

1. はじめに

2007年に改定された港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾(以下港湾基準と記す)における港湾構造物の性能照査は、作用及び構造物の保有する性能に関して不確定性を考慮できる方法又はその他の方法であって信頼性の高い方法で行うことが求められており、不確定性を考慮できる方法としては信頼性設計法が原則とされた。なかでも、港湾構造物の代表的な構造である岸壁の設計に用いるレベル1地震動は、確率的ハザード解析によって得られる一様ハザードスペクトルをもとにした時刻歴波形であり、確率的な作用であることから、照査方法も確率論に基づいた信頼性設計法によるべきである。

栈橋のレベル1地震動に対する破壊確率の評価に関しては、長尾ら²⁾によって簡易な1次近似2次モーメント法(以下FOSMと記す)によって破壊確率を十分な精度で評価できることが示されている。一方、重力式や矢板式岸壁は被災モードが変形であり、精度良く変形量を求めるためには2次元地震応答解析を行わなければならない。変形に対応した確率的照査を解析的に行うことは困難である。また、モンテカルロシミュレーションにより直接破壊確率を求めることは2次元地震応答解析の計算負荷が大きいため現実的ではなく、設計においては従来の震度法と同様の手法である形式的な部分係数法が採用されている。

長尾ら³⁾は、地盤強度及び地震動のばらつきを対象に、地震応答解析を数回のみ実施することで限界状態関数の勾配を簡易に評価し、FOSMにより重力式及び矢板式岸壁の地震時残留変形量に関する信頼性指標を評価している。また、設計実務における計算負荷低減の観点から1回のみ地震応答解析で信頼性指標を簡易に評価する方法(以下既往の簡易評価法と記す)も検討している。ただし、既往の簡易評価法は計算負荷が小さい反面、限られた解析結果での変形量と導関数の関係から最大勾配を設定することで安全側の信頼性指標を得ており、信頼性指標の評価精度に向上の余地がある。

本研究では、レベル1地震動に対する重力式岸壁の残留変形量に関する信頼性指標をFOSMで評価するにあたり、2次元地震応答解析は1回のみとすることで、計算負荷を低減し、信頼性指標を簡易に評価する方法を検討する。後述するように、FOSMにより信頼性指標を評価するためには、限界状態関数の平均値と確率変数の変化に伴う限界状態関数の勾配を求める必要があり、重力式岸壁の残留変形量に関する信頼性指標を評価するためには確率変数の平均に対する残留変形量と、確率変数の平

均±標準偏差に対する残留変形量が必要である。本研究では、確率変数の平均及び平均±標準偏差での残留変形量を2次元地震応答解析により求め、確率変数との関係を整理することで、確率変数の平均±標準偏差に対する残留変形量を推定する方法を検討する。なお、確率変数としては、S波速度の推定誤差及び入力地震動の信頼度を取り扱うこととし、その確率分布形状は既往の研究と同様とする³⁾。

また、矢板式等の重力式以外の構造形式及び地盤の液状化を考慮した条件に関しては、今後の研究課題とする。

2. 岸壁の残留変形量の整理及び推定方法の検討

2.1 解析条件

図-1に示す重力式岸壁について、表-1に示す水深と震度の条件を対象に、港湾基準に示されている性能照査法に準じ壁体幅を表-2のように設定した。水深は岸壁の標準的な水深の範囲から設定した。上載荷重は、永続状態では10kN/m²、変動状態で5kN/m²と設定した。また、照査用震度は既往の研究³⁾を参考に代表的な震度を設定している。

地盤条件は既往の研究³⁾と同様、砂質地盤を対象とし、地盤固有周期1.2s程度の軟弱な地盤条件をCase1、地盤固有周期0.8s程度のやや締まった地盤条件をCase2とし、それぞれ表-3の地盤のS波速度の平均(μ)のようにS波速度構造を設定した。また、地盤のS波速度の平均±標準偏差($\mu \pm \sigma$)についても既往の研究と同様、Imai⁴⁾によるN値とS波速度のデータから沖積砂質土のN値によるS波速度換算値と実測値の比は、標準偏差0.29(対数正規分布で0.05)、確率分布は対数正規確率分布に従う⁵⁾ものとし、S波速度を式(1)より算出した。表-3に示した値は、均質な土層の中央でS波速度から基準初期せん断剛性に式(2)により換算し、式(3)によって表-3に示す層区分の層中央の初期せん断剛性を評価した結果をもとにS波速度として示している。

$$V_s = \exp\{\ln(\mu_{V_s}) \cdot (1 \pm 0.05)\} \quad (1)$$

$$G_{ma} = \rho V_s^2 \quad (2)$$

$$G_0 = G_{ma} \left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{ma}'} \right) \quad (3)$$

ここで、 V_s : 地盤のS波速度、 μ_{V_s} : S波速度の平均、 ρ : 質量密度、 G_0 : 初期せん断剛性、 G_{ma} : 基準初期せん断剛性、 σ_m' : 平均有効拘束圧、 σ_{ma}' : 基準平均有効拘束圧であり、 G_{ma} 、 σ_{ma}' は均質な土層の中央に対して設定される。

2次元地震応答解析コードは、港湾構造物への適用性が確認されている FLIP⁶⁾を用いる。解析に必要な入力パラメータは、設定した地盤の S 波速度から FLIP における標準的なパラメータ設定法⁷⁾に従い表-4に示す値を設定した。なお、FLIP の標準的なパラメータ設定法では、式(4)により相対密度 D_r を推定し、図-2に示す既往の三軸試験結果を参照して内部摩擦角を設定する。

$$D_r = 21\{N/(\sigma_v' + 0.7)\}^{0.5} \quad (4)$$

ここで、 N : 標準貫入試験の N 値、 σ_v' : 有効上載圧力 (kgf/cm^2)である。この方法によると、本研究で取り扱う S 波速度のばらつきの範囲では内部摩擦角の変化は小さく、表-4に示すように S 波速度の μ 及び $\mu \pm \sigma$ で内部摩擦角は同じ値となる。よって、本研究では地盤の S 波速度のばらつきは、地盤のせん断剛性のばらつき（以下せん断剛性のばらつきと記す）とする。以下、地盤のせん断剛性の平均を G_μ 、平均土標準偏差を $G_{\mu \pm \sigma}$ と記す。

また、本研究ではレベル1地震動を対象にしているため地盤が液状化しないことを前提としており、液状化に関するパラメータは設定していない。数値解析の安定性の観点から与えるレーレー減衰は初期剛性比例係数として与え、すべての検討断面を対象に背後地盤の1次固有周期と1次減衰 ($\xi_1=0.01$ を仮定) より算出した β の平均値より、 $\beta=0.002$ と設定した。壁体底面と捨石マウンド上面の間は、ジョイント要素を用いて壁体と石材の間に生じる滑動及び剥離をモデル化している。

なお、本研究では2次元地震応答解析とは別に1次元地震応答解析も行うが、その際の解析コードも2次元地震応答解析と合わせ FLIP を用いる。以下に2次元地震応答解析を2次元解析、1次元地震応答解析を1次元解析と記す。

表-5に入力地震動の加速度最大値及び卓越周波数を示す。入力地震波の加速度最大値（以下 PGA と記す）は既往の研究と同じであり、各港のレベル1地震動（再現期間75年）として検討されているものから、信頼度30%、信頼度50%、信頼度70%（以下 PGA_{L30} 、 PGA_{L50} 、 PGA_{L70} と記す）の3種類を用いた³⁾。なお、せん断剛性のばらつきを検討する際に用いる地震動は PGA_{L50} である。図-3に入力地震動の加速度時刻歴を示す。図-3の時刻歴波形は、地震波形の主要動の前後にテーパー処理をしたものである。テーパー処理は、各波形の加速度最大値の1/4と1/2の加速度が初めて現れる時刻間の加速度データにサイン状のテーパーをかけ、最後に加速度最大値の1/2と1/4の加速度が現れる時刻間の加速度データにコサイン状のテーパーをかける。本研究では、各波形の加速度最大値の1/4の加

速度が初めて現れた時刻と最後に現れた時刻までの加速度データを使用することで解析時間の短縮を図った。

本研究における2次元地震応答解析の解析ケース数は420である。

表-1 検討ケース

| 水深 震度 | -7.5m | -11.0m | -14.5m |
|----------|-------|--------|--------|
| 0.10 | ○△ | | |
| 0.15 | | ○△ | |
| 0.20 | | ○ | ○△ |
| 0.25 | | | ○ |

注: ○:地盤のせん断剛性のばらつき
△:地震動のばらつき

表-2 壁体幅

| 水深 (m) | 震度 | 地盤 | 壁体幅 (m) | 壁体幅 / 壁高 |
|--------|------|-------------|---------|----------|
| -7.5 | 0.10 | Case1,Case2 | 3.2 | 0.28 |
| | 0.15 | Case1,Case2 | 7.4 | 0.64 |
| -11.0 | 0.20 | Case1,Case2 | 11.4 | 0.76 |
| | 0.20 | Case1,Case2 | 15.4 | 0.83 |
| -14.5 | 0.20 | Case1,Case2 | 15.4 | 0.83 |
| | 0.25 | Case1,Case2 | 20.4 | 1.10 |

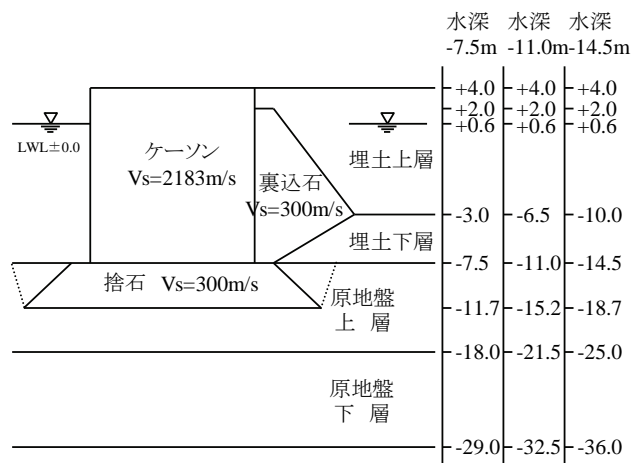


図-1 検討断面

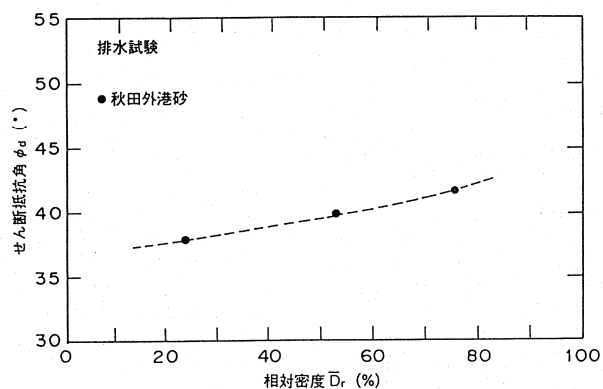


図-2 砂の内部摩擦角の試験結果の例⁷⁾

表-3 地盤物性

| 地盤 | 土層区分 | | Vs (m/s) | | | | | | | | |
|-------|------|-----|--------------|-------|--------------|--------------|-------|--------------|--------------|-------|--------------|
| | | | 水深-7.5m | | | 水深-11.0m | | | 水深-14.5m | | |
| | | | $\mu-\sigma$ | μ | $\mu+\sigma$ | $\mu-\sigma$ | μ | $\mu+\sigma$ | $\mu-\sigma$ | μ | $\mu+\sigma$ |
| Case1 | 埋土 | 水面上 | 70 | 85 | 114 | 70 | 85 | 114 | 70 | 85 | 114 |
| | | 上層 | 85 | 103 | 137 | 89 | 108 | 144 | 93 | 113 | 150 |
| | | 下層 | 94 | 114 | 152 | 100 | 121 | 162 | 105 | 128 | 171 |
| | 原地盤 | 上層 | 103 | 133 | 170 | 108 | 138 | 178 | 112 | 143 | 184 |
| | | 下層 | 115 | 148 | 190 | 119 | 152 | 196 | 122 | 156 | 200 |
| Case2 | 埋土 | 水面上 | 104 | 128 | 175 | 104 | 128 | 175 | 104 | 128 | 175 |
| | | 上層 | 125 | 154 | 210 | 132 | 162 | 221 | 137 | 169 | 230 |
| | | 下層 | 139 | 171 | 233 | 148 | 182 | 248 | 156 | 192 | 261 |
| | 原地盤 | 上層 | 135 | 176 | 229 | 141 | 183 | 238 | 146 | 190 | 247 |
| | | 下層 | 180 | 237 | 312 | 185 | 244 | 321 | 190 | 250 | 329 |

表-4 地盤条件

| 地盤 | Vsのばらつき | 土層区分 | 土層区分 | 湿潤密度 (t/m ³) | 基準有効拘束圧 (kN/m ²) | 基準初期せん断剛性 (kN/m ²) | 基準初期体積剛性 (kN/m ²) | 粘着力 (kN/m ²) | 内部摩擦角 (°) | | |
|--------------|--------------|---------|---------|--------------------------|------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------|-----------|--------|----|
| Case1 | $\mu-\sigma$ | 埋土 | 上層(水面上) | 1.8 | 89.8 | 17670 | 67595 | 0 | 37 | | |
| | | | 上層(水面下) | 2.0 | | | | | | | |
| | | | 下層 | | | | | | | | |
| | | 原地盤 | 上層 | 2.0 | 239.8 | 27380 | 117353 | 0 | 38 | | |
| | | | 下層 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| | μ | 埋土 | 上層(水面上) | 1.8 | 89.8 | 25920 | 67595 | 0 | 37 | | |
| | | | 上層(水面下) | 2.0 | | | | | | | |
| | | | 下層 | | | | | | | | |
| | | 原地盤 | 上層 | 2.0 | 239.8 | 45000 | 117353 | 0 | 38 | | |
| | | | 下層 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| $\mu+\sigma$ | 埋土 | 上層(水面上) | 1.8 | 89.8 | 46210 | 67595 | 0 | 37 | | | |
| | | 上層(水面下) | 2.0 | | | | | | | | |
| | | 下層 | | | | | | | | | |
| | 原地盤 | 上層 | 2.0 | 239.8 | 74500 | 117353 | 0 | 38 | | | |
| | | 下層 | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| Case2 | $\mu-\sigma$ | 埋土 | 上層(水面上) | 1.8 | 89.8 | 38640 | 152089 | 0 | 38 | | |
| | | | 上層(水面下) | 2.0 | | | | | | | |
| | | | 下層 | | | | | | | | |
| | | 原地盤 | 上層 | 2.0 | 198.5 | 42630 | 188286 | 0 | 38 | | |
| | | | 下層 | | 279.2 | | | | 72200 | 325980 | 39 |
| | | | | | | | | | | | |
| | μ | 埋土 | 上層(水面上) | 1.8 | 89.8 | 58320 | 152089 | 0 | 38 | | |
| | | | 上層(水面下) | 2.0 | | | | | | | |
| | | | 下層 | | | | | | | | |
| | | 原地盤 | 上層 | 2.0 | 198.5 | 72200 | 188286 | 0 | 38 | | |
| | | | 下層 | | 279.2 | | | | 125000 | 325980 | 39 |
| | | | | | | | | | | | |
| $\mu+\sigma$ | 埋土 | 上層(水面上) | 1.8 | 89.8 | 108600 | 152089 | 0 | 38 | | | |
| | | 上層(水面下) | 2.0 | | | | | | | | |
| | | 下層 | | | | | | | | | |
| | 原地盤 | 上層 | 2.0 | 198.5 | 122000 | 188286 | 0 | 38 | | | |
| | | 下層 | | 279.2 | | | | 216500 | 325980 | 39 | |
| | | | | | | | | | | | |
| 共通材料 | | 捨石 | 2.0 | 98.0 | 180000 | 469412 | 20 | 35 | | | |
| | | 裏込石 | | | | | | | | | |

表-5 入力地震動の加速度最大値及び卓越周波数

| No. | 名 称 | 入力加速度最大値 (Gal) | | | 卓越周波数 (Hz) | No. | 名 称 | 入力加速度最大値 (Gal) | | | 卓越周波数 (Hz) |
|-----|-------|----------------|-------------|-------------|------------|-----|-------|----------------|-------------|-------------|------------|
| | | PGA_{L30} | PGA_{L50} | PGA_{L70} | | | | PGA_{L30} | PGA_{L50} | PGA_{L70} | |
| 1 | 苫小牧港波 | 141.7 | 147.9 | 155.0 | 1.04 | 6 | 広島港波 | 329.6 | 335.9 | 343.3 | 1.81 |
| 2 | 八戸港波 | 185.6 | 206.7 | 233.3 | 0.83 | 7 | 高松港波 | 106.8 | 109.4 | 112.6 | 1.22 |
| 3 | 東京港波 | 120.2 | 126.6 | 135.1 | 1.21 | 8 | 高知港波 | 180.4 | 192.1 | 205.8 | 3.61 |
| 4 | 名古屋港波 | 129.6 | 134.0 | 139.3 | 0.75 | 9 | 博多港波 | 165.0 | 166.1 | 167.1 | 2.31 |
| 5 | 岩国港波 | 305.2 | 312.3 | 320.0 | 4.21 | 10 | 鹿児島港波 | 181.8 | 187.0 | 192.7 | 1.19 |

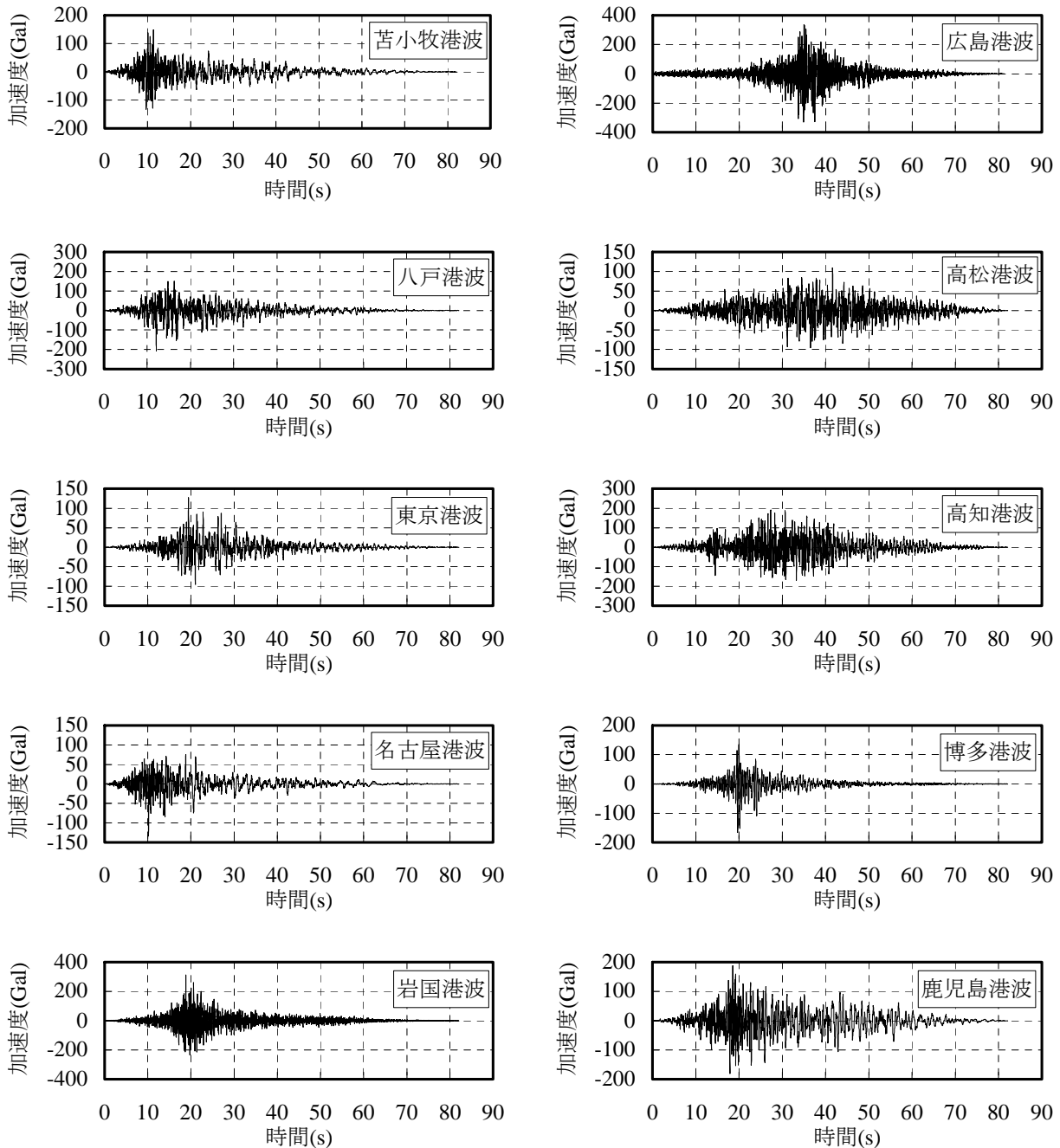


図-3 PGA_{L50} の入力地震動加速度時刻歴

2.2 残留変形量の整理

はじめに、せん断剛性のばらつきを考慮した場合の残留変形量の把握を行うことを目的として、表-4に示した地盤条件で表-1に示す検討ケースを対象に図-1に示した断面について2次元解析を実施した。また、残留変形量(壁体天端と基盤における水平変位量の差分)を図-4に示す①壁体傾斜量(壁体天端と壁体底面の水平変位の差分)、②マウンド変形量(マウンド天端とマウンド底面の水平変位の差分)、③地盤変形量(地盤最上端と地盤最下端の水平変位の差分)に分け、各変形量が残留変形量に与える影響について整理を行った。なお、本研究ではマウンドに関してはS波速度のばらつきを考慮していないことから、マウンド変形量と地盤変形量を分けて考える。

図-5に苫小牧港波を対象とした水深-11.0m、震度0.15の断面を例として、 G_{μ} 及び $G_{\mu\pm\sigma}$ の地盤の固有周期と変形量の関係を示す。また、図中には G_{μ} 及び $G_{\mu\pm\sigma}$ の残留変形量を用いて最小自乗法による線形近似を行った結果も併せて示す。なお、多層地盤の固有周期は、厳密には解析的な評価が必要となるが、ここでは各層内の波動伝播時間の和として式(5)で簡易に評価する。

$$T_g = \sum \frac{4H_i}{V_{S_i}} \quad (5)$$

ここで、 T_g :地盤の固有周期(s)、 H_i : i 層における層厚(m)である。残留変形量に着目すると、地盤の固有周期と残留変形量の間には、線形の関係があることが確認できる。これは、既往の研究同様、重力式岸壁の信頼性指標の評価にFOSMが適用可能であることを示すものである³⁾。なお、残留変形量及び①~③の各変形量は、地盤の固有周期が短いケースでは変形量が小さく、地盤の固有周期が長くなるに伴い変形量が大きくなる傾向を示す。地盤の固有周期は式(5)で表され、地盤のS波速度と地盤のせん断剛性は式(2)で表されることから、地盤のせん断剛性と地盤の固有周期の増減は逆の傾向を示す。そのため、地盤のせん断剛性が高く、地盤の固有周期が短いケースは、地盤のせん断剛性が低く、地盤の固有周期が長いケースに比べ、同じ地震波形に対して変形量が小さくなる。ただし、マウンドはS波速度のばらつきを考慮していないため、その傾向は小さい。また、2次元解析において壁体は剛体としてモデル化しており壁体自体は変形しないが、地盤の変形に伴って壁体が傾斜するため、地盤の固有周期の変化に対して地盤変形量と同様の傾向で変形量が増減する。

