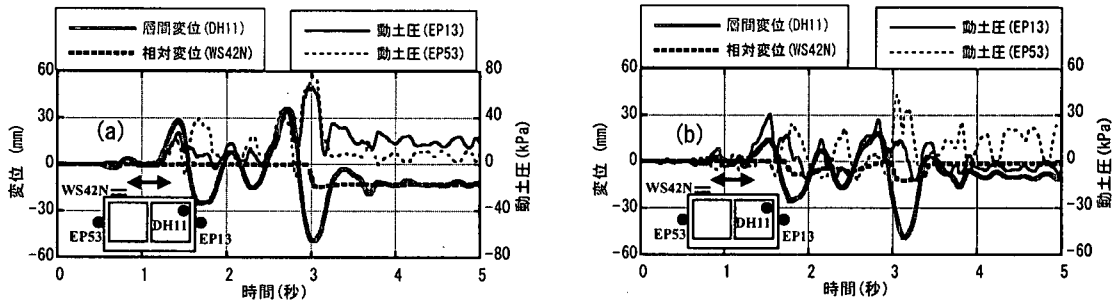


図3.3-2 試験体層間変位，側壁動土圧ならびに頂版と地盤間相対変位時刻歴 (a)岩着1127Gal，(b)非岩着1041Gal

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，このような局所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3.3-1と同様な分析を行う。図3.3-2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)，引く方向(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3.3-3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いて，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

