

3.3.10 地盤の三次元挙動評価技術の開発（その2）

目次

（1）業務の内容

- (a) 業務題目
- (b) 担当者
- (c) 業務の目的
- (d) 3ヵ年の年次実施計画
- (e) 平成16年度業務目的

（2）平成16年度の成果

- (a) 業務の要約
- (b) 業務の実施方法
- (c) 業務の成果
 - 1) 建屋地盤系の遠心模型振動実験における地盤の異方性効果の検討
 - 2) 提案した2次元のハイブリッド要素モデルを用いた地震応答解析手法の検証
- (d) 結論ならびに今後の課題
- (e) 引用文献
- (f) 成果の論文発表・口頭発表等
- (g) 特許出願，ソフトウェア開発，仕様・標準等の策定

（3）平成14～16年度業務のまとめ

(1) 業務の内容

(a) 業務題目 地盤の3次元挙動評価技術の開発（その2）

(b) 担当者

所属機関	役職	氏名	メールアドレス
(独) 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター	副センター長	佐藤 正義	m.sato@bosai.go.jp
清水建設（株）技術研究所 社会基盤技術センター	主席研究員	社本 康広	shamoto@shimz.co.jp

(c) 業務の目的

E-ディフェンスでの地盤-構造物系実験における二、三次元の地震入力に対する地盤と構造物の耐震性能の革新的評価のため、土の三次元応力ひずみ関係モデルを開発するとともに、FEMとDEMの両者を考慮できる地盤の三次元挙動評価技術の開発を行う。すなわち、土の応力ひずみ関係は応力場に依存した明確な誘導異方性を有しているが、従来から提案されている土の繰返変形モデルは、簡単のため等方仮定のもとで作成されており、誘導異方性の効果を考慮することができない。ここでは、応力場に依存した土の力学特性に与える誘導異方性の影響を評価するための検討を行う。

- 1) 3次元応力場を再現した繰返し土要素の変形特性の評価
- 2) 中間主応力の影響を受ける土の応力ひずみ関係の表現
- 3) 土の3次元挙動を評価するためのFEMとDEMによる数値解析手法の開発

(d) 3ヵ年の年次実施計画

1)平成14年度：

- ① 中間主応力の異なる軸対称供試体の繰返し変形特性。
- ② 応力場の異方性を表現できる2次元のハイブリッド要素モデルの提案と妥当性の評価。

2)平成15年度：

- ① 提案した2次元のハイブリッド要素モデルを用いた地震応答解析手法の提案
- ② 上記の手法を用いて、建築物を有する地盤モデルに対して、ハイブリッド要素法と通常の等方応力要素を用いた数値解析を行い比較検討。

3)平成16年度：

- ① 構造物地盤系モデルの遠心模型実験の実施。
- ② 上記試験結果にシミュレーション解析の実施。

(f) 平成16年度業務目的

- ① 地盤の応力場の異方性に伴う誘導異方性の効果を建屋-地盤系の遠心模型振動実

験を行い検討する。

- ② 地盤の応力場の異方性に伴う誘導異方性の効果を表現するために平成14～15年度に提案した土質動力学モデルを用いた地震応答解析手法を用いて、建屋-地盤系の遠心模型振動実験結果のシミュレーションを行い、解析手法の妥当性を検証する。

(2) 平成16年度の成果

(a) 業務の要約

平成15年度は次の各項目を実施した。

- 1) 直接基礎を有する建屋-地盤系の遠心模型振動実験を行い、建屋のロッキングの影響を等方体の解析では過少評価することを明らかにした。
- 2) 地盤の応力場の異方性に伴う誘導異方性の効果を表現するために平成14～15年度に提案した土質動力学モデルを用いた地震応答解析手法を用いて、上記の遠心模型実験をシミュレーションし、等方体では表現できない建屋のロッキングの影響を妥当に評価できることを明らかにした。

(b) 業務の実施方法

- 1) 非線形性を考慮した異方モデルとこれを用いた地震応答解析手法

直接基礎を有する建屋-地盤系の遠心模型振動実験を行い、地盤の異方性が影響を与える事象を検討する。

- 2) 模型実験との比較による地盤-建屋相互作用系の地震応答解析手法の検証

上記の遠心模型実験結果を、平成14～15年度に提案した地盤の異方性を考慮した上で地盤の非線形な応力ひずみ関係を表現することのできる応力-ひずみ関係モデルを用いた地震応答解析手法を用いたシミュレーション解析を行い、解析手法の妥当性について検討する。

(c) 業務の成果

1) 建屋地盤系の遠心模型振動実験における地盤の異方性効果の検討

a) 遠心力場の振動実験装置

実験に使用する遠心力場の振動実験装置を図1に、装置の全体システムを図2に、主要緒元を表1に示す。データ収録システムは、遠心機本体の中心位置の近くに64チャンネルのンプ・フィルター・A/Dコンバーターを搭載している。回転体の中で各センサーの出力をデジタルデータに変換し、光ロータリージョイント経由で計測室内のデータ処理用コンピュータへ転送する方式を採用している。

振動台実験における装置の基本諸元を表1に示す。振動台設置時の回転中心からテーブル面の距離は3.11m、振動台搭載質量は300kg、最大加振加速度は15g、テーブルサイズは950×650mmである。振動加振方式は電磁式を採用しているため、高周波数領域でも安定した加速度で加振できる。模型地盤への入力地震動として精度良く実地震記録による加振を行うため、コンピュータ制御によるデジタルフィードバック補正加振の機能を有している。

b) 土槽

地盤の模型振動実験を行う場合、実際の地震時の地盤挙動と同じように模型地盤をせん断振動させる必要がある。そのため、通常の実験では模型地盤を一様なせん断振動させることができるせん断土槽を使用することが多い。今回行う実験では、以下の仕様のせん断土槽を使用する。

① せん断土槽（長さ78 cm×幅48 cm×高さ37 cm（内寸））

せん断土槽の周囲は鋼性の角パイプを下記の内寸になるように接合し、作成したフレームを15～18段程度の段数重ねて使用する。フレーム間はベアリングを設置することにより摩擦が生じないようにし、フレームと模型地盤の間に0.5mmのゴムメンブレンを設置する仕様とする。

c) 模型地盤の作成

模型地盤は、空中落下法により豊浦砂を所定の相対密度になるように作成する。空中落下法は、乾燥状態の試料をホッパーに入れ、空中から落下高さを一定に保ちながら、細く絞った撒きだし口を通して撒く手法である。

実験に用いた模型地盤は、相対密度が90%と60%の2種類で、予備試験において定めた落下高さを一定に保つことで密度管理を行った。また空中落下法により模型地盤を作成した後、乾燥状態で砂の体積と質量をはかることにより密度の確認をしている。

d) 実験概要

実験は、図3に示す模型地盤を用いて行う。case1および2は、地盤内に生じる水平方向のせん断ひずみの測定方法を検討するために行う実験である。検討しひずみ計測方法は、以下の3種類である。

- a) 埋め込みのある構造物の下部の地盤に、薄いアルミ板の両面にひずみゲージを張り、アルミ板の曲げひずみから地盤のせん断変形を求める方法（case1）
- b) 埋め込みのある構造物の下部の地盤に、アルミ棒の側面両面にひずみゲージをはり、

アルミ棒の曲げひずみから地盤のせん断変形を求める方法 (case2)

- c) 埋め込みのある構造物の下部および自由地盤の深度方向に加速度計を埋め、加速度を2回積分して、地盤の変位を求め、加速度計相互の変位の相対差から地盤のひずみを求める方法 (case3)

case3は、模型土槽を加振することによって生じる模型建屋の応答によって、地盤に与える影響を明らかにすると共に、平成14～15年度で明らかにした地盤を直交異方体として解析する手法の妥当性を検証するための実験である。建屋は、鉄製の基礎スラブの上に4本の板バネを介して鉄の板を質量として乗せたもので、鉄の板の枚数を変化させることによって、建屋の固有周期を変えられるようにしたものである。実験に用いた建屋模型の固有周期は、地盤の固有周期を挟むように1g換算で0.13sおよび0.35sとした。

加振実験は、遠心加速度を1g→30g(加振)→60g→30g(加振)のように変え、正規圧密状態と過圧密状態の2種類の応力条件で行った。建屋の固有周期は、地盤の固有周期からみて、長周期側と短周期側の2種類について行っている。実験に用いた遠心加速度は30g、入力波は60Hzで、実地震換算で約170galのサイン波を与えた。

e) 計測概要

計測は、図3に示すように、地表面、建屋模型の水平および鉛直変位を非接触のレーザー変位計(±4cm)、地盤内、基礎および建屋上部の水平および垂直方向の加速度を加速度計(20g)を用いて測定する。case1およびcase2の実験では、(4)に示す地盤内ひずみの計測方法を検討するために、case1では、両面にひずみゲージを添付した薄いアルミ板を設置し、case2では、両面にひずみゲージを添付したアルミ棒を設置した(図3参照)。

表1 遠心実験装置の主要緒元

項 目	仕 様
回転駆動方式	油圧モーターによる回転サーボ方式
有効回転半径	3.11m(振動台使用時)
最大遠心加速度	5～50g(振動台使用時)
振動台寸法	950×650mm
最大積載質量	300kg
最大加振加速度	15g
加振周波数	50～350Hz
振動加振方式	電磁式
加振波形	正弦波、不規則波(地震波)、正弦波スイープ