図-6に水深毎の残留変形量と各変形量の関係を示す。水深によって残留変形量に占める各変形量の割合は異なるが、残留変形量と各変形量の間には線形の関係が認められ

る。また、各水深とも残留変形量に対して地盤変形量の影響が大きいことが確認できる。

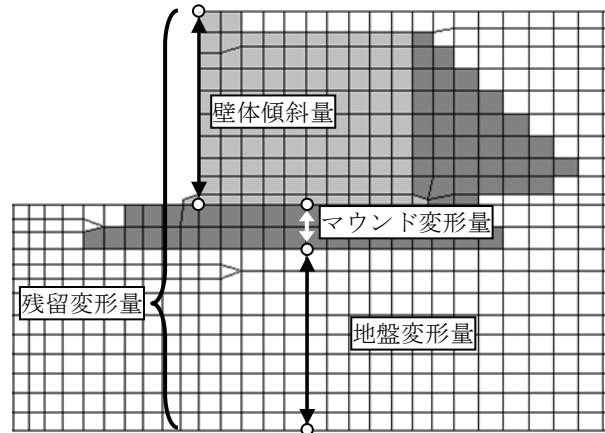
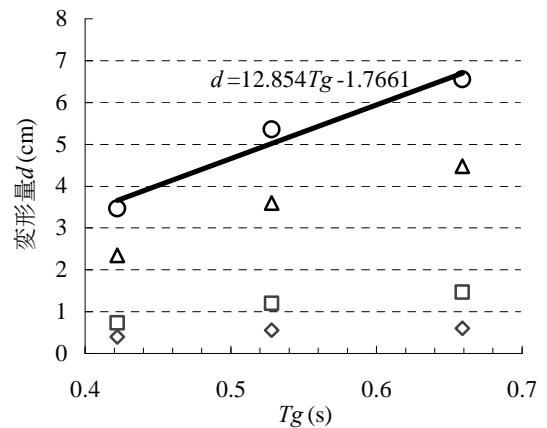
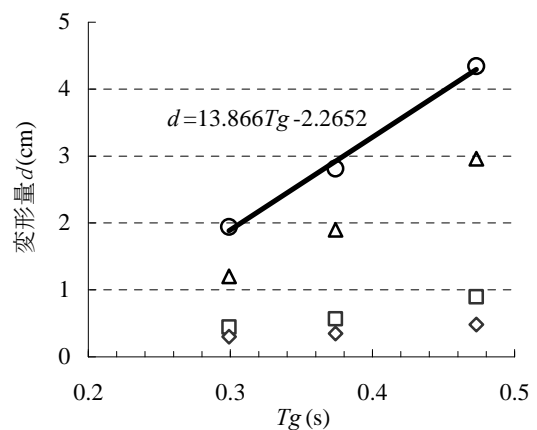


図-4 残留変形量と各変形量



(a)地盤 Case1



(b)地盤 Case2

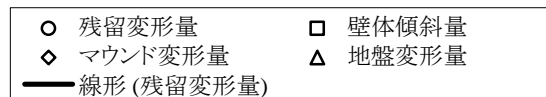
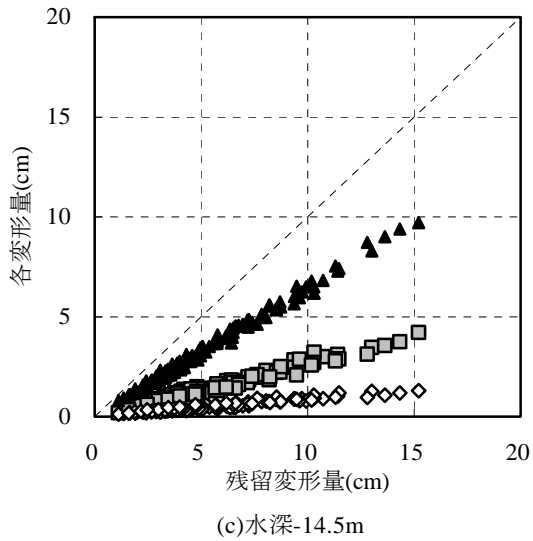
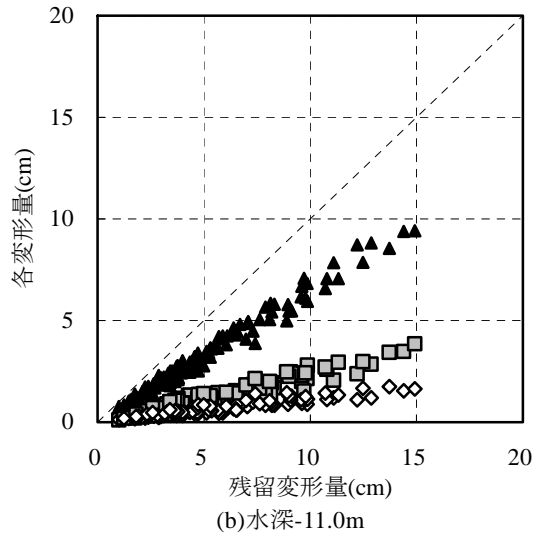
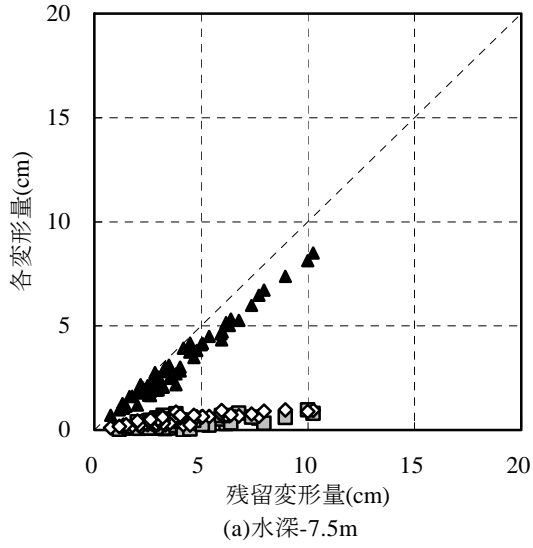


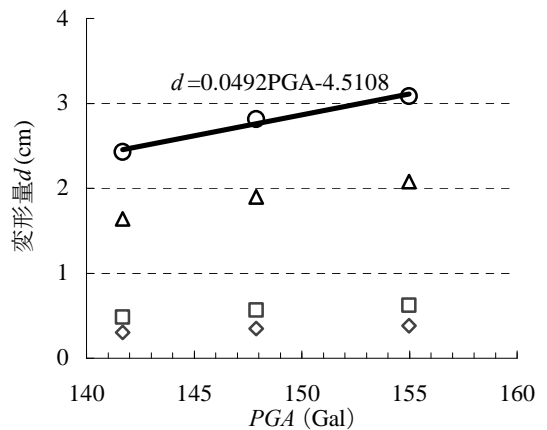
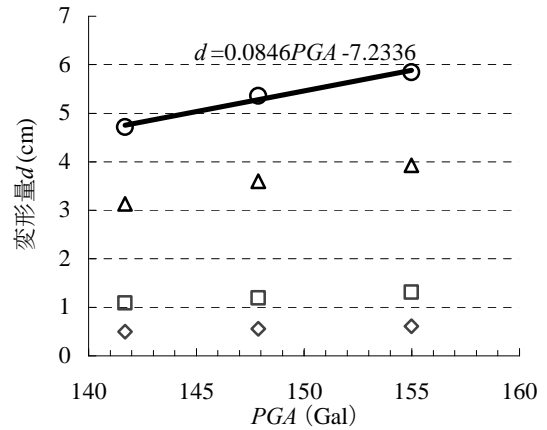
図-5 地盤の固有周期と変形量の関係



■ 壁体傾斜量 ◇ マウンド変形量 ▲ 地盤変形量

図-6 残留変形量と各変形量の関係
(せん断剛性のばらつき)

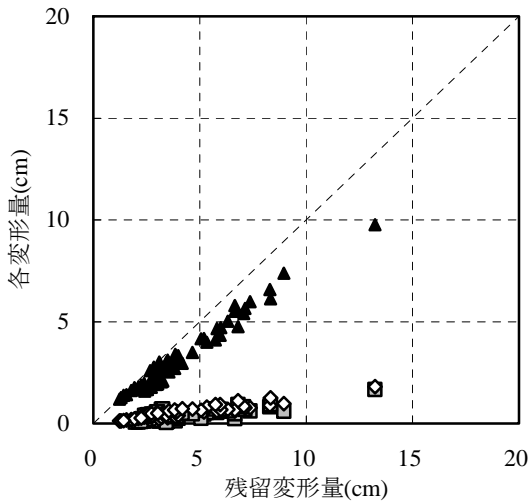
次に、地震動のばらつきを考慮した場合の残留変形量を整理する。地震動のばらつきとは地震動の信頼度の違いであり、地震動の信頼度とは非超過確率のことである。各信頼度の地震波形は、ハザード解析において得られるサンプルをもとに平均と標準偏差を評価し、これを正規分布と仮定して信頼度の形で評価したものである。よって、 PGA_{L30} 、 PGA_{L50} 、 PGA_{L70} は $\mu-0.524\sigma$ 、 μ 、 $\mu+0.524\sigma$ に該当する。なお、地震動のばらつきでは、確率変数としての地震動の強度は便宜的に PGA とする。検討断面及び地盤条件は前節と同様とし、表-1に示す検討ケースを対象に2次元解析を実施した。苫小牧港波を対象とした水深-11.0m、震度0.15の断面を例として、 PGA_{L30} 、 PGA_{L50} 、 PGA_{L70} の PGA と変形量の関係を図-7に示す。表-5によると地震動の信頼度が高くなると PGA が大きくなり、残留変形量及び①~③の各変形量も同様に増加する傾向がある。また、最小自乗法による直線近似は、残留変形量の3点とほぼ一致しており、地震動のばらつきを考慮した信頼性指標の評価においても FOSM が適用可能である。



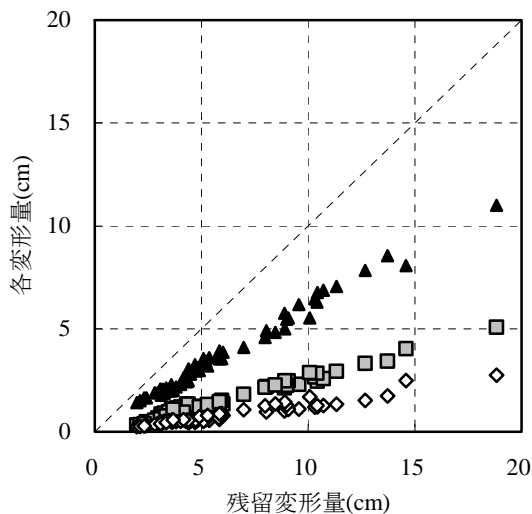
○ 残留変形量 □ 壁体傾斜量
◇ マウンド変形量 ▲ 地盤変形量
— 線形(残留変形量)

図-7 PGA と変形量の関係

なお、図-8に示す水深毎の残留変形量と各変形量の関係によると、水深によって残留変形量に占める各変形量の割合は異なるが、残留変形量と各変形量の間には線形の関係が認められる。また、各水深とも残留変形量に対して地盤変形量の影響が大きいことが確認できる。



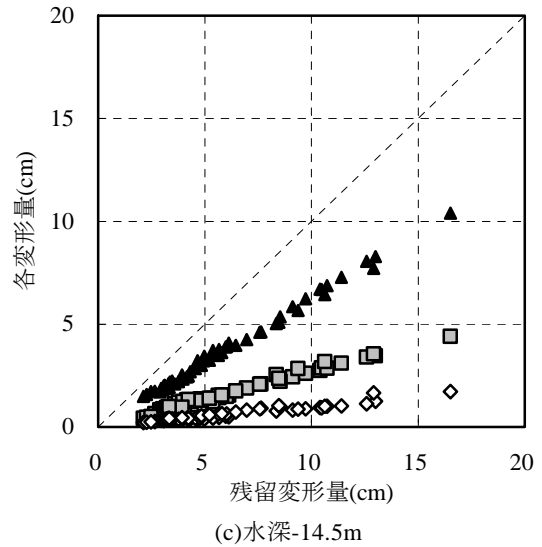
(a)水深-7.5m



(b)水深-11.0m

■ 壁体傾斜量 ◇ マウンド変形量 ▲ 地盤変形量

図-8 残留変形量と各変形量の関係 (地震動のばらつき)



(c)水深-14.5m

■ 壁体傾斜量 ◇ マウンド変形量 ▲ 地盤変形量

図-8 残留変形量と各変形量(地震動のばらつき) (続き)

2.3 地盤のせん断変形量と地盤変形量の関係

前節において、残留変形量に対して地盤変形量の影響が大きく、両者の関係は線形であることが確認できた。そこで、残留変形量は地盤変形量から推定を行うものとする。

なお、2次元解析における地盤変形量は、加振中に発生する土要素の回転やせん断変形などの合計であるが、せん断変形に関しては2次元解析に比べ計算負荷の小さい1次元解析等により推定できる可能性がある。そこで、地盤のせん断変形量(以下せん断変形量と記す)による地盤変形量の推定の可能性を調べるため、2次元解析のせん断変形量と地盤変形量の関係を整理する。せん断変形量 δ_s は図-9に示すように、各要素のせん断ひずみ γ_{xy} (加振後の残留せん断ひずみと自重解析後の初期せん断ひずみの差)と要素高さ Δy の積を鉛直方向で合算したものとする(式(6))。

$$\delta_s = \sum (\gamma_{xy} \cdot \Delta y) \quad (6)$$

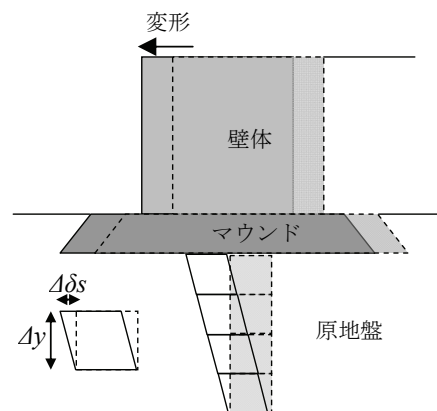


図-9 壁体下の地盤のせん断変形量

まず、2次元解析における壁体下の海側、中央、陸側に位置する土要素について、地盤変形量とせん断変形量の関係を整理する(図-10)。水深-11.0m、震度0.15の苫小牧港波を対象に、節点の水平変位量 Δx とせん断変形量 δ_s の差の鉛直分布を図-11に示す。図-11によると中央において節点における変位とせん断変形量の差が最も小さくなっており、壁体中央の地盤変形は陸側、海側に比べ、せん断変形の影響が大きいことがわかる。後述するように本研究では1次元解析を用いて残留変形量を推定するが、1次元解析ではせん断変形のみが評価できる。よって、せん断変形量が残留変形量に占める割合が最も大きい壁体下地盤の中央に着目する。

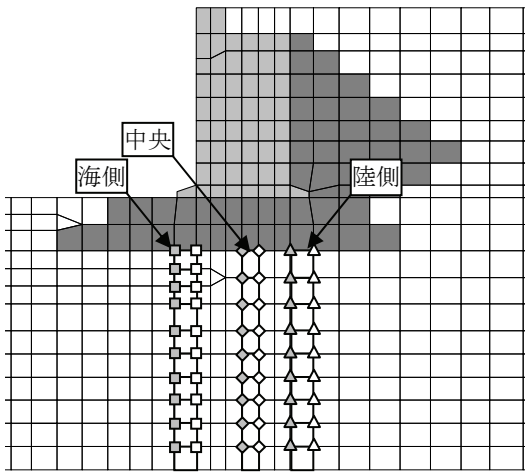


図-10 着目要素及び着目節点

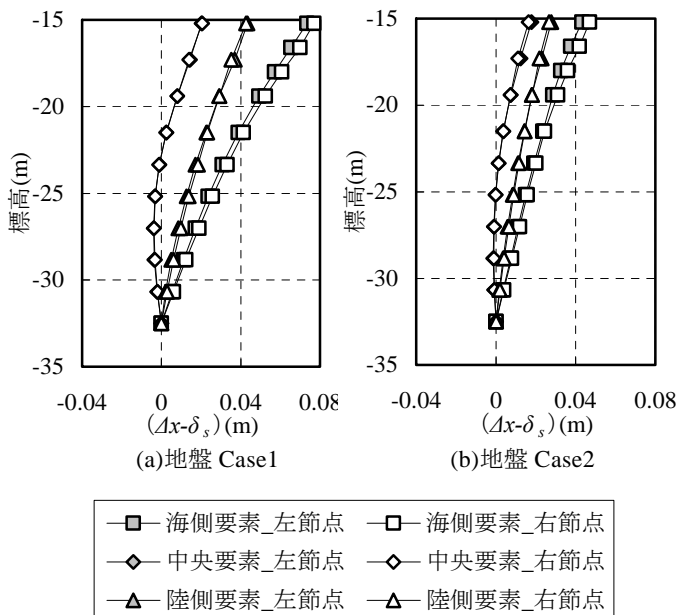


図-11 $D-\delta_s$ の鉛直分布

次に、せん断変形量と地盤変形量の関係を図-12に示す。ここでは、せん断剛性及び地震動のばらつき全てのケースの結果をプロットしている。水深によってせん断変形量と地盤変形量の関係は異なるが、両者の関係はほぼ直線上にあり、直線近似が可能である。前述のように残留変形量と地盤変形量も線形の関係があることから、本研究ではせん断変形量から残留変形量を推定することとする。

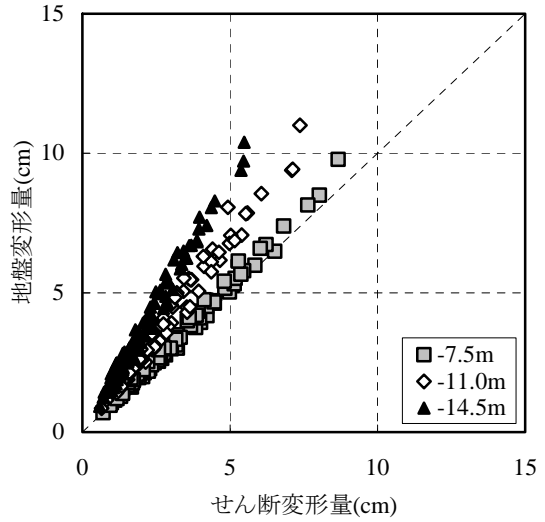


図-12 せん断変形量と地盤変形量の関係

2.4 地盤のせん断変形量による残留変形量の推定

せん断変形量と残留変形量の関係を図-13に示す。両者の関係は水深によって異なるが、概ね原点を通る直線で表すことができる。なお、 G_μ 、 PGA_{L50} の条件では2次元解析を行うことを前提としていることから、個々のケースでせん断変形量と残留変形量の関係を求めることができる。

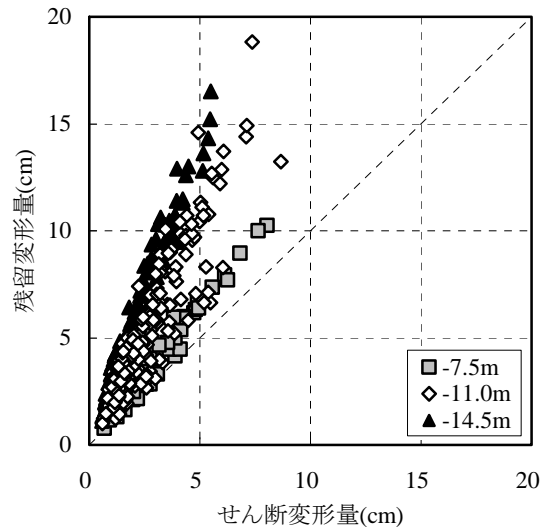


図-13 せん断変形量と残留変形量の関係

そこで、 G_{μ} のせん断変形量と残留変形量の比及び $G_{\mu\pm\sigma}$ のせん断変形量から、 $G_{\mu\pm\sigma}$ の残留変形量を推定する(式(7)).

$$D_{est_G\mu\pm\sigma} = D_{G\mu} \cdot \delta_{S_G\mu\pm\sigma} / \delta_{S_G\mu} \quad (7)$$

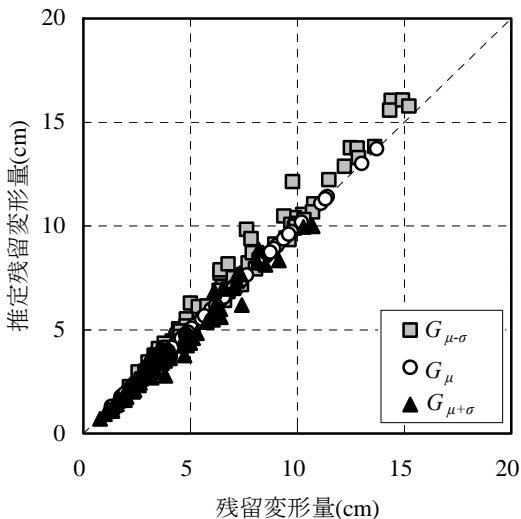
ここで、 $D_{est_G\mu\pm\sigma}$: $G_{\mu\pm\sigma}$ の推定残留変形量、 $D_{G\mu}$: G_{μ} の 2次元解析の残留変形量、 $\delta_{S_G\mu\pm\sigma}$: $G_{\mu\pm\sigma}$ のせん断変形量、 $\delta_{S_G\mu}$: G_{μ} のせん断変形量である。

また、地震動のばらつきに関しては、 PGA_{L50} のせん断変形量と残留変形量の比及び PGA_{L30} 、 PGA_{L70} のせん断変形量から、 PGA_{L30} 、 PGA_{L70} の残留変形量を推定する (式(8), (9)) .

$$D_{est_PGA_L30} = D_{PGA_L50} \cdot \delta_{S_PGA_L30} / \delta_{S_PGA_L50} \quad (8)$$

