

1. はじめに

性能設計体系への移行を踏まえて、構造物の設計法は、耐力と作用効果の比のみを考慮する安全率を用いた方法から、構造物の変形量や損傷確率を評価する方法の採用へ変化していくものと考えられる。

港湾構造物の主要な構造物である岸壁の耐震設計法は、他の土木構造物と同様にレベル1、レベル2の2段階の地震動を考慮する設計体系が採用されている¹⁾。このうちレベル2地震動については、シナリオ地震動として確定的に作用を評価することから、性能照査方法も変形量や構造部材の損傷程度を確定的に照査する方法が採用されている。これに対してレベル1地震動は、確率的ハザード解析により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とすることが検討されており²⁾、確率的な作用であることから、照査方法も確率論的な方法の採用が求められるといえる。

岸壁の構造形式のうち栈橋については、限界状態関数が陽な形式で表現可能であることから、杭の損傷程度を確率的に評価することが比較的容易であるため、信頼性解析に基づいて部分係数が検討されている³⁾。しかしながら、他の構造形式の岸壁については、変形が支配的な被災モードとなるが、岸壁の残留変形量は2次元の有限要素法による非線形地震応答解析により得られるため、変形に対応した確率的照査を解析的に実施することは困難である。損傷確率を評価する方法としてはモンテカルロシミュレーションが有効であると考えられる。地震時の構造物の損傷確率をモンテカルロシミュレーションで評価する研究事例はこれまでに多く報告されており、例えば斜面安定問題に対して大鳥ら⁴⁾、地中RC構造物に対して松本ら⁵⁾の研究事例がある。しかしながら、モンテカルロシミュレーションによって確率を評価するためには試行回数を数多く実施しなければならず、1回の試行に1時間弱程度の計算時間を要するような2次元の有限要素法による非線形地震応答解析でモンテカルロシミュレーションを行うことは、設計実務への適用という観点からは現実的ではないと考えられる。

この問題点に対する解決方法として、地震応答解析を数回のみ実施し、この結果より性能関数の導関数を簡易に評価し、これより限界状態関数が基準値を超過する確率を簡易に評価する1次近似2次モーメント法の採用が考えられる。上述した斜面安定問題についての大鳥ら⁴⁾の研究や、地中RC構造物に対する松本ら⁶⁾の研究もこの方法の適用を検討している。これら研究事例は部材損傷程度や斜面安

定性に関する確率的評価であり、残留変形量に着目した研究ではない。

本研究では、岸壁の残留変形量に着目し、地盤のS波速度のばらつき、地震動のばらつきを考慮して、変形量が許容値を超過する確率を1次近似2次モーメント法により評価することを試みる。さらに、設計実務における計算負荷低減の観点から、数回の地震応答解析を行うことなく、1回のみ地震応答解析で損傷確率を簡易に評価する方法について検討し、その精度について検証する。なお、本研究では構造部材の断面力が問題となる矢板式岸壁についても、変形量のみに着目して検討を行う。これは、岸壁が供用上の観点からの制限値である20～30cm変形時には断面力には余裕があり、構造部材に降伏は生じない傾向がある⁷⁾点を踏まえてのことであり、断面力に関する信頼性指標の評価は今後の課題とする。また、本研究では50cm程度以下の残留変形が生じるレベルの入力地震動に対する信頼性指標について検討することとし、液状化の発生については考慮しない。ただし、50cm以下の残留変形の場合でも液状化が生じる可能性はあるが、そのような条件については今後の課題とする。

2. 地盤強度のばらつきを考慮した信頼性指標の評価

2.1 検討方法

重力式岸壁、矢板式岸壁（控え直杭、控え組杭）について、表-1に示す条件で、現行設計法¹⁾により断面を設定した。水深は岸壁の標準的な水深の範囲から設定している。設計震度も、水深が深い条件ほど岸壁の重要度が高く、大きな設計震度が採用される傾向が強いことを考慮して標準的な値を設定した。また、重力式岸壁の設計事例は他の構造形式と比較して多いことから、重力式岸壁の検討条件を多く設定している。さらに、矢板式岸壁のうち、控え直杭式矢板は設計震度の比較的小さい場合に、控え組杭式矢板は設計震度の比較的高い場合に用いられることが多い点を考慮している。検討モデル断面は図-1に示すとおりである。

