

地盤物性のばらつきを考慮したケーソン式岸壁の耐震性能に関する確率論的評価

上田 恭平¹

¹正会員 博士（工学） 京都大学助教 防災研究所（〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄）

E-mail:ueda.kyohei.2v@kyoto-u.ac.jp

地盤・構造物系の地震時被害推定においては、地盤や構造部材を適切にモデル化し、信頼性のある解析手法を用いる必要がある。その際、モデルパラメータの設定が重要となるが、一般的には土質試験や経験式から求めた地盤物性を確定値として用いることが多い。しかしながら地盤物性のばらつきを考慮すると、その設定には常に不確実性が伴うこととなり、それが耐震性能評価に及ぼす影響も無視できない可能性がある。そこで本研究では、ケーソン式岸壁を対象に地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析を実施し、確率論的な耐震性能の評価を行った。検討の結果、内部摩擦角の不確実性が、地震後のケーソン天端の残留変形量のばらつきに最も寄与することがわかった。また、微小変形解析では地盤物性のばらつきが地震時のケーソン変形量に及ぼす影響を過大に評価してしまう危険性があり、大変形解析により幾何学的非線形性を適切に考慮することで、より合理的な耐震性能の評価が可能になることが明らかとなった。

Key Words : seismic response analysis, caisson-type quay wall, tornado diagram, FOSM analysis, Monte Carlo simulation, geometrical nonlinearity

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震や2011年に発生した東北地方太平洋沖地震など、我が国はこれまでに繰り返し大地震に見舞われており、各種の地盤・構造物系の社会基盤施設に被害が報告されている。港湾構造物を例にとれば、特に1995年の兵庫県南部地震における被害が顕著であった。神戸港では地表面最大加速度が水平方向で0.54gの強い揺れにより、コンクリート製ケーソンのような剛体ブロックで構成される構造物に、甚大な被害が生じたことが報告されている¹⁾。例えば、ケーソン式岸壁では、地震動による繰返しせん断の影響により背後の埋立地盤で液状化が発生し、最大で5mほど海側へ変形する結果となった。

また、近い将来に目を向ければ、南海トラフを震源域とする海溝型の巨大地震の発生が危惧されている。過去の度重なる地震被害の教訓から、港湾構造物などの各種社会基盤施設の耐震性能の向上が図られてはいるものの、もしこのような地震が発生すれば、甚大な被害が生じる可能性は否定できない。そのため、大地震時における構造物の被害をできる限り精緻に予測し、必要に応じてさらなる地震対策を実施することで、より一層の耐震性能の向上を図る必要がある。

港湾構造物などの地盤・構造物系の地震時被害を推定するための手法には種々のものが存在するが、液状化に伴う地盤の強非線形現象や、地盤・構造物間の動的相互作用を直接的に考慮できる点から、有限要素法を用いた有効応力解析法は最も有効な手法の一つと考えられる。有効応力解析により地盤・構造物系の耐震性能を評価する際には、地盤や構造部材を適切にモデル化した上で、対象地点の地盤特性を正確に表現できるモデルパラメータを用いる必要がある。例えば従来からよく行われている港湾構造物の耐震性能評価では、土質試験の結果や、試験値がない場合は既往の経験式などを用いることで、パラメータの設定を行っている。この際、設定されたパラメータは確定値として用いられることが多く、地盤物性のばらつきといった不確実性が考慮されることは稀である。

しかしながら、地盤は本質的に不均質であることに加え、仮に土質試験を行ったとしても誤差の混入は避け難く、試験データを基に確定的にパラメータを決定することが必ずしも安全側の評価につながるとは言い難い^{例え、}²⁾。設計外力としての地震動が大きくなっている現状も踏まえると、地盤物性の不確実性を考慮した上で耐震性能を評価することの重要性は今後益々高まるものと考えられる。そこで本研究では、1995年兵庫県南部地震で被

災した神戸港六甲アイランドのケーソン式岸壁を対象に、有効応力解析において地盤物性の不確実性を考慮することで、確率論的な耐震性能の評価を行った。この際、どの地盤物性の不確実性が地震後におけるケーソンの残留変形量に最も影響を及ぼすかについて評価するため、確率論的な手法としてTornado diagramおよびFOSM（1次近似2次モーメント法）³⁾を用いている。また、ある特定の地盤物性を变化させた場合の変形量のばらつきについて、モンテカルロシミュレーションによる検討も実施した。なお、有効応力解析では、微小変形解析に加えて有限ひずみ理論に基づく大変形解析も併せて実施し、幾何学的な非線形性が確率論的な耐震性能評価に及ぼす影響についても考察した。なお、本研究では相関距離といった地盤物性の空間的なばらつきについては考慮外としている。

2. 対象とするケーソン式岸壁の概要

本研究において耐震性能評価の対象とするのは、1995年兵庫県南部地震の際に被災した神戸港六甲アイランドのケーソン式岸壁（RF3岸壁：水深-8.5m，設計震度0.15，床掘置換改良）である。対象としたケーソン式岸壁の位置を図-1に、岸壁の標準断面図と被災状況を図-2に示す。また、対象岸壁の諸元を表-1に示す。

さらに、対象とするRF3岸壁を構成する15ケーソン（稲富ら⁴⁾におけるNo.21～No.7ケーソンに相当）における上部工天端の前出し量，沈下量およびケーソン傾斜角の分布の様子を図-3に、これらの被災状況をまとめたものを表-1に示す。これらより，前出し量，沈下量および傾斜角のいずれに関しても，ケーソンごとにはばらつきを有していることがわかる。この原因としては，各ケーソンに作用した地震動が地点ごとに異なっていた可能性も否定できないが，やはりケーソン下の置換砂や背後の埋立土の物性値のばらつきが主要因であると考えられる。15ケーソンの平均をとると，はらみ出し量および天端沈下量はそれぞれ370cmと158cmであり，最大値の80%程度の値となっている。一方，ケーソン傾斜角に関しては，平均で3.1度と最大値と比較して半分程度の値であることがわかる。本研究では，このような実測値のばらつきの詳細な原因の分析や定量的な評価にまでは踏み込まないが，ここで示した実被害のばらつきを考慮すると，実際にケーソン式岸壁の耐震性能を評価する際に，地盤物性の不確実性を踏まえた確率論的な検討が必要であることが示唆される。

