

重力式岸壁のレベル1地震動に対する簡易耐震照査法に関する基礎的研究

A fundamental study on the simple seismic performance checking method for caisson type quay walls against level-one earthquake ground motion

柴原直範*・長尾毅**

Naonori Kuwabara and Takashi Nagao

* 工修 中央復建コンサルタンツ㈱ (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島4-11-10)

** 工博 国土技術政策総合研究所 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

This paper presents a fundamental study to establish the evaluation method of seismic performance of caisson type quay walls against level one earthquake ground motion. The method uses the result of the one-dimensional earthquake response analysis considering the applicability to the practical design. The method evaluates the shear and bending deformation of ground and inclination of the wall body. The accuracy of the proposed method in terms of the comparison with the result of two-dimensional earthquake response analyses and conventional design method was also discussed.

Key Words: caisson type quay wall, earthquake response analysis, earthquake resistant design

キーワード: 重力式岸壁, 地震応答解析, 耐震照査

1. はじめに

重力式岸壁の地震時の主要な被災モードは変形である。そのため、先般改訂された、港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾(以下、港湾基準と称す)における、性能規定型の設計体系の下での岸壁の耐震性能は、使用目的を勘案し、岸壁に要求される性能を満たす許容変形量を設定し、対象とする施設に作用する地震動に対して、岸壁の残留変形量が許容変形量以下になることを確認することとなっている。

ところで、重力式岸壁の変形量を精度良く求めるためには、現在のところ、2次元地震応答解析を行う必要がある。近年では、2次元の有限要素法による地震応答解析の技術が向上し、構造物の残留変形量推定への適用性が確認されるようになり、構造物と地盤の相互作用による変形メカニズムを探ることも可能となった。しかし、2次元地震応答解析は計算負荷が非常に大きく、設計実務の観点から、全ての施設においてレベル1地震動を対象とした2次元地震応答解析を実施することは現実的ではない。この問題を解消するために、レベル1地震動に対する耐震性能照査は、周波数特性、継続時間、及び許容変形量を適切に評価した照査用震度による耐震性能照査手法¹⁾が適用された。しかしながら、照査用震度算定式¹⁾は、設計者の便を考慮して、従来の断面力照査法を踏襲したものとなっており、静的な力の作用に対する耐震照査手法であるため、変形量を直接照査する照査式ではない。そのため、この照査式を用いて算出される重力式岸壁残留変形量には、推定誤差を含むものと考えられる。従って、重力式岸壁の残留変形量の照査手法としては課題が残されており、精度良く残留変形量を算出できる簡易的な耐震照査手法の確立が望まれる。

このような背景の下、本研究では、重力式岸壁のレベル1地震動を対象として、計算負荷を極力抑え、残留変形量を適切に照査する手法を構築することを目的とした基礎的研究を行った。

なお、レベル1地震動では、非液状化を原則としているため、本研究においても、液状化を許さない条件で検討を実施した。

2. 提案する簡易耐震照査手法(以下、提案法と称す)の概要

2次元地震応答解析に替わる重力式岸壁の簡易耐震性能照査法に関する研究事例は幾つかあり²⁾、何れも壁体の変形量をターゲットとして簡易に変形を評価する試みがなされている。一方、1995年兵庫県南部地震で破壊した神戸港の被災事例⁴⁾や、これに関連して実施された遠心模型実験、2次元有効応力解析³⁾から、壁体直下地盤のせん断変形が支配的であることが指摘されており、重力式岸壁の変形量を推定する上では、壁体直下地盤の変形挙動の把握が非常に重要であることが知られている。したがって、本研究では壁体直下地盤の変形挙動を直接的に評価できる、1次元地震応答解析を用いて、壁体直下地盤の変形挙動を適切に評価し、重力式岸壁の変形量を簡易的に評価できる手法を提案し、その適用性について検討する。

提案法による岸壁の変形評価フローは図-1に示すとおりである。本研究によるモデルでは、加震中、①地盤にせん断応力が作用することにより発生するせん断変形量、②せん断変形以外の地盤変形量、③壁体自体の傾斜による変形を評価し、それぞれを足し合わせることで壁体天端変形量を推定する。①のせん断変形量の評価は、壁体直下地盤の初期応力状態と、加震中、壁体底面から地盤に作用するせん断応力時刻歴を推定することにより、壁体直下地盤の加震中の応力状態を適切に評価し、1次元地震応答解析から直接評価する方法を検討する。また、②のせん断以外の変形量としては、曲げによる変形が支配的と考えられたため、曲げ変形量について、1次元地震応答解析から得られた情報を基に評価する方法を検討する。さらに、③の壁体自体の傾斜による

変形についても1次元地震応答解析から得られた情報を基に評価する方法を検討する。

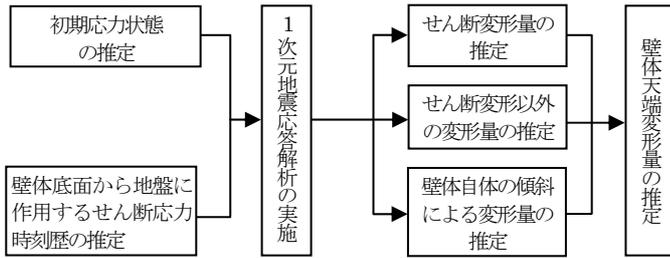


図-1 提案法検討フロー

3. 検討条件

3.1. 検討ケース

2次元地震応答解析(以下、2次元解析と称す)を用いて、壁体直下地盤の変形挙動把握を行うが、2次元解析には港湾構造物の照査に用いられる機会の多いFLIP[®]を用いた。また、提案法に用いる1次元地震応答解析(以下、1次元解析と称す)もFLIPを用いる。検討断面は、表-1に示す水深3ケースに対し、照査用震度2ケースを用いて設定した。地盤条件は、砂質土を対象として、軟弱な地盤を想定した地盤条件 Case1(固有周期 $T_g=1.17s$)、及びやや締まった地盤を想定した地盤条件 Case2(固有周期 $T_g=0.8s$)の2種類とした(表-2)。なお、地盤物性はFLIPにおいて標準的な方法⁷⁾に従って設定している。検討モデル断面は、図-2に示す通りである。入力地震動は、図-3に示す通り、卓越周波数が異なる5波形を対象とした。また、各波形は最大加速度(以下、PGAと称す)が300Gal、及び500Galとなるように振幅補正を行っている。検討ケースとケース名称の対応は、表-3の通りである。

表-1 検討条件

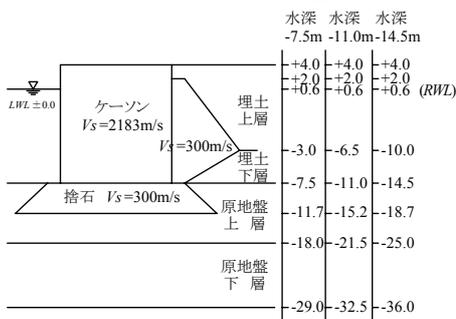
水深	-7.5m		-11.0m		-14.5m	
	B	H/B	B	H/B	B	H/B
0.10	6.2m	1.85				
0.15	7.6m	1.51	10.4m	1.35		
0.20			14.4m	0.97		
0.25					23.4m	0.79
0.27					25.8m	0.71