地盤条件は軟弱な第Ⅲ種地盤としてCase1、中間程度の第Ⅱ種地盤としてCase2の2ケースを砂地盤を対象に設定した。地盤条件の良好な第Ⅰ種地盤は、港湾では比較的例が少ないことから本研究では対象外とした。固有周期としてCase1で1.2秒程度、Case2で0.8秒程度となるようにS波速度構造を設定した。地震応答解析コードは港湾において実績の多いFLIP⁸⁾を用い、設定したS波速度から、FLIPにおける標準的なパラメータ設定方法⁹⁾に従って表-2に示

すように地盤条件を設定した。

表-3 に設定した各条件の断面諸元を示す。矢板式岸壁の鋼材については、矢板壁は水深-7.5m の場合 SY295, その他の場合 SKY490 とした。控え直杭式の控え工には SHK490M, 控え組杭の控え工には SKK400 とした。控え組杭の控え工の組杭が鉛直となす角は、イン・バター杭（陸側）およびアウト・バター杭（海側）のいずれも実績の多い 20 度とした。

岸壁の設計においては、地盤強度としては N 値のみによらざるを得ない場合が非常に多い。 N 値からせん断弾性係数などを求める場合のばらつきとして、Imai¹⁰⁾による N 値と S 波速度のばらつきのデータを読み取って S 波速度推定誤差を検討した結果、例えば沖積砂質土の N 値による S 波速度換算値と実測値の比の標準偏差は 0.29 (対数標準偏差 0.05), 確率分布は対数正規分布に従う³⁾ことがわかっている。このため本研究では表-4 に示すように、設定した S 波速度をもとに μ (平均) $\pm 1\sigma$ (標準偏差) の S 波速度を持つ地盤条件を設定し、平均の S 波速度構造と併せて 3 ケースについて地震応答解析を実施して残留変形量の評価を行った。ここで、 S 波速度は対数標準偏差 0.05 の対数正規分布に従うと考えているため、 $\mu \pm \sigma$ の S 波速度は、式 (1) により算出される。なお、表-4 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換算し、式 (2) によって表-4 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。従って、式(1)の関係は均質な土層の中央で成立していることに注意が必要である。ここで、Case1, 2 の埋土、Case1 の原地盤は均質な 1 層として扱っている。

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

$$G = G_{ma} \left(\frac{p_m'}{p_{ma}'} \right)^{0.5} \quad (2)$$

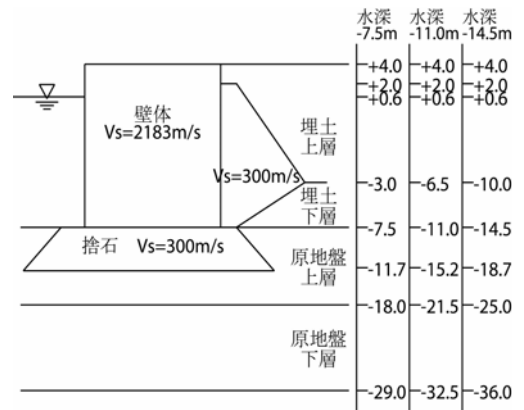
ここに、 V_s : S 波速度, μ_{V_s} : S 波速度の平均値, G : 初期せん断剛性, G_{ma} : 基準初期せん断剛性, p_m' : 有効拘束圧, p_{ma}' : 基準有効拘束圧であり、 G_{ma} 及び p_{ma}' は均質な土層の中央に対して設定される。