3. ケーソン式岸壁の地震応答解析

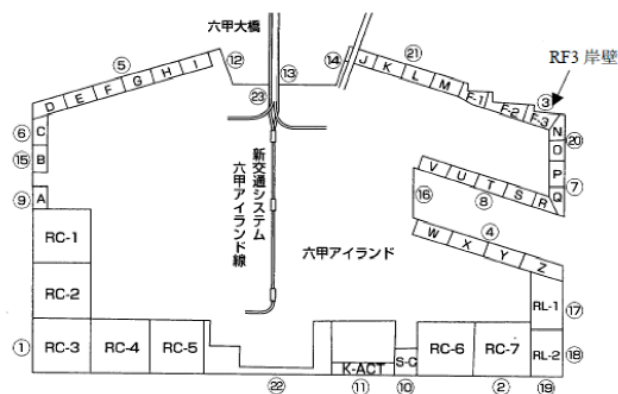


図-1 対象とするRF3岸壁の位置（稲富ら⁴⁾）

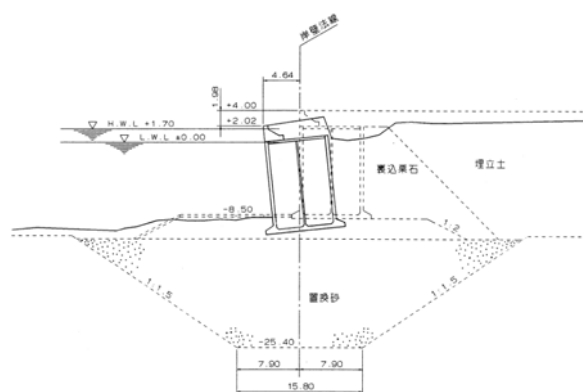


図-2 対象岸壁の被災状況断面図（稲富ら⁴⁾）

表-1 対象岸壁の諸元と被災状況（稲富ら⁴⁾に基づき作成）

水深 (m)	設計 震度	ケーソン 幅 (m)	ケーソン 高さ (m)	置換砂 の層厚 (m)	はらみ 出し量 (cm)	天端 沈下量 (cm)	ケーソン 傾斜角 (度)	被災 変形率 (%)	法線 方向
-8.5	0.15	8	11.5	13.4	464 / 370	198 / 158	6.4 / 3.1	34	東西 方向

※1 被災変形率：最大はらみ出し量／（ケーソン高さ+2m）×100%

※2 変形量や傾斜角は対象とする15ケーソンの最大値と平均値を表す

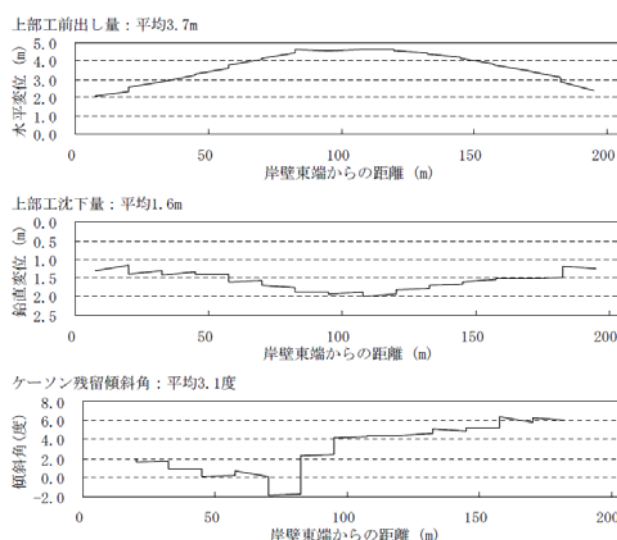


図-3 対象とする15ケーソンの上部工前出し量，上部工沈下量（原設計天端からの値），ケーソン残留傾斜角（海側への傾斜を正）の各分布（稲富ら⁴⁾に基づき作成）

(1) 有限ひずみ理論に基づく地盤の構成モデル

本研究では、大変形時における幾何学的非線形性を適切に考慮できるよう、微小変形理論に基づくひずみ空間多重せん断モデル（マルチスプリングモデル）⁹⁾を有限ひずみ理論の枠組みに拡張した構成モデル¹⁰⁾を用い、地震時の有効応力解析を実施する。以下に、構成モデルの概要を示すが、ダイレイタンシーの定式化などの詳細については既往の文献¹⁰⁾を参照されたい。

まず、微小変形理論に立脚したひずみ空間多重せん断モデルの基本形は以下のように与えられる⁹⁾。

$$\boldsymbol{\sigma}' = -p\mathbf{I} + \int q \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega \quad (1)$$

$$\langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle = \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} + \mathbf{n} \otimes \mathbf{t} \quad (2)$$

ここに、 $\boldsymbol{\sigma}'$ ：有効応力テンソル、 $\mathbf{n}$ ：砂などの粒状体における接触粒子間のブランチ方向に沿う単位ベクトル、 $\mathbf{t} : \mathbf{n}$ と直行する単位ベクトル、 p ：有効拘束圧（等方圧力）、 $\mathbf{I}$ ：2階の単位テンソル、 q ：仮想単純せん断応力である。なお、仮想単純せん断応力 q は、以下に示す仮想単純せん断ひずみ γ の関数として与えられる。

$$\gamma = \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle : \boldsymbol{\varepsilon} \quad (3)$$