(※)Bは壁体幅、Hは壁高

表-2 地盤条件

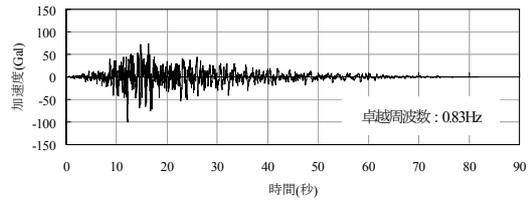
地盤種別	土層区分	湿潤密度 (t/m ³)	基準有効拘束圧 (kN/m ²)	基準初期せん断剛性 (kN/m ²)	基準初期体積剛性 (kN/m ²)	内部摩擦角 (deg)	粘着力 (kN/m ²)	せん断波速度(m/s)		
								水深-7.5m	水深-11.0m	水深-14.5m
Case1	埋立土 上層(水位上)	1.8	89.8	25920	6795	37	0.0	85	85	85
	埋立土 上層(水位下)	103						108	113	
	埋立土 下層	2.0	114	121	128					
	原地盤 上層	239.8	45000	117353	38	133	138	143		
Case2	埋立土 上層(水位上)	1.8	89.8	58320	152089	38	0.0	128	128	128
	埋立土 上層(水位下)	154						162	169	
	埋立土 下層	2.0	171	182	192					
	原地盤 上層	198.5	72200	188286	38	176	183	190		
共通材料	基礎捨石	279.2	125000	325980	39	237	244	250		
	裏込石	2.0	98	180000	469421	35	20.0	-	-	-

共通項目：最大減衰率 $\beta_{max}=0.24$ 、ポアソン比 $\nu=0.33$

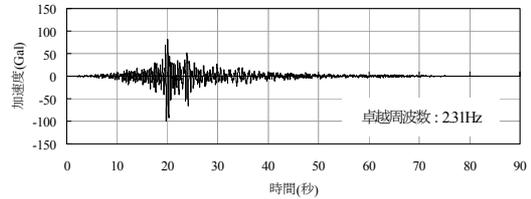


(※)L.WL: 潮望平均干潮位(m), R.WL: 残留水位(m)

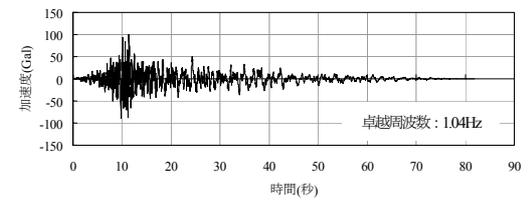
図-2 検討モデル断面



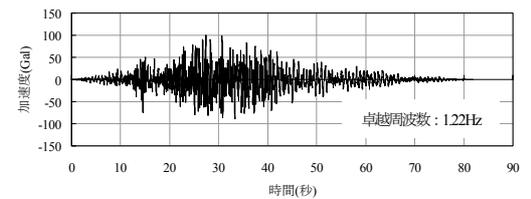
(a) 八戸港波



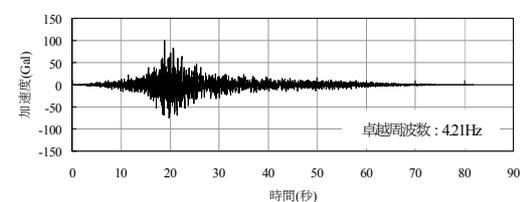
(b) 博多港波



(c) 苫小牧港波



(d) 高知港波



(e) 岩国港波

図-3 入力地震動

表-3 検討ケースとケース名称

ケース名称				水深	震度
地盤種別 Case1	地盤種別 Case2				
PG4300Gal	PG4500Gal	PG4300Gal	PG4500Gal	-7.5m	0.10
Case01	Case13	Case07	Case19		
Case02	Case14	Case08	Case20	-7.5m	0.15
Case03	Case15	Case09	Case21		
Case04	Case16	Case10	Case22	-11.0m	0.20
Case05	Case17	Case11	Case23		
Case06	Case18	Case12	Case24	-14.5m	0.25
				-14.5m	0.27

3.2. 着目要素の設定

2次元解析による壁体の変形特性を把握する際に着目する要素の設定を行う。壁体直下地盤のうち、壁体海側端、中央部、及び陸側端に位置する地盤を対象に、Case01を例として初期鉛直応力分布を図-4に示す。初期鉛直応力 σ_{yy} 、初期水平応力 σ_{xx} は捨

石層1層目では、壁体から地盤に作用する底面反力の影響により海側端、中央部、及び陸側端において初期応力に違いが見られるが、それ以外の要素では深度方向にほぼ同じ分布となっている。一方、初期せん断応力 τ_{xy} は、海側端の深度分布が最も大きく、陸側に向かうにつれて小さくなる傾向が見られ、中央部では海側端と陸側端の平均的な初期せん断応力深度分布となっている。本検討では、壁体直下地盤の要素のうち、初期せん断応力深度分布が平均的である中央部に着目することにより提案法の検討を行うこととした。図-5に着目する壁体直下中央部要素と解析モデルの対応を示す。

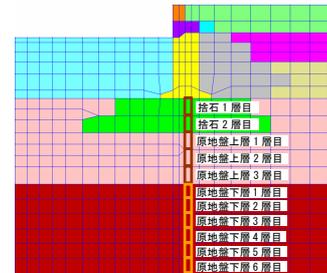
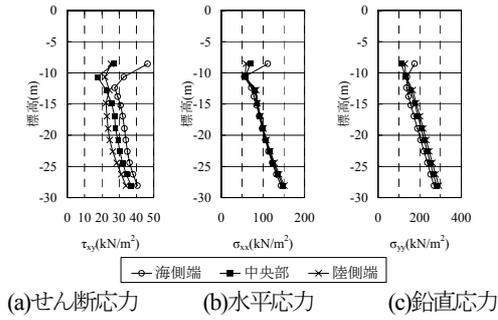


図-5 解析モデルと着目要素の対応

4. せん断変形の推定手法の検討

4.1. 初期応力推定法の検討

壁体断面形状が同じで、地盤条件が異なる、Case01, Case07を例として、2次元解析による初期応力深度分布を図-6に示す。初期応力深度分布は、地盤剛性によらずほぼ同じ分布を示している。この結果は、初期応力が地盤のヤング係数等に依存しないことを示しており、弾性応力解⁷⁾により推定を行うこととする。

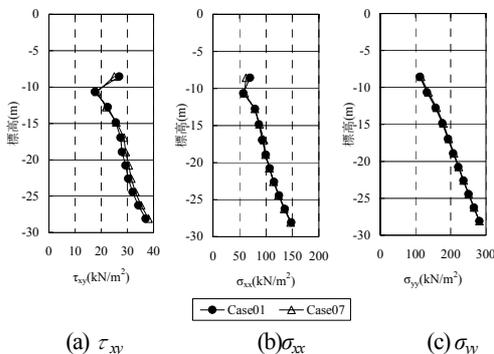


図-6 初期応力深度分布(水深7.5m ; $k_H=0.10$)

(1) σ_{yy} の推定

せん断変形量を推定する上では、土要素のせん断強度が拘束圧に依存することから、壁体直下地盤の拘束圧を適切に設定する必

要がある。拘束圧は、 σ_{yy} 及び σ_{xx} により決定されるため、 σ_{yy} の推定が必要である。壁体直下地盤では、原地盤に作用する上載荷重は壁体海側端から陸側の埋立土のみが作用するため、単に埋立土を無限遠に作用するとして想定した場合と外力作用条件が異なる。そこで、図-7に示す通り載荷範囲、及び偏心距離を設定し、壁体、及び埋立土を等分布荷重としてモデル化して、Boussinesqの弾性応力解⁷⁾より、 σ_{yy} を式(1)、式(2)の通り算出する。なお、等分布荷重は簡便のため、壁体の海側端から埋立土が一樣に作用しているものとし、埋立土の残留水位より上は湿潤重量、残留水位より下は水中重量として算出している。

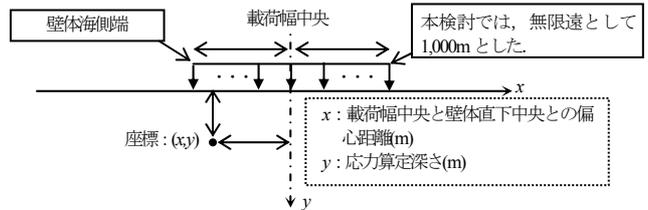


図-7 等分布荷重と偏心距離の設定

$$\Delta\sigma_{yy} = \frac{q}{\pi} \left(\tan^{-1} \frac{a-x}{y} + \tan^{-1} \frac{a+x}{y} \right) \quad (1)$$

$$\sigma_{yy} = \sum \gamma_i H_i + \Delta\sigma_{yy} \quad (2)$$

ここで、 $\Delta\sigma_{yy}$ は等分布荷重による鉛直応力増加分(kN/m²)、 q は単位幅当りの等分布荷重(kN/m)、 a は $0.5 \times$ (載荷幅)(m)、 y は応力算定深さ(m)、 x は載荷幅中央と壁体直下中央との偏心距離(m)、 σ_{yy} は深度 y における鉛直応力、 $\sum \gamma_i H_i$ は深度 y における原地盤の自重により発生する鉛直応力(kN/m²)である。