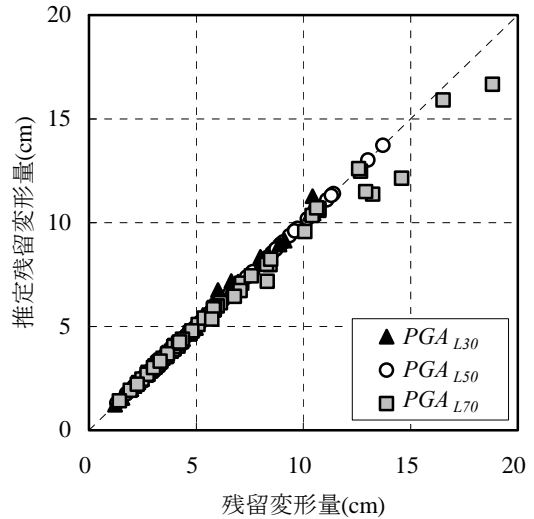
$$D_{est_PGA_L70} = D_{PGA_L50} \cdot \delta_{S_PGA_L70} / \delta_{S_PGA_L50} \quad (9)$$

ここで、 $D_{est_PGA_L30(L70)}$: $PGA_{L30(L70)}$ の推定残留変形量、 D_{PGA_L50} : PGA_{L50} の 2次元解析の残留変形量、 $\delta_{S_PGA_L30(L70)}$: $PGA_{L30(L70)}$ のせん断変形量、 $\delta_{S_PGA_L50}$: PGA_{L50} のせん断変形量である。なお、本節では残留変形量をせん断変形量から推定することの可能性を検討するため、せん断変形量は 2次元解析の結果を用いる。図-14に残留変形量の推定結果を示す。残留変形量の推定値は 2次元解析の残留変形量に対してせん断剛性のばらつきでは-1.2~2.4cm (-29~27%) の誤差、地震動のばらつきでは-2.5~0.8cm (-12~17%) の誤差がある。



(a)せん断剛性のばらつき

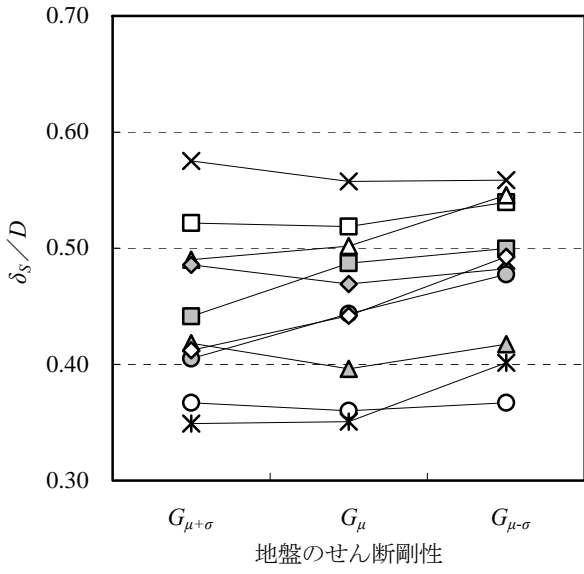
図-14 せん断変形量による残留変形量の推定結果



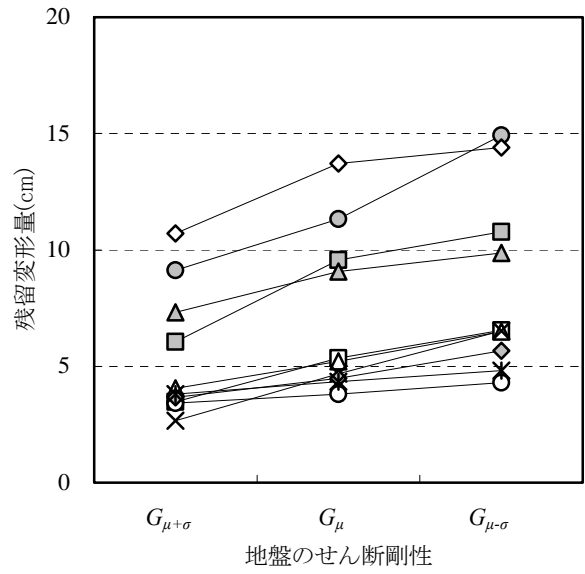
(b)地震動のばらつき

図-14 せん断変形量による残留変形量の推定結果 (続き)

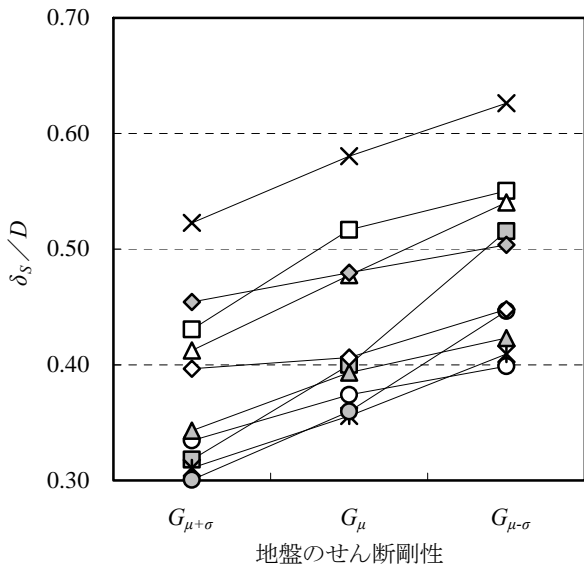
せん断変形量から残留変形量を推定する際に誤差が生じる原因は、地盤のせん断剛性の変化に伴い、せん断変形量と残留変形量の比 (以下 δ_s/D と記す) が変化するためである。水深-11.0m、震度 0.15 の条件について地盤のせん断剛性と δ_s/D の関係を図-15に示し、地盤のせん断剛性のばらつきと残留変形量の関係を図-16に示す。地盤 Case1 では、八戸港波、鹿児島港波、広島港波など G_{μ} の残留変形量が 10cm 以上のケースでは、地盤のせん断剛性の変化に伴って δ_s/D が大きく変化しており、両者の増減は逆の傾向を示す。せん断剛性のばらつきを考慮する場合、地盤のせん断剛性の低下に伴いせん断変形量が増加し、結果として残留変形量が増加するが、壁体傾斜量、マウンド変形量及び地盤のせん断変形以外の変形量はせん断変形量に比べ増加しないため、残留変形量に占めるせん断変形量の割合が増加すると考えられる。よって、 G_{μ} の δ_s/D から $G_{\mu\pm\sigma}$ の残留変形量を推定すると、推定残留変形量は $G_{\mu+\sigma}$ で過小評価、 $G_{\mu-\sigma}$ で過大評価する。また、推定残留変形量の基準となる G_{μ} の残留変形量も比較的大きいことから、残留変形量の推定誤差が大きくなる。一方、名古屋港波、高松港波など G_{μ} の残留変形量が 5cm 程度のケースでは、地盤のせん断剛性が変化しても δ_s/D は大きく変化せず、 G_{μ} の残留変形量も比較的小さいことから、残留変形量の推定誤差は小さい。地盤 Case2 でも、地盤のせん断剛性の変化に伴って δ_s/D が大きく変化しており、両者の増減は逆の傾向を示す。このため、 G_{μ} の δ_s/D から $G_{\mu\pm\sigma}$ の残留変形量を推定すると、推定残留変形量は $G_{\mu+\sigma}$ で過小評価、 $G_{\mu-\sigma}$ で過大評価となる。



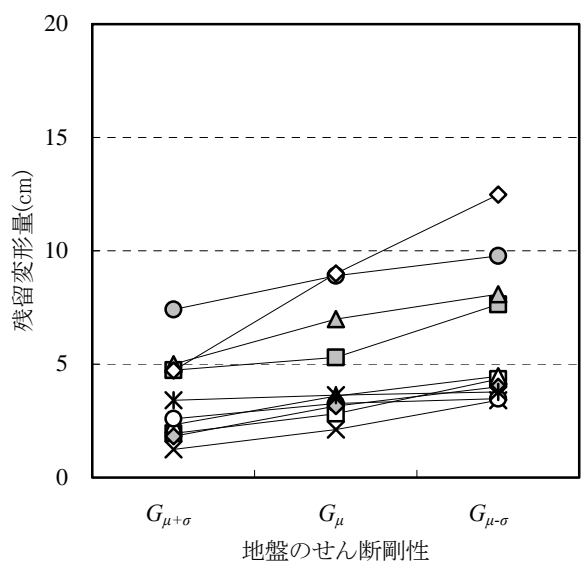
(a)地盤 Case1



(a)地盤 Case1



(b)地盤 Case2



(b)地盤 Case2

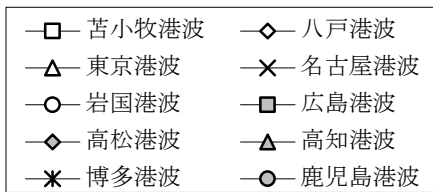


図-15 地盤のせん断剛性と δ_s/D の関係

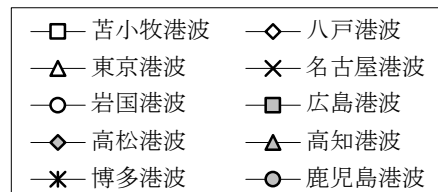
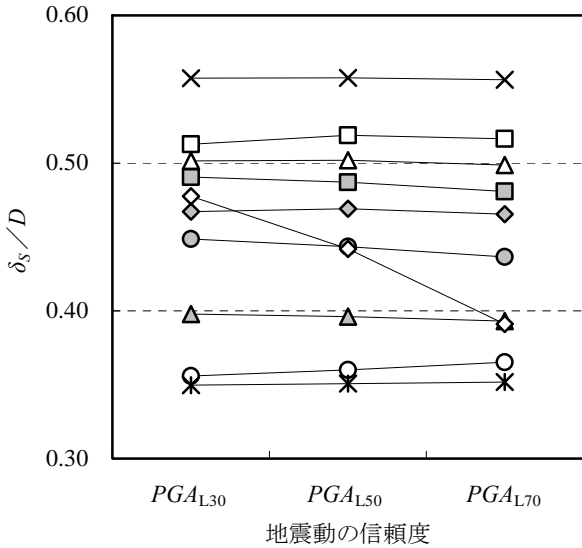


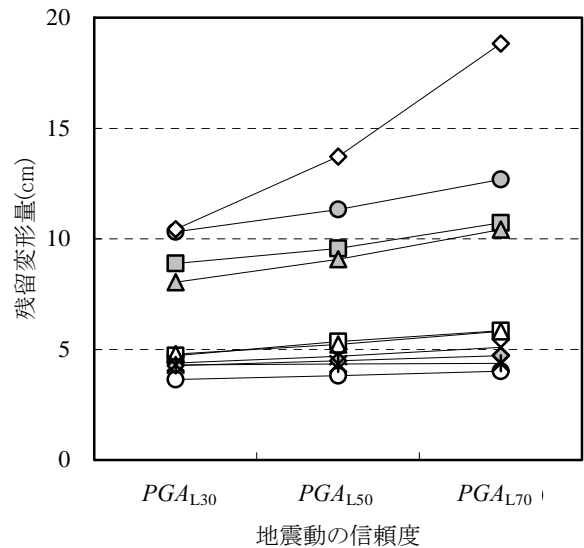
図-16 地盤のせん断剛性と残留変形量の関係

次に、地震動のばらつきを考慮した場合について、水深-11.0m、震度 0.15 の条件を対象として、地震動の信頼度と δ_s/D の関係を図-17に示し、地震動の信頼度と残留変形量との関係を図-18に示す。地盤のせん断剛性のばらつきと同様、八戸港波、鹿児島港波などの PGA_{L50} の残留変形量が比較的大きいケースでは、地震動の信頼度の増減に伴って δ_s/D が変化し、両者の増減は逆の傾向を示す。これらのケースでは地震動の信頼度の増加に伴い、せん断変形量が増加するが、せん断変形量以上に壁体傾斜量及びマウンド変

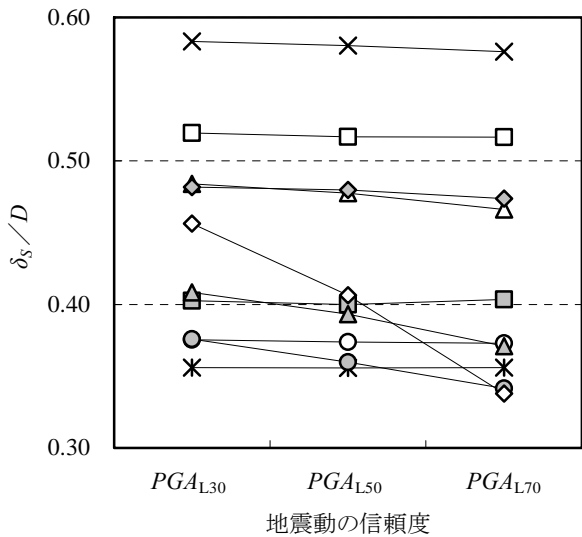
形量が増加するため、 δ_s/D が減少すると考えられる。このため、 PGA_{L50} の δ_s/D から PGA_{L30} 、 PGA_{L70} の残留変形量を推定すると、推定残留変形量は PGA_{L30} で過大評価、 PGA_{L70} で過小評価となる。特に、八戸港波は地震動の信頼度の違いで PGA の差が大きく、 PGA の増加に対して δ_s/D が大きく低下する。また、推定残留変形量の基準となる PGA_{L50} の残留変形量も 13cm と大きいことから、残留変形量の推定誤差が大きくなる。



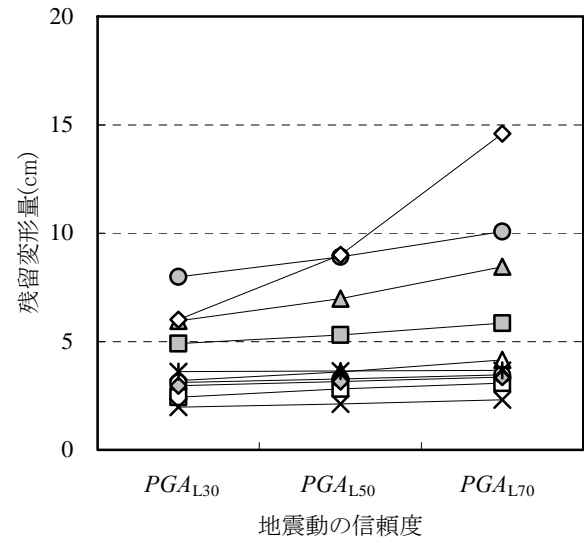
(a)地盤 Case1



(a)地盤 Case1



(b)地盤 Case2



(b)地盤 Case2

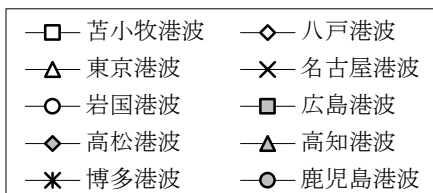


図-17 地震動の信頼度と δ_s/D の関係

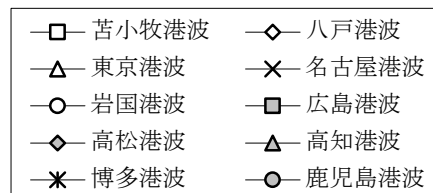


図-18 地震動の信頼度と残留変形量の関係

3. 地盤のせん断変形量の推定方法の検討

前章において、地盤のせん断変形量から残留変形量を推定できることを確認した。そこで、本章では地盤のせん断変形量の推定方法を検討する。

3.1.1 次元解析による地盤のせん断変形量の推定

せん断変形量の推定は1次元解析により行う。1次元解析は2次元解析に比べ、データ作成及び解析時間の面で負荷が小さい。また、 G_μ 及び PGA_{L50} の条件では2次元解析を実施することを前提としており、せん断変形量の推定に使用する1次元解析は2次元解析の自由地盤部の解析モデルをベースにできるというメリットもある。

地盤の変形挙動は初期応力状態の違いにより大きく異なるため、1次元解析でせん断変形量を推定するためには、**図-19**のように壁体下の地盤の初期応力状態を再現する必要がある。1次元解析の解析モデルを**図-20**に示す。1段階で鉛直方向の分布荷重として鉛直応力 σ_y' を作用させ、2段階で水平方向の分布荷重としてせん断応力 τ_{xy} を作用させ、3段階で動的解析を実施する。

なお、2次元解析では原地盤より上にはマウンド及び壁体があるが、本研究では簡易に原地盤のせん断変形量を推定することを目的としていることから、原地盤より上の要素のせん断剛性、せん断強度は2次元解析の自由地盤部と同じ埋土の物性値とした。また、2段階と3段階における同一高さの節点の上下方向の変位は等値とする ($U_y(\text{左}) = U_y(\text{右})$)。

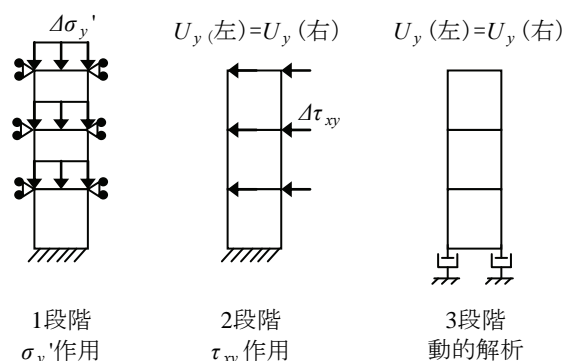


図-20 1次元解析の境界条件及び荷重方法

まず、2次元解析の壁体下要素の初期自重解析後（以下初期と記す）の応力状態を確認する。**図-21**に壁体下の原地盤に生じる初期せん断応力の鉛直分布を示す。初期せん断応力は、壁体及び背後埋土の影響を受け全ての要素で発生しており、深度方向に一樣に増加している。次に、壁体下の初期平均有効拘束圧の鉛直分布を**図-22**に示す。初期平均有効拘束圧は、有効上載圧の増加に応じて深度方向に一樣に増加している。なお、平均有効拘束圧は鉛直応力 σ_y' と静止土圧係数 K_0 によって決まる。（式(10)）

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_x' + \sigma_y'}{2} = \frac{K_0 \sigma_y' + \sigma_y'}{2} = \frac{\sigma_y' (K_0 + 1)}{2} \quad (10)$$

ここで σ_x' : 水平応力である。なお、1次元解析では静止土圧係数はプログラム内で自動に計算されることから、**図-23**に示す壁体下の鉛直応力 σ_y' により初期平均有効拘束圧を再現する。

次に、2次元解析の地盤の初期応力状態を再現した1次元解析の解析結果を確認する。八戸港波を対象とした水深-11.0m、震度0.15、地盤Case1、 G_μ の検討断面について、2次元解析の壁体下原地盤における平均有効拘束圧の時刻歴と、1次元解析の原地盤における平均有効拘束圧の時刻歴を**図-24**に示す。2次元解析、1次元解析とも平均有効拘束圧は解析時間を通してほぼ一定であり、平均有効拘束圧の値も両者ではほぼ一致している。