S 波速度のばらつきが地震応答解析の条件に与える影響は次の通りである。まず、 S 波速度の変化に応じて、初期せん断剛性が変化する。初期せん断剛性に応じて、文献 9) の方法に従い内部摩擦角、初期体積剛性を新たに設定している。また、地盤の非線形特性は双曲線モデルを用いてお

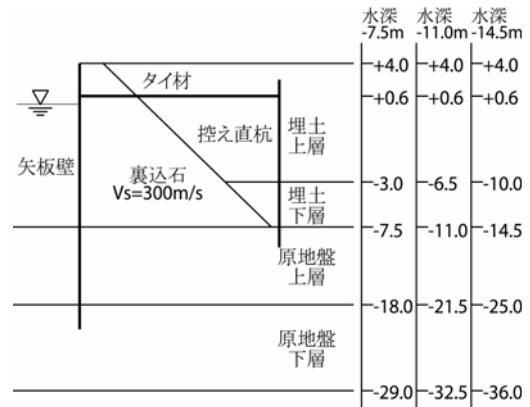
表-1 検討条件

水深 震度	-7.5m	-11.0m	-14.5m
0.10	○△	○△	
0.15	○△	○△□	
0.20		○△□	○□
0.25			○□
0.27			○□

注：○；重力式，△；控え直杭矢板，□；控え組杭矢板



(a)重力式岸壁



(b)矢板式岸壁

図-1 検討断面

表-2 地盤条件

地盤	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)	内部摩擦角 (°)
Case1	埋土	上層 (水面上)	1.8	89.8	25920	67595	37
		上層 (水面下)	2.0				
Case2	埋土	上層 (水面上)	1.8	89.8	58320	152089	38
		上層 (水面下)	2.0				
共通材料	基礎捨石 裏込石	上層	1.985	98.0	180000	469412	40
		下層	2.0				
			279.2		125000	325980	39

*共通事項：粘着力=0, 最大減衰=0.24

表-3 断面諸元

設計震度	水深(m)	地盤	重力式 堤体幅(m)	矢板式													
				矢板		タイ材		控え直杭		控え組杭							
				断面2次モーメント(m ⁴ /m)	根入長(m)	鋼種	断面積(m ² /m)	断面2次モーメント(m ⁴ /m)	杭長(m)	海側(out)		陸側(in)					
						断面2次モーメント(m ⁴ /m)	杭長(m)	断面2次モーメント(m ⁴ /m)	杭長(m)								
0.10	-7.5	Case1	3.2	2.66E-04	7.1	SS400	1.92E-03	4.04E-04	16.3	-							
		Case2		2.59E-04	6.9			3.32E-04	13.9								
	-11.0	Case1	5.4	1.41E-03	10.9	SS400	2.84E-03	8.19E-04	19.4								
		Case2		7.82E-04	9.1			2.51E-03	6.01E-04					16.2			
0.15	-7.5	Case1	4.6	3.27E-04	7.5	SS400	2.21E-03	5.28E-04	17.3								
		Case2		3.18E-04	7.3			4.22E-04	14.7								
	-11.0	Case1	7.4	2.15E-03	12.1	NHT-490	2.21E-03	1.14E-03	21.1					6.80E-04	18.7	3.37E-03	27.5
		Case2		2.08E-03	11.8			9.07E-04	17.8					1.18E-04	13.4	3.90E-04	23.8
0.20	-11.0	Case1	11.4	3.27E-03	13.4	SS490	3.54E-03	1.54E-03	22.2	7.14E-04	20.9	5.20E-03	28.6				
		Case2		3.16E-03	13.1			NHT-590	2.21E-03	1.30E-03	19.2	1.18E-04	16.6	3.90E-04	26.6		
	-14.5	Case1	15.4	5.32E-03	15.0	NHT-740	2.21E-03	-		9.72E-04	22.3	1.04E-02	33.9				
		Case2		4.52E-03	14.1					1.18E-04	19.8	6.80E-04	29.6				
0.25	-14.5	Case1	20.4	8.06E-03	16.6	NHT-740	2.84E-03			1.02E-03	24.4	1.45E-02	35.2				
		Case2		6.31E-03	15.3					NHT-690	3.18E-03	2.44E-04	18.1	7.14E-04	34.6		
0.27	-14.5	Case1	22.8	8.81E-03	17.0	NHT-740	2.84E-03			1.02E-03	25.1	1.69E-02	35.2				
		Case2		7.73E-03	16.1					2.44E-04	18.7	9.72E-04	33.7				