ここに、 $\boldsymbol{\varepsilon}$ ：ひずみテンソルである。なお、ひずみ空間多重せん断モデルでは、粒状体特有のダイレイタンシーの影響を考慮するため、体積ひずみ ε からダイレイタンシーに起因する体積ひずみ ε_d を減じた有効体積ひずみ ε' が用いられている。

$$\varepsilon' = \varepsilon - \varepsilon_d \quad (4)$$

これらを幾何学的非線形性を考慮できるように拡張するにあたり、有限ひずみ理論では物質の変形前の基準配置もしくは変形後の現配置のいずれかで定式化を行うこととなる¹⁰⁾。まず、基準配置を採用した場合、ひずみ空間多重せん断モデルは第2Piola-Kirchhoff有効応力 $\mathbf{S}'$ を用いて以下のとおり与えられる。

$$\mathbf{S}' = \mathbf{S}'_p + \mathbf{S}'_q = -Jp\mathbf{C}^{-1} + J^{-1}Q : \bar{\mathbf{S}} \quad (5)$$

ここに、 $\mathbf{C}(=\mathbf{F}^T\mathbf{F})$ ：右Cauchy-Greenテンソル、 $\mathbf{F}$ ：変形勾配、 $J(=\det \mathbf{F})$ ：Jacobian determinantであり変形前後での体積比を表す。また、4階テンソル Q および2階テンソル $\bar{\mathbf{S}}$ は、以下のように定義される。

$$Q = \mathbf{N} - \frac{1}{2}\mathbf{C}^{-1} \otimes \mathbf{C} \quad (6)$$

$$\bar{\mathbf{S}} = \int Jq \langle \mathbf{T} \otimes \mathbf{N} \rangle d\omega \quad (7)$$

基準配置に基づく構成モデル（および運動方程式などの支配方程式）を用いた解析手法は、Total Lagrangian法（これ以降、TL法と称す）と呼ばれている。

一方、現配置におけるひずみ空間多重せん断モデルの構成関係は、基準配置における構成式（式(5)）をpush-forwardすることにより与えられる。

$$\boldsymbol{\sigma}' = \boldsymbol{\sigma}'_p + \boldsymbol{\sigma}'_q = -p\mathbf{I} + J^{-1}Q : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \quad (8)$$

ここに、 $\boldsymbol{\sigma}'$ はCauchy有効応力であり、式(8)の右辺各項は以下のとおり表される。

$$\mathbf{Z} = \mathbf{N} - \frac{1}{2}\mathbf{I} \otimes \mathbf{I} \quad (9)$$

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \int q \langle \mathbf{t} \otimes \mathbf{n} \rangle d\omega \quad (10)$$

現配置に基づく構成モデル（および運動方程式などの支配方程式）を用いた解析手法は、Updated Lagrangian法（これ以降、UL法と称す）と呼ばれている。

以上より、大変形（有限ひずみ）解析においてはTL法とUL法の2種類の解析手法が存在するため、本章では従来の微小変形解析に加えてTL法とUL法の両者による大変形解析を実施する。

(2) 解析断面およびモデルパラメータ

解析対象とする神戸港RF3岸壁の断面モデルを図-4に示す。解析モデルの境界条件は、底面を固定境界、側方を粘性境界とし、自由地盤部の解析もあわせて実施した。入力地震動としては、神戸港ポートアイランドの鉛直アレー地震観測網により得られた1995年の兵庫県南部地震の際の観測記録のうち、GL-32mにおけるNS成分とUD成分の加速度波形（図-5）を用いた。

各土層に対する多重せん断モデルの変形特性に関するパラメータを表-2に示す。同表に示すパラメータは、既往の研究⁹⁾を参考にして設定した。なお、ケーソン下方に設置されている基礎捨石、および、ケーソン背後の裏込石の物性値に関しては、表-2に示すように2種類の設定方法が提案されている⁹⁾。本研究ではこのうち、内部摩擦角の拘束圧依存性を表現するために見かけの粘着力を与えると同時に、間隙水が発揮する体積剛性として非排水条件での値を低減させたものを用いる方法（捨石新定数）を採用することとした。次に、多重せん断モデルにおけるダイレイタンシー特性のパラメータを表-3に示す。これらは室内試験から設定したわけではなく、N値や細粒分含有率等から簡易的なパラメータ設定法⁹⁾により決められたものである。理想的には試験から得られた液状化強度曲線にフィッティングするよう決定するのが望ましいが、本研究での主な目的が次章に示す感度解析であることから、簡易的な設定法でも特に問題ないと判断した。

次に、既往の研究⁹⁾を参考に、ケーソン各部をモデル化した線形平面要素と、ケーソン-土要素間の摩擦・剥離を表現するジョイント要素の解析定数を、表-4および

解析の手順としては、まず重力の作用下での初期応力状態を求めるために自重解析を排水条件で実施し、それに引き続いて前述の地震波形を用いて非排水条件の下で地震応答解析を実施した。解析時間は20秒間とし、微小変形解析およびTL法とUL法の2種類の方法による大変形解析により地震応答解析を行った。

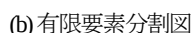


Figure 10 consists of two vertically stacked line plots. Both plots have 'Acceleration (m/s²)' on the y-axis, ranging from -6 to 6 with major ticks every 2 units, and 'Time (sec)' on the x-axis, ranging from 0 to 20 with major ticks every 5 units. The top plot is labeled 'NS' in the upper right corner and shows a highly oscillatory time series. It starts near zero, remains relatively flat until about 4 seconds, then exhibits large-amplitude oscillations, reaching a peak of approximately 4 m/s² around 5.5 seconds and a trough of approximately -4 m/s² around 4.5 seconds. The oscillations continue with varying amplitudes until 20 seconds. The bottom plot is labeled 'UD' in the upper right corner and shows a similar but less intense oscillatory time series. It also starts near zero and shows significant fluctuations between 4 and 10 seconds, with peaks and troughs generally staying within the -2 to 2 m/s² range, before settling back towards zero after 15 seconds.