設置水深7.5m、-11.0m、-14.5mの各1ケースを例として、本手法により推定された σ_{yy} 深度分布と2次元解析結果の比較を図-8に示す。本手法により推定された σ_{yy} は、2次元解析を精度良く評価できることが分かった。

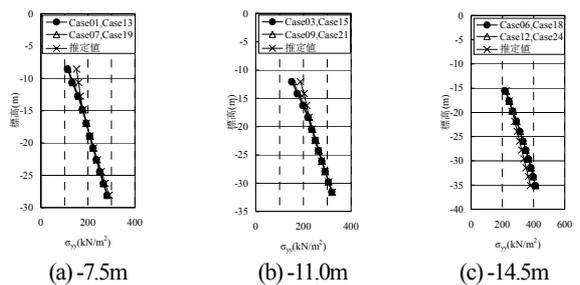


図-8 σ_{yy} 深度分布

(2) σ_{xx} の推定

σ_{xx} は1次元解析により求める。そこで、側方境界を鉛直ローラー、底面境界を固定境界として、壁体直下中央部をモデル化した一次元モデルを用いて、4.1(1) σ_{yy} の推定で求められた σ_{yy} と同じ σ_{yy} となるように、各要素上面に荷重を載荷した。なお、荷重載荷時には、各要素の単位体積重量はゼロとしている。1次元解析から求められた σ_{xx} と2次元解析により求められた σ_{xx} について、設置水深7.5m、-11.0m、-14.5mの各1ケースを例として、 σ_{xx} 深度分

布の比較を図-9に示す。推定された σ_{yy} を用いて1次元解析から求められる σ_{xx} は、2次元解析を精度良く評価できることが分かった。

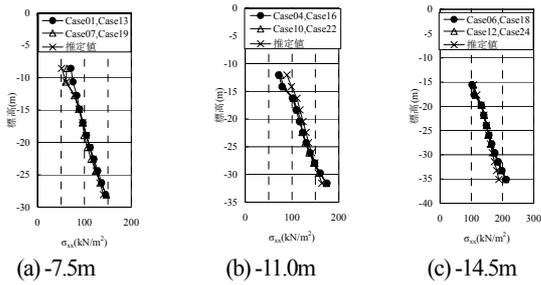


図-9 σ_{xx} 深度分布

(3) τ_{xy} の推定

τ_{xy} は壁体、及び埋立土による鉛直荷重(荷重①)により発生する $\tau_{xy,1}$ 、及び壁体に主働土圧が作用し、壁体底面から地盤にせん断力(荷重②)が作用することにより発生する $\tau_{xy,2}$ に分けられる。そこで、 $\tau_{xy,1}$ 及び $\tau_{xy,2}$ をそれぞれ求め、両者を足し合わせることで推定する。

$\tau_{xy,1}$ は、4.1(1) σ_{yy} の推定と同様の考えに基づき、壁体、及び埋立土を等分布荷重として作用させて式(3)より算出した。

$$\tau_{xy,1} = \frac{4aqxy^2}{\pi \left\{ (x^2 + y^2 - a^2)^2 + 4a^2y^2 \right\}} \quad (3)$$

ここで、式中のパラメタは式(1)と同じである。

Case01, Case07を例として、 τ_{xy} 深度分布比較を図-10に示す。本手法により推定された $\tau_{xy,1}$ は、2次元解析の τ_{xy} に比べ、過大に評価する傾向が見られた。そこで、2次元解析の初期自重解析により得られた σ_{yy} , σ_{xx} , τ_{xy} 、及び弾性応力解により算出される各土要素の最大主応力方向角を算出し比較を行った。なお、最大主応力方向角は水平面と成す角とする。弾性応力解による最大主応力方向角は、等分布荷重が弾性体に作用した場合を想定し、Boussinesqの弾性応力解、及びMohrの応力円から算出される式(4)、及び図-11に基づき算出し、2次元解析の最大主応力方向角は、式(5)、及び図-12の通り算出した。

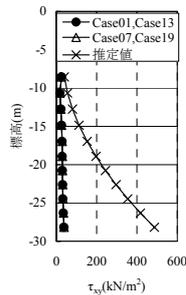


図-10 τ_{xy} 深度分布比較

$$\beta_x = \frac{1}{2}(\pi + \theta_1 - \theta_2) \quad (4)$$

ここで、 θ_1 , θ_2 及び β_x は、図-11に示す通りである。

$$\beta_x = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \left\{ \frac{\tau_{xy,1}}{(\sigma_{yy} - \sigma_{xx})/2} \right\} \quad (5)$$

ここで、 β_x は、図-12に示す通りである。

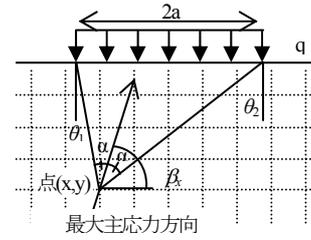


図-11 最大主応力方向角

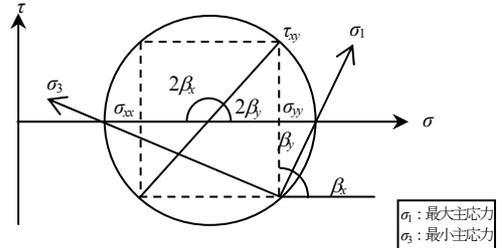


図-12 Mohrの応力円による主応力方向角

Case01, Case07を例として、最大主応力方向角比較を図-13に示す。これによると、本手法により算出される最大主応力方向角は、2次元解析に比べ、深度が深い位置で小さく見積もる傾向があることが分かった。この両者の違いは、等分布荷重を無限遠とした本手法では、Boussinesqの弾性応力解、及びMohrの応力円を用いて式(4)、及び図-11により求めるため、 θ_2 を過大に評価し、最大主応力方向角と水平面の成す角を小さく見積もる傾向にあるためである。

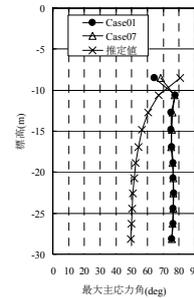


図-13 最大主応力方向角比較

そこで、 $\tau_{xy,1}$ はBoussinesqの弾性応力解で考慮する鉛直分布荷重にBoston-Code¹⁾の考えに基づく荷重分散効果を加え、図-14に示す通り深度毎に作用する荷重①の影響範囲を設定する。設定された影響範囲を基に、Boussinesqの弾性応力解とMohrの応力円から最大主応力方向角 β_x を算出し(図-11, 式(4))、 σ_{yy} 及び σ_{xx} を用いてMohrの応力円から求められる主応力方向角と応力の関係から算出することとした(図-12, 式(5))。

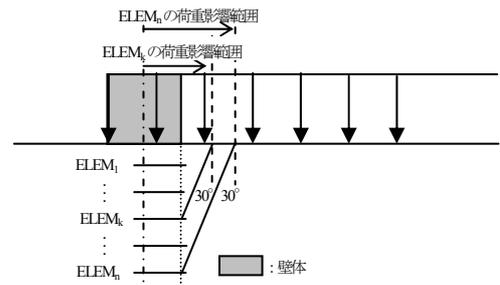


図-14 荷重影響範囲の設定(荷重①)

次に、 $\tau_{xy,2}$ は荷重②を壁体底面幅で除した値が、水平等分布荷重として壁体底面に作用するものとしてCerrutiの方法⁸⁾により求める(式(6))。

$$\tau_{xy,2} = \frac{q}{\pi} \left(\tan^{-1} \frac{a-x}{y} + \tan^{-1} \frac{a+x}{y} \right) \frac{2agy}{\pi (a^2 + x^2 + y^2) - 4a^2x^2} \quad (6)$$