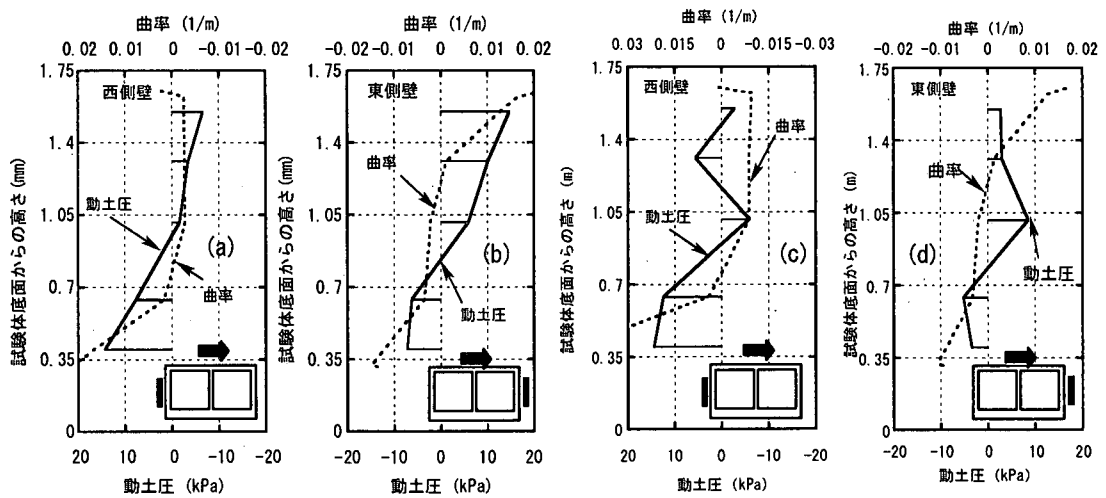


図3.3-3 試験体降伏変位時における側壁動土圧ならびに側壁の曲率分布 (a) 岩着西側壁, (b) 岩着東側壁, (c) 非岩着西側壁, (d) 非岩着東側壁

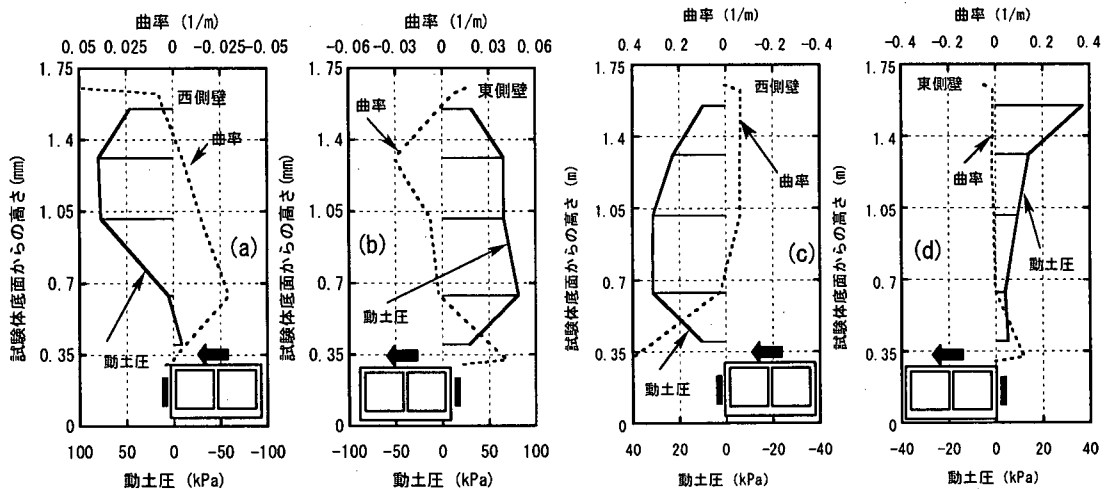


図3.3-4 試験体最大層間変位時における側壁動土圧ならびに側壁の曲率分布 (a) 岩着西側壁, (b) 岩着東側壁, (c) 非岩着西側壁, (d) 非岩着東側壁

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。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、試験体がほぼ弾性範囲内(降伏変位以下)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せん断剛性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としては、上面地盤せん断力と試験体の躯体慣性力などが挙げられる。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、試験体と地盤とでは剛性が若干異なるので、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り、両者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。試験体側壁の曲げ変形モードは図3.3-3の曲率分布で確認でき

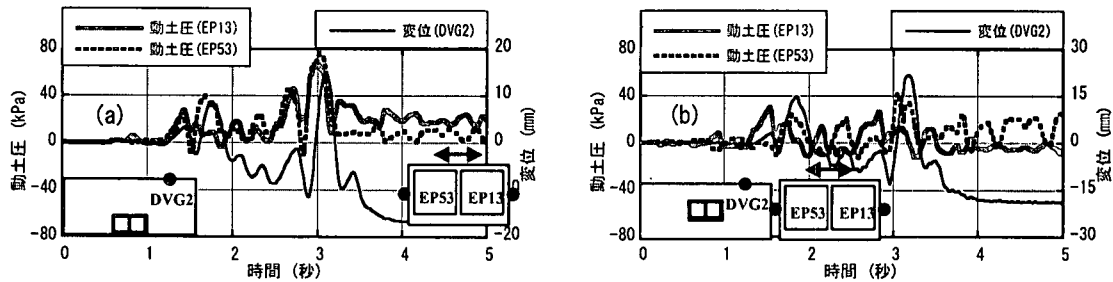


図3.3-5 側壁動土圧ならびに地表面鉛直変位時刻歴 (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

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3.3-4は、最大層間変位発生時(岩着と非岩着でそれぞれ、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ような分布であり、しかも側壁中間部で最大値を示す。このような、特異な動土圧分布は、密に締った模型地盤内で生じたダイレイタンスー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3.3-4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3.3-5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を見せる。そして、動土圧の時刻歴波形においては、正側のピーク、すなわち側壁を押す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(約3秒)近辺で顕著となっている。鉛直変位の正側のピークは地盤隆起、すなわち模型地盤全体が膨張したことを示している。したがって、密な砂地盤におけるダイレイタンスー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見てよい。

(2)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2-8参照)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2-7参照)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3.3-6および図3.3-7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3.3-1で検討したように、非岩着では、試験体頂版または底版表面と地盤との間で相対変位が生じたためと考えられる。