図-5 1995年兵庫県南部地震の際の観測加速度記録

土層名	變形特性										せん断波速 V _s
	湿潤 密度 ρ t/m ³	基準初期 せん断剛性 G _{max}	基準体積弾性係数 K _{ms}	基準圧 σ _{ms} kPa	拘束圧 依存係数 m _G , m _K	間隙率 n	内部摩擦角 φ _i (°)	粘着力 c kPa	履歴減衰上限値 h _{max}	せん断波速 V _s	
埋立土 (地下水面上)	1.80	79380	207000	63	0.5	0.45	36.0	0.0	0.30	197	
埋立土・置土	1.80	79380	207000	63	0.5	0.45	36.0	0.0	0.30	197	
置換砂	1.80	58320	152000	44	0.5	0.45	37.0	0.0	0.30	205	
粘性土	1.70	74970	195500	143	0.5	0.45	30.0	0.0	0.30	135	
基礎陥石・裏込石 (捨石旧定数)	2.00	180000	469000	98	0.5	0.45	40.0	0.0	0.30	297	
基礎陥石・裏込石 (捨石新定数)	2.00	180000	469000	98	0.5	0.45	35.0	20.0	0.30	297	

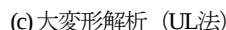
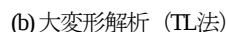
解析により得られた加振後の残留変形図を図-6に示す。
まず、大変形解析ではケーソン天端（左側）の水平変位が-4.22m（TL法）と-4.15m（UL法）、鉛直変位が-1.70m（TL法）と-1.62m（UL法）であり、いずれも表-1に示す

土層名	液状化特性						非排水せん断強度
	変相角	液状化パラメータ					
	$\phi_p (^{\circ})$	w_1	p_1	p_2	c_1	S_1	
埋立土・置土	28.0	4.20	0.50	1.01	1.89	0.005	100.0
置換砂	28.0	4.86	0.50	1.02	1.98	0.005	100.0

構造物	ヤング率 E (kPa)	ポアソン比 ν	密度 ρ (t/m ³)
ケーソン	2.23×10^7	0.17	2.1
上部コンクリート	2.94×10^7	0.17	2.3
フーチング	2.94×10^7	0.17	0.0
ケーソン拡張部	2.23×10^7	0.17	2.0

ジョイント位置	法線方向剛性 K_n (kPa/m)	接線方向剛性 K_s (kPa/m)	粘着力 c_J (kPa)	摩擦角 ϕ_J (度)
ケーソン底面	1.0×10^6	1.0×10^6	0.0	31.0
ケーソン背面	1.0×10^6	1.0×10^6	0.0	15.0

次に、大変形解析のTL法とUL法を比較すると、図-6に示す変形図に加えて、図-7に示す過剰間隙水圧比の最



4

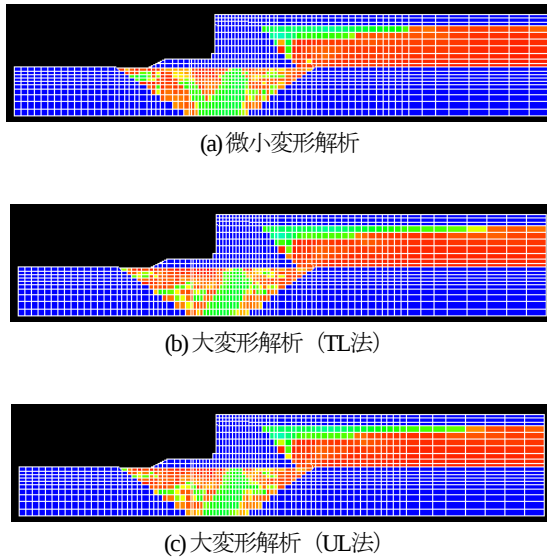


図-7 過剰間隙水圧比の最大値分布の比較

大値分布においても両者の結果は概ね等価である。同様の結論は防波堤を対象とした既往の研究¹³⁾でも得られていることから、次章の感度解析では大変形解析としてUL法のみを実施し、微小変形解析による結果との比較を行うこととする。

4. 地盤物性の不確実性を考慮した感度解析

(1) 地盤物性値の不確実性

地盤パラメータのばらつきの評価については、特に信頼性設計の分野において、これまでに多数の研究が行われている。例えば、内部摩擦角や粘着力といった強度定数に関しては、砂質土からシルト質砂、さらには粘土までを含めた種々の土質を対象にして、平均値の他にばらつきの分布型や変動係数(COV)が評価されている^{例え、12)~14)}。これらの研究によると、内部摩擦角および粘着力ともに分布型は正規分布でモデル化でき、変動係数は9~15%程度の値をとるようである。なお、ここでの地盤パラメータのばらつきには、室内試験における計測誤差や種々の原因に起因する推定誤差の他に、空間的なばらつきの影響が含まれている。しかしながら、冒頭でも述べたように、本研究では空間的な地盤物性のばらつきは取り扱わないこととし、ある領域(具体的には図-4(a)に示す置換砂や埋立土といった各土層分割領域)内においては同一の地盤物性を仮定する。すなわち、例えば置換砂層において内部摩擦角を空間的にばらつかせるのではなく、同じ土層分割領域においてはあくまで一様な内部摩擦角を与え、その内部摩擦角を確率論的に様々な値にばらつかせることにより、ケーソン式岸壁の確率論的な耐震性能評価を行うこととする。