ここで、式中のパラメタは式(1)と同じである。

設置水深-7.5m, -11.0m, -14.5mの各1ケースを例として、本手法により推定した τ_{xy} 深度分布と2次元解析結果との比較を図-15に示す。本手法により推定された τ_{xy} は、2次元解析を精度良く評価できることが分かった。

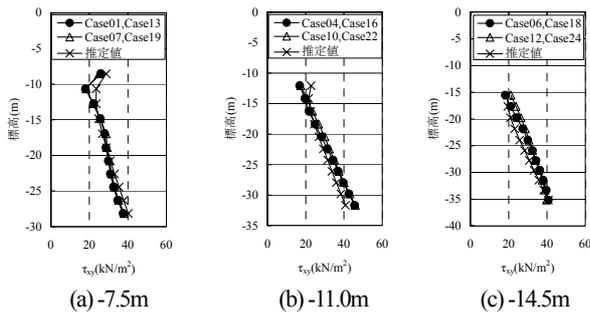


図-15 τ_{xy} 深度分布

4.2. せん断変形量推定方法の検討

苫小牧港波を対象としたCase01の捨石層1層目、原地盤上層3層目、及び原地盤下層6層目を例として、2次元解析による、 τ_{xy} - γ_{xy} の履歴曲線を図-16に示す。また、履歴曲線とともに骨格曲線を示す。骨格曲線は式(7)及び式(8)に示す双曲線モデルを用い、初期せん断剛性には $2/\pi$ を乗じている (Towhata and Ishihara⁹⁾。

$$\tau_{xy} = \frac{2}{\pi} G_0 \frac{\gamma_{xy}}{1 + \gamma_{xy}/\gamma_r} \quad (7)$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{xy,max}}{\left(\frac{2}{\pi} G_0 \right)} \quad (8)$$

ここで、 $\tau_{xy,max}$ は土要素のせん断強度発揮時の τ_{xy} (kN/m²)、 γ_r は基準ひずみ、 G_0 は初期せん断剛性(kN/m²)である。

この結果、原地盤層の履歴曲線は、ほぼ一定の骨格曲線上を移動することが分かる。一方、捨石層の履歴曲線は一定の骨格曲線上を移動しない。これは、加震中、捨石層では、壁体のロッキングの影響を強く受け拘束圧 σ_m が大きく変化するため、 σ_m に依存するせん断強度がそれに応じて変化するためである。また、壁体中央部の要素のせん断応力時刻歴を確認したところ、初期時と残留時でほぼ同じ値を示すことがわかった。

以上の結果は、特に原地盤については初期応力を再現した1次元解析を用いた動的解析によってせん断変形の推定を行うことが可能であることを示唆していると考えられる。なお、捨石層については、 σ_m の変動に応じて骨格曲線が大きく変化するため、 σ_m を一定値として計算する1次元解析では、2次元解析の履歴曲線と大きく異なる可能性があり、変形量に誤差が生じるものと考えられる。しかし、捨石層の初期せん断剛性が非常に高いため、発

生する γ_{xy} が原地盤に比べて小さいことから、捨石層で発生するせん断変形量の全体のせん断変形量に対する割合は非常に小さいことが確認できたため、せん断変形量推定の上では、1次元解析と2次元解析の捨石層でのせん断変形量の違いは大きく影響しないと判断される。

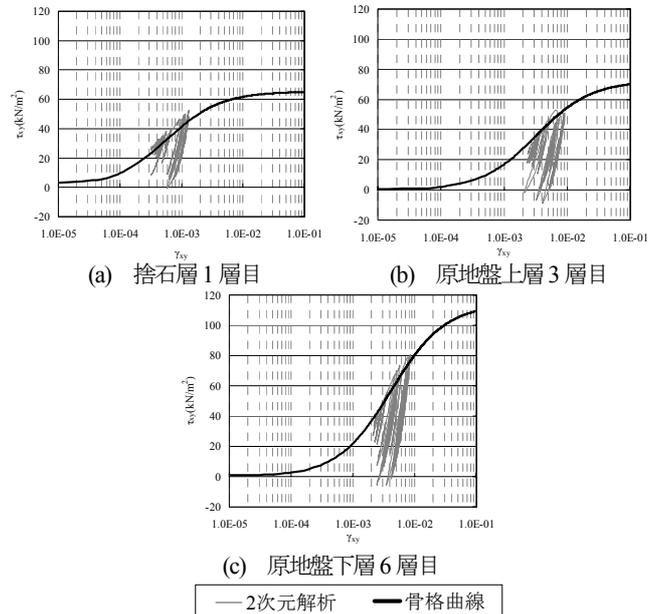


図-16 τ_{xy} - γ_{xy} 履歴曲線(Case01,苫小牧港波)

1次元解析によるせん断変形量の推定方法は、図-17に示す通り【step1】～【step3】により、1次元解析モデルを設定して行う。なお、初期自重解析では、2次元解析の初期応力状態を再現する。

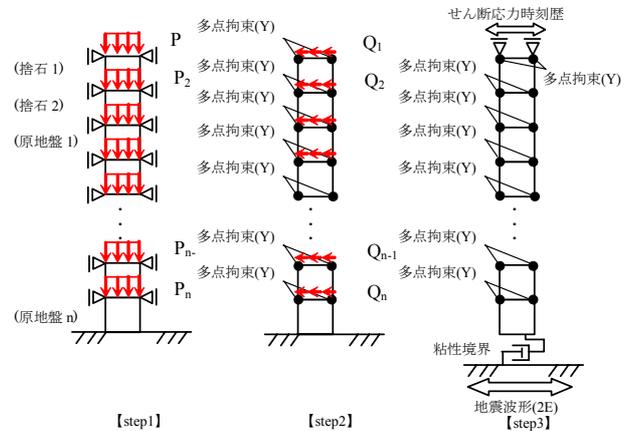


図-17 1次元解析のモデル化

地震時ではケーソンに慣性力や土圧等が作用するため、それらの作用によるせん断力が捨石に伝わる。この影響を検証するため、図-17に示す【step3】の動的解析時に、作用として基盤に入射する地震動のみを用いた場合についての検証を行った。苫小牧港波を対象としたCase01の捨石層1層目、及び原地盤上層1層目を例として τ_{xy} 時刻歴を図-18に示す。壁体底面付近に位置し、壁体から地盤に作用する τ_{xy} の影響を大きく受ける捨石層1層目、原地盤1層目とも、2次元解析に比べ、 τ_{xy} を過小評価することが確認された。従って、壁体底面から作用するせん断応力の地盤に与える影響は大きく、動的解析時には壁体底面のせん断応力を評価する必要がある。よって、壁体底面から作用する τ_{xy} 時刻歴を推

定し、【step3】動的解析時において、これを考慮することによりせん断変形量の推定を行うこととした。

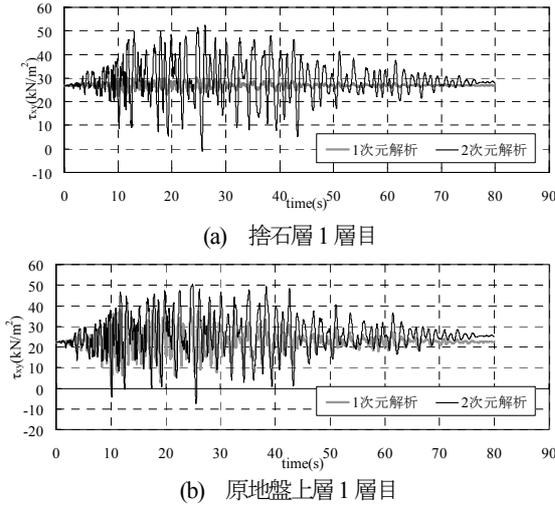


図-18 せん断応力時刻歴比較(Case01, 苫小牧港波)