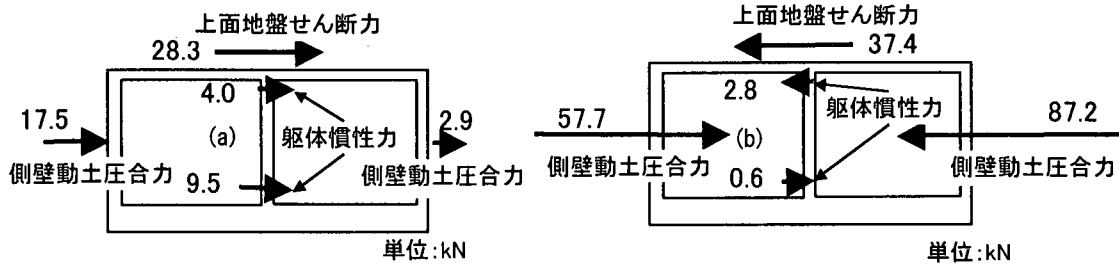


図3.3-6 岩着1127Gal加振における等時刻水平作用力 (a)降伏変位時, (b)最大層間変位時

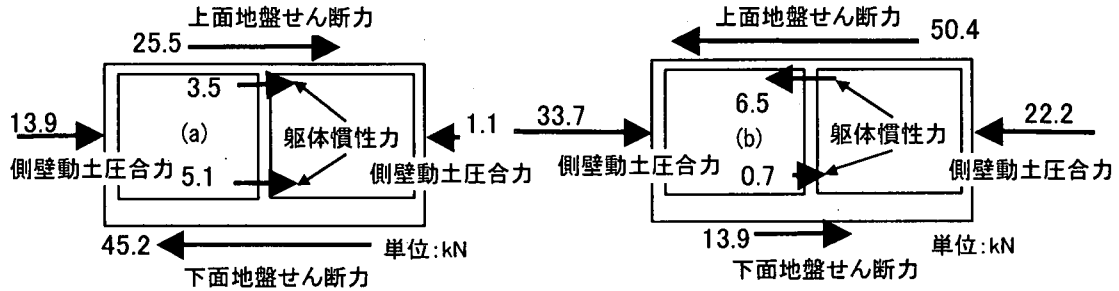


図3.3-7 非岩着1041Gal加振における等時刻水平作用力 (a)降伏変位時, (b)最大層間変位時

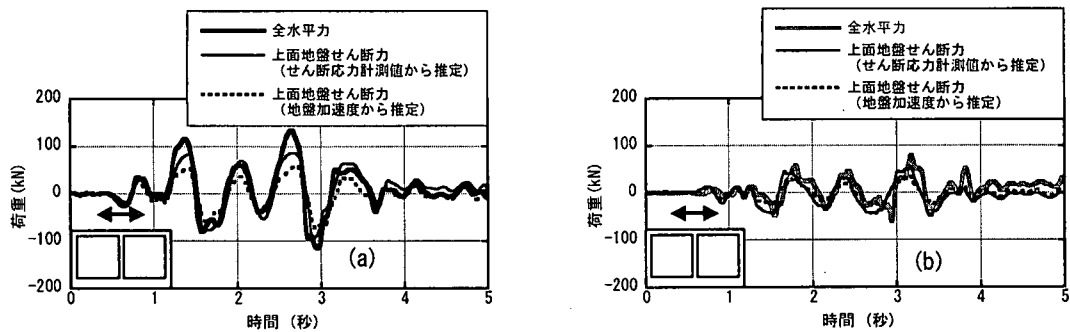


図3.3-8 試験体に作用する全水平力ならびに上面地盤せん断力時刻歴 (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