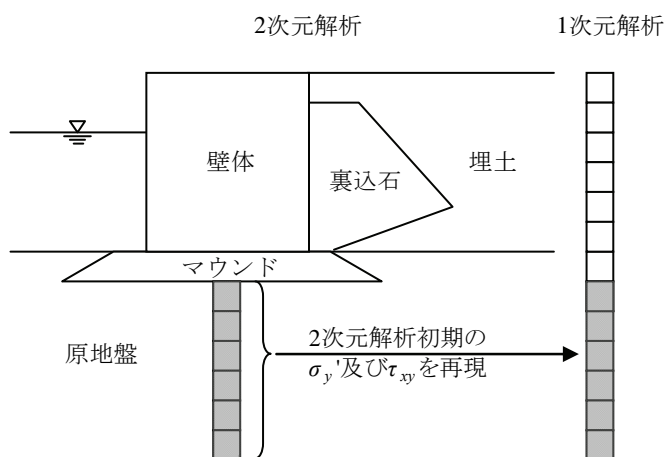


図-19 2次元解析と1次元解析

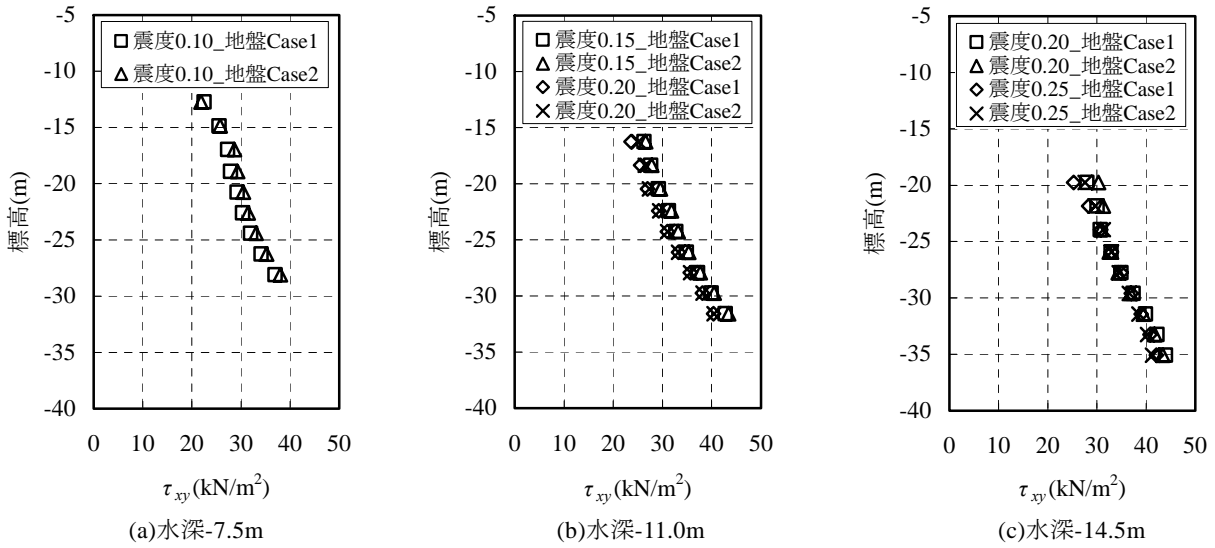


図-21 初期せん断応力の鉛直分布

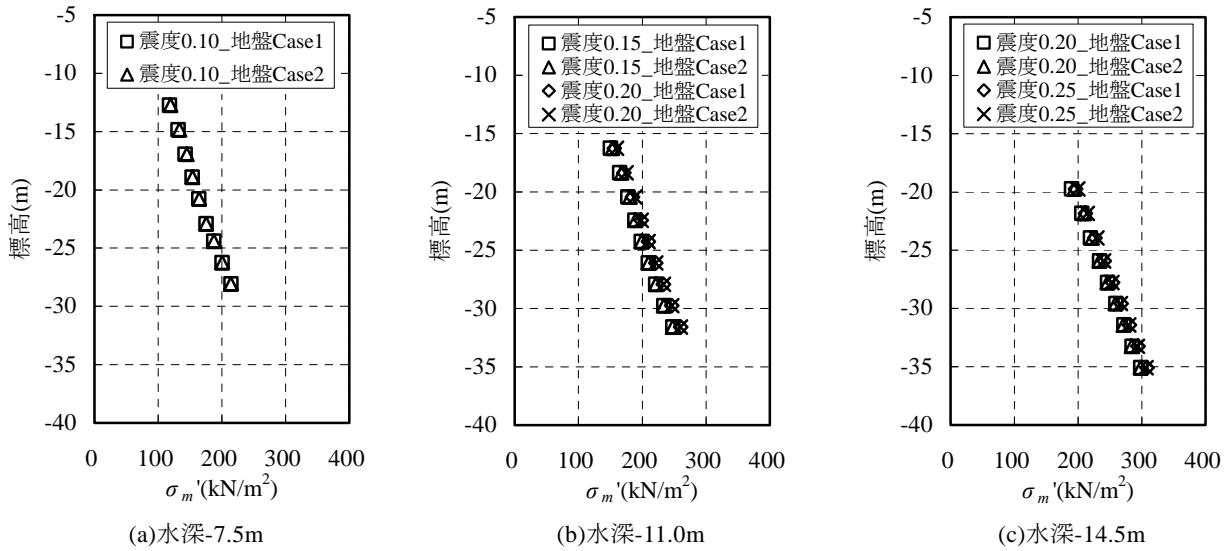


図-22 初期平均有効拘束圧の鉛直分布

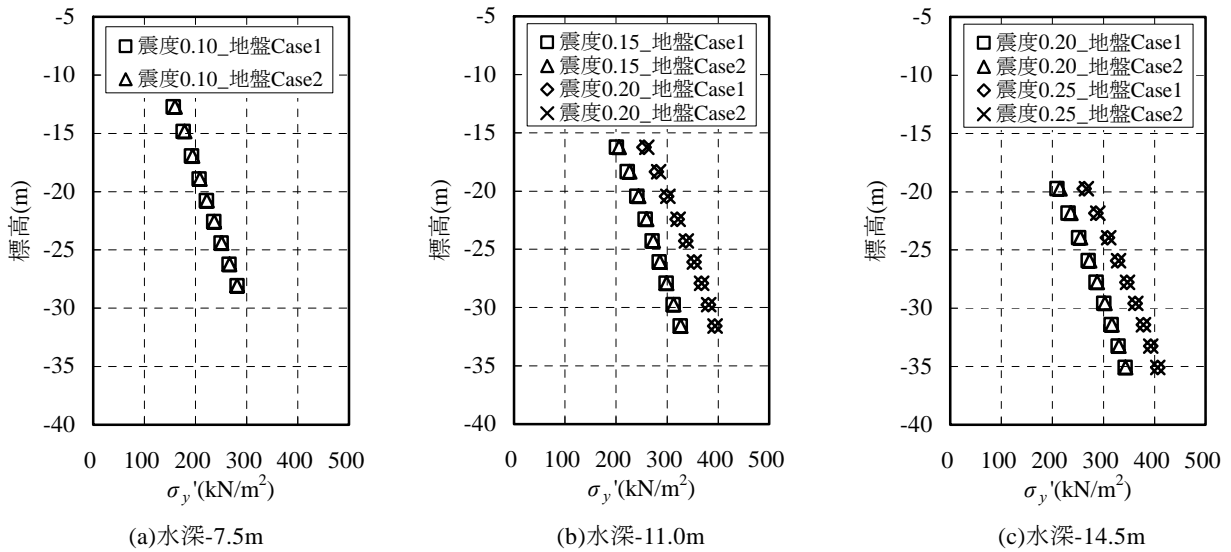


図-23 初期鉛直応力の鉛直分布

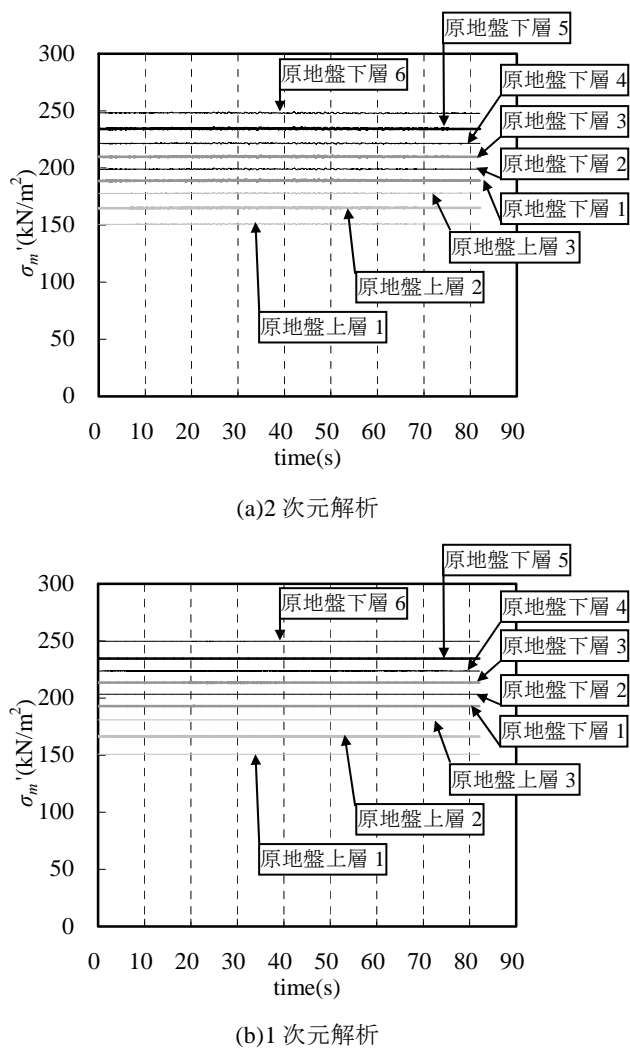


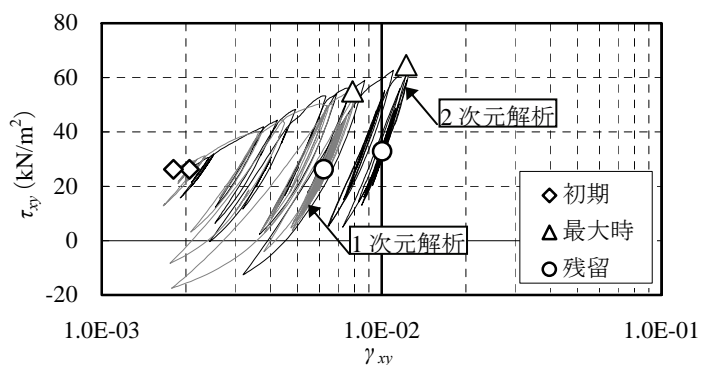
図-24 平均有効拘束圧の時刻歴

八戸港波を対象とした水深-11.0m、震度0.15、地盤Case1、 G_u の検討断面について、2次元解析と1次元解析のせん断ひずみ-せん断応力の履歴曲線を図-25に示す。原地盤上層マウンド直下の要素では、初期においてせん断応力は2次元解析と1次元解析で一致しているが、地盤のせん断ひずみは2次元解析に比べ、1次元解析で過小に評価する。これは本研究で用いる地震応答解析の解析コード⁶⁾が、多重せん断ばねモデルを用いているためと考えられる。多重せん断ばねモデルは図-26に示すように、応力/ひずみ空間上に定義された固定の円とその円内にある可動点で構成される。また、可動点は双曲線モデルに従う無数の非線形ばねにより固定された円と結ばれており、個々のばねでばねの軸方向に作用する外力を用いて $(\sigma_x' - \sigma_y')/2$ 、 $(\varepsilon_x - \varepsilon_y)/2$ 及び τ_{xy} 、 $\gamma_{xy}/2$ を求めた上で、各値を積分することで要素の応力、ひずみを算出するモデルとなっている。このため、2次元解析では地盤に作用する荷重の方向に応じて、個々のばねで双曲線モデルが適用され応力-ひずみ履歴が決定される。

よって、分布荷重を作用させることにより初期応力状態を再現した1次元解析では荷重の方向を考慮することができず、2次元解析における個々のばねの応力-ひずみ履歴まで再現できないことから、初期において算出されるせん断ひずみに誤差が生じると考えられる。

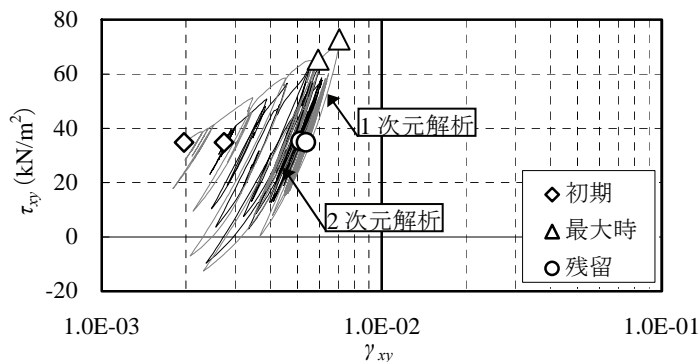
せん断ひずみ最大の状態（以下最大時と記す）では1次元解析でせん断応力、せん断ひずみとも過小評価し、この傾向はマウンドに近い要素で多くみられる。重力式岸壁では壁体に作用する慣性力に対応して壁体底面に働くせん断力が増減しており、壁体底面に働くせん断力はマウンドを通じて原地盤の土要素に対して作用していると考えられる。本研究では、原地盤のせん断変形量を簡易に評価することを目的としているため、1次元解析では壁体からのせん断力の影響を考慮していない。そのため、せん断応力、せん断ひずみとも過小評価するものと考えられる。

原地盤下層中央の要素に着目すると、初期は1次元解析がせん断ひずみを過小評価する傾向がある。加振中は1次元解析のせん断応力が2次元解析に比べ過大評価する傾向があり、そのためせん断ひずみも1次元解析で過大評価する。1次元解析でせん断応力を過大評価する原因としては、2次元解析では基盤から入射した地震動により地盤に作用するせん断応力は、上層に伝達するに伴い水平方向に分散する。一方、1次元解析では水平方向へのせん断応力の分散が考慮されないため、1次元解析でせん断応力を過大評価するものと考えられる。



(a) 原地盤上層マウンド直下の要素

図-25 履歴曲線の比較



(b)原地盤下層中央の要素
図-25 履歴曲線の比較 (続き)

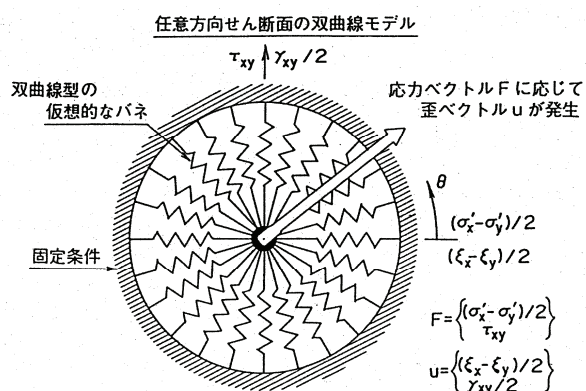
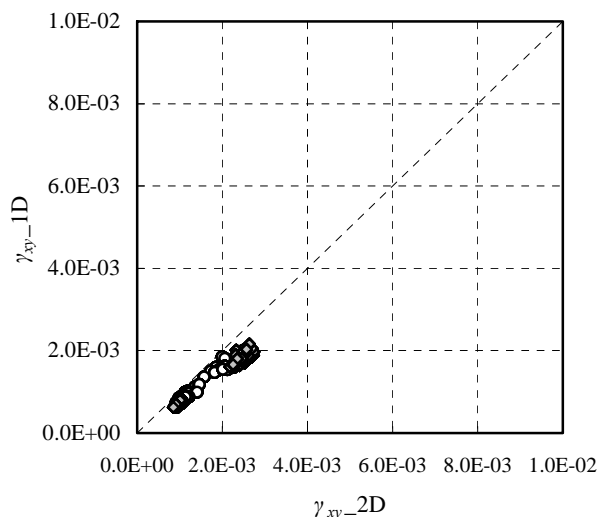


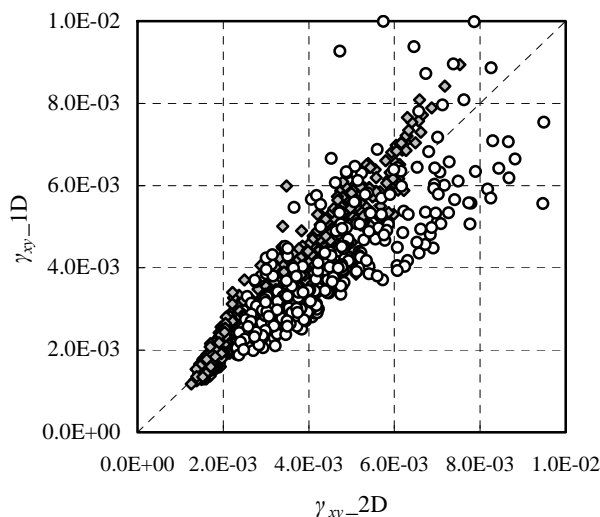
図-26 多重せん断ばねモデルの概念図⁷⁾

次に2次元解析(2D)と1次元解析(1D)のせん断ひずみの比較を図-27に示す。前述のように、初期で1次元解析はせん断ひずみを過小評価していることが分かる。最大時及び残留では、原地盤上層のせん断ひずみが1次元解析で2次元解析に比べ小さくなる要素がある。これは前述のように1次元解析では壁体からのせん断力の影響を考慮していないためと考えられる。逆に原地盤上層でも1次元解析で2次元解析に比べせん断ひずみが大きくなる要素は、原地盤上層の中でも壁体から離れている要素であり、2次元解析では壁体からのせん断力の影響が小さいためであると考えられる。一方、1次元解析ではせん断応力の分散が考慮されないためせん断応力を過大に評価していることが、せん断ひずみを過大評価している原因であると考えられる。なお、図-27からも原地盤下層の要素では1次元解析は2次元解析に比べ、せん断ひずみを過大評価する傾向があることが分かる。

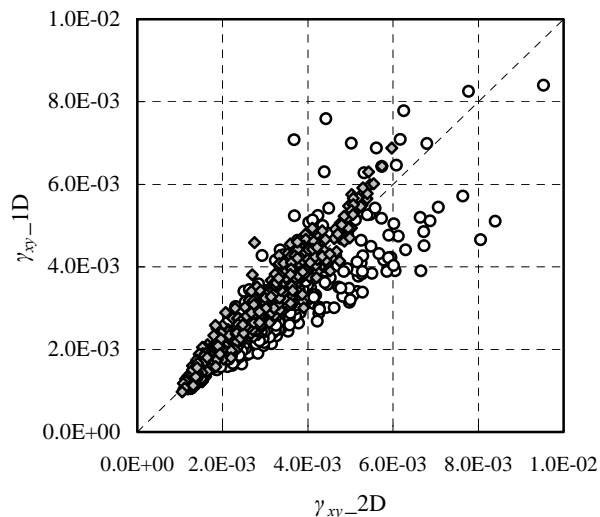
図-28に G_u の地盤のせん断変形量(残留-初期)を2次元解析と1次元解析で比較する。1次元解析のせん断変形量の推定誤差は0.2~3.1cm(-13%~86%)であり、せん断変形量を過大評価する傾向がある。



(a)初期



(b)最大時



(c)残留

○ 原地盤上層 ◆ 原地盤下層

図-27 γ_{xy-Gu} の推定結果

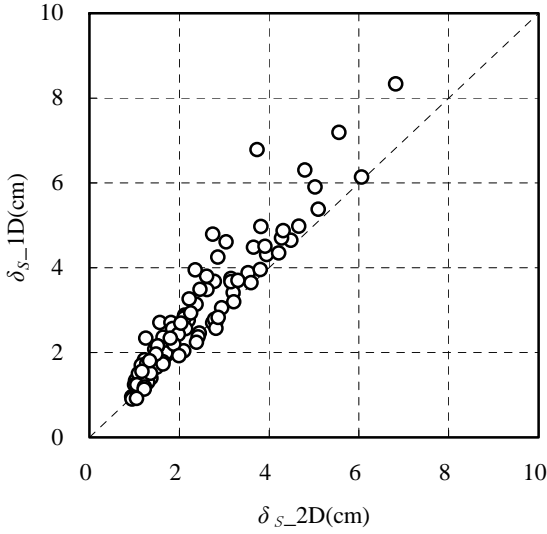


図-28 $\delta_{s_G\mu}$ の推定結果

3.2 地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した地盤のせん断変形量の推定

せん断剛性のばらつきに関して、 $G_{\mu\pm\sigma}$ のせん断変形量を1次元解析で推定するにあたり、まず G_{μ} と $G_{\mu\pm\sigma}$ の2次元解析の壁体下の原地盤における初期応力の違いを確認する。図-29に水平軸を G_{μ} の初期応力、鉛直軸を $G_{\mu\pm\sigma}$ の初期応力として比較した結果を示す。2次元解析における G_{μ} と $G_{\mu\pm\sigma}$ の違いは、初期せん断応力で $-2.4\sim 1.5\text{kN/m}^2$ 、初期平均有効拘束圧で $-1.8\sim 1.3\text{kN/m}^2$ とわずかである。よって、 $G_{\mu\pm\sigma}$ の1次元解析の初期せん断応力及び初期平均有効拘束圧は、 G_{μ} の2次元解析の値を用いる。

次に、2次元解析と1次元解析の結果の違いを、図-30に要素毎のせん断ひずみ、図-31にせん断変形量について示す。図-30に示すように、1次元解析の初期のせん断ひずみは、2次元解析に比べ過小評価となる傾向がある。一方、最大時及び残留では、要素によって1次元解析のせん断ひずみが過大評価になるものと、過小評価になるものがある。ただし、1次元解析の $G_{\mu\pm\sigma}$ のせん断ひずみの推定誤差は、初期応力状態を2次元解析と一致させている G_{μ} と同様の傾向であり、2次元解析と1次元解析の違いと考えられる。また、図-31に示すように1次元解析で推定したせん断変形量は、せん断ひずみを過大評価する要素と過小評価する要素で誤差を打ち消しあっており、推定誤差は初期で $-1.8\sim -0.2\text{cm}$ ($-28\sim -17\%$)、最大で $-2.5\sim 4.0\text{cm}$ ($-20\sim 88\%$)、残留で $-2.0\sim 2.7\text{cm}$ ($-19\sim 80\%$)である。

なお、FOSMにより信頼性指標を算出するには、後述するように確率変数の変化に伴う限界状態関数の勾配を評価する必要がある。せん断剛性のばらつきを考慮した場合

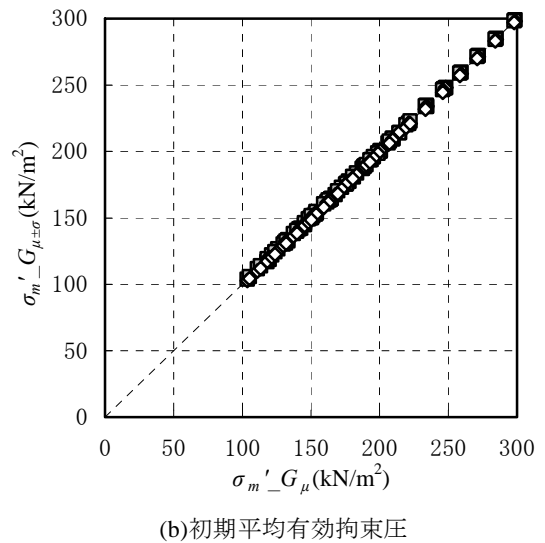
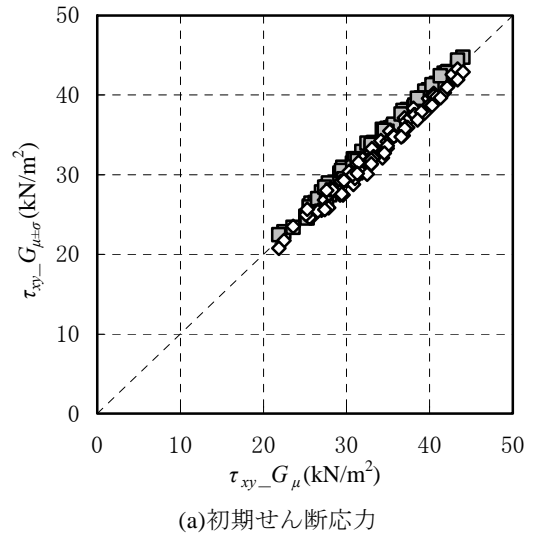
の限界状態関数の勾配とは、地盤のせん断剛性の違いによる残留変形量の差である。よって、ここでは地盤のせん断剛性の違いによるせん断変形量の差を評価するものとし、推定せん断変形量は式(11)、(12)、(13)により求める。

$$\delta_{s_est_G\mu} = \delta_{s_2D_G\mu} \quad (11)$$

$$\delta_{s_est_G\mu-\sigma} = \delta_{s_2D_G\mu} + \delta_{s_1D_G\mu-\sigma} - \delta_{s_1D_G\mu} \quad (12)$$