(1) 壁体底面から作用する τ_{xy} 時刻歴の推定

壁体底面から作用する τ_{xy} 時刻歴は、背後自由地盤をモデル化した1次元解析において、対象とする地震波形を基盤面から入力し、壁体中央高さ相当に位置する要素の応答加速度 α の時刻歴を求め、各時刻における α に対応した壁体に作用する動水圧、背後土圧、残留水圧、及び壁体の慣性力を算出し、釣合式より壁体底面に作用する摩擦力 F を求め、壁体底面幅で除することにより推定する。なお、例えば、風間ら¹⁰⁾¹¹⁾、三浦ら¹²⁾、小濱ら²⁾は動的解析、及び模型振動実験の結果から、非液状化状態では壁体に作用する慣性力と背後土圧の間に位相差 π の関係があることを指摘している。本研究では、この知見を反映し、慣性力と背後土圧の間に位相差 π を考慮する。具体的な算出方法は図-19及び式(9)～式(17)に示す通りである。なお、地震波形と壁体に作用する加速度時刻歴には位相差が生じるが、これに関しては、背後自由地盤の壁体中央部相当位置の応答加速度を用いることにより対応している。

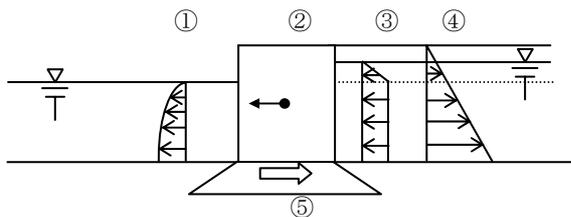


図-19 力の釣合

①動水圧合力：

$$P_{dv} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_{caisson}^2 \quad (9)$$

②壁体慣性力：

$$m\alpha \quad (10)$$

③残留水圧合力：

$$P_{RWL} = \left\{ \frac{1}{2} (RWL - LWL)^2 + (RWL - H_{caisson}) RWL \right\} \gamma_w \quad (11)$$

④背後土圧：

$$P_a = \sum_i K_{ai} \gamma_i H_i \quad (12)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \frac{\sin(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)} \right]} \quad (13)$$

1)水位上

$$\theta = \tan^{-1} k$$

$$k = \frac{\alpha}{g} \cdot PHASE \quad (14)$$

2)水位下

$$\theta = \tan^{-1} k'$$

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_i H_i + \sum \gamma H_j + \omega) + \gamma H}{2\{\sum \gamma_i H_i + \sum (\gamma - 10) H_j + \omega\} + (\gamma - 10) H} k \cdot PHASE \quad (15)$$

—釣合式—

$$F = m\alpha + P_{dv} + P_{RWL} + P_a \quad (16)$$

—せん断応力—

$$\tau_{xy} = F/B \quad (17)$$

ここで、 α は背後自由地盤部の壁体中央部相当の各時刻における応答加速度(m/s^2)、 γ_w は海水の単位体積重量($10.1kN/m^3$)、 $H_{caisson}$ は壁高(m)、 m は陸側フーチング上部埋立土を含めた壁体質量(t)、 ϕ_i は i 層の土のせん断抵抗角($^\circ$)、 ψ は壁面が鉛直と成す角度($=0^\circ$)、 δ は壁面摩擦角 ($=15^\circ$) ω は上載荷重(kN/m^2)、 γ_i は残留水位上の土の単位体積重量(kN/m^3)、 H_i は残留水位上の i 層の土層の厚さ(m)、 γ は水によって飽和した土の空気中における単位体積重量(kN/m^3)、 H_j は残留水位下において土圧を算定する層より上の j 層の土層厚(m)、 H は残留水位以下において土圧を算定する土層厚(m)、 $PHASE$ は位相差($=-1.0$)、 B は壁体底面幅(m)である。

(2) せん断変形量の推定

1次元解析を用いて、図-17に示す解析モデルに従い、各土要素の τ_{xy} 時刻歴の推定を行う。なお、初期応力は、2次元解析の値を用いている。

苫小牧港波を対象とした Case01 の捨石層1層目、原地盤上層3層目、及び原地盤下層6層目を例として1次元解析により推定された τ_{xy} 時刻歴と2次元解析との比較を図-20に示す。1次元解析により推定された τ_{xy} 時刻歴は、2次元解析に比べ若干大きく評価する傾向がある。これは、2次元解析では、壁体底面から地盤に作用するせん断応力は、深度方向に応力分散を生じるが、本研究で設定した1次元解析モデルではこの応力分散効果を適切に評価できておらず、推定誤差が生じているものと考えられる。しかしながら、本手法により推定された τ_{xy} 時刻歴は、2次元解析を概ね精度良く再現できていると言える。次に、1次元解析で同時に算出される各土要素の残留時の γ_{xy} を用いて、せん断変形量の算出を行い ($\sum \gamma_{xy} H_{elem}$)、2次元解析との比較を行った(図-21)。変形量が大きいケースでは1次元解析は2次元解析に比べて過大なせん断変形量となった。これは、前述の通り、1次元解析の τ_{xy} は、2次元解析に比べ若干大きく評価する傾向にあるため、ひずみレベルが大きく骨格曲線の接線剛性が非常に小さくなるケースでは、 τ_{xy} の推定誤差により、 γ_{xy} を過大に評価することに起因する。1次

元解析の変形量が2次元解析に比べ非常に大きく評価する苦小牧港波を対象とした Case13 のうち、原地盤上層 2 層目、及び原地盤上層 3 層目の履歴曲線を図-22 に示す。この結果からも、 τ_{xy} の推定誤差により γ_{xy} を極端に大きく評価することが分かる。以上より、本手法によって推定されるせん断変形量は、変形量が多いケースでは推定精度が劣るが、せん断変形量が 20cm~30cm 程度までの範囲では、概ね精度良く再現できる。

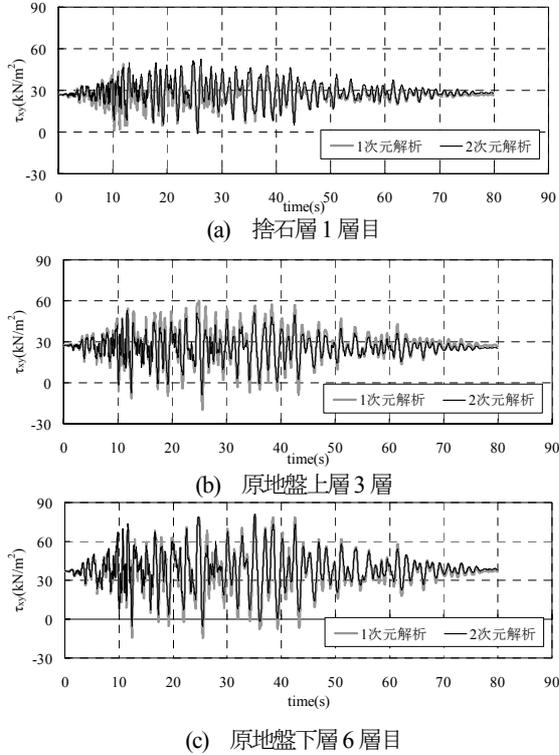


図-20 せん断応力時刻歴比較(Case01, 苦小牧港波)

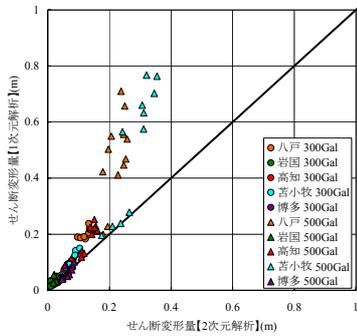


図-21 せん断変形量比較

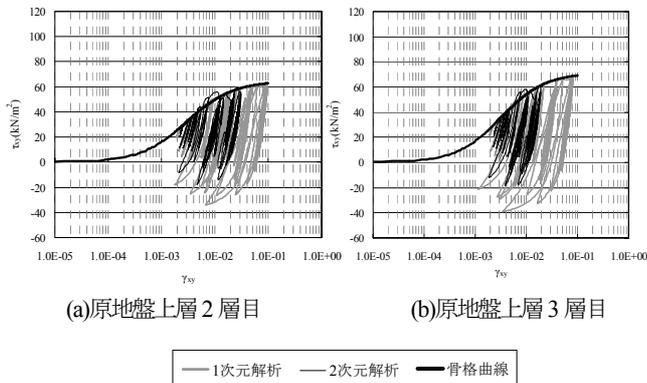


図-22 履歴曲線比較(Case13, 苦小牧港波)