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。図3.3-8は、全水平力および頂版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3.2-2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。岩着と非岩着それぞれで上面地盤せん断力と全水平力がほとんど一致することが明らかである。また、岩着の上面地盤せん断力の大きさが非岩着のそれに比べて約2倍程度である。これは、岩着の土被り深さが非岩着の約2倍となっていることに対応している。さらに、異なる推定方法に基づく上面地盤せん断力がほぼ等しいから、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。

3.4 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2-2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

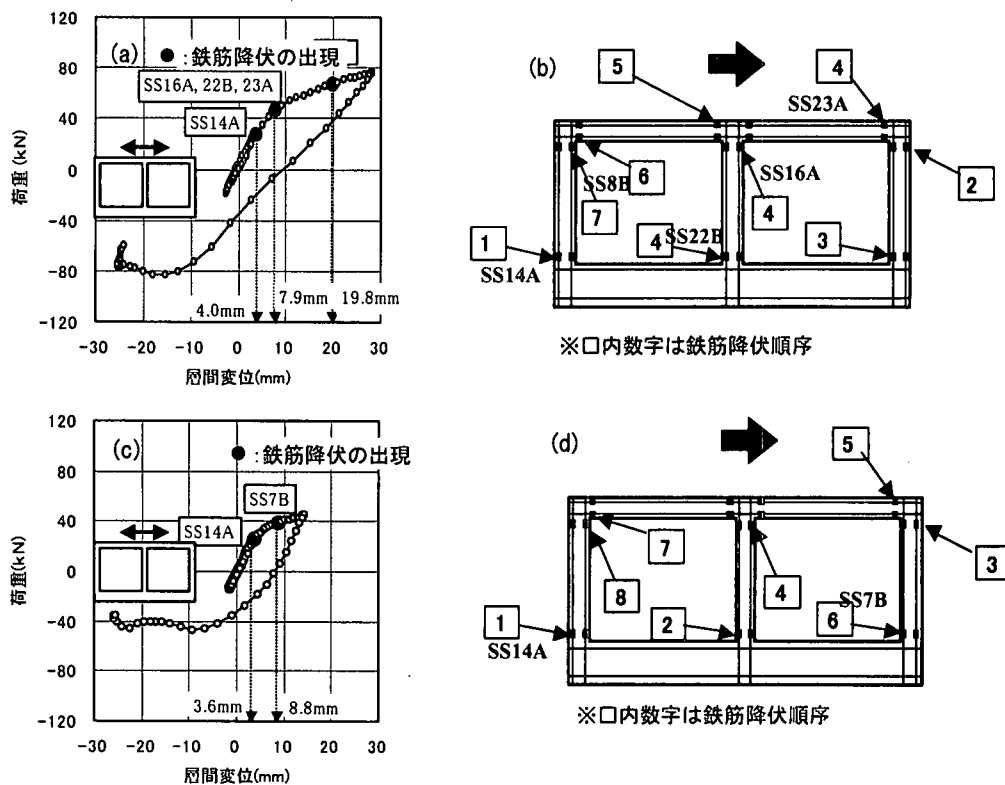


図3.4-1 加振後約1.8秒までの鉄筋降伏状況に関する荷重-変位曲線 (a) 岩着1127Galの荷重-変位曲線, (b) 同左の鉄筋降伏順序, (c) 非岩着1041Galの荷重-変位曲線, (d) 同左の鉄筋降伏順序

傷に及ぼす影響についても検討する。

(1) 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3.4-1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)と層間変位の関係を、加振後から約1.8秒後までの区間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版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-変位曲線上で剛性低下が見られ、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3.4-2は、図3.4-1で検討した荷重-変位曲線を加振全時間で表示してある。岩着、非岩着ともに急激な荷重低下は見られず、RC部材で構成されるボックスラーメン構造の静的水平載荷試験結果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。また、地盤応答加速度から図3.2-2に基づいて計算した荷重を用いた荷重-変位曲線も示してある。これらは、履歴ループの面積が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応力を荷重とした場合と同様といえる。