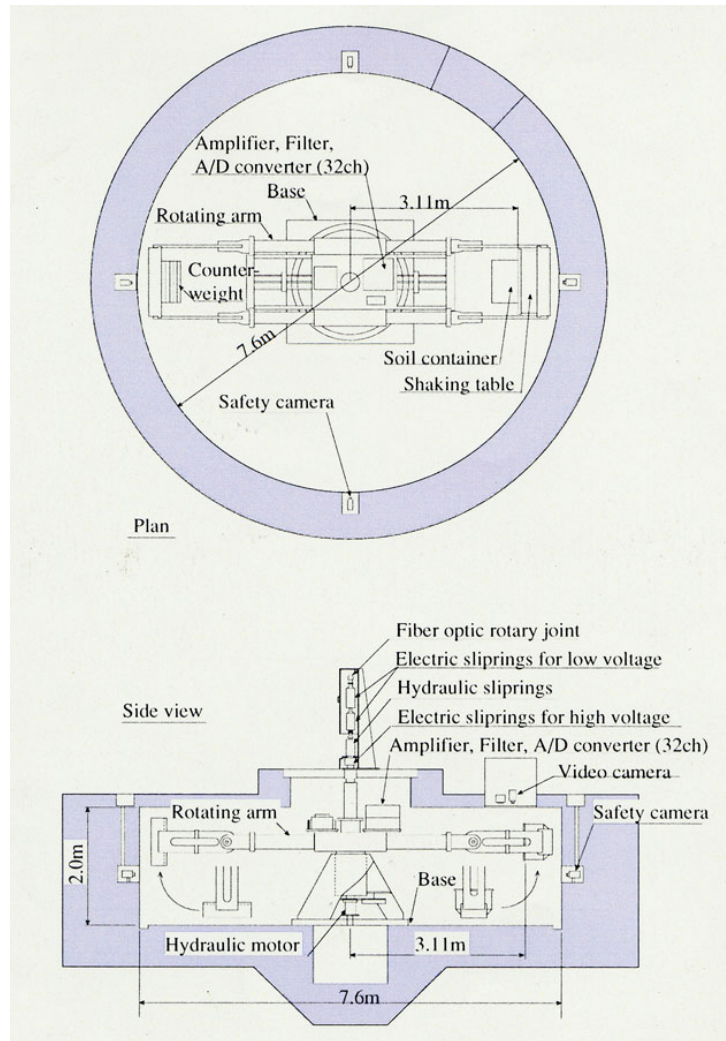


図1 遠心模型実験装置

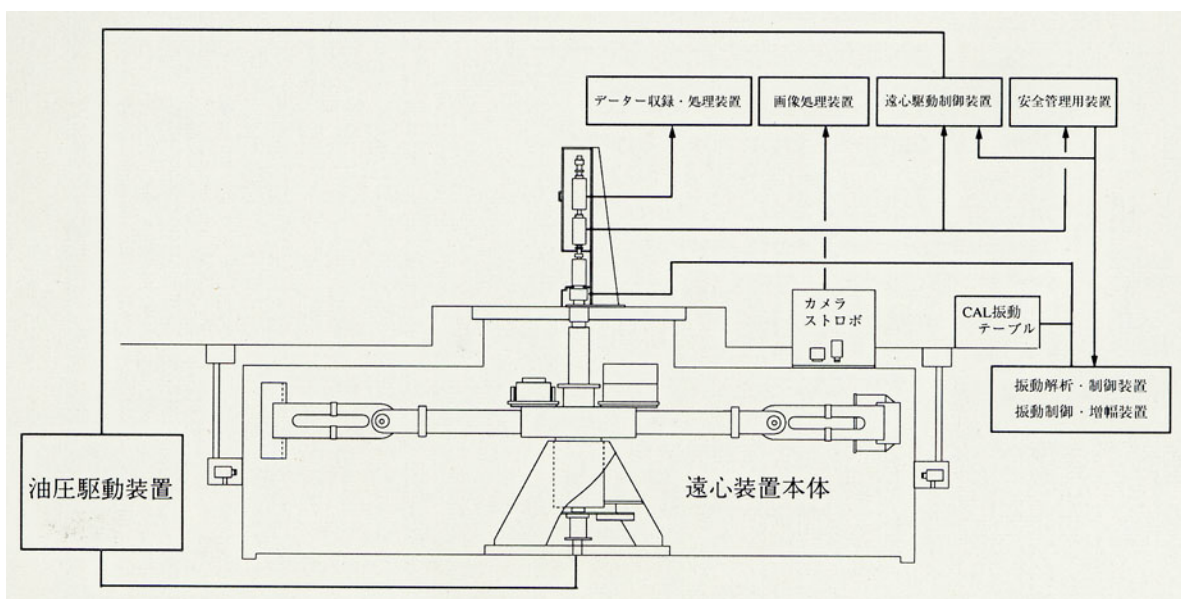
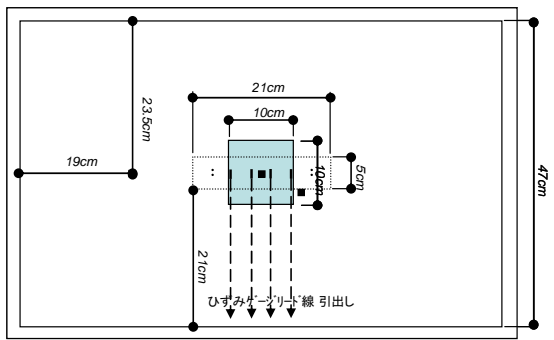
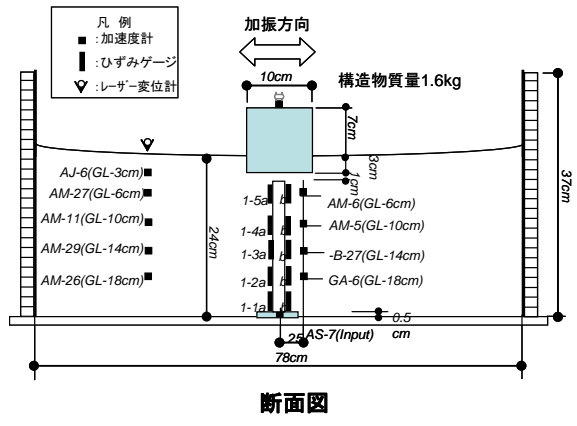
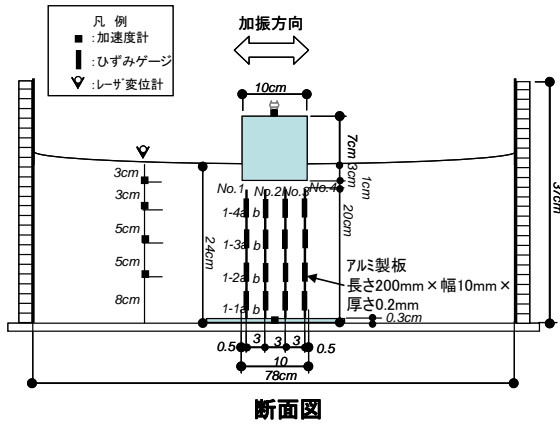
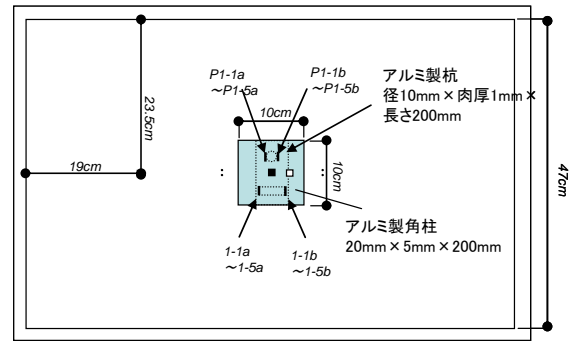


図2 計測制御システムの概略



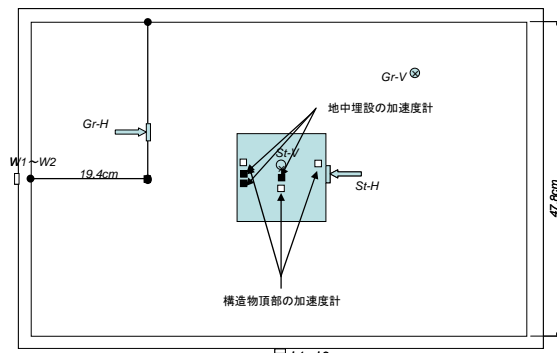
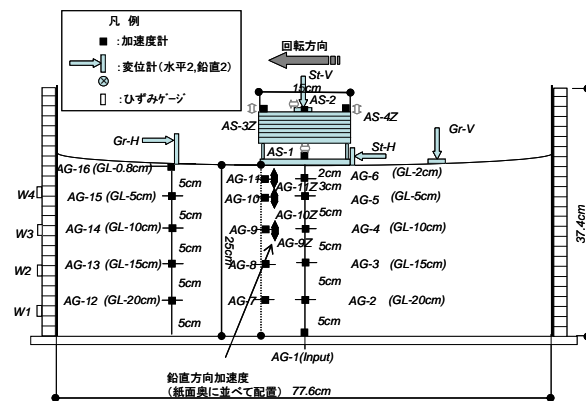
断面図

case1



断面図

case2



case3

図3 模型実験の地盤モデル図および計測概要

f) 実験ケース

実験ケースは、図 3 の地盤モデルに対して、入力波形および加速度の最大値を変えて、表 2 に示す 6 種類実施した。

表 2 実験ケース

実験ケース	入力波	建屋のタイプ	相対密度 (%)	地盤条件
case1	sine 波 2Hz (170Gal)	埋込建屋	90	正規圧密
case2.1		建屋なし		
case2.2		埋込建屋		
case3.1		固有周期	60	正規圧密
case3.2		=0.13s		過圧密
case3.3		固有周期		正規圧密
case3.4		=0.35s		過圧密

g) 実験結果と考察

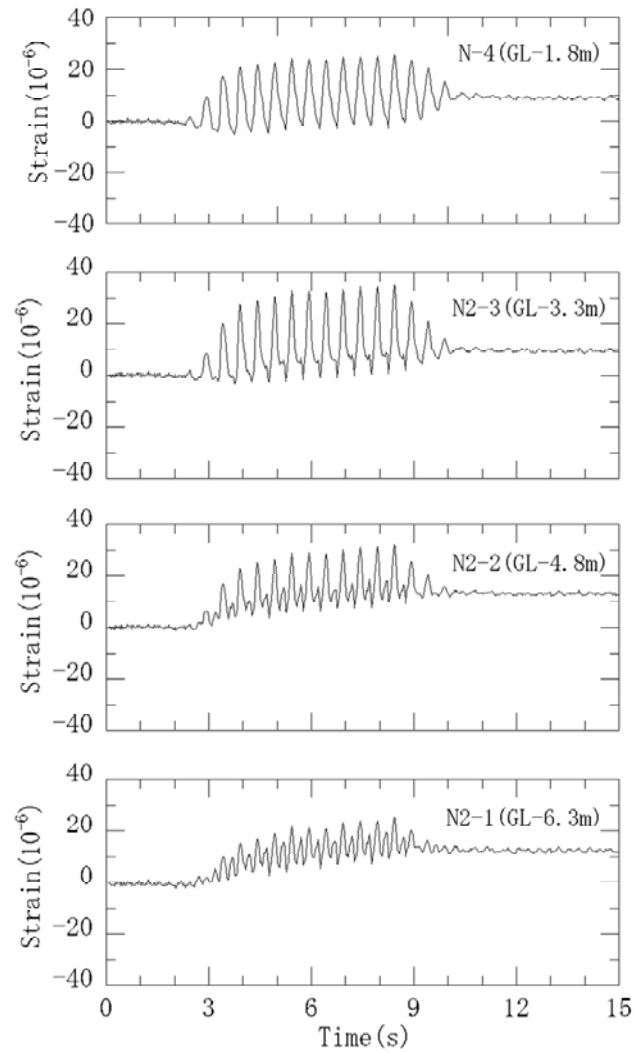
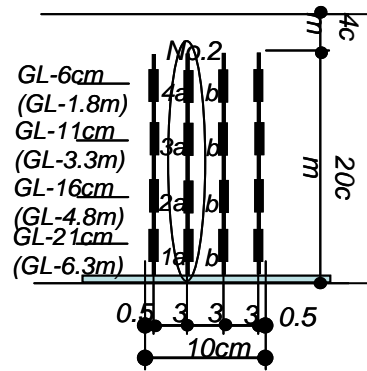
i) 地盤のひずみ計測手法の比較