表-4 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	108	138	178	108	138	178	112	143	184
下層		119	152	196	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	141	183	238	141	183	238	146	190	247
下層		185	244	321	185	244	321	190	250	329	

表-5 入力地震動

No.	名称	卓越周波数(Hz)
1	八戸波	0.39
2	神戸波	2.88
3	Dip波	0.68
4	Strike波	1.66
5	Subduction波	0.60

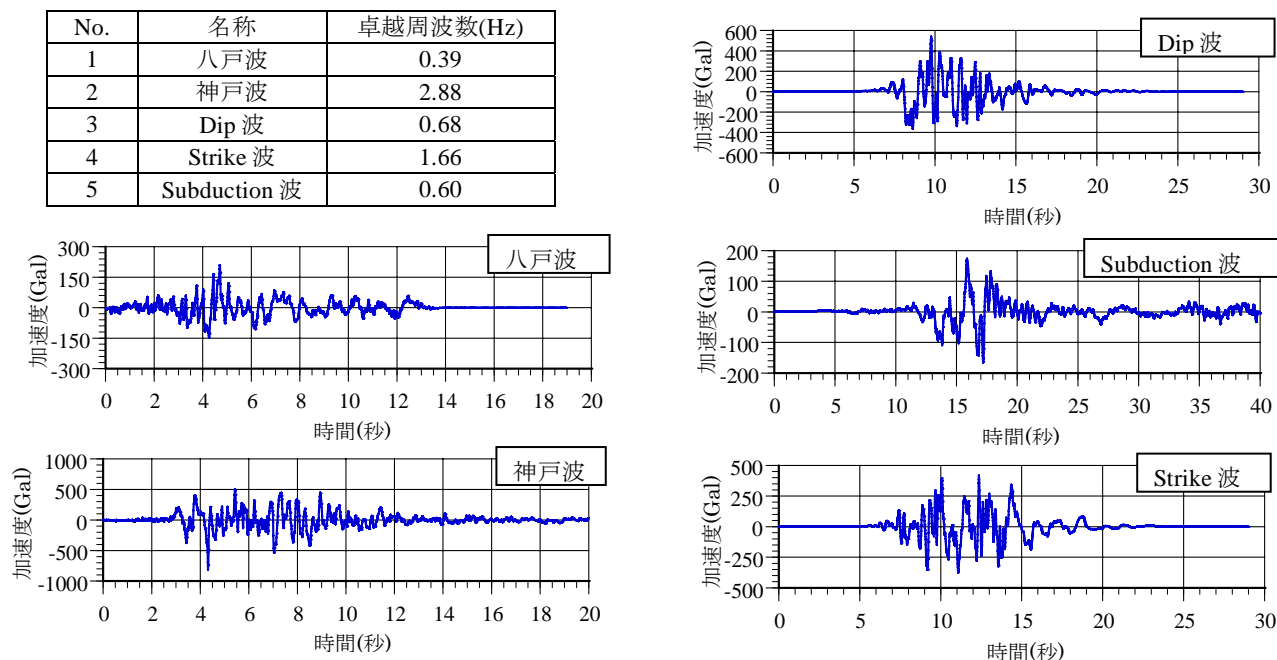


図-2 入力地震動

り、内部摩擦角に応じて設定される最大せん断強度は S 波速度の変化に応じて変化するため、基準ひずみも変化することとなる。

地震応答解析におけるモデル化方法等については次のとおりである。解析手法は、矢板式岸壁については標準的な 4 段階解析法（初期自重解析 3 段階＋動解析）とし、構造部材のモデル化については、矢板壁はトリリニアモデルによる非線形はり要素とした。矢板とその両側の地盤の節点を分離し、同一座標上に 3 個の節点を配置する 3 重節点とした。控え直杭も矢板壁と同じトリリニアモデルによる非線形はり要素として扱った。組杭の控え工については、組杭に大きな軸力の発生が予想されるため現在 FLIP で軸力を考慮することが可能なバイリニアモデルの非線形はり要素を用いた。地盤要素と節点を分離し、2 重節点とした。タイ材は、非線形バネ要素とし引張には抵抗、圧縮には無抵抗となるように設定した。