本研究では、不確実性を考慮する地盤パラメータとし

て、埋立土層(添え字b)および置換砂層(添え字r)における質量密度(ρ_b, ρ_r)、内部摩擦角(ϕ_b, ϕ_r)、基準せん断剛性(G_{mb}, G_{mr})、基準体積弾性係数(K_{mb}, K_{mr})の合計8つの物性値を選択した。これらの平均値は表-2に示す通りであり、ばらつきの分布型は既往の研究^{12)~14)}を参考に、正規分布と仮定した。また、各パラメータの変動係数については、内部摩擦角で9~15%程度の値をとること、およびNaらの研究³⁾においても9~12%といった値が採用されていることから、一律COV=10%に設定した。

地盤物性の不確実性が地震後におけるケーソンの残留変形量に及ぼす影響を評価するための確率論的な手法としては、Tomado diagramとFOSMによる方法に加えて、モンテカルロシミュレーションも併せて実施した。Tomado diagramおよびFOSMでは、地盤パラメータのばらつきの影響を評価するため、パラメータごとの代表値として“平均値±標準偏差”(ここに、標準偏差=変動係数×平均値)の2パターンの値を用いて地震応答解析を行った(微小変形解析と大変形解析(UL法)の各々に対し、8パラメータ×2パターン=16ケース)。一方、モンテカルロシミュレーションでは、正規分布に従ってパラメータ(置換砂層の内部摩擦角 ϕ_r のみ)をばらつかせ、微小変形解析と大変形解析(UL法)に対してそれぞれ1000ケースの地震応答解析を実施した。解析に用いたモデル断面や地震動、境界条件等は前章と同一である。なお、Tomado diagramおよびFOSMの詳細については、既往の文献³⁾を参照されたい。

(2) Tomado diagramによる感度解析

前述の通り、Tomado diagramによる感度解析では、合計8つの地盤パラメータに対し“平均値±標準偏差”の値を用いて地震応答解析を行った。ケーソン天端(左側)の残留水平変位、残留鉛直変位、およびケーソン天端の残留傾斜角に対するTomado diagramを、図-8~図-10に示す。図中の横軸は解析により得られた残留変位・傾斜角であり、各々のパラメータに対して“平均値+標準偏差”と“平均値-標準偏差”の結果を表す2点を直線で結ぶことにより、変形量に及ぼすパラメータの影響度合いを表している。つまり、Tomado diagramで上に位置している(=ラインが長い)地盤パラメータほど、変形量に対する感度が高いと解釈することができる。なお、縦軸が横軸と交わる位置の変位・傾斜角は、平均値を用いた場合の解析結果を表している。

まず、残留水平変位に関して、微小変形解析の場合には、置換砂層の内部摩擦角(ϕ_r)の変動の影響が最も大きく、次いで埋立土層の内部摩擦角(ϕ_b)、置換砂層の基準せん断剛性(G_{mr})の順である。ただし、置換砂層の内部摩擦角として“平均値±標準偏差”を用いた

場合の変位量は、いずれも平均値を用いた結果よりも絶対値が大きく、“平均値+標準偏差”と“平均値-標準偏差”の間に平均値を用いた場合の値が位置していない。地盤物性の変動と応答として得られる変形量の変動の間に、（線形・非線形のいずれにしろ）単調増加もしくは単調減少的な関係があるのであればこのような結果は考え難く、このことから地盤物性の変動と応答のそれとの間には単調ではないより複雑な関係があるものと推察される。この点については今後より詳細な議論が必要であると考えられる。一方、大変形解析の場合には、地盤物性の変動の影響は微小変形解析と比べて小さいことが確認できる（ただし、ここでも“平均値+標準偏差”と“平均値-標準偏差”の間に平均値を用いた場合の結果が位置しないという現象が生じている）。

次に、残留鉛直変位に関して、微小変形解析では残留水平変位の場合と同様に置換砂層の内部摩擦角（ ϕ_r ）の変動の影響が最も大きく、また図-8(a)と同様に“平均値±標準偏差”を用いた場合の変位量は、いずれも平均値を用いた結果よりも大きな（絶対）値となっている。一方、大変形解析でも置換砂層の内部摩擦角（ ϕ_r ）の変動の影響が顕著であるが、このケースでは“平均値+標準偏差”と“平均値-標準偏差”の間に平均値を用いた場合の結果が収まっている。

最後に残留傾斜角に対しては、微小変形解析と大変形

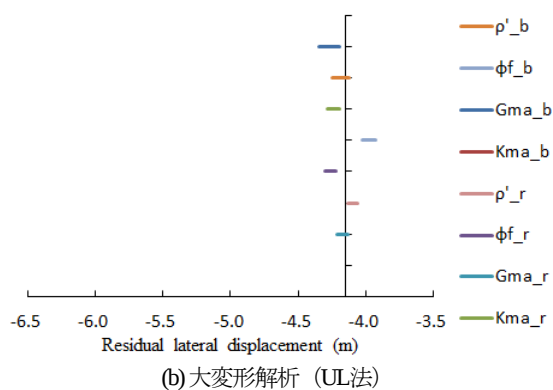
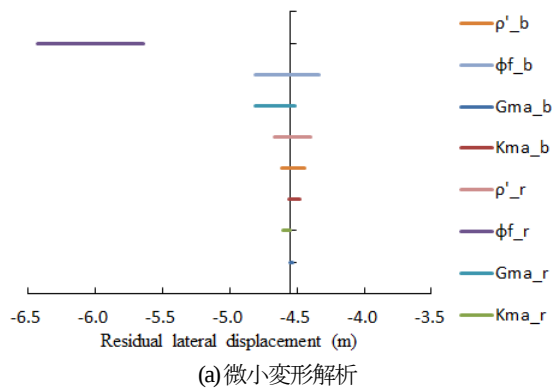