図 4 は、case1 (図 3 参照) において、加振時のアルミ板に貼り付けたひずみゲージの時刻歴から曲げひずみと軸ひずみの時刻歴を求めて示したものである。図から分かるように、軸ひずみが卓越しており曲げひずみはあまり生じていない。また表層に近づくに従って軸ひずみが増加している。このことは、地盤のせん断振動に伴ってアルミ板全体が摩擦力を介して地盤に引っ張られていることを示しており、アルミ板の変形が深度に対応した地盤の変位を代表していないことは明らかである。

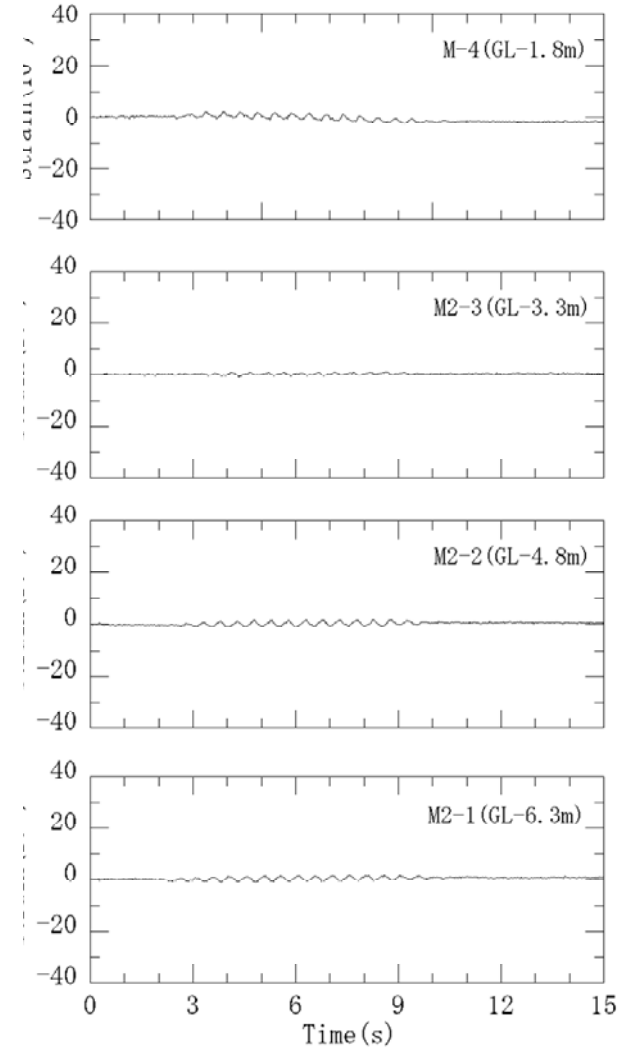
図 5 は、case2 において、構造物を設置した場合のアルミ製の角柱および杭に添付したひずみゲージの時刻歴を示したものである。角柱の両面のひずみの時刻歴は対称の形を示しており曲げ振動していることが分かる。杭は G.L. -3.0m 以浅いと G.L. -6.6m は曲げ振動しているが、中間部分のひずみゲージの応答は対称性がない。

図 6 は、角柱、杭が地盤と同じ動きをしていると仮定して求めた地盤のせん断ひずみを示したものである。図から明らかなように角柱の変形は土槽底部大きく表層へ行くほど小さい。上部に構造物がある場合は、上部構造物の影響で角柱の変形から求めた地盤のせん断ひずみが大きくなるが、せん断ひずみは地盤の変形を代表しておらず、棒状の地中構造物に地盤から水平外力が加わる場合に対応している。杭の変形についてもひずみの大きさや上部構造物の応答の影響は異なるものの、角柱と似たひずみ分布を示しており地盤の応答せん断ひずみを代表しているとは言えない。

図 6 には加速度計を 2 回積分することによって求めたせん断ひずみも合わせて示してある。加速度計の積分から求めた地盤のせん断ひずみは、地表に近づくに従ってせん断ひずみが増加するという水平地盤の応答性状を良く表しており、構造物がある場合は構造物直下の地盤のせん断ひずみが増加する傾向を良くとらえている。以上から模型地盤の加振時の応答せん断ひずみを評価する上では加速度計の積分によるものが、検討した評価手法のなかでは最も妥当である。

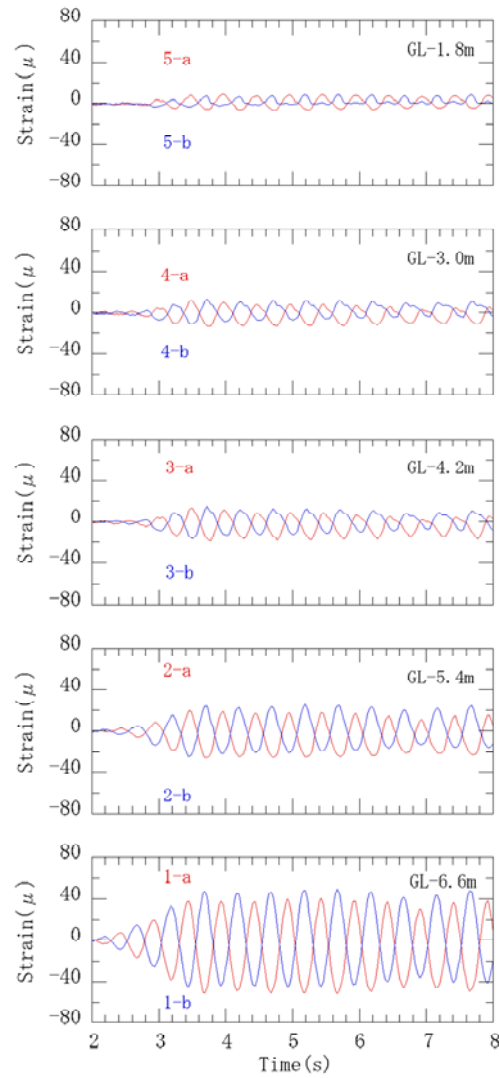
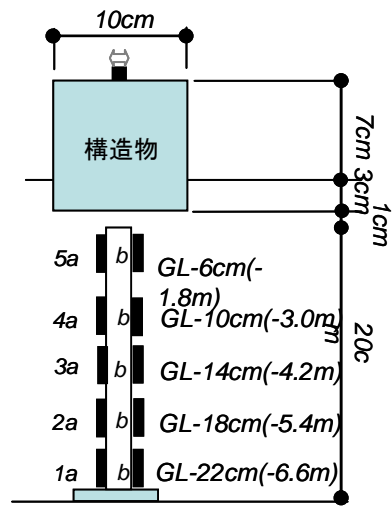