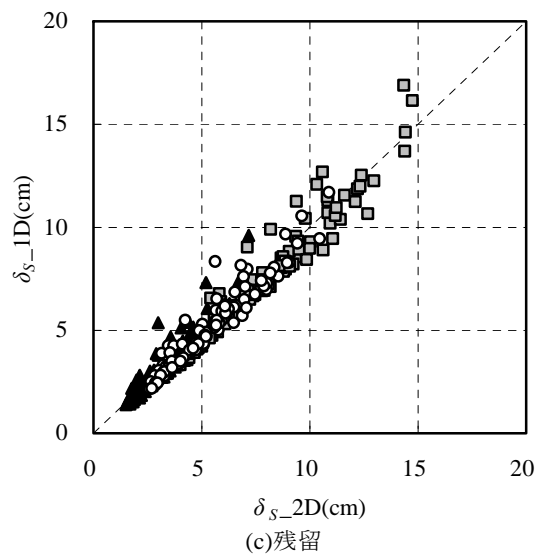
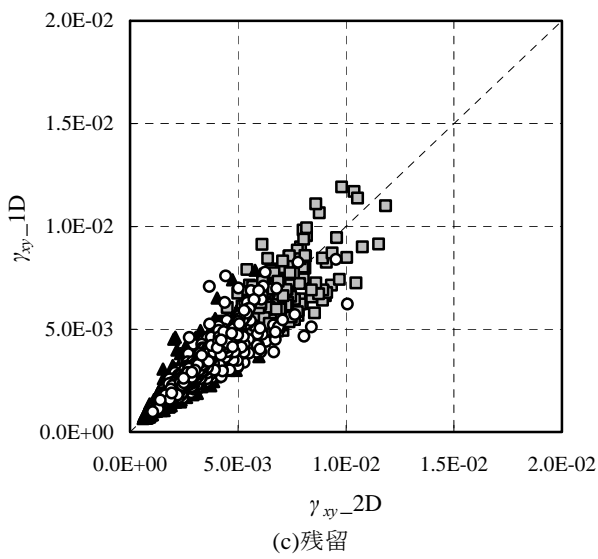
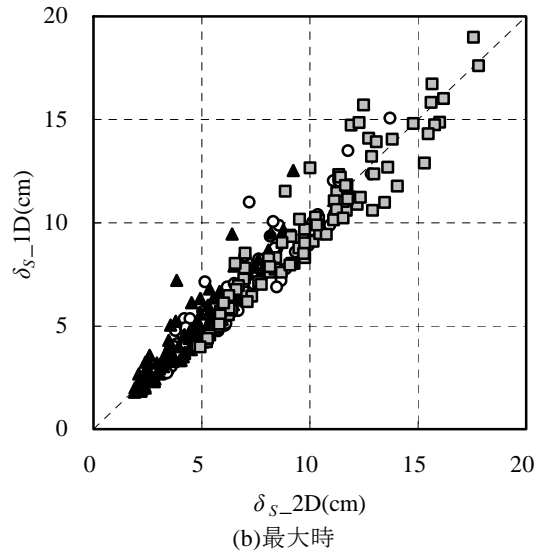
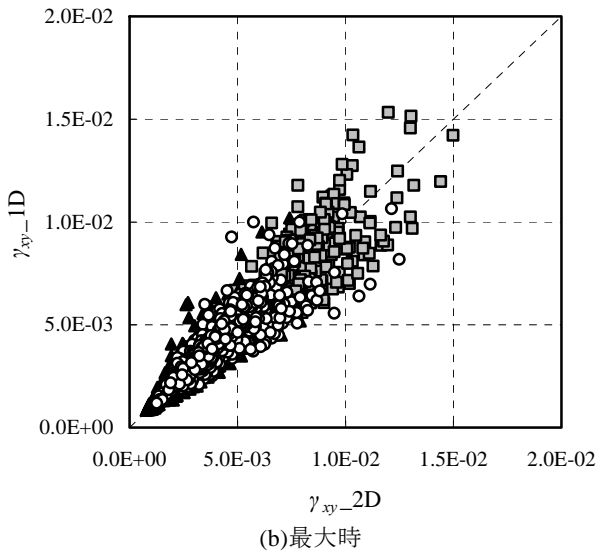
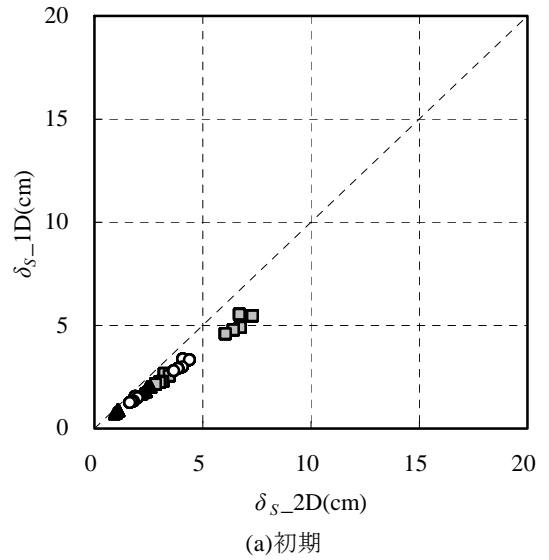
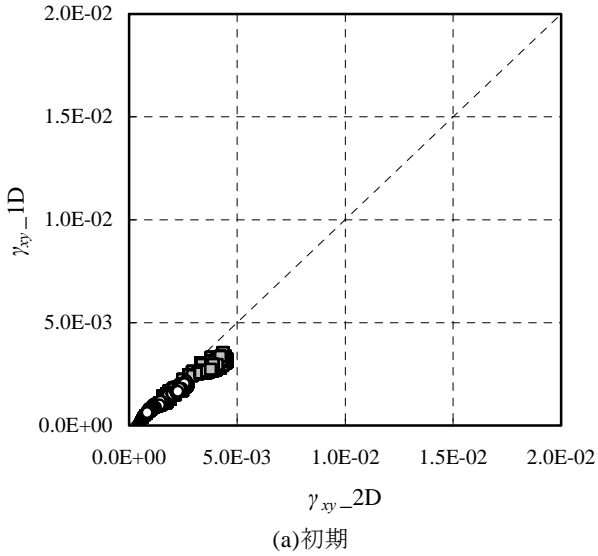
$$\delta_{s_est_G\mu+\sigma} = \delta_{s_2D_G\mu} + \delta_{s_1D_G\mu+\sigma} - \delta_{s_1D_G\mu} \quad (13)$$

ここで、 $\delta_{s_est_G\mu}$ ： G_{μ} の推定せん断変形量、 $\delta_{s_2D_G\mu}$ ： G_{μ} の2次元解析のせん断変形量、 $\delta_{s_est_G\mu\pm\sigma}$ ： $G_{\mu\pm\sigma}$ の推定せん断変形量、 $\delta_{s_1D_G\mu\pm\sigma}$ ： $G_{\mu\pm\sigma}$ の1次元解析のせん断変形量、 $\delta_{s_1D_G\mu}$ ： G_{μ} の1次元解析のせん断変形量である。



□ $G_{\mu-\sigma}$ ◇ $G_{\mu+\sigma}$

図-29 初期応力の比較



□ $G_{\mu-\sigma}$ ○ G_{μ} ▲ $G_{\mu+\sigma}$

□ $G_{\mu-\sigma}$ ○ G_{μ} ▲ $G_{\mu+\sigma}$

図-30 γ_{xy} の推定結果 (せん断剛性のばらつき)

図-31 δ_S の推定結果 (せん断剛性のばらつき)

図-32にせん断変形量の推定結果を示す。 G_{μ} の地盤のせん断変形量は2次元解析と同値であり、直線上にプロットされる。また、 $G_{\mu\pm\sigma}$ のせん断変形量も1次元解析の G_{μ} と $G_{\mu\pm\sigma}$ の差分として評価することで、図-31に比べ2次元解析のせん断変形量に近づき、推定誤差は-1.1~2.1cm (-72~50%)である。

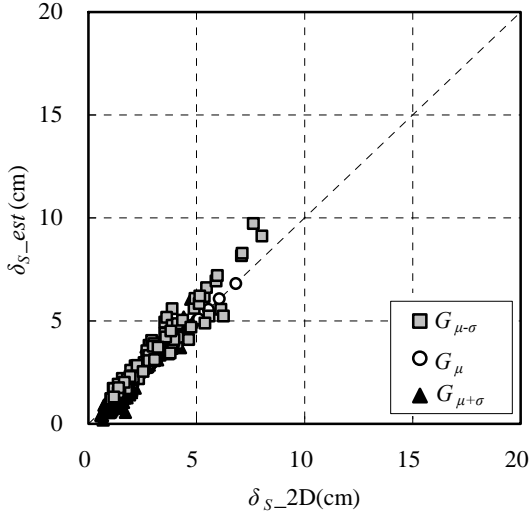


図-32 せん断変形量の推定結果（せん断剛性のばらつき）

最後に、1次元解析により求めたせん断変形量から残留変形量を式(14)で推定する。

$$D_{est_G_{\mu\pm\sigma}} = D_{G_{\mu}} \cdot \delta_{s_est_G_{\mu\pm\sigma}} / \delta_{s_est_G_{\mu}} \quad (14)$$

図-33に1次元解析により推定した残留変形量を鉛直軸に、2次元解析の残留変形量を水平軸にプロットする。1次元解析による推定残留変形量は、2次元解析による残留変形量に対して-2.9~4.2cm (-76~55%)の誤差を生じる。

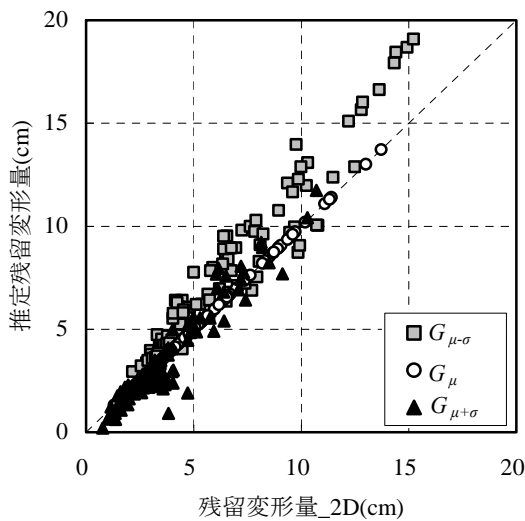


図-33 残留変形量の推定結果

3.3 地震動のばらつきを考慮した地盤のせん断変形量の推定

次に地震動のばらつきに関して、 PGA_{L30} 、 PGA_{L70} のせん断変形量を1次元解析で推定する。なお、地震動のばらつきを考慮した場合、2次元解析の壁体下の地盤の初期応力は PGA_{L50} と PGA_{L30} 、 PGA_{L70} で違いはない。

図-34に要素毎のせん断ひずみ、図-35にせん断変形量について、2次元解析と1次元解析の比較を示す。初期では地震動が作用していないため、 PGA_{L30} 、 PGA_{L50} 、 PGA_{L70} で違いはなく、1次元解析は2次元解析に比べせん断ひずみ、地盤のせん断変形量ともに過小評価する傾向がある。また、最大時及び残留のせん断ひずみ及び、せん断変形量は、1次元解析のせん断ひずみを過大評価する要素と過小評価する要素で誤差を打ち消しあっており、推定誤差は初期で-1.1~-0.3cm (-27~-17%)、最大で-1.7~4.2cm (-18~53%)、残留で-1.7~3.0cm (-18~48%)である。

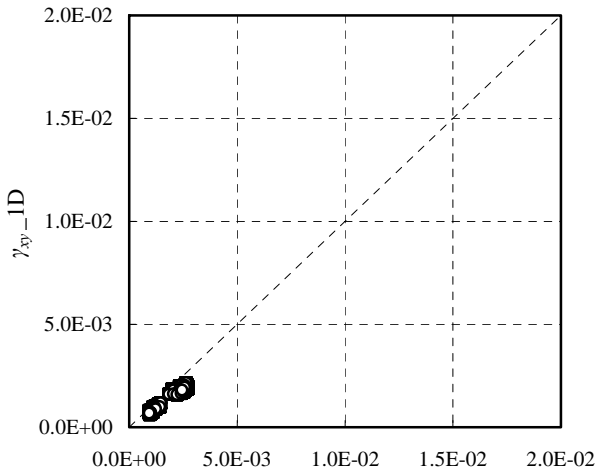
なお、地震動のばらつきを考慮した場合の限界状態関数の勾配とは、地震動の信頼度の違いによる残留変形量の差である。よって、ここでは地震動の信頼度の違いによるせん断変形量の差を評価するものとし、推定せん断変形量は式(15)、(16)、(17)で算出する。

$$\delta_{s_est_PGA_L50} = \delta_{s_2D_PGA_L50} \quad (15)$$

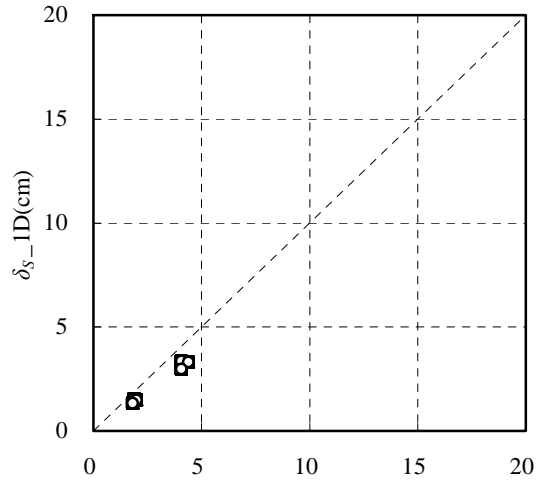
$$\delta_{s_est_PGA_L30} = \delta_{s_2D_PGA_L50} + \delta_{s_1D_PGA_L30} - \delta_{s_1D_PGA_L50} \quad (16)$$

$$\delta_{s_est_PGA_L70} = \delta_{s_2D_PGA_L50} + \delta_{s_1D_PGA_L70} - \delta_{s_1D_PGA_L50} \quad (17)$$

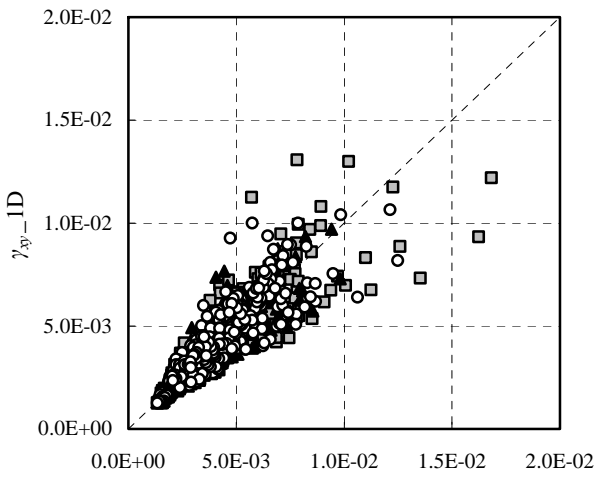
ここで、 $\delta_{s_est_PGA_L50}$ ： PGA_{L50} の推定せん断変形量、 $\delta_{s_2D_PGA_L50}$ ： PGA_{L50} の2次元解析のせん断変形量、 $\delta_{s_est_PGA_L30(L70)}$ ： $PGA_{L30(L70)}$ の推定せん断変形量、 $\delta_{s_1D_PGA_L30(L70)}$ ： $PGA_{L30(L70)}$ の1次元解析のせん断変形量、 $\delta_{s_1D_PGA_L50}$ ： PGA_{L50} の1次元解析のせん断変形量である。



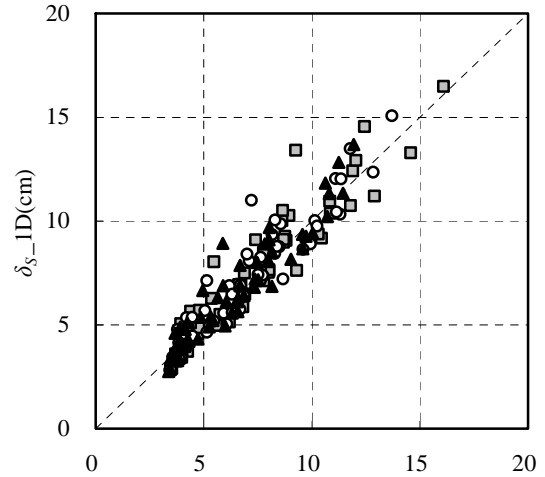
(a)初期



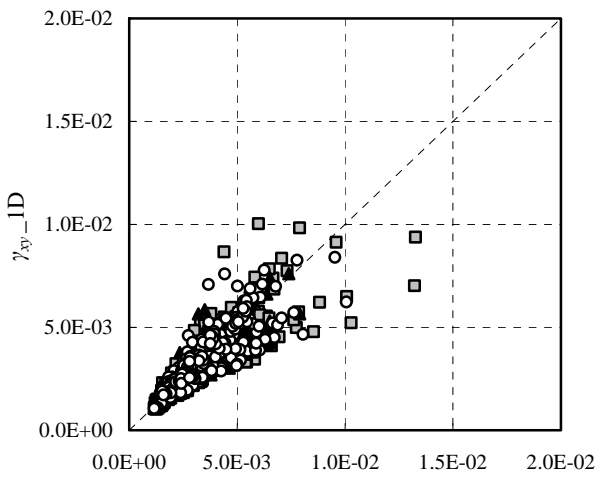
(a)初期



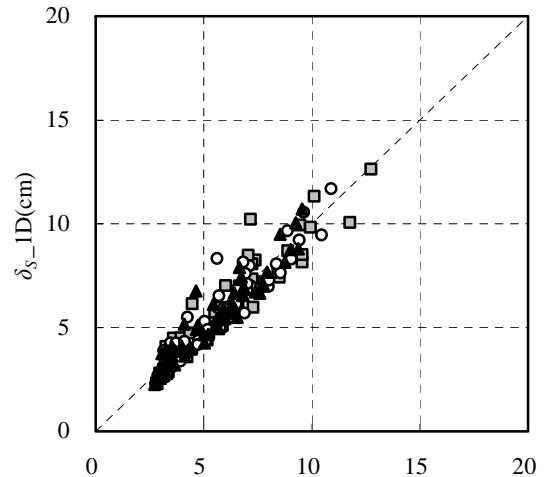
(b)最大時



(b)最大時



(c)残留



(c)残留



図-34 γ_{xy} の推定結果



図-35 δ_s の推定結果

図-36に地盤のせん断変形量の推定結果を示す. PGA_{L30} , PGA_{L70} の地盤のせん断変形量は, 1次元解析の PGA_{L50} と PGA_{L30} 及び PGA_{L70} の差分で評価したことで誤差が減り, 2次元解析での結果に近く. 推定誤差は-0.9~0.4cm (-22~17%) である. なお, わずかではあるが1次元解析のせん断変形量は PGA_{L30} で過大評価し, PGA_{L70} で過小評価する. 最後に1次元解析により求めたせん断変形量から残留変形量を式(18), (19)で推定する.

$$D_{est_PGA_L30} = D_{_PGA_L50} \cdot \delta_{S_est_PGA_L30} / \delta_{S_est_PGA_L50} \quad (18)$$

$$D_{est_PGA_L70} = D_{_PGA_L50} \cdot \delta_{S_est_PGA_L70} / \delta_{S_est_PGA_L50} \quad (19)$$

図-37に示す1次元解析により推定した残留変形量と2次元解析の残留変形量の比較によると推定誤差は-1.8~3.7cm (-17~24%) である. 推定誤差の大きいケースは八戸港波であり, 前述のように PGA_{L50} の δ_s/D と, PGA_{L30} , PGA_{L70} の δ_s/D が大きく異なることが誤差の原因である. 残留変形量と, 推定残留変形量と残留変形量の比の関係を図-38に示すが, 多くのケースで PGA_{L30} で残留変形量を過大評価し, PGA_{L70} で過小評価していることが分かる.

4. 信頼性指標の評価

前章において, 地盤のせん断剛性及び地震動のばらつきを考慮した場合の残留変形量の推定方法を検討した. また, 重力式岸壁の残留変形量に関する信頼性指標の評価にはFOSMが適用できることが確認できた. そこで, 推定した残留変形量から地盤のせん断剛性, 地震動のばらつきを考慮した信頼性指標を評価するとともに, 各ばらつきを同時に考慮した信頼性指標についても評価する.

4.1 地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した信頼性指標

FOSMでは, 限界状態関数 g をその平均値まわりでテーラー展開し, 式(20)に示すように1次項までを用いて限界状態関数の平均値と標準偏差を評価する. 限界状態関数がお互いに独立な確率変数 $x_i (i=1, \dots, n)$ により構成されるとき, 平均値と標準偏差はそれぞれ式(21), 式(22)のように評価される.

$$g(X) = g(\bar{X}) + \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{X}} (x_i - \bar{x}_i) \quad (20)$$

$$\mu[g] = g(\bar{X}) \quad (21)$$

$$\sigma[g] = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{X}}^2 \sigma_{x_i}^2} \quad (22)$$

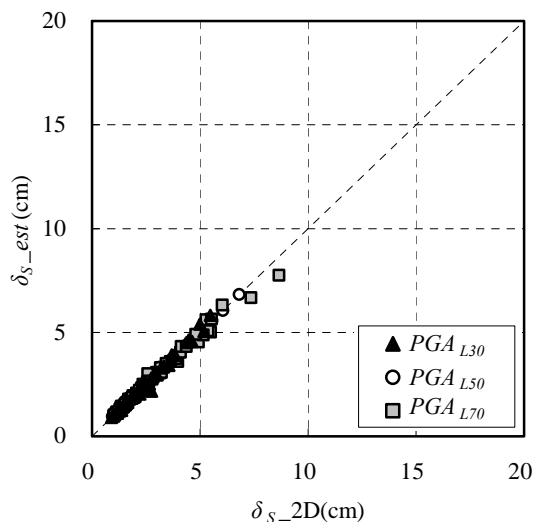


図-36 せん断変形量の推定結果

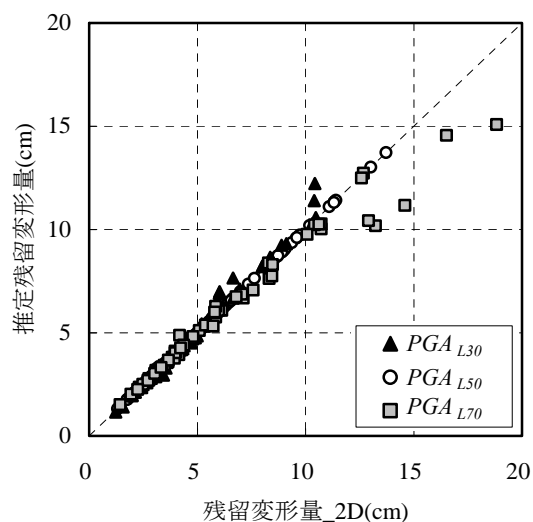


図-37 残留変形量の推定結果

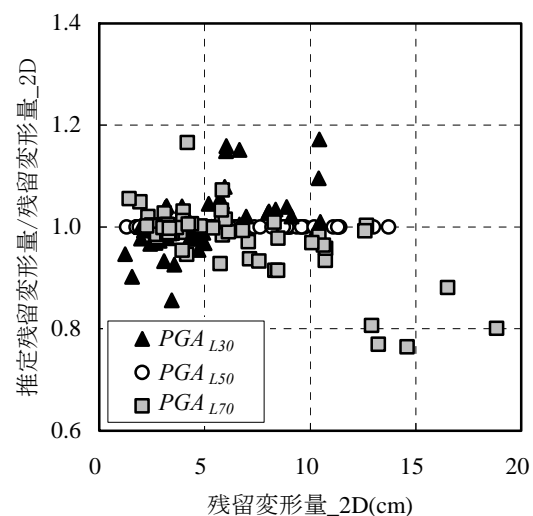


図-38 残留変形量の推定結果の傾向

ここに、 μ は平均、 σ は標準偏差を示す。また、変数に付いた記号 $\bar{\quad}$ はその確率変数の平均値を示す。

ここでは、地盤のせん断剛性のばらつきのみを考慮しているため、地盤の固有周期 T_g を確率変数として扱う。限界状態関数は(23)式、平均及び標準偏差は式(24)、式(25)となる。また、信頼性指標 β は式(26)により算出される。

$$g(T_g) = d_a - d(T_g) \quad (23)$$

$$\mu(g) = d_a - d(\bar{T}_g) \quad (24)$$

$$\sigma(g) = \left| \frac{\partial g}{\partial T_g} \right| \sigma_{T_g} \quad (25)$$

$$\beta = \frac{\mu(g)}{\sigma(g)} \quad (26)$$

ここで、 d_a : 変形量許容値、 $|\partial g/\partial T_g|$: T_g の変化に伴う限界状態関数の勾配、 σ_{T_g} : T_g の標準偏差である。