図-8 ケーソン天端（左側）の残留水平変位に関するTomado diagram

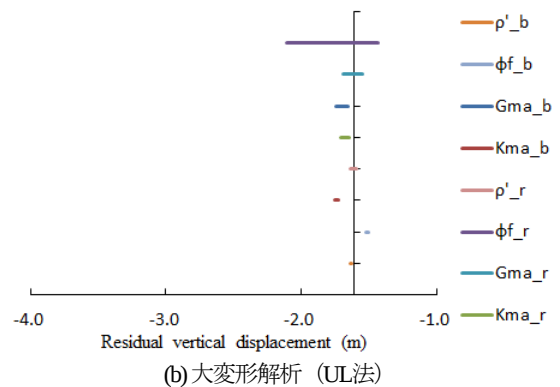
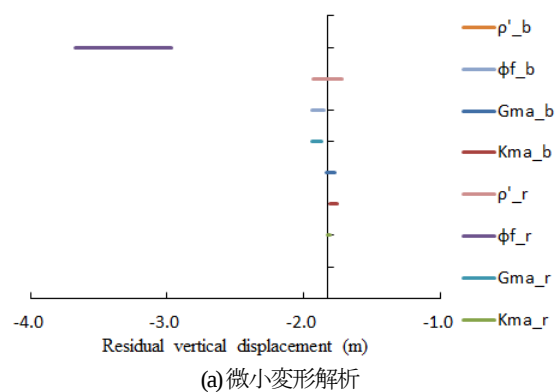


図-9 ケーソン天端（左側）の残留鉛直変位に関するTomado diagram

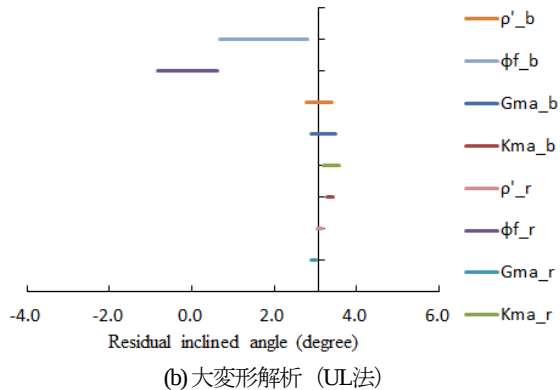
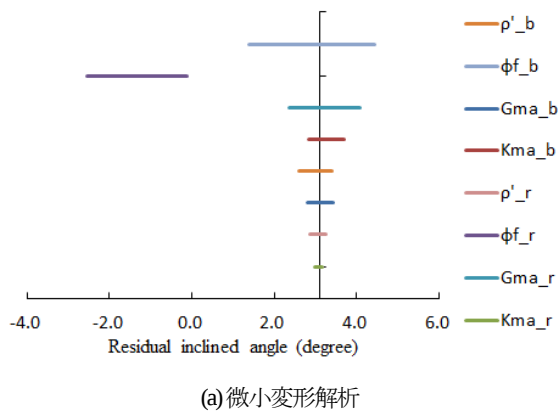


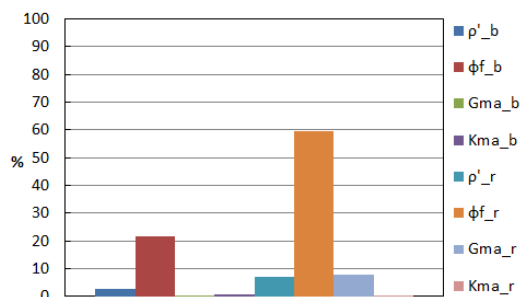
図-10 ケーソン天端の残留傾斜角に関するTomado diagram

解析とともに、変動の影響が大きい地盤物性の順に埋立土層の内部摩擦角 (ϕ_b)、置換砂層の内部摩擦角 (ϕ_r) となっている。なお、ここでも平均値の結果が“平均値＋標準偏差”と“平均値－標準偏差”の間に位置しないケースが確認できる。

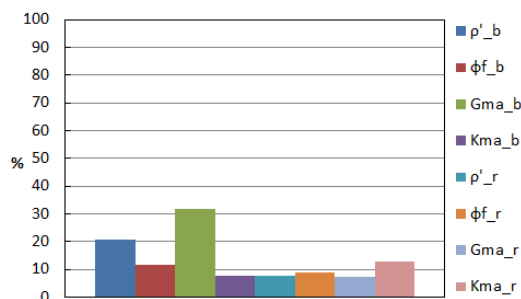
(3) FOSMによる感度解析

前節で得られたTomado diagram (のための地震応答解析) の結果を基に、FOSM解析⁹⁾により変形量に対する地盤物性の相対的寄与率の評価を行った。図-12および図-13にケーソン天端の残留水平・鉛直変位に対する結果を、図-14に残留傾斜角に対する結果を示す。

これらの結果より、まず残留鉛直変位に関しては、微小変形解析および大変形解析ともに置換砂層の内部摩擦角 (ϕ_r) の寄与率が約90%とかなり大きいことから、鉛直変位の評価の際にはこのパラメータの感度が大きく設定には注意が必要であると考えられる。それに対して残留傾斜角に関しては、埋立土層の内部摩擦角 (ϕ_b) の寄与率が最も大きく、次いで置換砂層の内部摩擦角 (ϕ_r) となっている。つまり、ケーソンの残留傾斜の評価の際には、これらのパラメータを精度良く推定することが望まれる。最後に、残留水平変位に関しては、微小変形解析では置換砂層の内部摩擦角 (ϕ_r) の寄与率が60%程度で最大となっているが、大変形解析では極端に大きな寄与率を有するパラメータは存在しない。この原因としては、図-8(b)に示すようにTomado diagramにお