軸ひずみ時刻歴

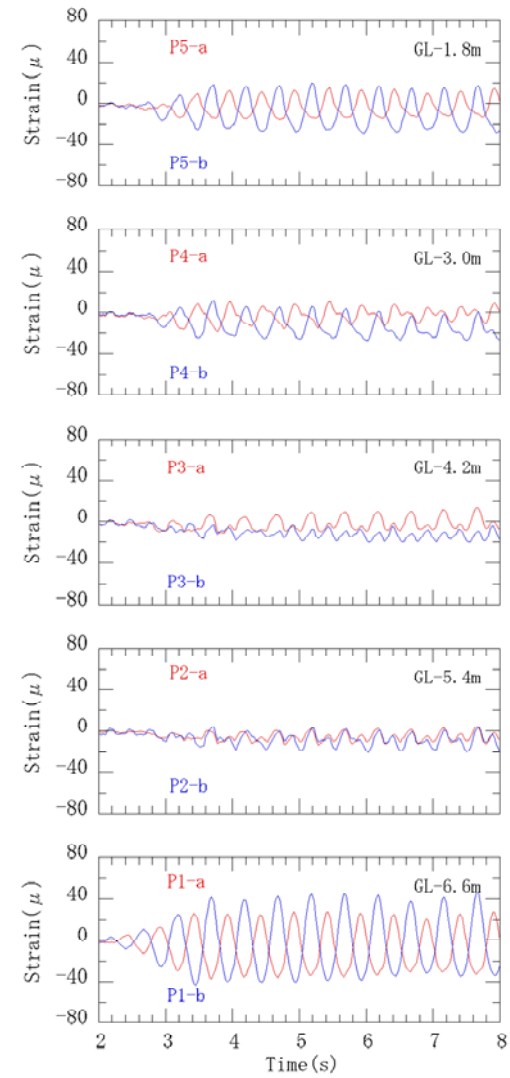


曲げひずみ時刻歴

図4 アルミ板の軸ひずみと曲げひずみの時刻歴



角柱のひずみ時刻歴



杭のひずみ時刻歴

図5 角柱と杭に添付したひずみゲージの時刻歴

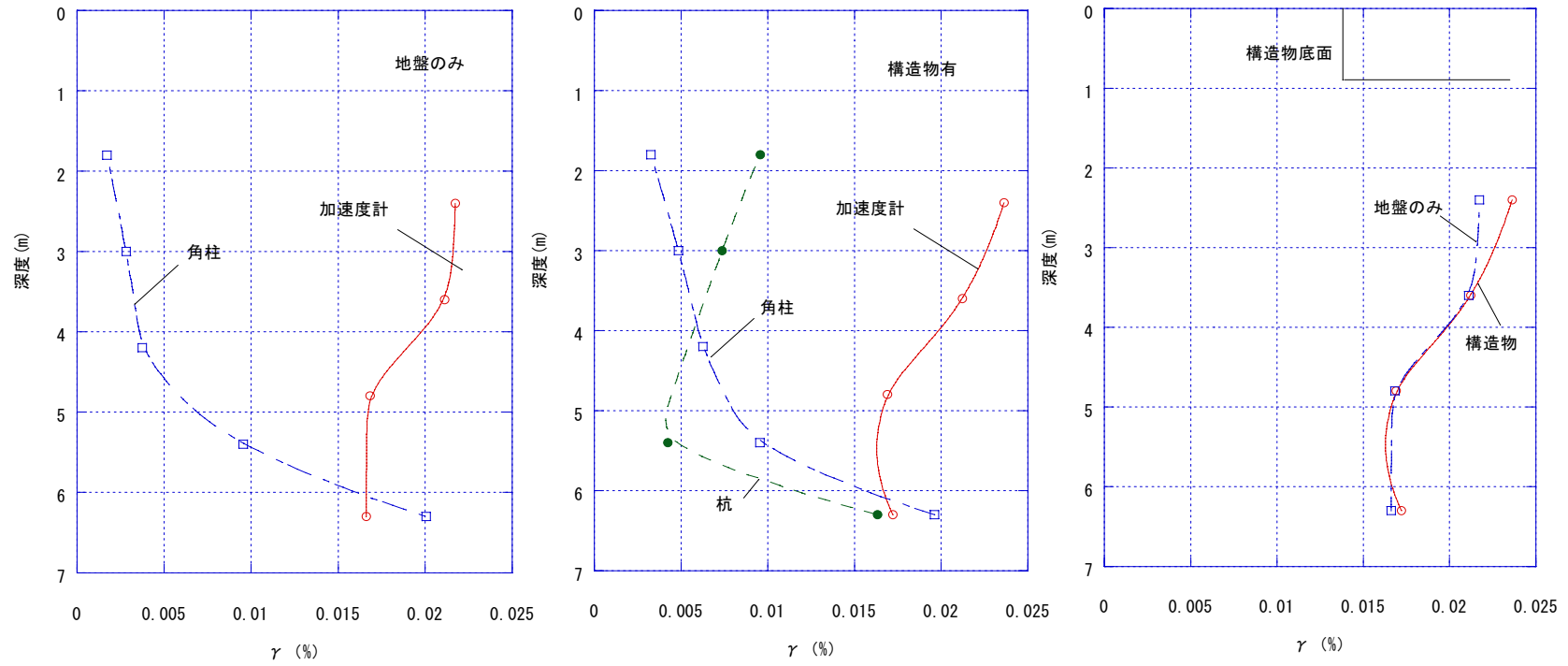


図6 各種の測定方法による地盤変位の推定結果

ii) 正規圧密および過圧密過程での模型地盤の側圧

模型地盤の初期応力場の評価を行うために、模型実験に用いたせん断土槽の外周部（長辺方向）の深度方向4点にひずみゲージを張り模型地盤全体の側圧変化を測定した。側圧測定のカリブレーションは、水で満たした土槽に遠心加速度を与え水圧の変化と対応させることによって行った。

図7は、遠心加速度を 1g→30g（正規圧密）→加振（加振後）→60g→30g（過圧密）と変化させる過程での模型地盤の鉛直上載圧と側圧の深度分布を示したものである。図中の表示は、上記の括弧内の記述と対応している。

図から明らかなように、正規圧密状態の模型地盤の側圧係数は、表層に近い程大きく、深度が深くなるにつれて低下する傾向がある。図から判断すると土圧係数の初期値は表層部で0.4、G.L.-6m相当の深度で0.2である。

図8は、正規圧密状態の模型地盤の加振過程でのせん断土槽のフレームに添付したひずみゲージの変化の典型的な例を示したものである。模型地盤を加振することによって、側圧は一定の値に近づくように増加する傾向がある。図から明らかなようにせき圧密状態での加振では、地盤の振動によって側圧は増加する傾向がある。しかし、一定の値になると収束し、それ以上加振しても側圧は変化しない。加振後の側圧は、初期の土圧係数に関わりなく、深度方向に一様に0.06程度土圧係数を増加している。

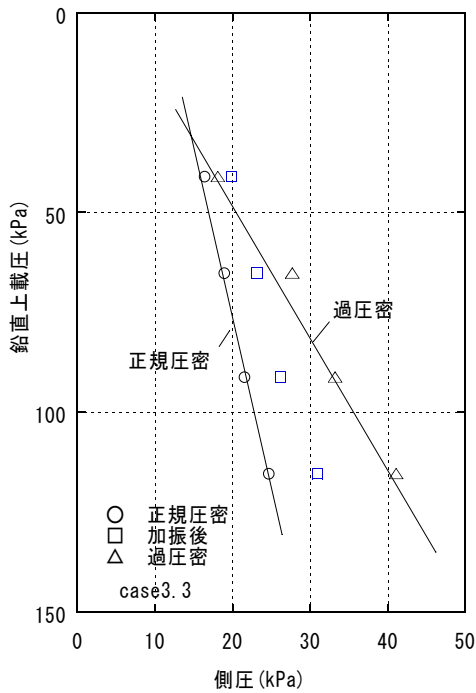


図7 加振前後側圧の変化

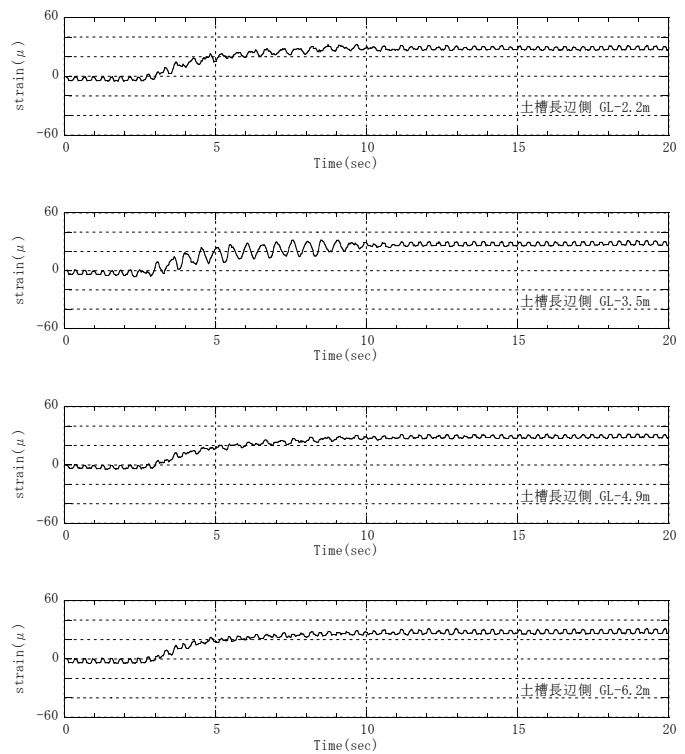


図8 加振時の土槽側面のひずみゲージの変化 (case3.3)

過圧密後は、初期の土圧に比べると大きな値を示すが、表層付近では正規圧密状態に近く、深度が深くなるにつれて正規圧密状態より側圧が増加し、側圧係数は全深度で一定になる方向へと変化する。過圧密後の地盤の側圧係数は、表層で 0.45、G. L. -6m の深度で 0.35 である。この値も通常の静止土圧試験の除荷過程から予測される側圧係数に比べると小さい。ヤーキーの式から求められる側圧係数は、0.35 であるから過圧密後の側圧に近い。

iii) 構造物と地盤の応答性状

図 9 は、case3 の C1.1（建屋の固有周期が地盤に比べて短周期の場合）についての試験結果の加速度波形および変位波形の時刻歴を示したものである。図から明らかのように応答加速度は深度が浅くなるにつれて増加する傾向がある。構造物直下と自由地盤を比較すると、構造物直下地盤がやや大きな応答を示すが大きな違いは無く、今回実験に用いた建屋模型は、地盤全体の応答に顕著な影響は与えていないことが分かる。

鉛直方向の変位波形は、地盤の繰返しせん断に伴って徐々に沈下が進む形状を示しており、繰返しせん断に伴う負のダイレイタンスが体積圧縮の主要因と考えられる。構造物直下では、建屋の応答やロッキングの影響によって自由地盤より大きな体積ひずみが生じており、沈下量の最大値は、自由地盤で 1.5cm、建屋直下で 3.0cm である。地表の水平方向の変位は地震終了後も振動している。これは、地表面の地盤の極柔らかい部分にターゲットを設置したため、地盤と変位計のターゲットが質点バネ系を構成してしまったことが理由と考えられる。

図 10 は、case3 の各実験ケースについて、自由地盤、建屋端部、建屋直下地盤の加速度応答の最大値を示したものである。今回実施した試験条件では、自由地盤はもとより、建屋直下でも各ケースの水平方向の地震応答には顕著な差違が見られなかった。

図 11 は、case3.1（正規圧密、短周期建屋）と case3.3（正規圧密、長周期建屋）について、建屋端部の鉛直加速度を比較したものである。case3.3 の方がロッキングの影響が顕著で鉛直方向の応答加速度が大きい。図 12 は構造物基礎の沈下を case3.1 と case3.3 で比較したものである。ロッキングの大きな case3.3 の方がより大きな沈下が生じていることがわかる。

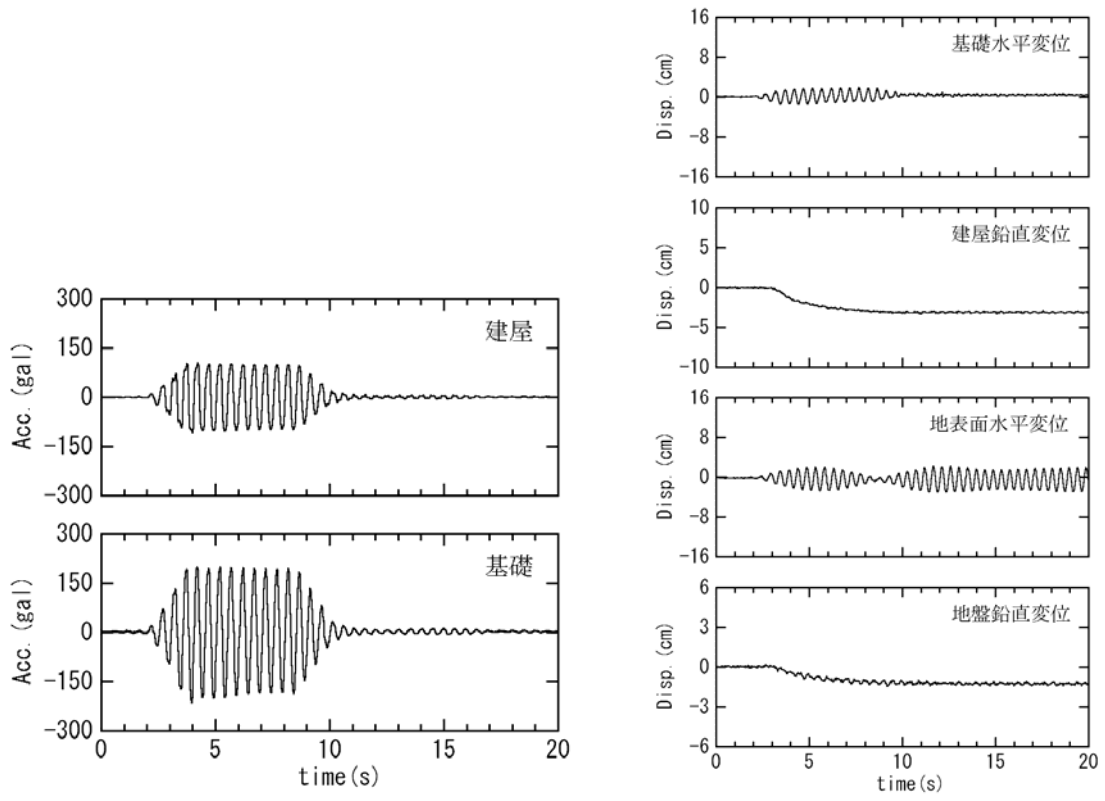


図 9 a 建屋の応答加速度と地盤および建屋の応答変位 (case3.1)