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

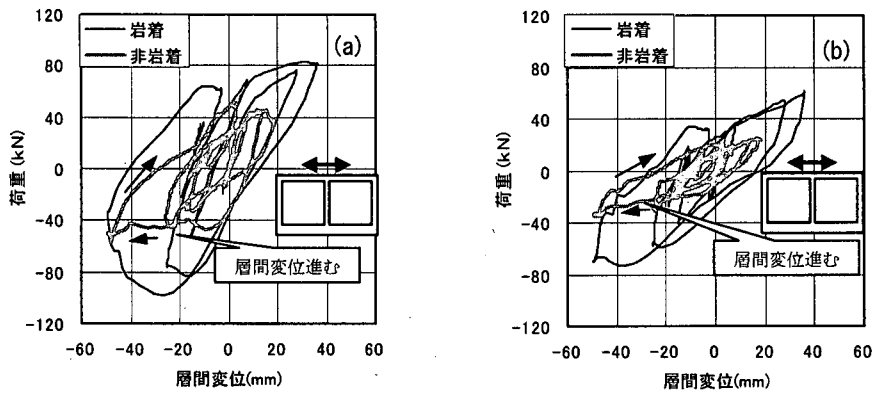


図3.4-2 加振後5秒までの荷重-変位曲線（岩着1127Gal，非岩着1041Gal） (a) 頂版せん断応力計測値に基づく上面地盤せん断力， (b) 地盤加速度に基づく上面地盤せん断力

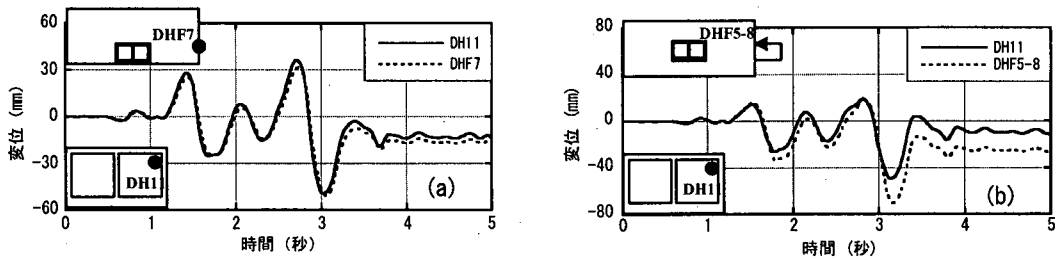


図3.4-3 試験体の層間変位ならびに土槽変位時刻歴 (a) 岩着1127Gal， (b) 非岩着1041Gal

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、土かぶり深さの違いにより、荷重-変形特性が異なったといえる。さらに、荷重-変位曲線において、岩着の方が非岩着に比べて若干剛性が高い。これは両者の土かぶり深さの相違に伴う試験体鉛直部材の軸力が影響していると考えられる。

(2) 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3.4-3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(土槽間相対変位)それぞれの時刻歴波形を重ね描きしている。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といえる。つまり、試験体は断面降伏以降もかなりの靱性を有していたことを意味している。さらに、この結果は試験体変位が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ことを示している。

一方、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、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大きい。この傾向は負側のピークをとる時間断面で著しい。これは、先に述べているように、試験体が地盤のほぼ中間高さに埋設されたため、拘束圧の小さな領域に、あたかも空洞が生じたことが原因と考えられる。また、この位置での地盤剛性の低下が著しく、地盤せん断剛性と試験体見かけせん断剛性の比が初期に比べて大きく変化したことが理由として考えられる。しかしながら、試験体の層間変