5. せん断変形以外の変形量推定方法の検討

2次元解析結果を用いて要素を構成する左・右節点の残留節点変形量 δ から、着目した節点により構成される要素の残留時のせん断変形量 δ_s を除いた節点の水平変形量 $\delta_N (= \delta - \delta_s)$ の深度分布を求めた。また、併せて壁体側節点の残留時の壁体傾斜量との関係も調べた。壁体傾斜量と δ_N の関係について、Case01, Case07, Case06, Case12 を例として、変形量が多い八戸港波のケースを図-23 に、変形量が少ない岩国港波のケースを図-24 に示す。この結果から、壁体直下地盤では、せん断変形以外の水平変形量が発生していることが分かった。加震中、壁体には慣性力、背面土圧、動水圧、並びに残留水圧が作用しているため、壁体底面から地盤に作用する鉛直荷重は一樣でない。このため、壁体底面から地盤に偏心力が作用し、地盤が曲げ変形を生じていることが変形の要因の一つと考えられる。よって本研究ではせん断以外の変形として曲げ変形に着目して、その評価法を検討する。

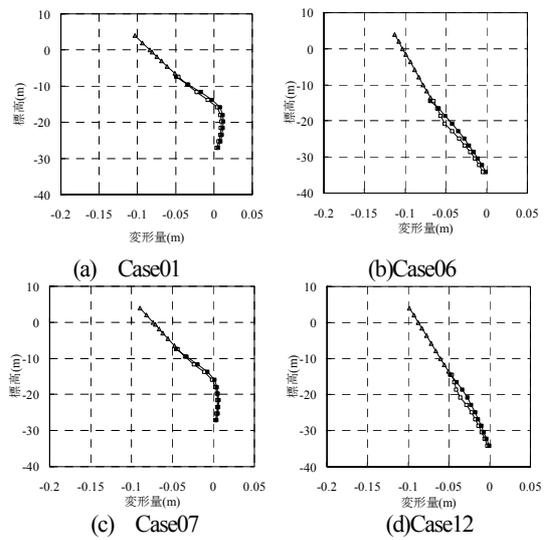


図-23 壁体傾斜量と δ_N の関係(八戸港波)

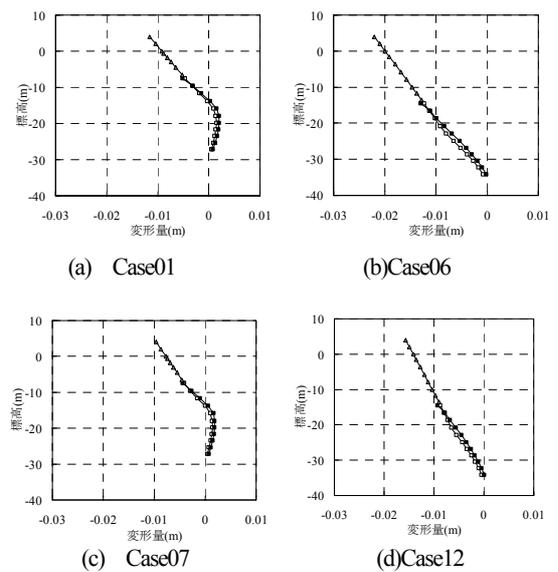


図-24 壁体傾斜量と δ_N の関係(岩国港波)

2次元解析結果のうち、苫小牧港波を対象とした Case01～Case06 について、壁体直下海側端に位置する土要素の σ_{yy} が最大となる時刻に着目し、壁体底面反力の分布形状を確認した(図-25)。これによると、海側端フーチング部においては、フーチング部以外に比べて底面反力が大きいことがわかる。ただし、フーチング部以外の底面反力が陸側から海側に掛けて徐々に大きくなっていることや、壁体底面の節点と地盤の節点の間に相対変位が見られず、加震中、壁体底面が地盤と剥離するような現象が見られなかったことから、壁体底面から地盤に作用する荷重は、集中的なものではなく、三角形あるいは台形に近い分布荷重であると判断できる。

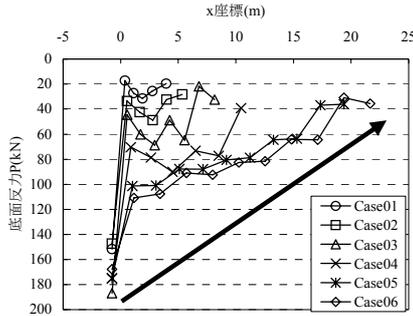


図-25 底面反力分布

以上より、壁体底面から分布荷重が作用することにより生じるモーメントを用いた、地盤の曲げ変形の推定を試みる。なお、曲げ変形は、式(18)、及び式(19)により求められるため、モーメントが作用する断面方向幅、モーメント、及びヤング係数の推定が必要である。

$$\theta = \frac{Mx}{EI} \quad (18)$$

$$I = \frac{1}{12} bh^3 \quad (19)$$

ここで、 M はモーメント(kN・m)、 x は実長(m)、 E はヤング係数(kN/m²)、 I は断面二次モーメント(m⁴)、 b は奥行き幅(=1m)、 h は断面方向幅(m)である。

そこで、捨石層1層目と同じ標高の土要素に着目し、 σ_{yy} の最大値と最小値の差を確認することにより、壁体底面から地盤に作用する偏心力の影響範囲の確認を行った。図-26に苫小牧港波を対象とした Case01 の σ_{yy} 最大値と σ_{yy} 最小値の差分の分布を示す。 σ_{yy} の変動は壁体直下で大きく発生していることから、偏心力が作用することによる地盤への影響は、概ね壁体底面幅の範囲内であることが確認された。従って、断面方向幅は壁体底面幅とした。

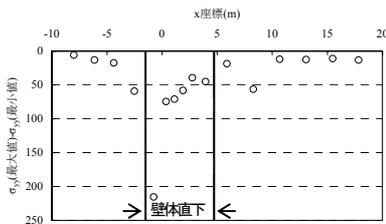


図-26 σ_{yy} 最大値と σ_{yy} 最小値の差分分布(Case01)

次に、モーメントの推定は、底面反力が台形分布あるいは三角形分布であると仮定し、壁体に作用する水平荷重によるモーメント

と鉛直荷重によるモーメントから偏心力、及び偏心距離を算出し、両者を掛け合わせることで推定した。水平荷重によるモーメントは、壁体底面での応答加速度が壁体、背後地盤、動水圧、及び残留水圧に作用するとして、4.2(1)壁体底面から作用する τ_{xy} 時刻歴の推定に示した方法により算出される荷重が壁体重心位置に作用するとして求め、鉛直荷重によるモーメントは壁体重量を用いて求めた。

さらに、ヤング係数の推定が必要である。そこで、壁体底面と捨石層の節点間で相対変位が生じていないため、地盤の曲げによるたわみ角と壁体傾斜角の時刻歴はほぼ同位相であると想定し、上記方法により求められたモーメントと、壁体傾斜角との関係について調べることで推定方法の検討を行った。苫小牧港波を対象とした Case01 を例として図-27に示す。また、図-27にはモーメント最大時、及び残留時と壁体傾斜角の関係を併せて示す。

壁体傾斜角は、モーメント最大時において最大の傾斜角となり、その後残留時にかけて傾斜角が減少し、一定の傾斜角となる傾向が見られた。これは、モーメント最大時には、地盤が弾塑性変形を生じ、その後モーメント最大時から残留時にかけて、作用するモーメントが減少することにより、弾性傾斜角 θ_e がゼロとなり、塑性傾斜角 θ_p のみが残存するためと考えられる。