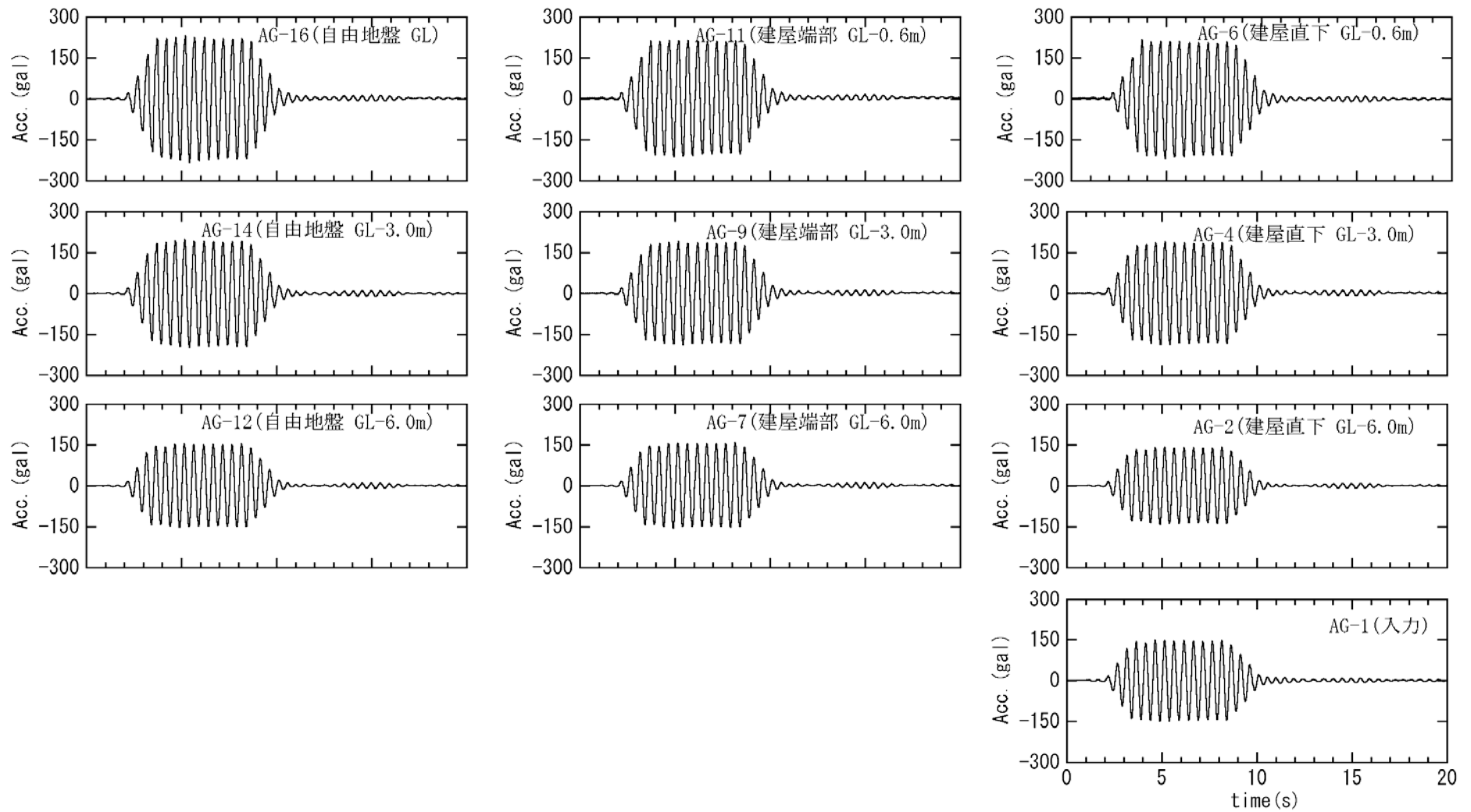


図 9b 地盤の応答加速度 (case3.1)

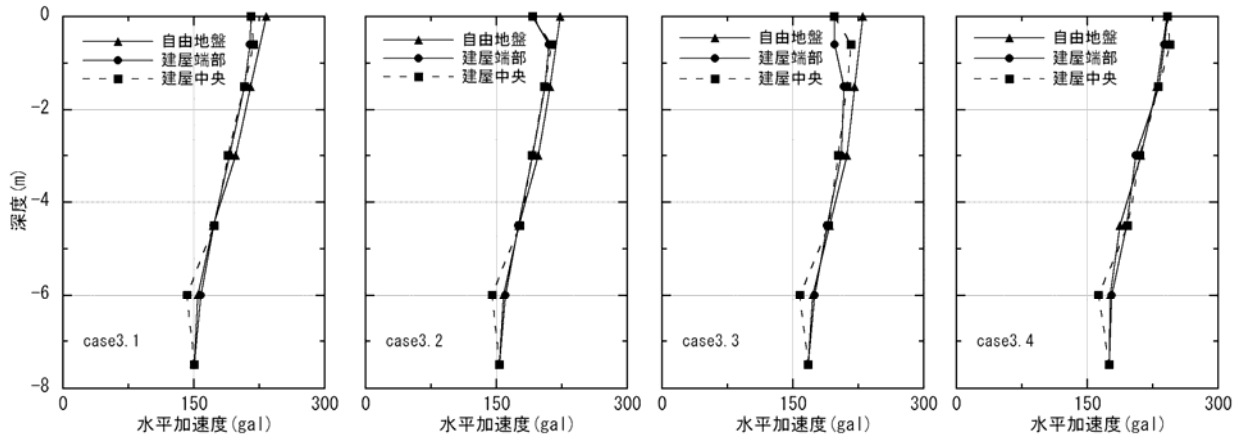


図 10 各ケースにおける地盤の最大変位分布

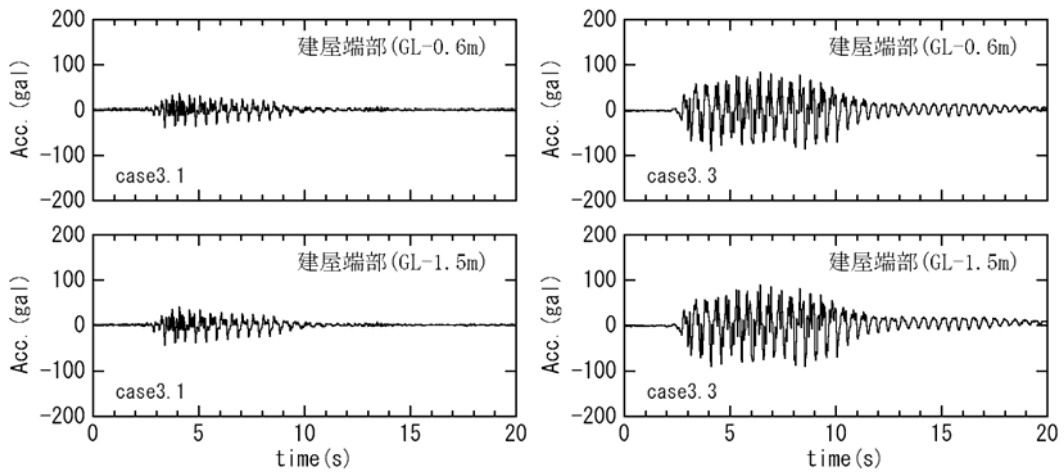


図 11 建屋端部の鉛直加速度

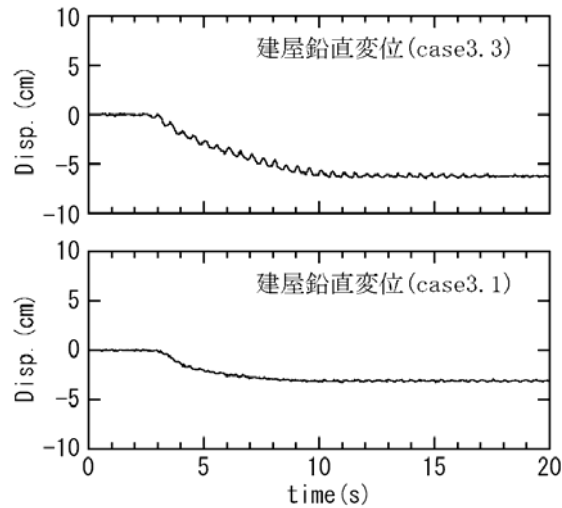


図 12 建屋の沈下

2) 模型実験との比較による地盤－建屋相互作用系の地震応答解析手法の検証

a) 目的

平成 14～15 年において提案した地盤の直交異方性を考慮できる解析手法の妥当性を検証するために、今回実施した遠心模型実験に対して、等方および異方体の地震応答解析を行い、実験結果との比較を行った。

b) 解析手法の概要

解析に用いた手法は、応力ひずみの骨格曲線およびブランチ曲線を次式のように修正 R-0 モデルで表現する応力ひずみ関係を用いた 2 次元平面ひずみ場で行う地震応答解析手法で、逐次非線形解析法に分類される。したがって、地震時の地盤のせん断に伴うダイレイタンスーを表現することはできないが、地震応答に伴う地盤の履歴減衰の効果を妥当に表現することができる。

$$\text{骨格曲線} \quad \gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G_o} \left(1 + \alpha |\tau_{xy}|^\beta \right) \quad (1)$$

$$\text{ブランチ曲線} \quad \frac{\gamma_{xy} - \gamma_o}{2} = \frac{\tau_{xy} \pm \tau_o}{2G_o} \left(1 + \alpha \left| \frac{\tau_{xy} \pm \tau_o}{2} \right|^\beta \right) \quad (2)$$

ここで α 、 β は基準せん断ひずみ γ_{rf} (せん断剛性が 1/2 になるせん断ひずみ) と最大減衰定数 h_{\max} の関数として次式のように表わすことができる。

$$\alpha = \left(\frac{2}{\gamma_{rf} G_o} \right) \quad (3)$$

$$\beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad (4)$$

等方体の解析は、当該手法でそのまま解析できるが、異方体の解析は、(3) に述べる方法によって、隣あった 2 つの等方要素の初期剛性を設定することによって直交異方性の効果を表現する。

c) 等方および異方体モデルの初期剛性の決定方法

等方体は、今回実験に用いた砂 (相対密度 60% の豊浦砂) の材料試験から求めた初期せん断剛性 G_o を満足し、ポアソン比が 0.33 であると仮定して、等価初期剛性 E_o を算定した。

異方体については、平成 14～15 年の研究で、2 つの剛性の異なる等方体要素を組み合わせ、地盤の直交異方性を表現する方法を提示した。この手法を用いて、モデル地盤を解析するために、以下のような考え方で 2 つの要素の剛性比を定めた。