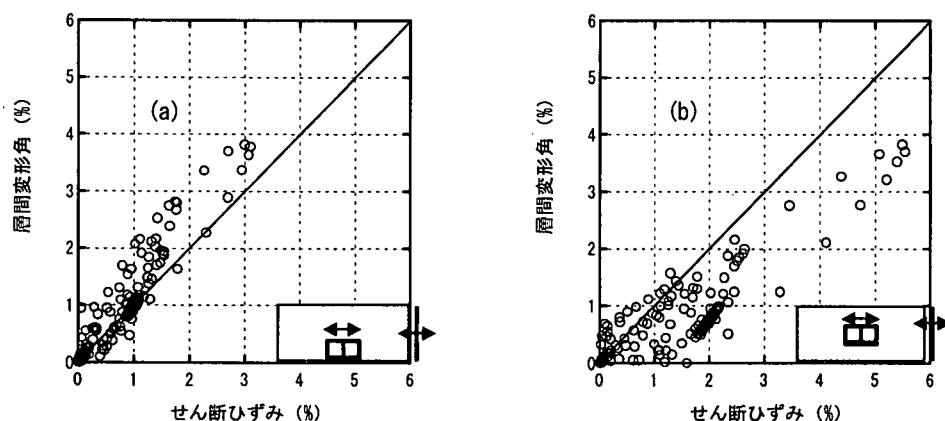


図3.4-4 試験体の層間変形角と地盤せん断ひずみの関係 (a)岩着1127Gal, (b)非岩着1041Gal

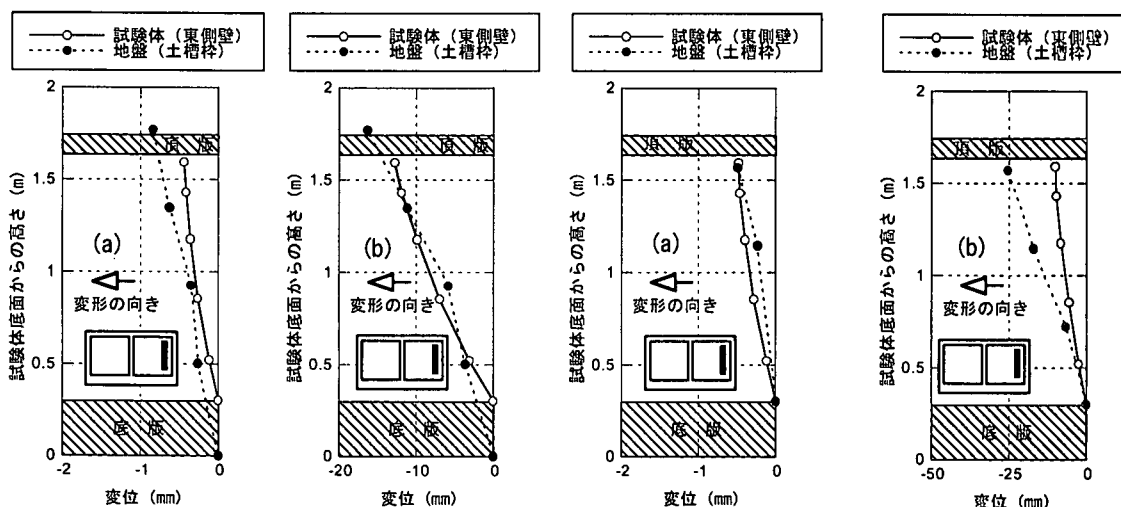


図3.4-5 岩着試験体の残留変位 (東側壁)
(a)225Gal, (b)1127Gal

図3.4-6 非岩着試験体の残留変位 (東側壁)
(a)223Gal, (b)1041Gal

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して試験体高さにはほぼ相当する土槽枠間の相対変位をその間隔で除したものである。図3.4-4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。むしろ、層間変形角と地盤ひずみとの関係は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。

(3) 損傷状況

試験体の層間変位に残留変位が生じていたことは、図3.4-3の時刻歴波形で明らかである。このことは試験体側壁に残留変形が生じたことを示唆している。図3.4-5と図3.4-6は、それぞれ岩着ならびに非岩着における試験体側壁(東側壁)ならびに地盤の残留変形を示している。図3.4-3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。