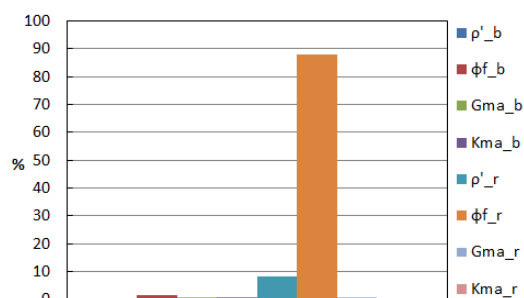


(a) 微小変形解析

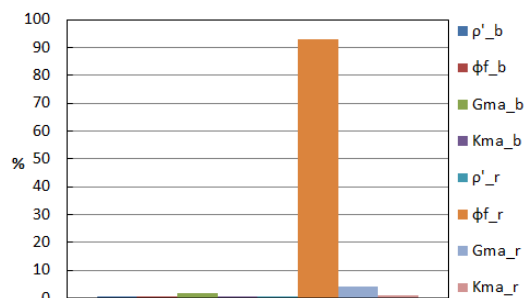


(b) 大変形解析 (UL法)

図-11 ケーソン天端 (左側) の残留水平変位に対する相対的分散寄与率

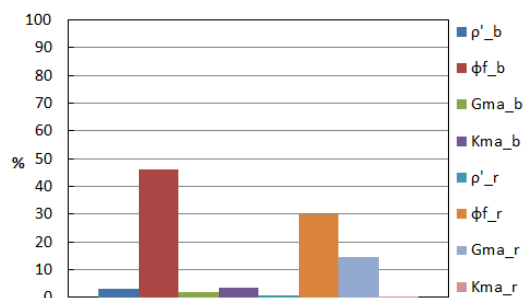


(a) 微小変形解析

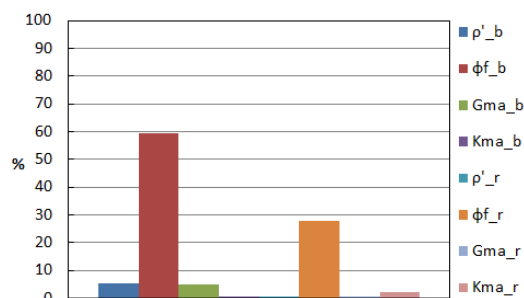


(b) 大変形解析 (UL法)

図-12 ケーソン天端 (左側) の残留鉛直変位に対する相対的分散寄与率



(a) 微小変形解析



(b) 大変形解析 (UL法)

図-13 ケーソン天端の残留傾斜角に対する相対的分散寄与率

いて変形量に及ぼすパラメータの影響度合いに顕著な差が存在しないためであると考えられる。

(4) モンテカルロシミュレーションによる感度解析

モンテカルロシミュレーションでは、置換砂層におけ

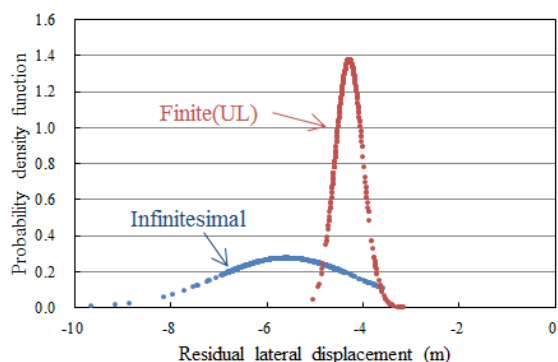
る内部摩擦角を正規分布（平均値＝37度，変動係数＝10%）に従ってばらつかせ，1000ケースの地震応答解析を実施した．ケーソン天端の残留水平・鉛直変位，および残留傾斜角に対する確率密度関数を図-14に示す．いずれのケースにおいても，微小変形解析と比較して大変形解析では結果として得られる変形量のばらつきが小さく，先端の尖った分布形状となっているのが確認できる．それに対して微小変形解析では，解析結果のばらつきがかなり大きく，裾野の広いなだらかな分布を示している．このことから，幾何学的非線形性を考慮しない場合に

は，ケーソン天端における変形量の平均値（正規分布であれば山の頂点に相当）を過大評価してしまうだけでなく，入力としての地盤パラメータの変動に対して非常に敏感な応答を示すことが理解できる．すなわち，従来の微小変形解析では地盤パラメータのばらつきの影響を過大に評価してしまう危険性があり，大変形解析により幾何学的非線形性を適切に考慮することで，より合理的な耐震性能の評価が可能になるものと考えられる．

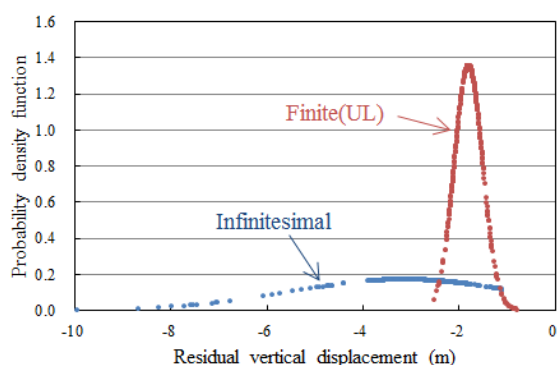
5. まとめ

本研究では，1995年兵庫県南部地震において被害を受けたケーソン式岸壁を対象に，地盤物性のばらつきを考慮した地震応答解析を実施することで，確率論的な耐震性能評価を行った．地震応答解析では，微小変形解析に加え有限ひずみ理論に基づく構成モデルを用いた大変形解析も併せて実施し，確率論的な耐震性能評価に及ぼす幾何学的な非線形性の影響についても考察した．本研究により得られた主な知見は以下のとおりである．