隣り合った 2 つの要素のせん断ひずみ γ が同一になるようにせん断を加えると、せん断

応力とせん断ひずみの関係は次式のように表せる。

$$\tau \times (\alpha + \beta) = (\alpha \times G_a + \beta \times G_b) \times \gamma \quad (5)$$

したがって、初期等価せん断剛性 G_o は次式のようにになる。

$$G_o = \frac{\alpha \times G_a + \beta \times G_b}{\alpha + \beta} \quad (6)$$

また、側圧係数 $K = \sigma_h / \sigma_v$ をとすると、鉛直初期剛性 E_{ov} と水平初期剛性 E_{ho} の剛性比 k は次式のように表せる。

$$k = \frac{E_{vo}}{E_{ho}} = K^m \quad (7)$$

ここで m は、初期剛性の拘束圧依存性を定める実験定数で、通常砂では 0.5 の値をとる。鉛直と水平の剛性比 k を用いて、直交異方性を表すと次式のように表せる。

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E_v} \{ \sigma_1 - \nu_o \cdot \sigma_2 \} \quad (8)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E_v} \{ -\nu_o \cdot \sigma_1 + k \cdot \sigma_2 \} \quad (9)$$

$$E_o = \alpha \times E_a + \beta \times E_b \quad (10)$$

$$\nu_o = \alpha \times \nu_a + \beta \times \nu_b \quad (11)$$

ここで、 ε_1 、 ε_2 は主ひずみ、 σ_1 、 σ_2 は主応力、 E_v は鉛直方向の剛性、 E_a 、 E_b は直交異方性を表現するための 2 つの異なる隣り合った要素の剛性である。平成 14 年度の研究成果から、(10) 式の E_a および E_b は次式のように求めることができる。

$$\frac{E_a}{E_b} = \left(\frac{\sqrt{t}}{2} + \frac{\sqrt{t-4}}{2} \right)^{-2}, \quad t = \frac{1}{\alpha \times \beta} \left(1 + \frac{k-1}{1-\nu_o^2} \right) \quad (12)$$

(5) 式の G_a 、 G_b は、次式のように表せるので、地盤の水平方向の初期せん断剛性 G_o と側圧係数 K から、(6)、(7)、(12)、(13) 式を用いて E_a および E_b を算定することができる。

$$G_a = \frac{E_a}{2 \cdot (1-\nu_o)}, \quad G_b = \frac{E_b}{2 \cdot (1-\nu_o)} \quad (13)$$

d) 解析モデルおよび解析定数

i) 解析モデル

解析手法は、全応力に基づく地盤-建屋連成系の二次元 FEM モデルによる時刻歴応答解析を用いる。等方体の解析モデルを図 14 に示す。異方体は、等方体で使用した各要素を 2 分割したものとした。モデルの境界条件は、左右側面部を繰返し境界とし、底面部を固定境界とする。入力波形は、遠心模型振動実験のせん断土槽底で計測された加速度時刻歴波形とし、モデル底面に入力する。入力波は模型実験の土槽底面の観測波(図 15)を用いた。

地盤材料の豊浦標準砂(乾燥砂)の応力-ひずみ関係は、修正 Ramberg-Osgood モデルを用いる。初期せん断弾性係数 G_0 および基準せん断ひずみ $\gamma_{0.5}$ は、平均拘束圧の 0.5 乗に比例して、拘束圧依存を考慮する。

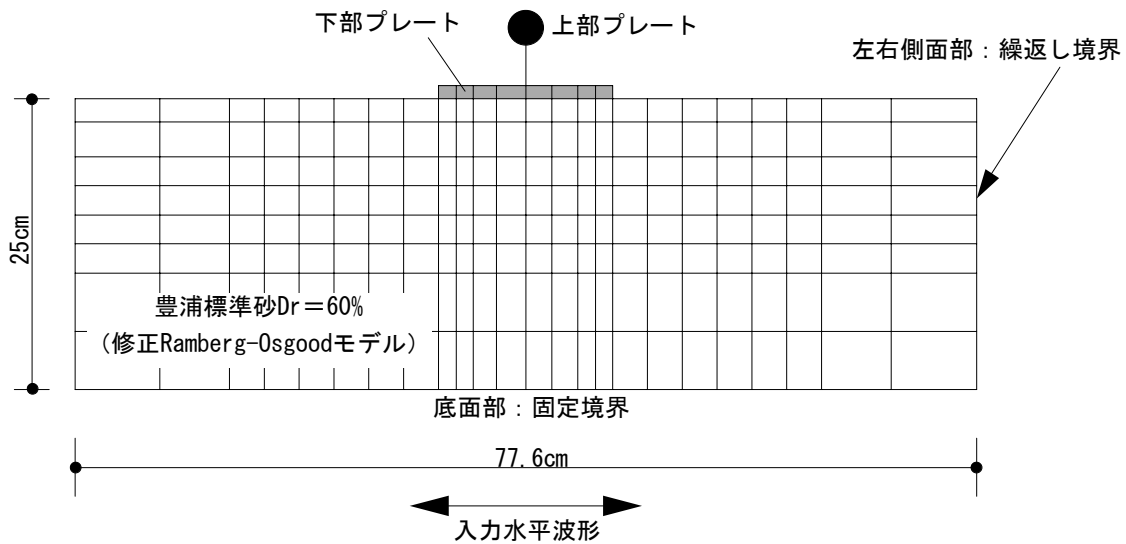


図 14 二次元 FEM 解析モデル

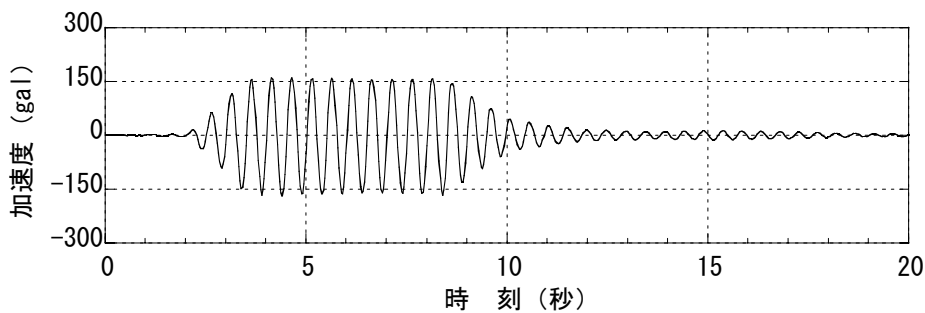


図 15 入力加速度時刻歴波形 (最大加速度: 167.5gal)

ii) 模型地盤と建屋の解析用定数

豊浦標準砂の地盤定数および修正Ramberg-Osgoodモデルのパラメータを表1、表2に示す。これらの諸定数は、既往の文献²⁾、³⁾に基づき設定する。建屋模型の振動諸元は、表3に示すとおりである。

表1 豊浦標準砂の地盤定数

最大 間隙比 e_{max}	最小 間隙比 e_{min}	相対密 度 Dr	土粒子 の比重 Gs	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν
0.970	0.618	0.6	2.645	15.0	0.333

表2 豊浦標準砂の修正 Ramberg-Osgood モデルのパラメータ

単位拘束圧下の 初期せん断弾性係 数 G_0 (MN/m ²)	単位拘束圧下の 基準せん断ひずみ $\gamma_{0.5}$	最大減衰定数 h_{max}
60.08	0.0005	0.22

*1: 単位拘束圧は、1kgf/cm²=98kN/m²とする。

表3 建屋模型の振動諸元

部 位	質点重量 (N)	柱部材の梁要素		
		ヤング係数 (N/mm ²)	軸断面積 (mm ²)	断面2次 モーメント (mm ⁴)
上部プレート	9.716	2.05×10 ⁵	10.7	56.9
下部プレート	1.262			

*: 解析モデルの奥行幅 10mm 当りの値である。

e) 解析結果と考察

図 16 および 17 は、case3.3（正規圧密、建屋長周期）の地盤および建屋の水平方向の加速度と変位について、等方応力場での地震応答解析結果と実験結果の比較を行ったものである。水平方向の加速度波形は、実験と解析で良く一致しており、異方体の効果を考慮しなくても良く表現できることがわかる。今回用いた解析定数では、自由地盤の静止土圧係数が 0.5 となり、模型地盤の条件と異なるが、この影響は水平加速度応答の評価には影響を与えていない。

図 17 を見ると、基礎の水平変位、地表の鉛直変位は解析と実験で良く一致している。地表の水平変位が一致していない理由は、実験結果の考察でも述べたように、変位計測のためのターゲットが地盤の表面の柔らかな部分の間に質点バネ系を作りこれが自由振動しているためである。また基礎の鉛直変位の値は解析では小さく実験結果と一致しない。

図 18 は自由地盤と建屋直下の最大応答加速度の深度分布を示したものである。等方体、異方体の区別なく、加速度の深度分布は良く一致している。図 19 は、自由地盤、建屋端部および建屋中央部の下部の地盤の最大水平変位の深度方向分布について実験結果、等方体の解析結果、異方体の解析結果についてプロットしたものである。等方体、異方体の何れも実験結果と良く対応しており、地盤の水平変位の計測上の誤差も考慮すると、解析結果は実験結果と良く対応していると判断でき、水平方向の応答に関しては、等方体と異方体で解析結果に大きな差はない。

図 19 は、建屋端部地盤の鉛直方向の加速度について、実験結果と等方体、異方体の解析結果を比較したものである。表層（G. L. -0.6m）での等方体の応答は、実験結果に比べ小さな値を示し、建屋のロッキングの影響を過少評価していることがわかる。これに比べ、異方体の解析結果は実験結果と良く一致しており、ロッキングの影響を良く捕らえている。G. L. -3m の深度では、鉛直加速度の応答値は、実験結果、等方体の解析、異方体の解析のいずれも大きな違いは無く、建屋のロッキングの影響は建屋の極近傍だけに地盤の異方性の影響を与えている。

図 20 は、基礎の沈下の時刻歴について、実験結果、等方体の解析結果、異方体の解析結果を比較したものである。異方体の解析結果は等方体の解析結果に比べ、実験結果を良く表現出来ており、建屋のロッキングを妥当に評価したため、せん断に伴う地盤の負のダイレイタンスの効果をより妥当に評価したものと考えられる。