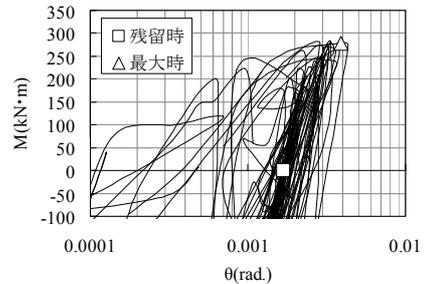


図-27 $M \sim \theta$ 関係

一方、地盤のせん断剛性 G と E の間に、式(20)に示す関係があることから、モーメント最大時のヤング係数 E_{max} は、 τ_{xy} が最大となる時刻における各層のせん断剛性 $G_{(xy \text{ 最大時})}$ から式(20)により求め、モーメント最大時から残留時に向かう際のヤング係数 E_d は、地盤が、壁体底面から作用するモーメントから開放されることにより生じる弾性変形挙動であると考え、この類似の現象である、曲げにおけるスプリングバックの考え方を採用し、初期せん断剛性 G_0 から式(20)により求められるヤング係数と仮定して推定することとした。なお、各土要素の τ_{xy} が最大となる時刻がほぼ同じであることを確認している。

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (20)$$

ここで、 ν はポアソン比(=0.33)である。

上記手法により、式(18)、及び式(19)を用いて、深度方向に同じモーメントが作用すると仮定し、基盤面から要素毎に曲げによるたわみ角を求め、要素高にたわみ角の正接を掛け合わせることで、曲げ変形量の推定を行った。なお、壁体の傾斜角は、地盤の曲げ変形の深度方向の勾配とほぼ同じであることが分かっているため、壁高に捨石層最上面におけるたわみ角の正接を掛け合わせることで求めて地盤の曲げ変形量に加算している。また、推定に必要なせん断剛性は2次元解析による値を用いている。図

—28 に本手法で推定された曲げ変形量及び壁体傾斜角と 2 次元解析との比較を示す。壁体傾斜角、曲げ変形量とも 2 次元解析に比べ過大に評価することが分かる。これは、壁体底面から地盤に作用する偏心力は、深度方向に応力分散を生じることが考えられるが、本手法では、応力分散の効果を考慮できていないためと考えられる。

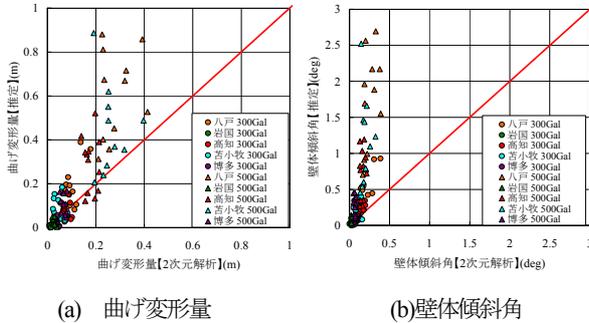


図-28 曲げ変形量と壁体傾斜角比較

この結果から、曲げ変形量を推定する上では、応力分散の効果を適切に評価しなければならないが、図-23、及び図-24によると、曲げ変形は、ある深度で浅から発生し始めること、また、壁体傾斜角が土要素のたわみ角とほぼ同じであることが分かっている。そのため、本研究では簡便に、曲げ変形が大きく生じ始める要素で浅の要素に着目し、各土要素に偏心力が一樣に作用することにより、曲げ変形が生じるものと仮定し、曲げ変形が生じ始める地点(以下曲げ開始地点と称す)と壁体傾斜角を推定することにより曲げ変形量を求めることとした。

(1) 曲げ開始地点の推定

加震中、各土要素は作用する荷重に応じてせん断剛性の低下が生じる。曲げ変形は、各土要素全てにおいて発生するが、ここでは、加震により軟化した土要素の E が、一つ下の土要素の E に比べて最も低下する地点で浅の要素で曲げ変形が大きく発生するものと考えた。そこで、加震の影響を強く受けた残留時の地盤のせん断剛性を用いて、地盤のせん断剛性のコントラストが最も大きくなる地点を曲げ開始地点として推定し、それ以深の要素では曲げ変形量は、全曲げ変形量を推定する上で影響が小さいとして考慮しないこととした。曲げ開始地点のみを推定した壁体天端変形量と 2 次元解析の壁体天端変形量との比較結果を図-29 に示す。全ケースとも 2 次元解析の壁体天端変形量を精度良く推定できていることが分かる。

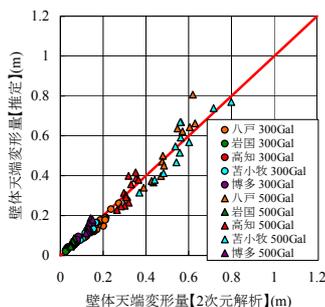


図-29 壁体天端変形量比較

(2) 壁体傾斜角の推定

図-27 の関係から、 E_{max} と E_d を求め、曲げ開始地点で浅の要素のせん断剛性(あるいはヤング係数)との関係を調べたところ、 E_{max} は、各層の $G_{(v_{y最大時})}$ の平均値、 E_d は各層の G_0 の平均値とほぼ同じであることが分かったため、壁体傾斜角は、曲げ開始地点より上層の要素の $G_{(v_{y最大時})}$ の平均値と G_0 の平均値を用いて推定することとした。

$$\theta = \frac{E_{0ave} - E_{ave}}{E_{ave} E_{0ave} I} M_{\alpha max} x \quad (21)$$

ここで、 E_{0ave} は G_0 から求められるヤング係数の平均値、 E_{ave} は $G_{(v_{y最大時})}$ から求められるヤング係数の平均値、 $M_{\alpha max}$ は海側に作用する最大の荷重から求められるモーメント ($M_{\alpha max} = P \times e_x$) (kN・m)、 x は壁体設置深度-曲げ開始地点要素下端深度(m)、 I 、 b 、 h は式(18)及び式(19)、 v は式(20)と同じである。

2次元解析により算出された G_0 、及び $G_{(v_{y最大時})}$ を用いて本手法により壁体傾斜角の推定を行った。曲げ開始地点は **5.(1) 曲げ開始地点の推定** で推定された深度を用いている。

図-30 に本手法により推定された回転変形量、及び壁体傾斜角の 2 次元解析との比較を示す。なお、回転変形量は、地盤の回転変形量と壁体の回転変形量を足し合わせたものである。この結果、2次元解析の壁体の傾斜角が大きいケースでは、本手法は壁体傾斜角及び回転変形を過小に評価する傾向が見られた。これは、偏心力の応力分散効果を簡便に評価するため、曲げ開始地点より上層の土要素のみに偏心力が作用すると仮定して求めているため、応力分散による影響を過大に評価しているためと考えられる。

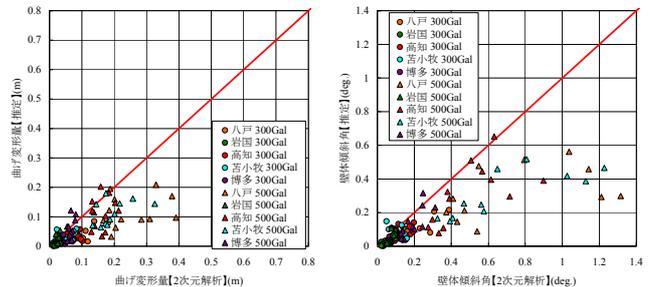


図-30 壁体傾斜角及び曲げ変形量比較

6. 提案法による変形量の算出と推定精度の検証

これまで、重力式岸壁の変形量をせん断変形量などの要因に分類し、要因毎について本研究で提案するモデルによる精度の検討を行ってきた。本章では、全変形量について精度の検証を行うとともに、現行設計法¹⁾による照査用震度算定式を用いて算出される変形量の精度との比較検証を行う。検討ケースは **3.1 検討ケース** に示す全ケースとした。ここで、照査用震度¹⁾は、自由地盤部の 1 次元地震応答計算の結果をもとに、地表面の加速度時刻歴応答から周波数特性や地震動の繰り返しサイクル数の影響等を考慮した補正を行った結果から得られる補正加速度をもとに式(22)から算出されるものである。

$$k_{hk} = 1.78 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.55} \frac{\alpha_c}{g} + 0.04 \quad (22)$$