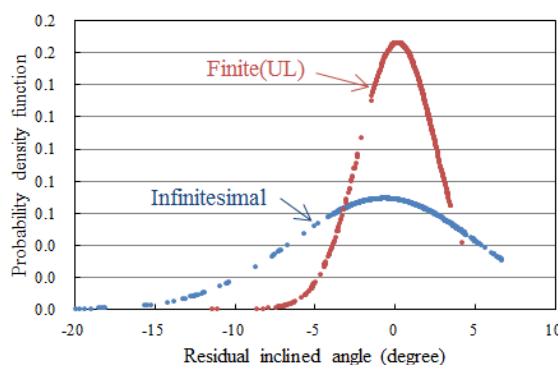
- (1) 被災事例解析の結果，微小変形解析では大変形解析と比べてやや変形量が大きく評価されたが，いずれも実際の被災程度に概ね合致するものであった．このことから，本被災事例では，幾何学的非線形性の影響が顕在化するレベルまで変形が進展していなかった可能性が高いと考えられる．
- (2) 被災事例解析により得られた変形量や過剰間隙水圧比の最大値分布から，大変形解析におけるTotal Lagrangian法とUpdated Lagrangian法は，理論的のみならず数値解析的にも等価であることが確認された．
- (3) Tomado diagramおよびFOSMによる感度解析より，ケーソン天端の残留鉛直変位に関しては置換砂層における内部摩擦角の変動の影響が最も大きく，ケーソンの残留傾斜角に関しては埋立土層の内部摩擦角が最も影響を及ぼすことがわかった．一方，ケーソン天端の残留水平変位については，幾何学的非線形性の考慮の有無により，影響力のある地盤パラメータが異なることが示された．
- (4) 置換砂層の内部摩擦角を変化させたモンテカルロシミュレーションより，微小変形解析では地盤物性のばらつきが地震時のケーソン変形量に及ぼす影響を過大に評価してしまう危険性があり，大変形解析により幾何学的非線形性を適切に考慮することで，より合理的な耐震性能の評価が可能になることが明らかとなった．



(a) ケーソン天端（左側）の残留水平変位



(b) ケーソン天端（左側）の残留鉛直変位



(c) ケーソン天端の残留傾斜角

図-14 モンテカルロシミュレーション（置換砂の内部摩擦角を変化）により得られた各変形量の確率密度関数

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路

- 大震災調査報告 土木構造物の被害原因の分析 地盤・土構造物 港湾・海岸構造物等, 丸善, 1998.
- 2) 土質工学会編：土質基礎の信頼性設計, 土質基礎工学ライブラリー28, 1985.
 - 3) Na, U. J., Chaudhuri, S. R., and Shinozuka, M. : Probabilistic assessment for seismic performance of port structures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, 147-158, 2008.
 - 4) 稲富隆昌, 善功企, 外山進一, 上部達生, 井合進, 菅野高弘, 寺内潔, 横田弘, 藤本健幸, 田中祐人, 山崎浩之, 小泉哲也他：1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, 1997.
 - 5) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T. : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *Soils and Foundations*, 32(2), 1-15, 1992.
 - 6) 上田恭平：砂の力学モデルとしての多重せん断モデルの大変形解析の定式化およびその適用性に関する研究, 京都大学博士学位論文, 2009.
 - 7) Iai, S., Ueda, K., Tobita, T., and Ozutsumi, O. : Finite Strain Formulation of a Strain Space Multiple Mechanism Model for Granular Materials, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 37(9), pp.1189-1212, 2013.
 - 8) 小堤治：液状化地盤上の地盤・構造物系の地震被害推定に関する数値解析法の研究, 京都大学博士学位論文, 2003.
 - 9) 三上武子, 小堤治, 中原知洋, 井合進, 一井康二, 川崎栄久：液状化解析プログラム FLIP のパラメータの簡易設定法（再訂版）の構築, 第 46 回地盤工学研究発表会（神戸）, 1627-1628, 2011.
 - 10) 上田恭平, 井合進, 飛田哲男, 小堤治：幾何学的非線形性を考慮した多重せん断モデル型弾性体の定式化, 京都大学防災研究所年報, 第 52 号 B, 2009.
 - 11) 上田恭平, 井合進, 飛田哲男, 小堤治：大変形（有限ひずみ）理論によるケーソン式混成防波堤の地震応答解析, 土木学会論文集 A1（構造・地震工学）, Vol. 69, No. 4, pp.385-395, 2013.
 - 12) Lumb, P : The variability of natural soils, *Canadian Geotechnical Journal*, 3(2), 74-97, 1966.
 - 13) Phoon, K. K. and Kulhawy : Characterization of geotechnical variability, *Canadian Geotechnical Journal*, 36, 612-624, 1999.
 - 14) 松尾稔：地盤工学, 技報堂出版, 1984.
- (2015. ??. ?? 受付, 2015. ??. ?? 修正, 2015. ??. ?? 受理)

PROBABILISTIC ASSESSMENT FOR SEISMIC PERFORMANCE OF CAISSON-TYPE QUAY WALL CONSIDERING THE VARIATION IN SOIL PROPERTIES

Kyohei UEDA

Past experience has shown that port structures are often susceptible to severe damage during major earthquakes. From field observation of 1995 Hyogo-ken Nambu earthquake, it is observed that the seismic behavior of port structures such as caisson-type quay walls shows significant variability due to the variation in soil properties. In this study, seismic response analyses using a two-dimensional FE mesh, representing a caisson-type quay wall located in Rokko Island, are performed to carry out the probabilistic assessment for the seismic performance of the caisson-type quay wall. To investigate the effect of uncertainties of soil properties on the dynamic behavior of the quay wall, a tornado diagram and a first-order second-moment analysis are used. It has been found that the uncertainties in the friction angle of reclaimed soil contribute most to the variability of the residual displacement and inclined angle of the quay wall. In addition, a Monte Carlo simulation considering the variation in soil properties has revealed that taking into account the effect of geometrical nonlinearity by using a large deformation analysis makes it possible to rationally assess the seismic performance of port structures while infinitesimal deformation analyses can overestimate the effect of the variation in soil properties on the deformation of port structures during earthquakes.