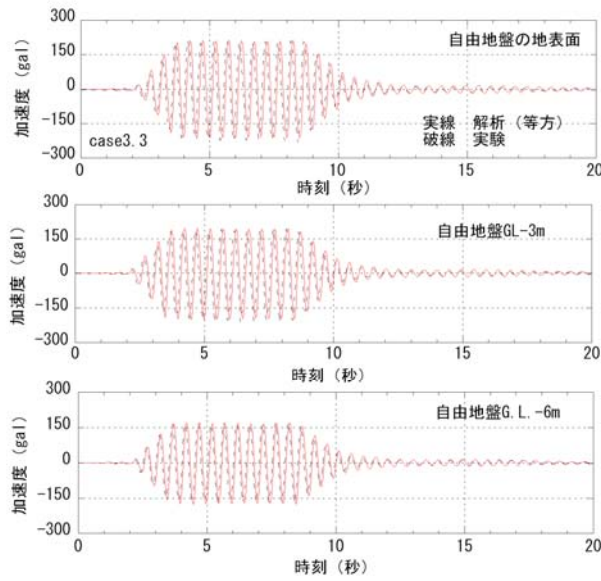


図 16a 自由地盤の加速度応答

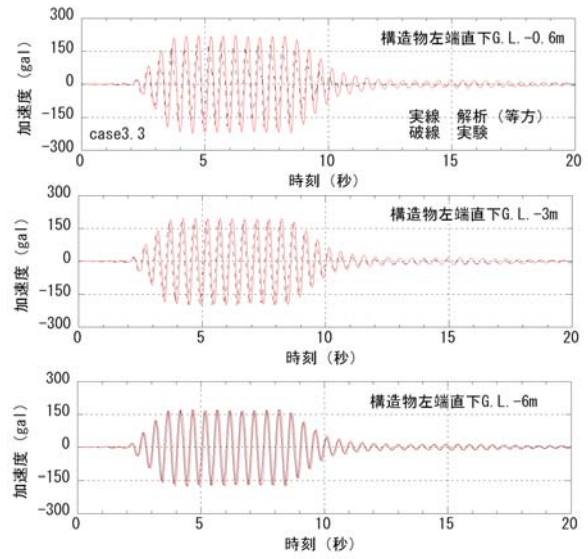


図 16b 建屋端部地盤の加速度応答

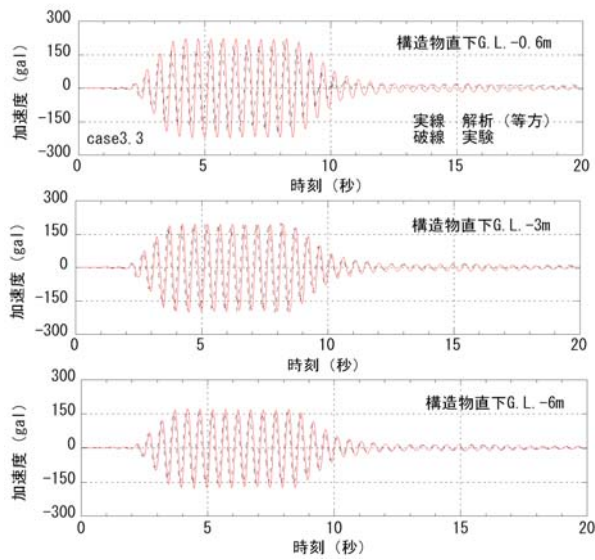


図 16c 建屋直下地盤の加速度応答

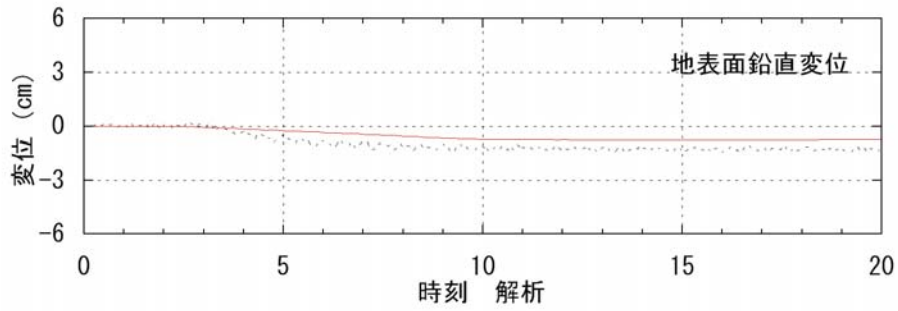
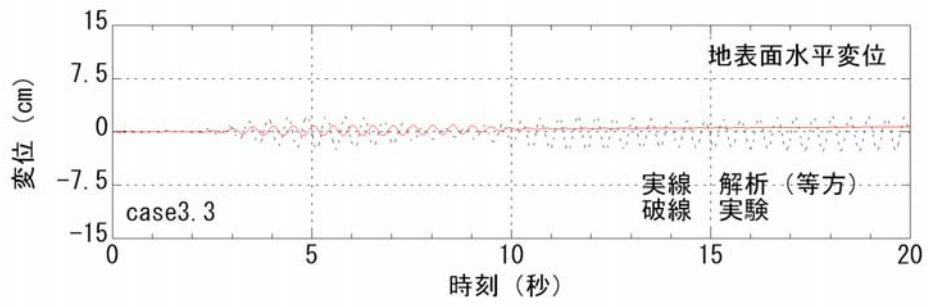


図 17a 地表面の応答変位

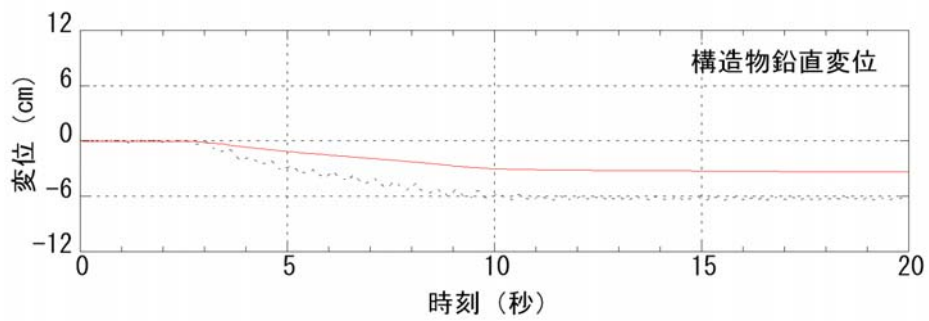
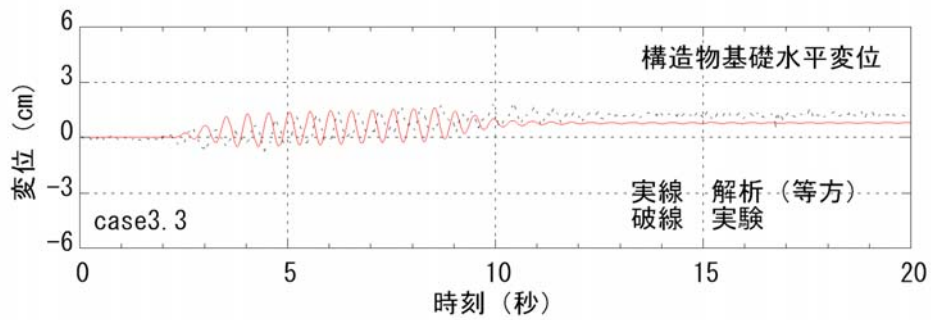