港湾基準では重力式岸壁のレベル1地震動に対する標準的な変形量許容値を10cmとしているが、この値は全国40港湾のレベル1地震動と地盤、設計震度、水深などを変化させた6断面について行った240ケースの地震応答解析結果の平均的な残留変形量である⁸⁾。この標準的な変形量の許容値は、耐震性能照査手法の精度がレベル1地震動の作用に対して、施設の機能が損なわれないことを担保するために必要な安全余裕度等を考慮して定められており、実際の施設の許容限界変形量に対して十分に小さな値として設定されている。そこで、本研究では既往の研究と同様に、供用の観点から一つの目安として、岸壁の変形量許容値を30cmと設定する。

なお、本研究で提案する信頼性指標の評価方法の比較対象として、既往の簡易評価法による信頼性指標（以下 β -e0 と記す）を併せて求める。既往の簡易評価法では、図-39 に示すように地盤の固有周期に平均の残留変形量を地盤の固有周期の標準偏差で除した値 ($\mu d/\sigma_{T_g}$) を水平軸に、3点近似における偏微分係数 ($\partial g/\partial T_g$) を鉛直軸とし、安全側の推定を行う観点から両者の関係の最大勾配を設定し、地盤の固有周期の平均の残留変形量と地盤の固有周期の標準偏差からこの勾配を推定して信頼性指標を式(27)で評価する。

$$\beta - e0 = \frac{d_a - d(\bar{T}_g)}{\alpha \cdot d(\bar{T}_g)} \quad (27)$$

既往の研究³⁾では、重力式岸壁を対象とした地盤強度の

ばらつきを考慮した信頼性指標の評価では $\alpha=0.52$ とされている。ただし、本研究では地震応答解析においてテーパ処理をした地震波形を用いるとともに、地震動のばらつきに関しても検討を行う等、既往の研究と検討条件が異なることから、改めて α を設定した。図-39 に示すように2次元解析の結果から、地盤のせん断剛性のばらつきを考慮する場合は $\alpha=0.54$ とした。

地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した信頼性指標を、2次元解析3回の残留変形量により評価する場合（以下 β -t と記す）と、本研究の評価方法（以下 β -e1 と記す）の違いを表-6 に示す。本研究の特徴は、1回の2次元解析と3回の1次元解析により推定した $G_{\mu \pm \sigma}$ の残留変形量により、限界状態関数の勾配 $|\partial g/\partial T_g|$ を評価するところである。

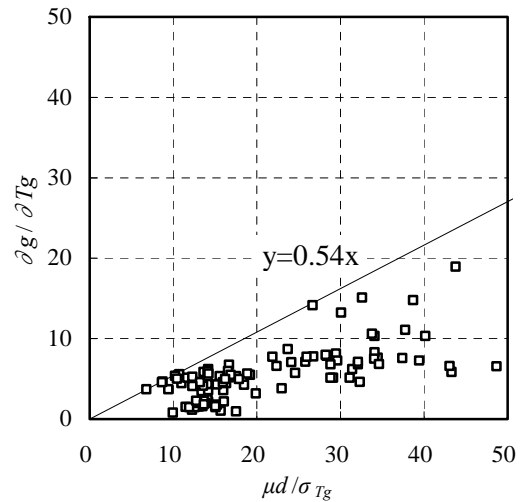


図-39 既往の簡易評価法の係数評価

表-6 信頼性指標の評価方法

| | β -t | β -e1 |
|--|--|--|
| d_a | 30(cm) | |
| $d(\bar{T}_g)$ | G_μ の 2 次元解析による残留変形量 | |
| $\left \frac{\partial g}{\partial T_g} \right $ | G_μ 及び $G_{\mu \pm \sigma}$ の 2 次元解析による残留変形量 3 点の直線回帰式勾配 | G_μ 及び $G_{\mu \pm \sigma}$ の 1 次元解析によるせん断変形量から推定した残留変形量 3 点の直線回帰式勾配 |
| σ_{T_g} | 地盤の固有周期の標準偏差 | |

図-40 に G_μ の残留変形量と地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した信頼性指標の関係を示す。 β -t は残留変形量が増加するにしたがい、双曲線的に減少していることが分かる。 β -t に比べ β -e0 はすべてのケースで信頼性指標を安全側に評価しているのに対して、 β -e1 は多くのケースで β -t の近くにプロットされていることが分かる。

次に、 G_μ の残留変形量が 5cm 以上のケースについて、 G_μ

の残留変形量を水平軸、 $\beta-t$ と $\beta-e0$, $\beta-e1$ の差を鉛直軸とし、 $\beta-e0$ と $\beta-e1$ の信頼性指標の推定誤差を比較した結果を図-41に示す。 $\beta-e1$ はいくつかのケースで鉛直軸がマイナスとなり、 $\beta-t$ に比べ信頼性指標を危険側に評価する。ただし、これらのケースは残留変形量が10cm未満で $\beta-t$ が5以上である。港湾構造物の代表的な構造物である防波堤では設計波浪に対する目標信頼性指標の平均値が2.4である¹⁾ことを考えると、 $\beta-t$ が5以上の領域での推定誤差は大きな問題ではないと考えられる。一方、残留変形量が10cm以上になるケースでは、 $\beta-e1$ は全てのケースで鉛直軸がプラスの領域にあり信頼性指標を安全側に評価する。また、多くのケースで $\beta-e0$ に比べ $\beta-e1$ が下側にプロットされていることから、本研究の方法は既往の簡易評価法に比べ、信頼性指標の評価精度が向上していることが分かる。

なお、 $\beta-t$ と $\beta-e1$ で差が生じる原因には、①せん断変形量の推定誤差、②せん断変形量から残留変形量を推定する際の誤差がある。図-42に $|\partial\delta_s/\partial T_g|$ の推定誤差と $|\partial g/\partial T_g|$ の推定誤差の関係を示す。水平軸は $|\partial\delta_s/\partial T_g|$ の $\beta-e1$ と $\beta-t$ の比、鉛直軸は $|\partial g/\partial T_g|$ の $\beta-e1$ と $\beta-t$ の比であり、 $|\partial\delta_s/\partial T_g|$ は T_g の変化とせん断変形量の変化の比である。鉛直軸が1.0未満のケースは1次元解析で $|\partial\delta_s/\partial T_g|$ を過小評価しているおり、①せん断変形量の推定誤差の影響が大きいと考えられる。また、水平軸が1.0付近で鉛直軸が1.0を大きく超えるケースは、せん断変形量の推定誤差は小さいことから、②せん断変形量から残留変形量を推定する際の誤差が大きい。なお、鉛直軸が1.0未満のケースは信頼性指標を危険側に評価することから、その原因と考えられる①せん断変形量の推定誤差について以下に調べる。

図-43に $G_{\mu-\sigma}$, G_{μ} , $G_{\mu+\sigma}$ のせん断変形量の推定誤差を比較する。水平軸は2次元解析 G_{μ} のせん断変形量、鉛直軸は1次元解析のせん断変形量と2次元解析のせん断変形量の差である。水平軸の位置が同じ同一ケースで、 G_{μ} , $G_{\mu-\sigma}$ に比べ $G_{\mu+\sigma}$ でせん断変形量の推定誤差が大きくなるケースは、 G_{μ} , $G_{\mu-\sigma}$ に比べ $G_{\mu+\sigma}$ のせん断変形量を過大評価するため、1次元解析で $|\partial\delta_s/\partial T_g|$ を過小評価する。逆に、 G_{μ} , $G_{\mu+\sigma}$ に比べ $G_{\mu-\sigma}$ でせん断変形量の推定誤差が大きくなるケースは、 G_{μ} , $G_{\mu+\sigma}$ に比べ $G_{\mu-\sigma}$ のせん断変形量を過大評価するため、1次元解析で $|\partial\delta_s/\partial T_g|$ を過小評価している。1次元解析で $|\partial\delta_s/\partial T_g|$ を過小評価しているケースは $|\partial g/\partial T_g|$ を過小評価しており(図-42)、信頼性指標を危険側に評価することとなる。

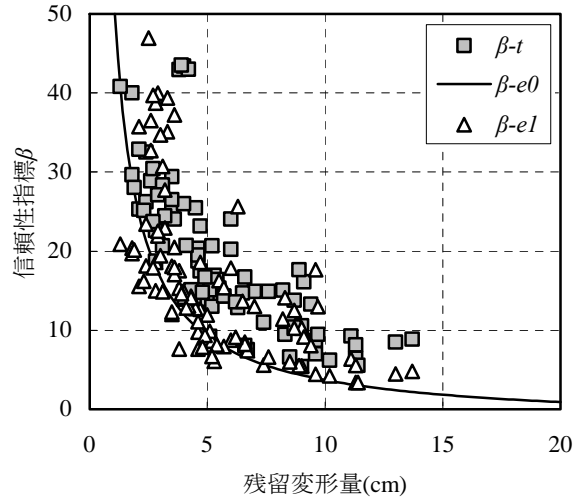


図-40 残留変形量と信頼性指標

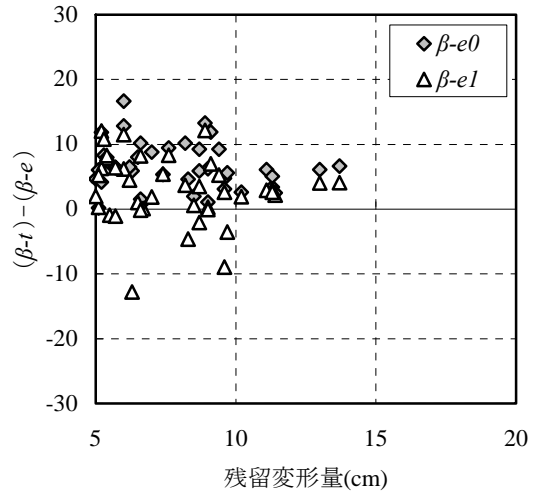


図-41 信頼性指標の比較

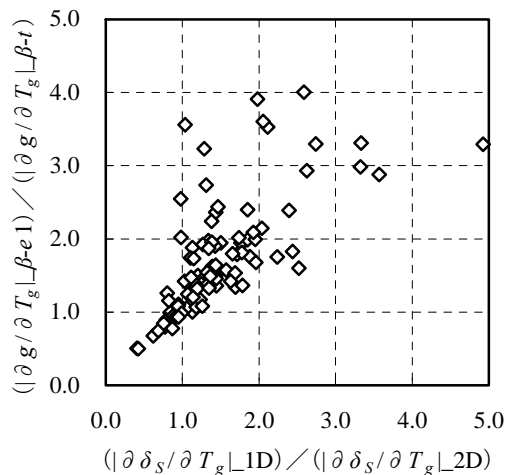


図-42 $|\partial\delta_s/\partial T_g|$ の推定誤差と $|\partial g/\partial T_g|$ の推定誤差の関係

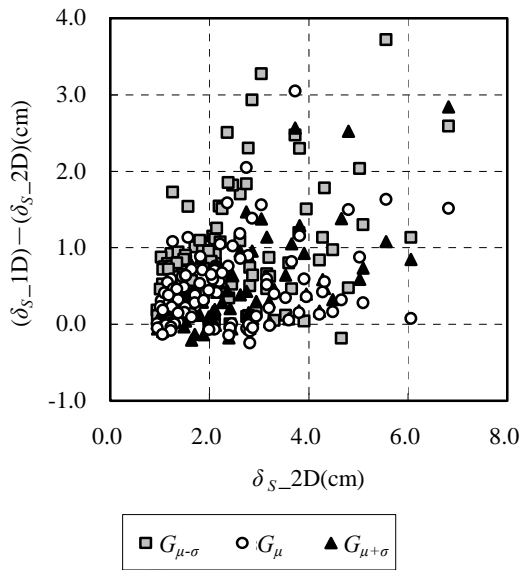


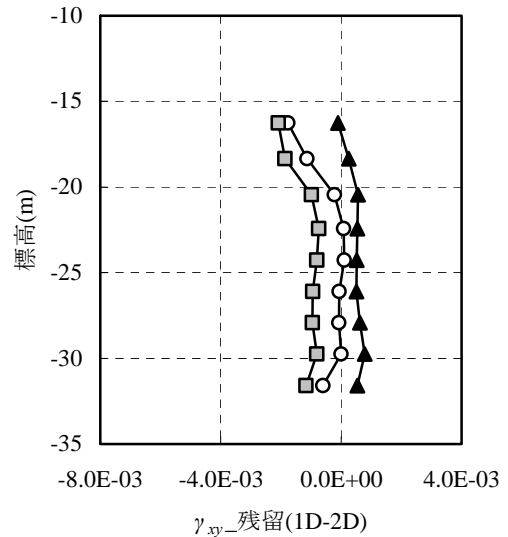
図-43 せん断変形量の推定誤差

さらに、せん断変形量の推定誤差の原因を明らかにするために、せん断ひずみの推定誤差を調べる。水深-11.0m、震度 0.15 の断面を例として、1次元解析と2次元解析の原地盤におけるせん断ひずみの残留の差の鉛直分布を示す。 $G_{\mu+\sigma}$ でせん断変形量の誤差が大きくなるケースとして広島港波での結果を図-44に示す。また $G_{\mu-\sigma}$ でせん断変形量の誤差が大きくなるケースとして鹿児島港波の結果を図-45に示す。広島港波では、地表面に近い要素では $G_{\mu-\sigma}$ が2次元解析に比べ1次元解析で最もせん断ひずみを過小評価する。特に地盤 Case1 では $G_{\mu-\sigma}$ は鉛直方向全ての要素で1次元解析がせん断ひずみを過小評価している。なお、 $G_{\mu+\sigma}$ では地表面に近い要素を除き1次元解析でせん断ひずみを過大評価する。一方、鹿児島港波では地表面に近い要素では2次元解析に比べ、1次元解析でせん断ひずみを過小評価するのに対して、標高-20m以深では1次元解析はせん断ひずみを過大評価する傾向がある。地表面に近い要素において、1次元解析が2次元解析に比べせん断ひずみを過小評価する原因としては、1次元解析では壁体からのせん断力の影響を考慮していないためであると考えられる。また、1次元解析が2次元解析に比べせん断ひずみを過大評価する要素は、壁体からのせん断力の影響が小さい要素であり、1次元解析では2次元解析に比べせん断応力の分散を考慮できないため、せん断ひずみを過大評価しているものと考えられる。

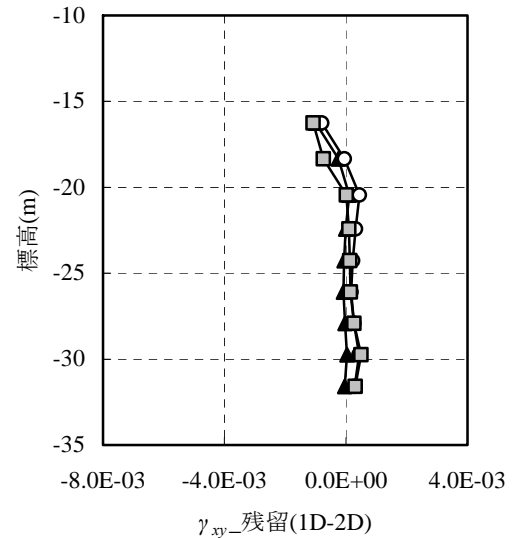
なお、せん断ひずみの推定誤差には、 $G_{\mu\pm\sigma}$ の1次元解析の初期応力は G_{μ} の2次元解析の値を用いていることも挙げられる。図-29に示すように、2次元解析の壁体下の原地盤における初期せん断応力は G_{μ} に比べ $G_{\mu+\sigma}$ では小さく、

$G_{\mu-\sigma}$ では大きい。このため、 G_{μ} の初期せん断応力を作用させた1次元解析は、 $G_{\mu+\sigma}$ では初期せん断応力を過大評価しているため地盤のせん断変形量を過大評価し、逆に $G_{\mu-\sigma}$ では初期せん断応力を過小評価しているため地盤のせん断変形量を過小評価することになる。

なお、1次元解析で壁体からのせん断力の評価及び $G_{\mu\pm\sigma}$ の初期応力の推定は今後の課題とする。



(a)地盤 Case1



(b)地盤 Case2

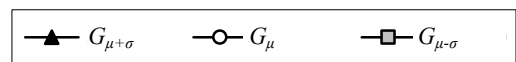
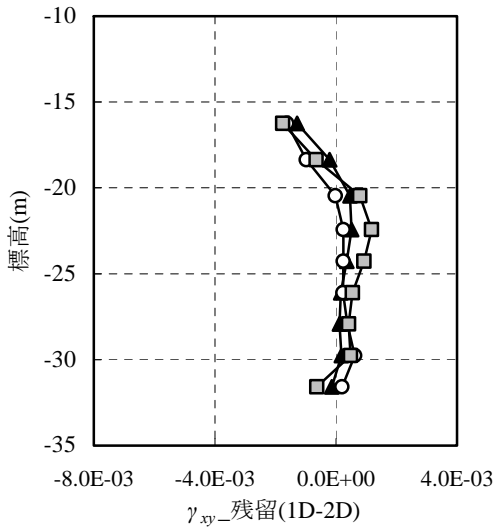
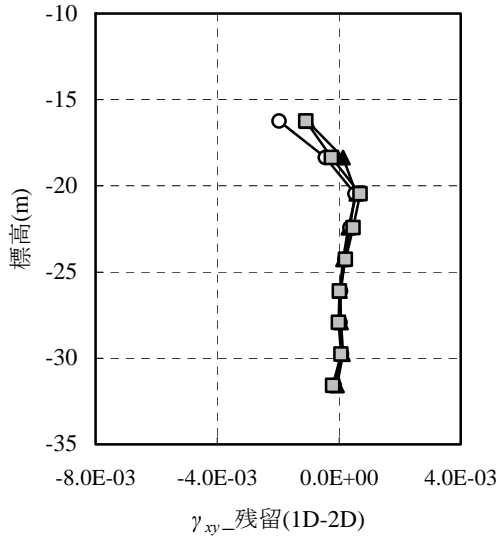


図-44 残留時のせん断ひずみの推定誤差の鉛直分布 (広島港波)



(a)地盤 Case1



(b)地盤 Case2

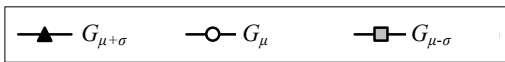


図-45 残留時のせん断ひずみの推定誤差の鉛直分布
(鹿児島港波)

4.2 地震動のばらつきを考慮した信頼性指標

次に、地震動のばらつきを考慮した信頼性指標の評価を行う。ここでは、地震動の信頼度のばらつきのみを考慮しているため、 PGA を確率変数として扱う。限界状態関数は式(28)、平均及び標準偏差は式(29)、式(30)となる。また、信頼性指標 β は式(31)により算出される。

$$g(PGA) = d_a - d(PGA) \quad (28)$$

$$\mu(g) = d_a - d(\overline{PGA}) \quad (29)$$

$$\sigma(g) = \left| \frac{\partial g}{\partial PGA} \right| \sigma_{PGA} \quad (30)$$

$$\beta = \frac{\mu(g)}{\sigma(g)} \quad (31)$$

ここで、 $|\partial g/\partial PGA|$ ： PGA の変化に伴う限界状態関数の勾配、 σ_{PGA} ： PGA の標準偏差である。また、地震動のばらつきを考慮した既往の簡易評価法による信頼性指標（以下 $\beta-e0$ と記す）を式(32)で評価する。

$$\beta - e0 = \frac{d_a - d(\overline{PGA})}{\alpha \cdot d(\overline{PGA})} \quad (32)$$

なお、図-46に示すように PGA_{L50} に対する残留変形量を PGA の標準偏差で除した値（ $\mu d/\sigma_{PGA}$ ）を水平軸に、3点近似における偏微分係数（ $\partial g/\partial PGA$ ）を鉛直軸とし、2次元解析の結果より、地震動のばらつきを考慮する場合は $\alpha=0.93$ と設定した。地震動のばらつきに関して、 $\beta-t$ と $\beta-e1$ の評価方法の違いを表-7に示す。両者で異なる点は、限界状態関数の勾配の設定方法である。

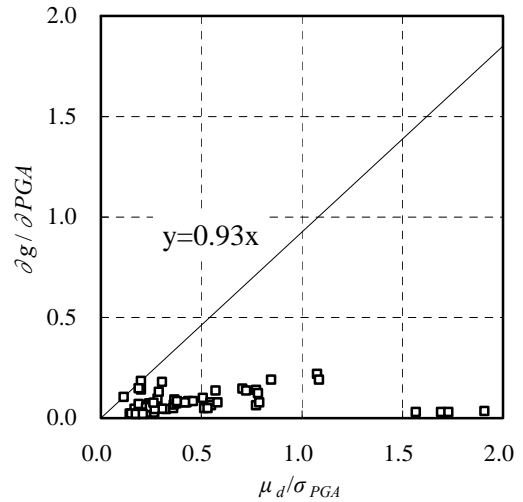


図-46 既往の簡易評価法の係数評価

表-7 信頼性指標の評価方法

| | $\beta-t$ | $\beta-e1$ |
|--|--|---|
| d_a | 30(cm) | |
| $d(\overline{PGA})$ | PGA_{L50} の2次元解析による残留変形量 | |
| $\left \frac{\partial g}{\partial PGA} \right $ | PGA_{L50} 及び PGA_{L30} , PGA_{L70} の2次元解析による残留変形量3点の直線回帰式勾配 | PGA_{L50} 及び PGA_{L30} , PGA_{L70} の1次元解析によるせん断変形量3点の直線回帰式勾配 |
| σ_{PGA} | 地震動の標準偏差 | |