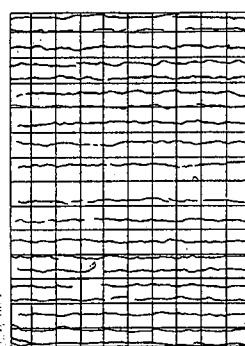
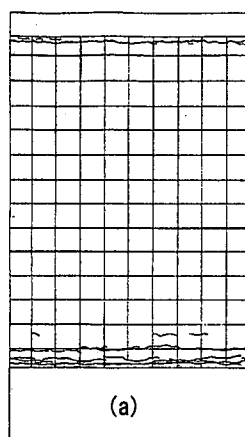


図3.4-7 岩着試験体のひび割れ状況（東側壁）
(a)側壁外面、(b)側壁内面

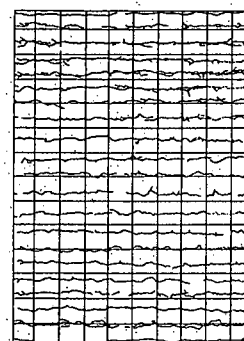
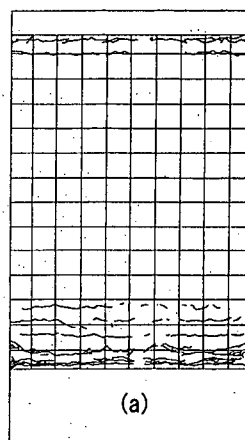


図3.4-8 非岩着試験体のひび割れ状況（東側壁）
(a)側壁外面、(b)側壁内面

一連の加振が終了した後、試験体を地盤中から取出した。図3.4-7および図3.7-8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。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裏付けている。このような損傷パターンは、従来行われているボックス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示すものである。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な部材変形が生じているはずである。このような部材変形をもたらす荷重成分として、図3.3-4に示した静止土圧からの増分側壁動土圧が考えられる。

地震時には、地中構造物には常時の静止土圧に加えて動土圧が加わることになる。つまり、地震時に発生する応力は、構造物側壁外面よりも内面においてコンクリート引張応力を超えやすい。このため、埋設深さや地盤条件に依存するものの、隅角部の貫通曲げひび割れ以外のひび割れは、必然的に側壁内面に集中するケースが多くなると推察できる。

(4) 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3.4-9は、入力加速度と試験体の層間変位および地盤変位（試験体の頂版表面位置に相当する深さ）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はほとんど同じである。また、最大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、最大応答変位の値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3.4-10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大きいまま推移している。また、477Gal加振およ