図 17b 建屋の応答変位

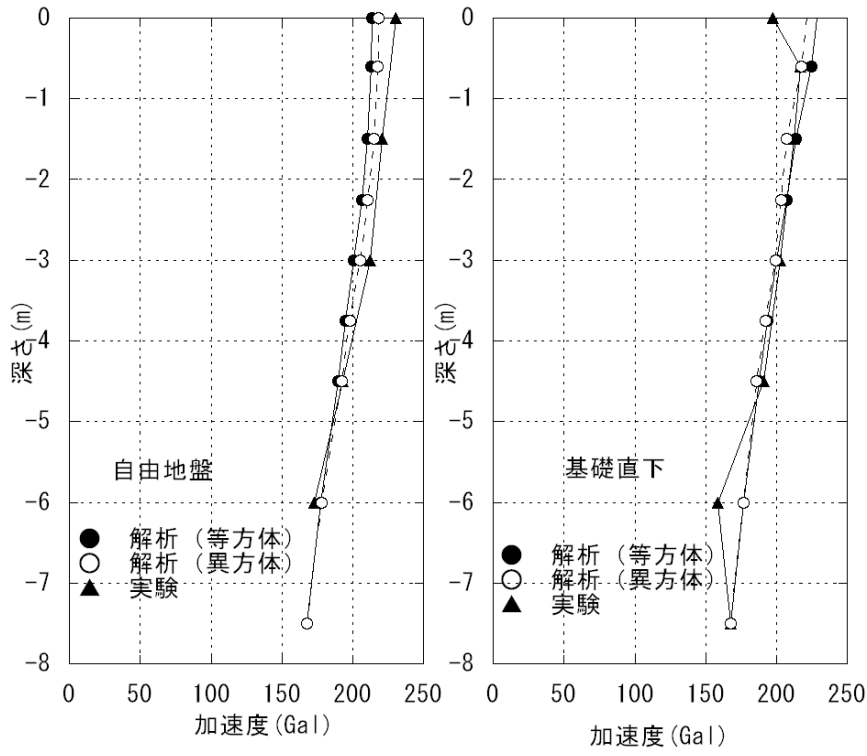


図 18 最大加速度分布

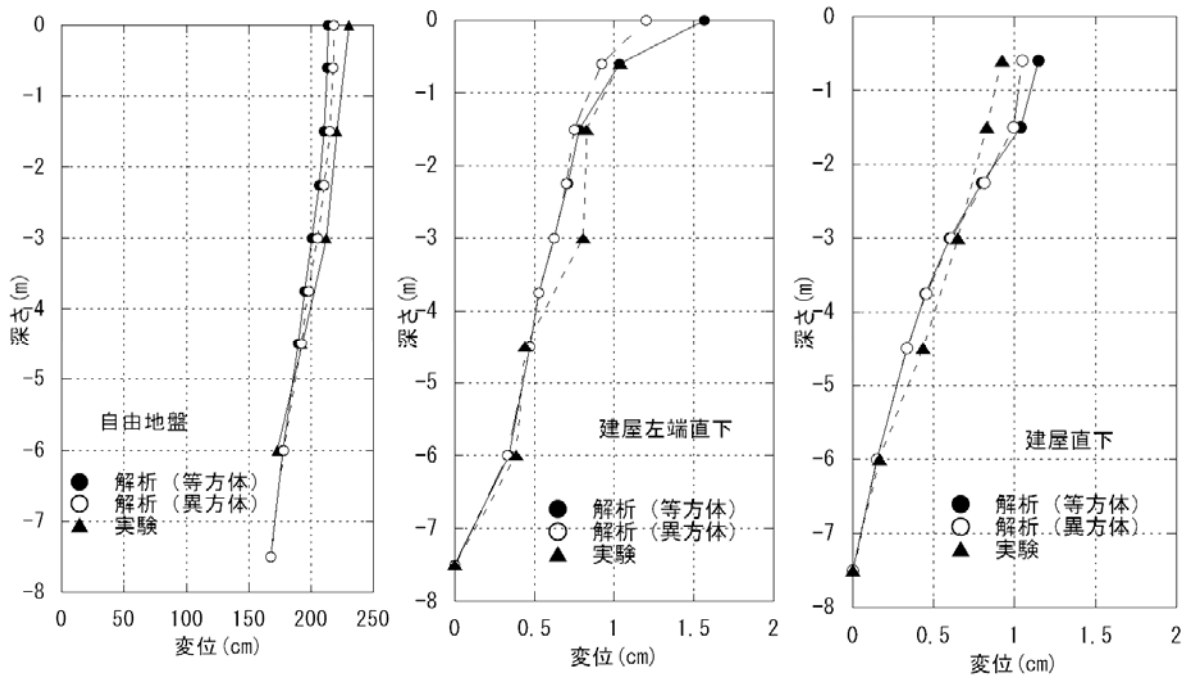


図 19 最大変位分布

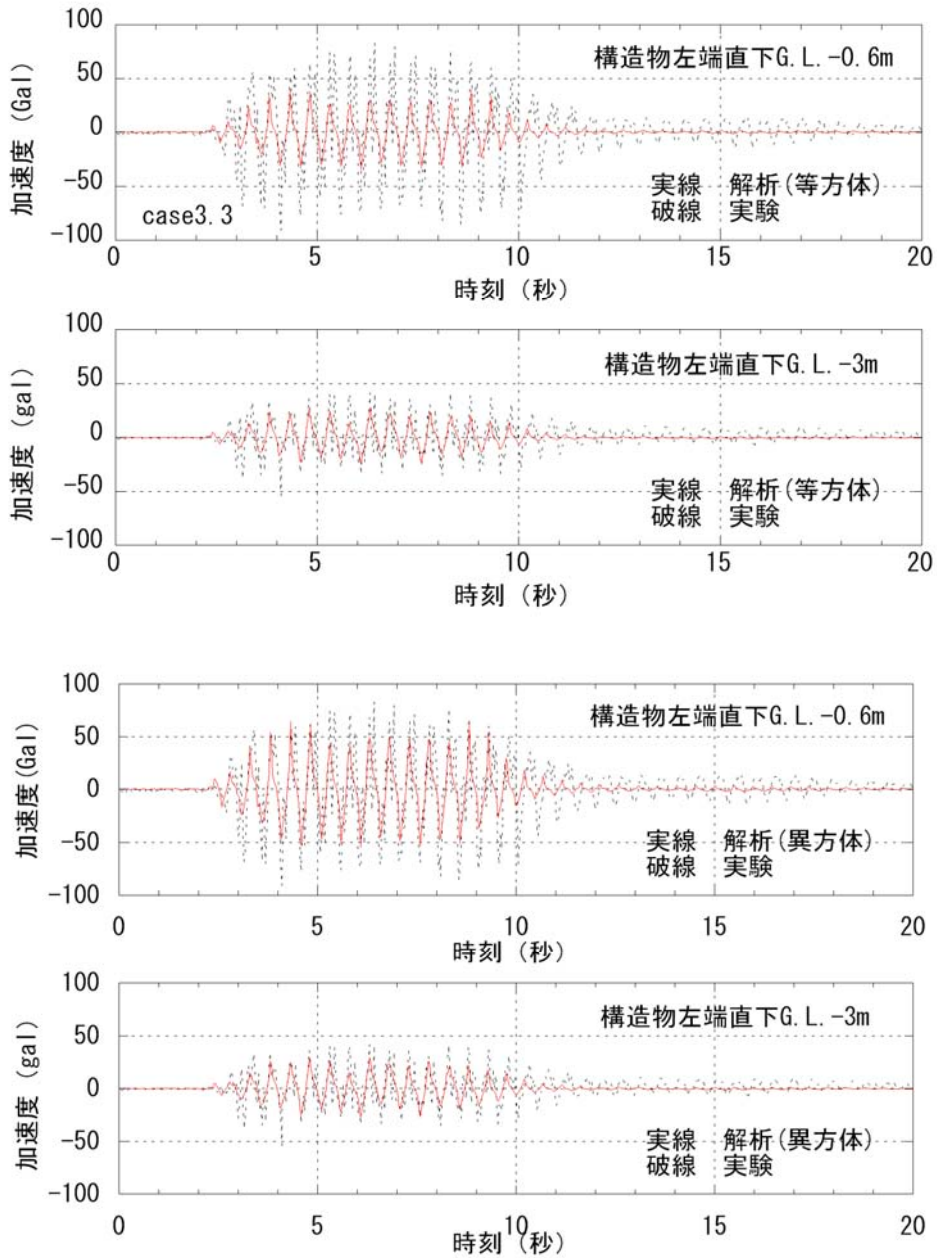


図 20 建屋端部の鉛直加速度の比較

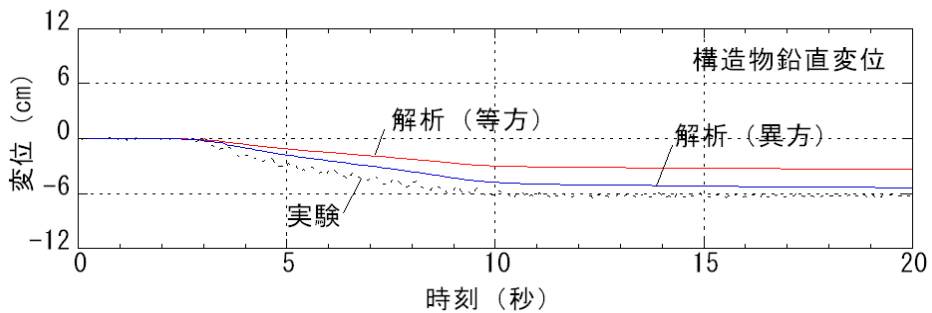


図 21 建屋の沈下解析結果の比較

(d) 結論ならびに今後の課題

2次元誘導異方性を考慮した数値解析手法の検証のために、建屋地盤系の遠心模型振動実験を行い、実験結果を分析するとともに、等方体と異方体の地震応答解析を行い実験結果との比較を行った。この結果以下のことが明らかになった。

- 1) 正規圧密状態の模型地盤の側圧係数は、深度方向に対してほぼ直線的に変化しており、相対密度 60%の豊浦砂を用いた地盤では、表層部で 0.4、G.L. -6.0m 相当の地盤で 0.2 である。
- 2) 過圧密比 2 の模型地盤では、正規圧密の模型地盤に比べ、側圧係数が深度方向に一定になるように変化し、表層部で 0.45、G.L. -6.0m で 0.35 である。
- 3) 直接基礎を有する建屋-地盤系の地震応答の内水平方向の地盤応答は、等方体および異方体を仮定した振動解析によって、良く表現できる。
- 4) 等方体を仮定した解析手法は、建屋のロッキングの影響を過少評価するため、建屋端部での鉛直方向の加速度が実験結果より小さな値を示し、地震時に生じる基礎の沈下量を過少評価する。これに対し、提案した異方体を仮定する地震応答解析手法では、ロッキングによる建屋端部の鉛直振動の影響を妥当に評価でき、これに伴う基礎の沈下を定量的に評価することができる。

(e) 引用文献

- 1) 佐藤正義、社本康広：ハイブリッドな有限要素を用いた異方応力ひずみ関係モデル、第 38 回地盤工学研究発表会、pp. 1821-1822、2003.7
- 2) 小笠他：I-B227 地盤流動に関する遠心振動実験のシミュレーション解析、土木学会第 52 回年次学術講演会、pp. 552~553、1997.9
- 3) Fukutake, K. and Ohtsuki, A. : Three-dimensional liquefaction analysis of partially improved ground, 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (IS-TOKYO' 95), pp. 851-856, 1995

(f) 成果の論文発表・口頭発表等

著者	題名	発表先	発表年月日
佐藤正義 社本康広	ハイブリッドな有限要素を用いた異方応力ひずみ関係モデル	第 38 回地盤工学研究発表会、pp. 1821-1822、地盤工学会	2004 年 7 月
A.Abe, J.F.Meneses M.Sato F.Kuwabara	Web-Based Visualization of Liquefied Sand-Pile Interaction in Near-Full Scale Testing,	Proceedings of The 11th International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering & The 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering	2004 年 1 月

M. Sato, M. Mohajeri A. Abe	Large Scale Shake Table Test on Lateral Spreading of Liquefied Sand Behind a Sheet Pile Wall Model	13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE), Vancouver, BC Canada	2004年8月
A. Abe, J. F. Meneses, M. Sato M. Mohajer	Near-Full Scale Testing and Analysis of Saturated Sand-Pile Interaction Under Earthquake Condition	13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE), Vancouver, BC Canada	2004年8月
M.Mohajeri, Y.Kobayashi K.Kawaguchi M. Sato	Numerical Study on Lateral Spreading of Liquefied Ground Behind a Sheet Pile Model in a Large Scale Shake Table Test	13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE), Vancouver, BC Canada	2004年8月
T. Kagawa, M. Sato and C. Minowa	Centrifuge Simulation of Large-Scale Shaking Table Tests, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering	Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 130, Number 7, 663-672	2004年6月
川口和弘・大 矢陽介・佐藤 正義	矢板護岸及び杭基礎を含む液状化地盤を対象とした大型振動模型実験の有効応力解析	液状化地盤中の杭の挙動と設計法に関するシンポジウム発表論文集, 271-274.	2004年12月
社本康広、田 村正	地盤の直交異方性を考慮した地震応答解析手法ーその1 異方体のモデル化と解析手法の提案ー	2004年度日本建築学会学術講演会梗概集	2004年8月
田村正、社本 康広	地盤の直交異方性を考慮した地震応答解析手法ーその2 地盤ー建物相互作用系モデルによる検討ー	2004年度日本建築学会学術講演会梗概集	2004年8月
井上貴仁・佐 藤正義	せん断土槽を用いた地盤ー杭ー構造物モデルの振動台実験の3次元解析	2004年度日本建築学会学術講演会梗概集	2004年8月
井上貴仁・佐 藤正義	せん断土槽を用いた地盤ー杭ー構造物モデルの振動台実験の3次元解析 (その2)	2005年度日本建築学会学術講演会	2005年9月 (発表予定)

(g) 特許出願, ソフトウェア開発, 仕様・標準等の策定

1) 特許出願

なし

2) ソフトウェア開発

なし

3) 仕様・標準等の策定

なし

(3) 平成14～16年度業務のまとめ

土質要素試験、遠心模型実験を実施することによって、地盤・構造物系の3次元振動の際に問題となる地盤の異方性の影響を明らかにし、この効果を考慮できる異方体を用いた地震応答解析手法を提案した。この解析手法の特徴は、2つの等方体要素を一つの異方体要素と見なすことによって、既往の等方体を用いた解析手法を変更することなく異方体の効果を表現出来る解析手法を提案した。提案した解析手法は、建物のロッキングによる鉛直動の挙動を、等方体モデルに比べ良く表現できることが明らかになった。