図-47に PGA_{L50} の残留変形量と地震動のばらつきを考慮した信頼性指標の関係を示す。 $\beta-t$ は残留変形量が増加するにしたがい、双曲線的に減少していることが分かる。次に、 PGA_{L50} に対する残留変形量を水平軸、 $\beta-t$ と $\beta-e0$ 、 $\beta-e1$ の差を鉛直軸とし、 $\beta-e0$ と $\beta-e1$ の信頼性指標の推定誤差を比較した結果を図-48に示す。 $\beta-e1$ は多くのケースで鉛直軸がマイナスであり、 $\beta-t$ に比べ信頼性指標を危険側に評価する。これらのケースは、 $\beta-e1$ は比べ $\beta-t$ に比べ $|\partial g/\partial PGA|$ を過小評価しており、図-38の中で PGA_{L70} の残留変形量を過大評価し、 PGA_{L30} の残留変形量を過小評価しているケースである。なお、残留変形量に推定誤差が生じる原因には、①せん断変形量の推定誤差、②せん断変形量から残留変形量を推定する際の誤差がある。図-49に $|\partial \delta_s/\partial PGA|$ の推定誤差と $|\partial g/\partial PGA|$ の推定誤差の関係を示す。水平軸は $|\partial \delta_s/\partial PGA|$ の $\beta-e1$ と $\beta-t$ の比、鉛直軸は $|\partial g/\partial PGA|$ の $\beta-e1$ と $\beta-t$ の比であり、 $|\partial \delta_s/\partial PGA|$ は PGA の変化とせん断変形量の変化の比である。鉛直軸が 1.0 未満のケースは $\beta-t$ に比べ $\beta-e1$ で $|\partial g/\partial PGA|$ を過小評価しており、 $\beta-t$ に比べ $\beta-e1$ は信頼性指標を危険側に評価する。鉛直軸が 1.0 未満のケースで、水平軸が 1.0 未満と 1.0 以上で信頼性指標を危険側に評価する原因が異なり、前者は①せん断変形量の推定誤差により 1 次元解析で $|\partial \delta_s/\partial T_g|$ を過小評価している影響が大きく、後者は②せん断変形量から残留変形量を推定する際の誤差が原因である。なお、全体的な傾向としては、 $|\partial \delta_s/\partial T_g|$ の推定誤差が大きいケースでは、 $|\partial g/\partial PGA|$ の推定誤差も大きい。また、図-17から分かるように、八戸港波などの一部の地震波形を除けば、地震動の信頼度の違いで δ_s/D の差は小さいことから、地震動のばらつきを考慮する場合の $|\partial g/\partial PGA|$ の推定誤差は①せん断変形量の推定誤差の影響が大きいと考えられる。

図-50に PGA_{L30} 、 PGA_{L50} 、 PGA_{L70} のせん断変形量の推定誤差を比較する。水平軸は 2次元解析 PGA_{L50} のせん断変形量、鉛直軸は 1次元解析のせん断変形量と 2次元解析のせん断変形量の差である。水平軸の位置が同じ同一ケースで PGA_{L30} の誤差が PGA_{L50} 、 PGA_{L70} の誤差に比べ大きくなるケースは、 PGA_{L50} 、 PGA_{L70} のせん断変形量に比べ PGA_{L30} のせん断変形量を過大評価することとなり、 $|\partial \delta_s/\partial PGA|$ を過小評価する。1次元解析で $|\partial \delta_s/\partial PGA|$ を過小評価しているケースは $|\partial g/\partial PGA|$ を過小評価しており（図-49）、信頼性指標を危険側に評価することとなる。

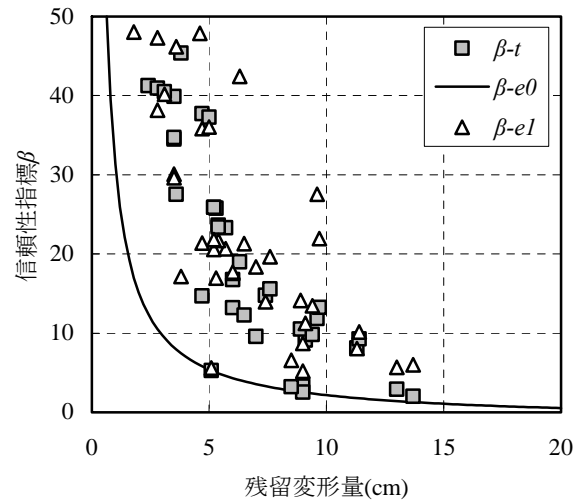


図-47 残留変形量と信頼性指標

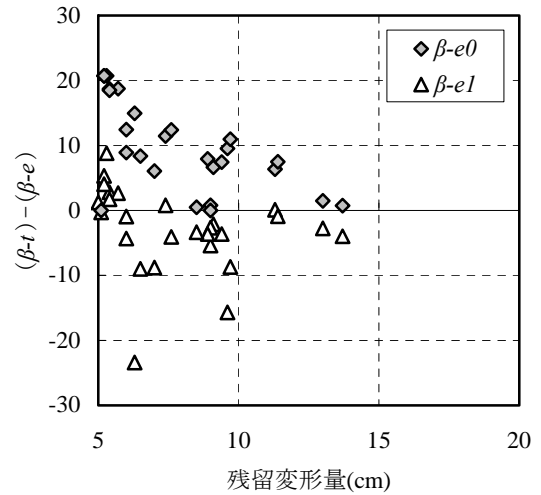


図-48 信頼性指標の比較

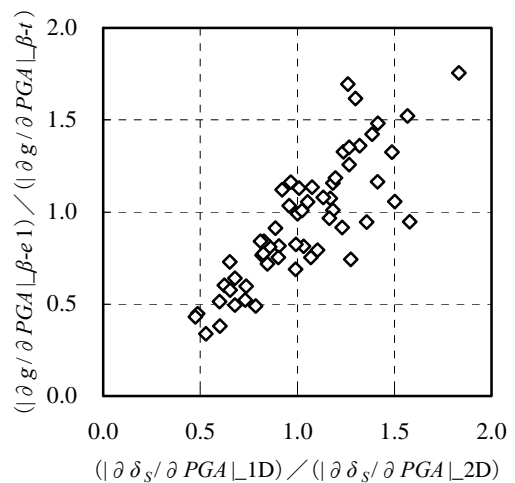


図-49 $|\partial \delta_s/\partial T_g|$ の推定誤差と $|\partial g/\partial T_g|$ の推定誤差の関係

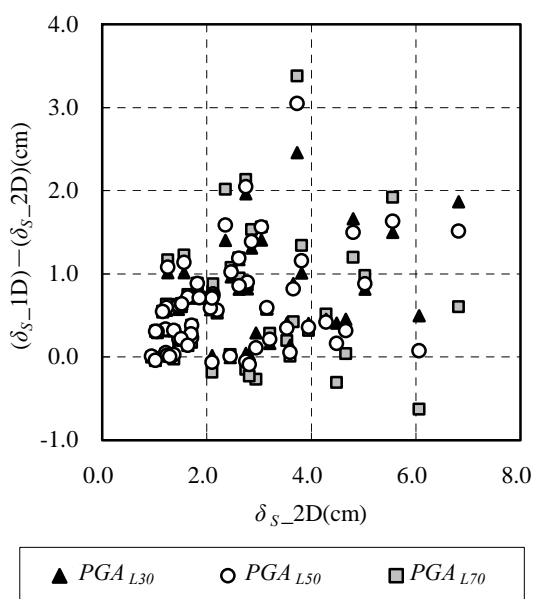
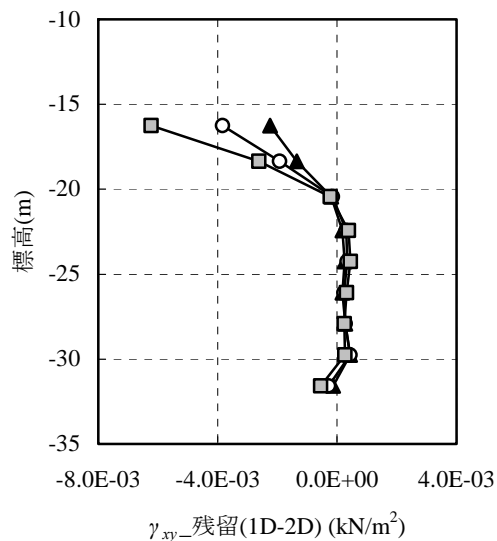


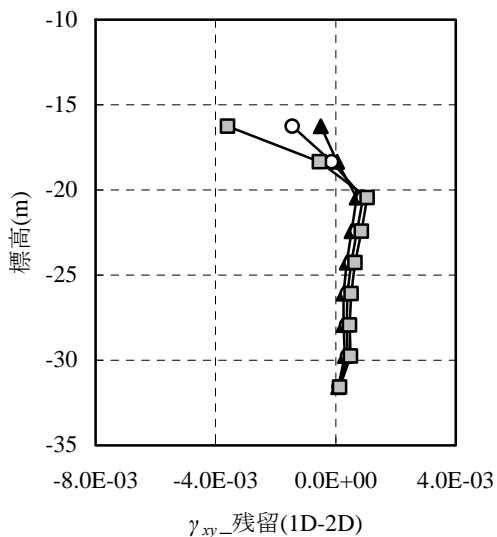
図-50 せん断変形量の推定誤差

さらに、せん断変形量の推定誤差の原因を明らかにするために、せん断ひずみの推定誤差を調べる。水深-11.0m、震度0.15の断面を例として、1次元解析と2次元解析の原地盤におけるせん断ひずみの残留の差の鉛直分布を示す。PGA_{L30}でせん断変形量の誤差が大きくなるケースとして八戸港波での結果を図-51に示す。また、PGA_{L70}でせん断変形量の誤差が大きくなるケースとして鹿児島港波の結果を図-52に示す。八戸港波では、地表面に近い要素はPGA_{L70}、PGA_{L50}、PGA_{L30}の順に1次元解析でせん断ひずみを過小評価し、標高-20m以深では1次元解析はせん断ひずみを過大評価するがPGAの違いで大きな差はない。そのため、PGA_{L70}はPGA_{L30}に比べて1次元解析で地表面のせん断ひずみを過小評価しているため、標高-20m以深の過大評価を打ち消し、地盤 Case1ではせん断変形量を過小評価し、地盤 Case2ではPGA_{L30}に比べせん断変形量の推定誤差が小さくなる。一方鹿児島港波では、地表面に近い要素は1次元解析でせん断ひずみを過小評価するがPGA_{L30}、PGA_{L50}、PGA_{L70}で大きな差がない。また、標高-20m以深では1次元解析はせん断ひずみを過大評価するがPGA_{L70}でより大きく評価するため、せん断変形量もPGA_{L30}に比べPGA_{L70}で過大評価することとなる。

なお、八戸港波で地表面に近い要素において、せん断ひずみの推定誤差に大きな差が生じる原因は、2次元解析では地震動のばらつきで壁体から地盤に作用するせん断力に大きな差がある一方、1次元解析では壁体からのせん断力の影響を考慮していないためであると考えられる。



(a)地盤 Case1



(a)地盤 Case2

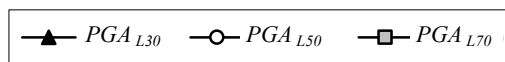


図-51 残留時のせん断ひずみの推定誤差の鉛直分布 (八戸港波)

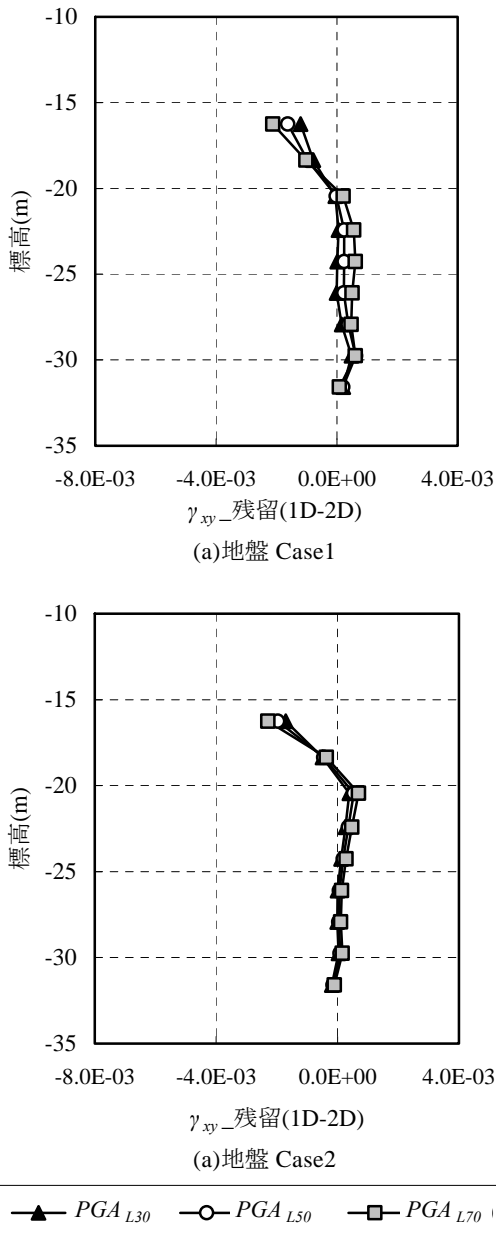


図-52 残留時のせん断ひずみの推定誤差の鉛直分布 (鹿児島港波)

4.3 各ばらつきを同時に考慮した信頼性指標

地盤のせん断剛性のばらつき，地震動のばらつきを同時に考慮した信頼性指標の評価を行う．確率変数が2つの場合の信頼性指標は式(33)により算出される．

$$\beta = \frac{\mu(g)}{\sigma(g)} = \frac{d_a - \mu_d}{\sqrt{\left(\frac{\partial g}{\partial T_g}\right)^2 \sigma_{T_g}^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial PGA}\right)^2 \sigma_{PGA}^2}} \quad (33)$$

まず，各ばらつきを同時に考慮することによる信頼性指標への影響を確認する． $\beta-t$ 及び $\beta-e1$ について，地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した信頼性指標，地震動のばらつきを考慮した信頼性指標，各ばらつきを同時に考慮した信頼性指標を比較した結果を図-53に示す． $\beta-t$ では，各ばらつきを同時に考慮した信頼性指標と，地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した信頼性指標が多くのケースで一致しており，信頼性指標の評価において地盤のせん断剛性のばらつきの影響が大きいことが分かる．なお，各ばらつきを同時に考慮した信頼性指標と，地震動のばらつきを考慮した信頼性指標が一致するケースは主に八戸港波である．八戸港波は，地震動の信頼度の変化に対して，残留変形量が大きく変化するため，地震動のばらつきが信頼性指標に与える影響が大きい．なお，地盤のせん断剛性のばらつき，地震動のばらつきが信頼性指標に与える影響は，各ばらつきを同時に考慮して分かるものであり，信頼性指標の評価にあたっては地盤のせん断剛性のばらつき，地震動のばらつきを同時に考慮することが必要である．また， $\beta-e1$ では地震動のばらつきのみを考慮した場合，前述のように $\beta-t$ に比べ信頼性指標を危険側に評価するケースが多いが，地盤のせん断剛性のばらつきを同時に考慮することで，大きく危険側の評価となるケースがなくなっていることが分かる．

図-54に G_{μ} , PGA_{L50} の残留変形量と各ばらつきを同時に考慮した信頼性指標の関係を示す． $\beta-e1$ はほとんどのケースで $\beta-t$ より信頼性指標を小さく安全側に評価していることが分かる．次に各ばらつきを同時に考慮する場合の $\beta-e0$ と $\beta-e1$ を比較し図-55に示す． $\beta-e1$ は $\beta-e0$ に比べ多くのケースで下側にプロットされており，信頼性指標の評価精度が向上していることが分かる．

なお，地盤のせん断剛性のばらつきと地震動のばらつきを同時に考慮した信頼性指標を評価するために，本研究の方法は5回の2次元解析で評価するのではなく，1回の2次元解析と5回の1次元解析で評価することが可能であり，計算負荷の低減が図れる．

前述のように多くのケースで，地震動のばらつきに比べ地盤のせん断剛性のばらつきが信頼性指標に与える影響が大きい．そこで，次章では地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した信頼性指標をさらに簡易に評価する方法を検討する．

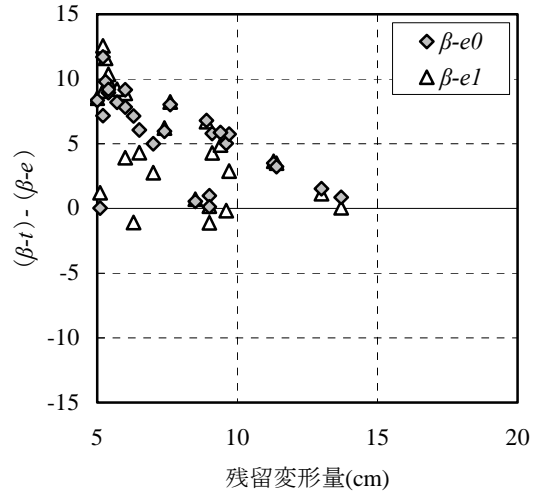
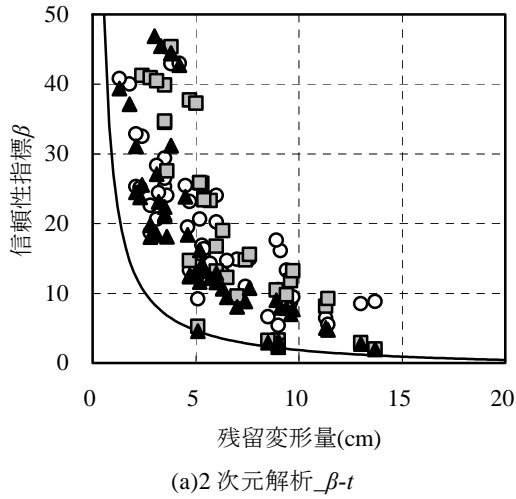


図-55 信頼性指標の比較

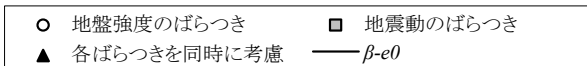
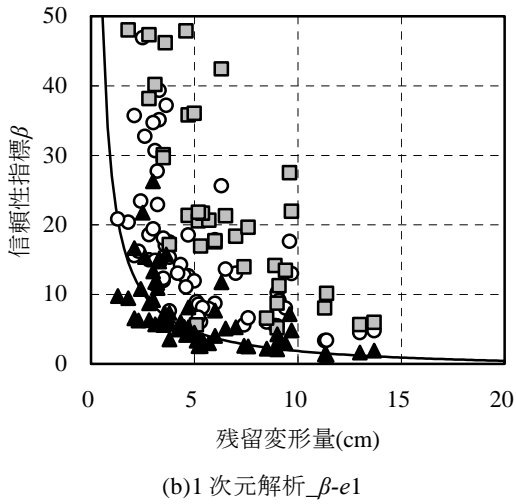


図-53 確率変数別の残留変形量と信頼性指標

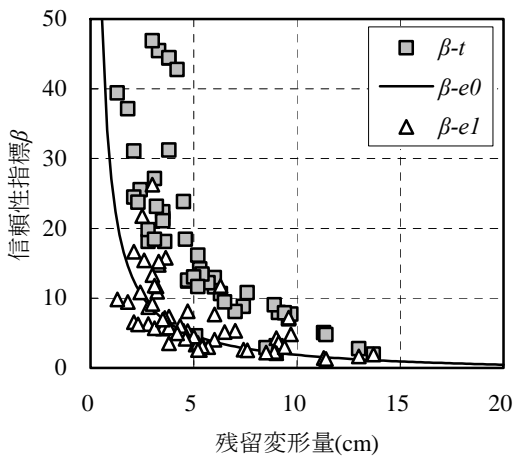


図-54 残留変形量と信頼性指標

5. 双曲線モデルを用いた信頼性指標の評価

これまでの検討では、1次元解析により $G_{\mu\pm\sigma}$ の残留変形量を推定することで、信頼性指標を評価する方法を検討した。ここでは、地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した信頼性指標を評価するにあたり、1次元解析は行わず、1回の2次元解析のみとすることで、更に計算負荷の小さい方法を検討する。具体的には、双曲線モデルによる地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係（以下 τ_{xy} - γ_{xy} 関係と記す）からせん断ひずみ、せん断変形量を算出することで、 $G_{\mu\pm\sigma}$ の残留変形量を推定する。

5.1 骨格曲線及び下降曲線によるせん断ひずみの推定

本研究で地震応答解析に用いた FLIP は、多重せん断パネモデルを用い、任意の方向に仮想的な単純せん断パネを設定し、それぞれのパネに双曲線モデルを適用している⁹⁾。そこで、本研究でも土要素の応力-ひずみ関係を双曲線モデルで表現する。双曲線モデルによる骨格曲線は式(34)のように表わすことができ、初期及び最大時の τ_{xy} - γ_{xy} 関係はこの骨格曲線上にあるものとする（図-56）。よって、地盤のせん断剛性の違いを図-56の双曲線の違いとしてせん断ひずみを評価する。なお、Towhata ら⁹⁾に準じてせん断剛性は $2/\pi$ 倍する。

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{\frac{2}{\pi} G_0 \left(1 - \frac{\tau_{xy}}{\tau_f} \right)} \quad (34)$$

ここで τ_f : 地盤のせん断強度である。なお、以下に初期、最大時、残留における τ_{xy} , γ_{xy} をそれぞれ $(\tau_{xy_ini}, \gamma_{xy_ini})$, $(\tau_{xy_max}, \gamma_{xy_max})$, $(\tau_{xy_fin}, \gamma_{xy_fin})$ と記す。

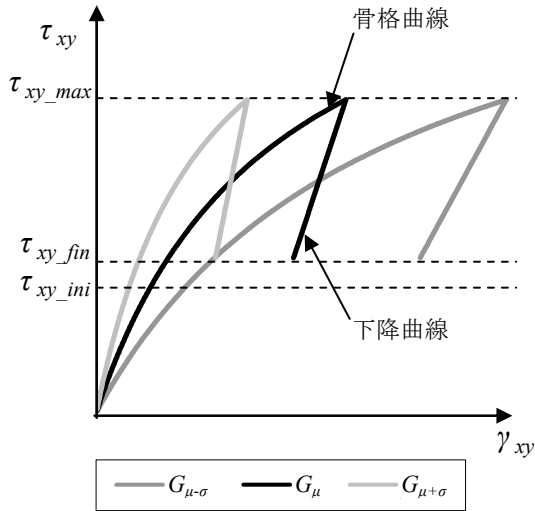


図-56 双曲線モデル

地盤のせん断強度は式(35)で評価する (図-57) . なお, 前述のように本研究で取り扱う地盤のS波速度のばらつきの範囲では, 内部摩擦角 ϕ_f は変化しない (表-4) . また, S波速度のばらつきで内部摩擦角が変化する場合にも, 双曲線モデルは地盤のせん断強度の違いによる地盤のせん断ひずみの違いが評価可能である. ただし, 内部摩擦角のばらつきを考慮した場合に, 2次元解析の壁体下の地盤の初期応力の差が小さく, また後述するように地盤に作用するせん断応力の差が小さいことを確認する必要がある.