ここで、 k_{hk} は照査用震度の特性値、 a_c は補正加速度最大値(cm/s^2)、 g は重力加速度($=980\text{cm/s}^2$)、 D_a は壁体変形量(cm)、 D_b は基準変形量($=10\text{cm}$)を示し、 α_c は地震動の周波数特性を考慮したフィルタ一処理後の地表面加速度と継続時間の影響を考慮して算定される低減率の積である。

図-31 に提案法により算出された壁体天端変形量と2次元解析との比較を示す。この結果、壁体天端変形量が大きいケースでは、2次元解析に比べて過大に評価する傾向がある。

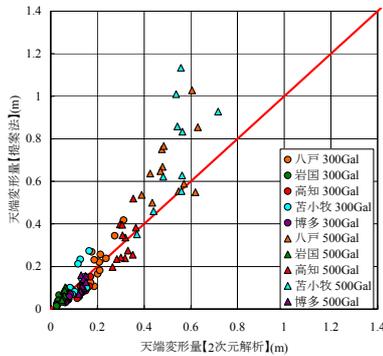


図-31 壁体天端変形量比較

次に、照査用震度算定式から算出される壁体天端変形量と提案法との比較を行う。本研究ではレベル1地震動を対象とするため、検討ケースのうち、2次元解析の壁体天端変形量が40cm以下のケースを対象として、各手法から算出される壁体天端変形量の推定値が壁体天端変形量の2次元解析結果に対して占める誤差の割合を求め、その頻度分布を確認することにより、推定値が2次元解析に対してどの程度ばらつきがあるのかを確認した。また、頻度分布から得られる誤差割合の平均値 μ と標準偏差 σ も併せて確認した。ここで、壁体天端変形量40cmは、あくまでも目安の閾値であるが、壁体天端変形量が50cmを超えるようなケースでは、提案法は、せん断変形量が過大に、曲げ変形量が過小に評価する傾向が顕著であり、推定誤差が大きくなることから、本研究における変形量の適用範囲は、概ね50cm以下が適切と考えられる。

図-32～図-33 に比較結果を示す。この結果、提案法により推定された天端変形量の誤差割合の μ は-0.17倍、 σ は0.25倍に対し、照査用震度算定式により推定された天端変形量の μ は1.47倍、 σ は2.68倍である。この結果からも、提案法は、照査用震度算定式に比べ大幅に推定精度が向上したと言える。以上より、レベル1地震動を対象とするような範囲においては、耐震照査手法への適用性は高いものと考えられる。ただし、変形量を平均的には過小に評価する傾向があることに注意が必要である。

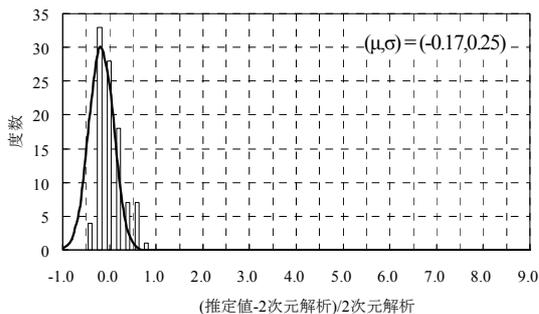


図-32 提案法による推定値の精度

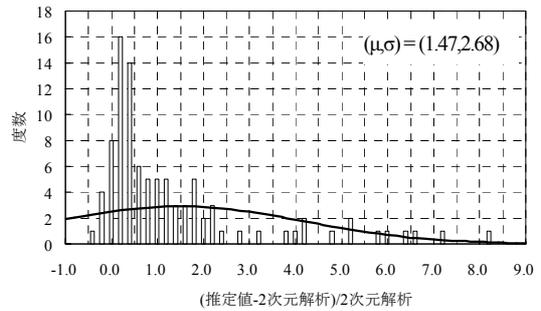


図-33 照査用震度算定式による推定値の精度

7. まとめ

本研究では、重力式岸壁の壁体天端変形が、主に壁体直下地盤のせん断変形、曲げ変形、及び壁体自体の傾斜による変形に分けられることに着目し、各変形モードを1次元解析のみにより推定する簡易耐震照査手法を提案した。本研究で得られた主な知見は以下の通りである。

- ①提案法は2次元解析に比べ、せん断変形が大きくなるケースではせん断変形量を過大に評価する傾向がある。これは、提案法で用いる1次元解析では壁体底面から作用するせん断応力が深度方向に応力分散する効果を適切に表現できないためである。ただし、せん断変形量が比較的小さな範囲では提案法の精度は比較的良好であった。
- ②提案法は2次元解析に比べ、曲げ変形が大きくなるケースでは曲げ変形を過小に評価する傾向がある。これは、提案法で用いている応力分散効果の評価法の誤差が原因である。ただし、曲げ変形量が比較的小さな範囲では提案法の精度は比較的良好であった。
- ③提案法により求められた壁体天端変形量は、概ね2次元解析と同等の値を示す。しかし、前述の通り、変形量大きいケースでは、せん断変形量を大きく評価し、回転変形量を小さく評価する傾向にあり、推定誤差が打ち消し合った結果であることから、必ずしも変形メカニズムに合致したものではない。
- ④2次元解析の壁体天端変形量が40cm以下のケースを対象として提案法と照査用震度算定式による方法で壁体天端変形量の比較を行った結果、提案法により壁体天端変形量の推定精度が向上することが分かった。

本研究の結果により、提案法の適用性について一定の見通しが得られたと考えられる。今後は、応力分散効果の反映方法について更に検討を行うとともに、不均質な地盤構造の条件への適用性の検証を行うことなどが必要と考えられる。

参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修、日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、2007
- 2) 風間基樹、鈴木 崇、小濱英司、菅野高弘：初期土圧を考慮した重力式ケーソン岸壁の滑動解析、地震工学論文集、CD-ROM、2005
- 3) 三浦均也、小濱英司、吉田 望、渡邊潤平：すべり土塊および抗土圧構造物の固有振動数を考慮した地震時滑動量の推定法、地震工学論文集、CD-ROM、2005
- 4) 松永康男、及川研、輪湖建雄：阪神・淡路大震災による重

- 力式港湾構造物の基礎地盤部の変形, 阪神淡路大震災に関する学術公演論文集, pp.383-390, 1996
- 5) Nakahara, T., Kohama, E., and Sugano, T. : Model shake table test on the seismic performance of gravity type quay wall with different foundation ground properties, 13WCEE, 2004
 - 6) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Report of The Port and Harbor Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990
 - 7) 森田年一, 井合進, H. Liu, 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) ベー・アー・フローリン: フローリンの土質力学, 第一巻, 森北出版株式会社, 1969
 - 9) Towhata I. and Ishihara, K. : Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, Fifth International Conference on Numerical Method in Geomechanics, Vol.1, pp. 523-530, 1985
 - 10) 風間基樹, 稲富隆昌: 根入れのある剛体構造物の地震時安定性に関する解析的研究, 港湾技術研究所報告, 第25巻, 第3号, pp.71-119, 1986
 - 11) 風間基樹: 重力式港湾構造物の地震時安定性について, 平成3年度港湾技術研究所講演会講演集, pp.1-58, 1991
 - 12) 三浦均也, 小濱英司, 吉田望, 栗田悟, 大塚夏彦: 地震時における重力式岸壁の被害に関する模型振動実験, 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, pp.333-338, 1998
 - 13) 小濱英司, 三浦均也, 大塚夏彦, 井上清敬, 笹島隆彦, 林忠志, 吉田望: 背後地盤とケーソンの動的挙動を考慮した重力式岸壁の耐震設計法, 第43回地盤工学シンポジウム, Vol.43, pp.365-370, 1999

(2009年4月9日 受付)