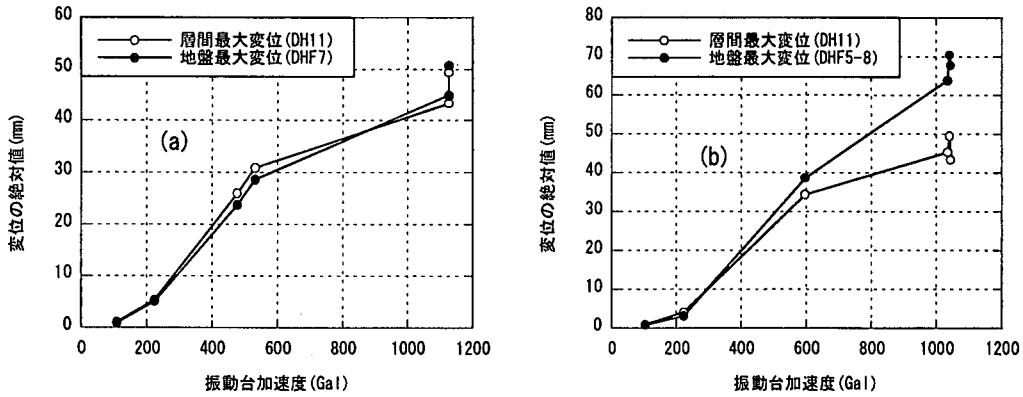


図3.4-9 入力加速度と試験体の層間最大変位ならびに地盤最大変位の関係 (a) 岩着, (b) 非岩着

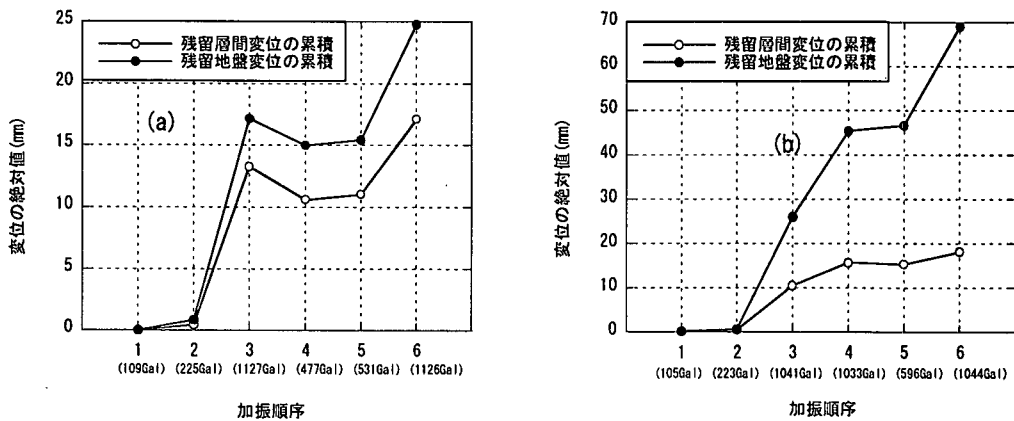


図3.4-10 地盤と試験体の累積残留変位 (a) 岩着, (b) 非岩着

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 3.4-7 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 加振後の残留変形以上には、残留変形できなかったためである。非岩着では、596Gal 加振がこれに相当する。

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 加振によっても、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. まとめ

大型振動台上に設置した砂地盤を模擬したせん断土槽に鉄筋コンクリート製ボックスラーメン構造試験体を埋設し、これを加振して同試験体の強震時の変形挙動を観察した。本編では、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。実際の地中構造物の多くはこの条件にあてはまると考えられ、本実験結果は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%となる加振条件下では、土槽内地盤において地盤材料の剛性低下による地盤の一次固有周期の長周期化、地盤材料の履歴減衰増加などに伴う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(数%)におけるダイレイタンス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の変位とほぼ一致した。岩着と非岩着いずれについても、見かけ上、地盤のせん断剛性よりも小さなせん断剛性を有するRCボックスラーメン構造は、最大層間変位は降伏変位に対して12~13倍程度となり、顕著な靱性を示すことが明らかとなった。さらに、岩着および非岩着試験体には、それぞれの土被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) 最大応答を経験した後、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側壁動土圧の影響による曲げひび割れが発生し、地中構造物に特有の損傷状況を示した。さらに、一度、損傷した試験体に同レベルの加振を複数回を与えた場合、最大応答変位はほぼ一定であり、加振回数に依存せずに構造系として安定した挙動を示すことが確認された。

以上の知見は、地盤-構造物連成系非線形動的解析手法の妥当性検証のためのベンチマークとして活用できる。

[(財)電力中央研究所 大友敬三]

【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 謙, 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, 佐保千載: 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/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

技術資料Ⅱ

Composites 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) 関西地震観測研究協議会における観測記録
- 20) Shirley, D. J. and Hampton, L. D. : Shear-Wave Measurements in Laboratory Sediments, Journal of Acoustical Society of America 63(2), pp.607-613, 1978.
- 21) 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.
- 22) 土質工学会 : 土質基礎工学ライブラリー24, 土質地震工学