$$\tau_f = \sigma_m' \sin \phi_f' \cos \phi_f' \quad (35)$$

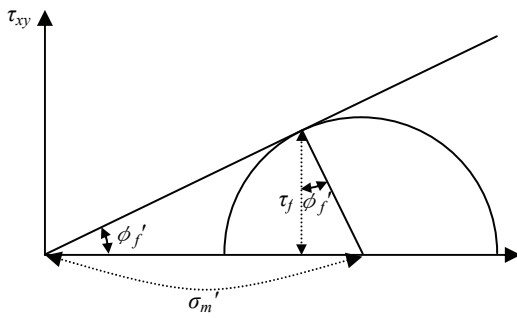
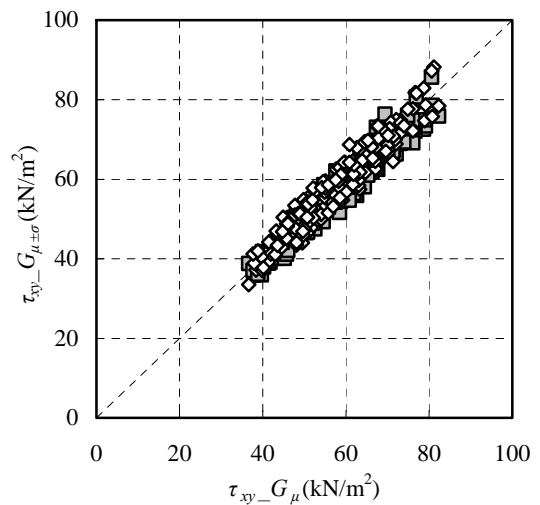


図-57 せん断強度

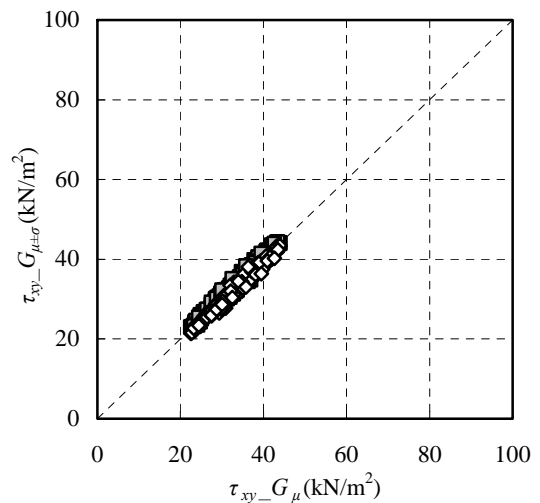
残留での τ_{xy} - γ_{xy} 関係は図-56における下降曲線上にあり, 下降曲線は Masing 則に従うものとするとき残留での τ_{xy} - γ_{xy} 関係は式(36)のように表わされる.

$$\gamma_{xy} = \frac{\frac{2}{\pi} G_0 \gamma_{xy_max} + (\tau_{xy} - \tau_{xy_max}) \left[1 + \left(\gamma_{xy_max} \frac{2}{\pi} G_0 \right) / 2\tau_f \right]}{\frac{2}{\pi} G_0 \left(1 + \frac{\tau_{xy} - \tau_{xy_max}}{2\tau_f} \right)} \quad (36)$$

次に壁体下の地盤に作用する応力を確認する. 前述のように, 2次元解析の壁体下の地盤の初期せん断応力及び初期平均有効拘束圧は G_μ と $G_{\mu\pm\sigma}$ で大きな違いがない (図-29) . また, 図-58に最大時及び残留について, 2次元解析での壁体下の地盤の G_μ と $G_{\mu\pm\sigma}$ のせん断応力を比較する. G_μ と $G_{\mu\pm\sigma}$ では, 最大時で $-6.1 \sim 7.1 (\text{kN/m}^2)$, 残留で $-2.2 \sim 1.5 (\text{kN/m}^2)$ のせん断応力の違いがある. ただし, ここでは地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した場合の地盤のせん断ひずみを簡易に評価することを目的としていることから, $G_{\mu\pm\sigma}$ の初期, 最大時及び残留におけるせん断応力は G_μ のせん断応力と等しいものとして, $G_{\mu\pm\sigma}$ の地盤のせん断ひずみを評価する.



(a)最大時



(b)残留

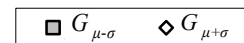


図-58 せん断応力の比較

$G_{\mu\pm\sigma}$ の初期及び最大時の地盤のせん断ひずみを式(34)で評価する。なお、前述のように G_{μ} と $G_{\mu\pm\sigma}$ の初期及び最大時の τ_{xy} , τ_f が等しいとすると, G_{μ} の地盤のせん断ひずみ $\gamma_{xy_G\mu}$ と $G_{\mu\pm\sigma}$ の地盤のせん断ひずみ $\gamma_{xy_G\mu\pm\sigma}$ の比は G_{μ} と $G_{\mu\pm\sigma}$ の地盤のせん断剛性の比となり, $\gamma_{xy_G\mu\pm\sigma}$ は初期及び最大時にそれぞれについて式(37)で算出できる。

$$\gamma_{xy_G\mu\pm\sigma} = \frac{G_{0_μ}}{G_{0_μ\pm\sigma}} \gamma_{xy_G\mu} \quad (37)$$

ここで, $G_{0_μ}$ は G_{μ} の地盤のせん断剛性, $G_{0_μ\pm\sigma}$ は $G_{\mu\pm\sigma}$ の地盤のせん断剛性である。

また, 残留の地盤のせん断ひずみも G_{μ} と $G_{\mu\pm\sigma}$ で τ_{xy} 及び τ_f は等しいことから, 式(36)の右辺中 G_0 , γ_{xy_max} 以外は等しく, 式(38)のように表わすことができる。 A , B は式(39), (40)であり, G_{μ} と $G_{\mu\pm\sigma}$ で等しい。

$$\gamma_{xy} = \frac{A/(2/\pi)/G_0 + B\gamma_{xy_max}}{B} \quad (38)$$

$$A = \tau_{xy_fm} - \tau_{xy_max} \quad (39)$$

$$B = 1 + \frac{A}{2\tau_f} \quad (40)$$

よって, 残留の $\gamma_{xy_G\mu}$ と $\gamma_{xy_G\mu\pm\sigma}$ の比を, $\gamma_{xy_G\mu\pm\sigma}$ について解くと, 式(41)のように表わすことができる。

$$\gamma_{xy_G\mu\pm\sigma} = \frac{A/(2/\pi)/G_{0_μ\pm\sigma} + B\gamma_{xy_max_G\mu\pm\sigma}}{A/(2/\pi)/G_{0_μ} + B\gamma_{xy_max_G\mu}} \gamma_{xy_G\mu} \quad (41)$$

以上より, G_{μ} の2次元解析の地盤のせん断ひずみから, 初期及び最大時における地盤のせん断ひずみは式(37)により求め, 残留の地盤のせん断ひずみは式(41)によって求めることができる。

双曲線モデルを用いて求めたせん断ひずみ及びせん断変形量と2次元解析との比較を図-59, 図-60に示す。 $G_{\mu\pm\sigma}$ のせん断応力を G_{μ} と等しいと仮定しているため, $G_{\mu-\sigma}$ では地盤のせん断ひずみ, せん断変形量とも過大に評価し, 逆に $G_{\mu+\sigma}$ では過小に評価していることが分かる。

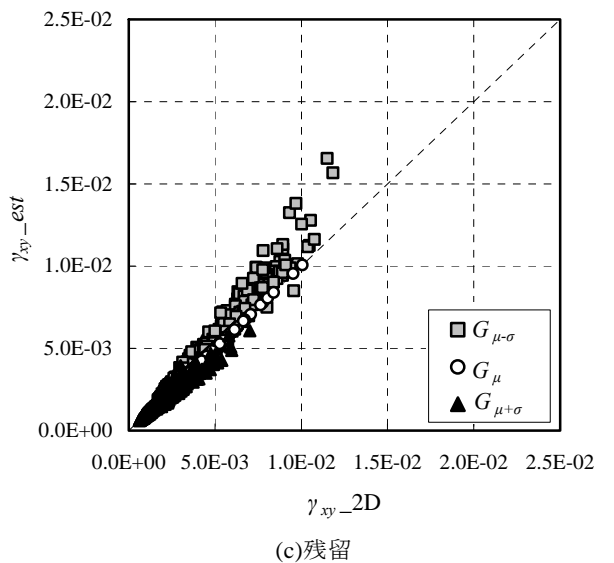
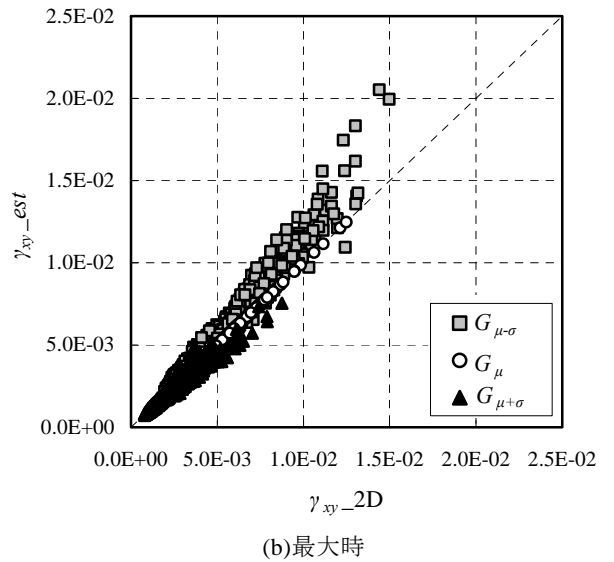
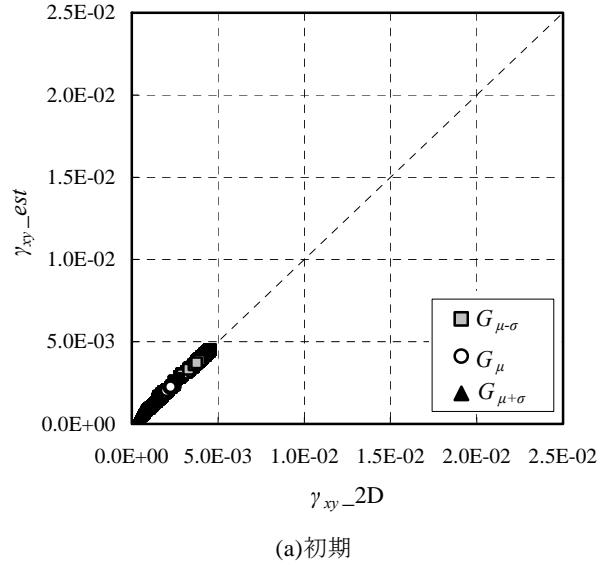


図-59 γ_{xy} の推定結果

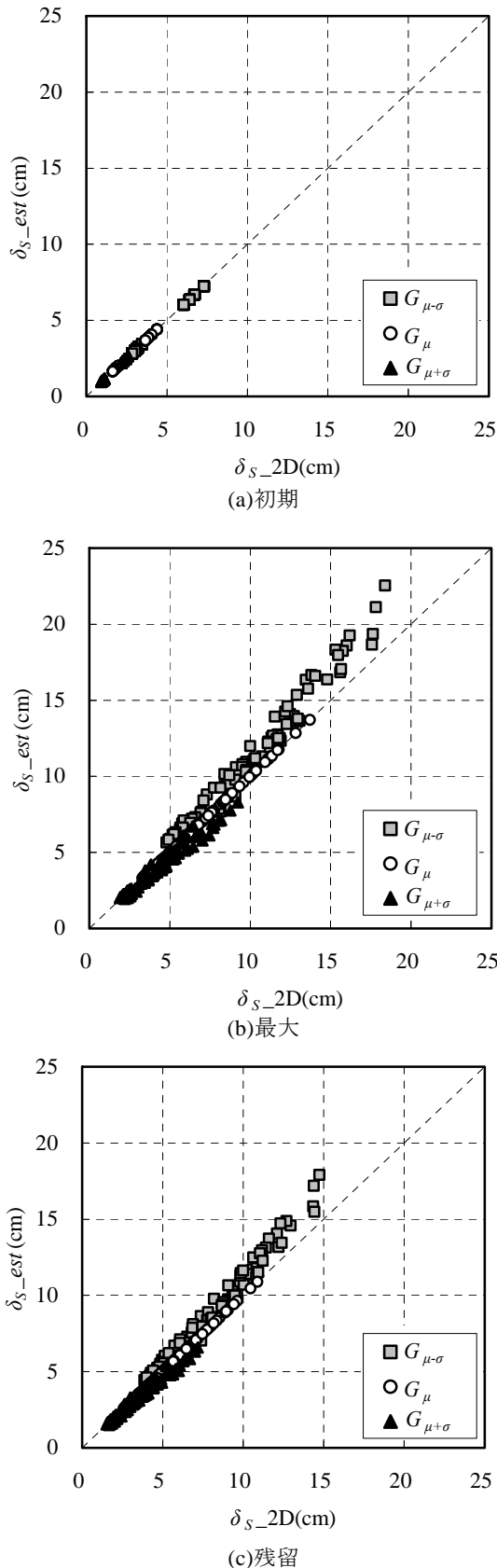


図-60 δ_sの推定結果

最後に、双曲線モデルを用いて求めたせん断変形量から残留変形量を式(7)により推定する。図-61に双曲線モデルを用いて推定した残留変形量を鉛直軸に、2次元解析の残留変形量を水平軸にプロットする。推定残留変形量は2次元解析による残留変形量に対して、-2.4cm~8.1cm (-41~70%)の誤差を生じる。

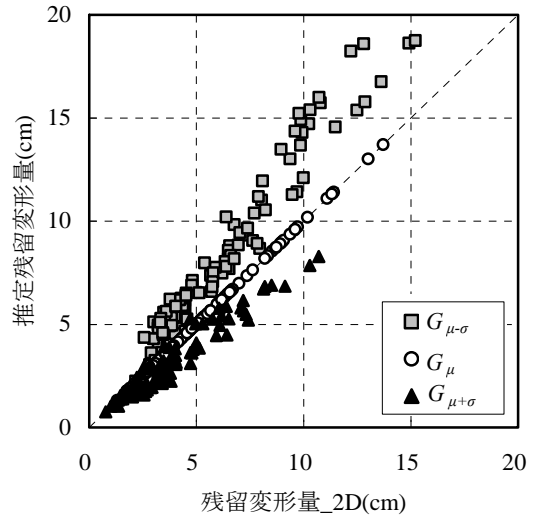


図-61 残留変形量の推定結果

5.2 信頼性指標の評価

$G_{\mu\pm\sigma}$ について双曲線モデルを用いて求めたせん断変形量から推定した残留変形量により評価した信頼性指標(以下 $\beta-e2$ と記す)と $\beta-t$ 、 $\beta-e0$ 、 $\beta-e1$ の比較を行う。 G_{μ} の残留変形量を水平軸に、信頼性指標を鉛直軸とし、各手法による信頼性指標をプロットした結果を図-62に示す。 $\beta-e2$ は $\beta-t$ に比べ信頼性指標を安全側に評価する。これは、図-61で分かるように残留変形量の推定において、 $G_{\mu-\sigma}$ で残留変形量を過大に、 $G_{\mu+\sigma}$ で残留変形量を過小に評価しており、限界状態関数の勾配を大きく評価するためである。 $\beta-e0$ 、 $\beta-e1$ 、 $\beta-e2$ で信頼性指標の推定誤差を比較すると、図-63に示すように多くのケースで $\beta-e2$ は $\beta-e0$ に比べわずかではあるが下側にプロットされており、既往の簡易評価法に比べ信頼性指標の精度が向上していることが分かる。また、 $\beta-e2$ と $\beta-e1$ を比較すると、 $\beta-e1$ が下側にプロットされており、信頼性指標の評価精度が高いことが分かる。

なお、双曲線モデルで地盤のせん断ひずみを推定する際に、最大時のせん断応力が G_{μ} 及び $G_{\mu\pm\sigma}$ で等しいと仮定している。一方、地震動のばらつきを考慮する場合、 PGA_{L30} 、 PGA_{L50} 、 PGA_{L70} の最大時のせん断応力の違いが地盤のせん断ひずみの違いとなる。せん断応力の違いを評価するためには1次元解析を行う必要があり、本手法は地震動のばらつきを考慮した信頼性指標の評価には適用できない。

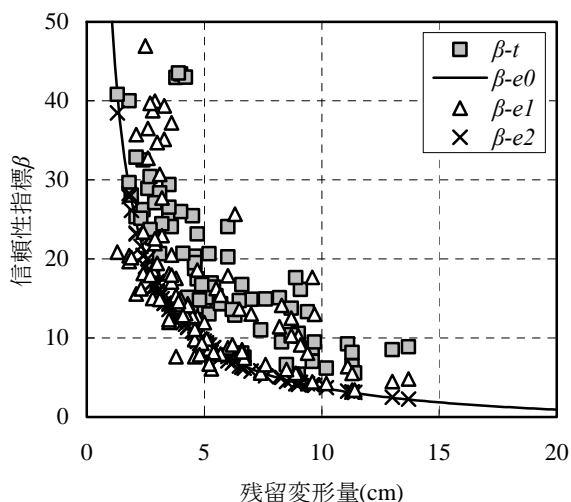


図-62 残留変形量と信頼性指標

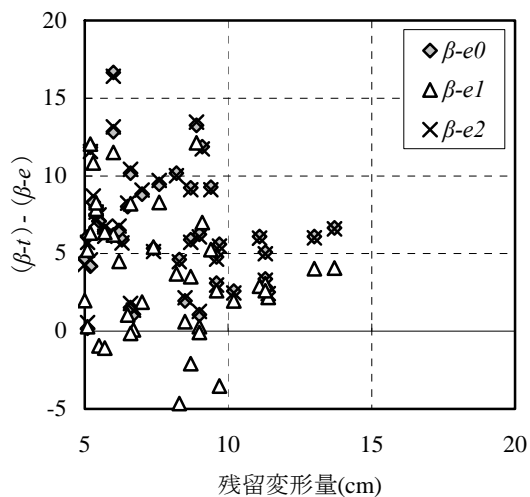


図-63 信頼性指標の比較

6. まとめ

本研究では、レベル1地震動に対する重力式岸壁の残留変形量に関する信頼性指標について、簡易に評価する方法を検討した。本研究における主な結論は以下のとおりである。

①地盤のせん断剛性のばらつき、地震動のばらつきを考慮した重力式岸壁の残留変形量に関する信頼性指標の評価を FOSM で行うにあたり、1回の2次元解析と3回の1次元解析による方法を提案した。提案した方法により各ばらつきを考慮した残留変形量を推定することが可能であり、地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した信頼性指標に関しては既往の簡易評価法より精度よく評価できることが分かった。なお、提案した方法

により地震動のばらつきを考慮した信頼性指標の評価も可能であるが、地震動のばらつきを考慮した残留変形量を過小評価する傾向があり、信頼性指標を危険側に評価する可能性があるため注意が必要である。

②各ばらつきを同時に考慮した信頼性指標は、多くは地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した信頼性指標と一致しており、信頼性指標の評価には地盤のせん断剛性のばらつきの影響が支配的であった。なお、地盤のせん断剛性のばらつき、地震動のばらつきが信頼性指標に与える影響は、各ばらつきを同時に考慮して分かるものであり、信頼性指標の評価にあたっては地盤のせん断剛性のばらつき、地震動のばらつきを同時に考慮することが必要である。また、提案した方法では1回の2次元解析と5回の1次元解析で各ばらつきを同時に考慮した信頼性指標を評価することが可能であり、従来5回の2次元解析が必要であったことに比べ、計算負荷が低減できる。

③地盤のせん断剛性のばらつきを考慮した信頼性指標に関して、1次元解析を行わず、2次元解析1回のみで信頼性指標を評価することで、さらなる計算負荷の低減を試みた。 $G_{\mu+\sigma}$ の最大時のせん断応力を G_{μ} と等しいと仮定することで、 G_{μ} と $G_{\mu+\sigma}$ の地盤のせん断ひずみの違いを地盤のせん断剛性の比として評価する方法は、3回の2次元解析で評価する信頼性指標に比べ、安全側に信頼性指標を評価することが分かった。なお、地震動のばらつきを考慮した信頼性指標の評価では、地震動のばらつきに応じた地盤のせん断応力を評価する必要があるため、本手法は適用できない。

現在の港湾基準では、重力式岸壁のレベル1地震動に対する変動状態に関する性能照査は、過去の設計法における設定に基づく方法として震度法を想定している。今後レベル1地震動に対する重力式岸壁の設計に関して、信頼性設計法を適用する際には、本研究による方法を用いることでより簡易に信頼性指標の評価を行うことができる。

なお、本研究ではレベル1地震動を対象としており、地盤の液状化を考慮していない。しかし、本研究で提案した1次元解析により残留変形量を推定する方法によれば、液状化の発生を考慮した重力式の残留変形量に関する信頼性指標を評価することも可能であり、今後はそのような条件に対しても検討を行う必要があると考えられる。

また、本研究で提案する方法は、矢板式岸壁等の他の

構造形式の信頼性指標の評価にも適用が可能であると考えられる。特に矢板式岸壁では、既往の研究において残留変形量に関する地震時信頼性指標の評価にFOSMの適用が可能であることが示されており、本手法の適用性が高いと考えられる。

(2009年2月16日受付)

謝辞

重力式岸壁の断面設定については、若築建設(株) 築地健太郎氏(前港湾施設研究室 交流研究員)にご助言頂きました。また、本研究をまとめるにあたり、港湾施設研究室の方々には貴重な意見を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省港湾局監修, (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 2) 長尾 毅, 藤森修吾: 1次近似2次モーメント法による栈橋のレベル1地震動に対する破壊確率の簡易評価法に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, No.377, 2007.
- 3) 長尾 毅, 藤森修吾, 森下倫明: 岸壁の残留変形量に関する地震時信頼性指標の簡易評価法に関する一考察, 国土技術政策総合研究所資料, No.378, 2007.
- 4) Imai, T: P and S Wave Velocities of the Ground in Japan, Proc. Ninth ICSMFE, Vol.2, pp.257-260, 1977.
- 5) 長尾毅, 菊池喜昭, 藤田宗久, 鈴木 誠, 佐貫哲朗: 栈橋式係船岸のレベル1地震動に対する信頼性設計法, 構造工学論文集 Vol.52A, pp.201-208, 2006.
- 6) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 7) 森田年一, 井合 進, Liu Hanlong, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869, 1997.
- 8) 長尾 毅, 岩田直樹, 藤村公宜, 森下倫明, 佐藤秀政, 尾崎竜三: レベル1地震動に対する重力式・矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定手法, 国土技術政策総合研究所資料, No.310, 2006.
- 9) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985a