矢板壁、控え直杭との連結部は節点を共有している。タイ材が軸力のみを負担するように、断面 2 次モーメント、有効せん断面積率は 0 としている。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。重力式岸壁については、壁体底面と捨石マウンド上面の間にジョイント要素を用いている。

入力地震動としては、港湾における代表的な観測波形および模擬地震動の 5 波形を用いた。用いた波形の卓越周波数を表-5 に、時刻歴波形を図-2 に示す。これら波形の採用理由は次の通りである。まず現在港湾構造物の耐震設計に用いられる代表的な波形として、内陸直下型地震では神戸波（1995 年兵庫県南部地震、マグニチュード 7.3）、海溝型地震では八戸波（1968 年十勝沖地震、マグニチュード 7.9）を抽出した。その他、内陸直下型横ずれ断層・逆断層、海溝型低角逆断層の 3 つのタイプを考慮して、香川ら¹¹⁾が作成した模擬地震動（それぞれ、Strike 波、Dip 波、Subduction 波）を採用している。各波形を加速度最大値が 2E 相当で 200Gal、350Gal となるように振幅調整して入力した。

以上により、本研究の全解析ケース数は 1080 である。

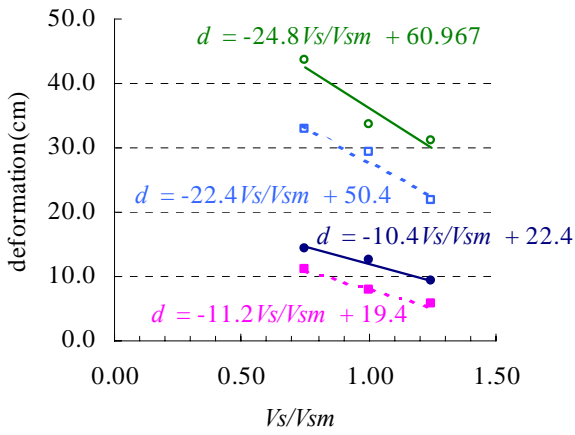
2.2 検討結果

解析より得られた残留変形量を、まず S 波速度に着目して整理した。水深-11m、設計震度 0.15 の条件で八戸波に対する各構造形式の結果を例として図-3 に示す。水平軸は S 波速度とその平均値の比である。S 波速度の増減に伴い残

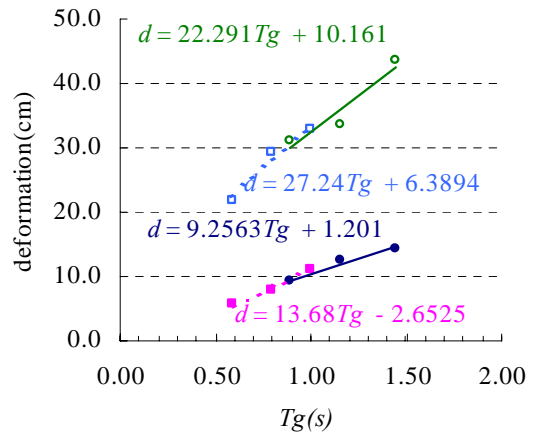
留変形量は変化し、両者の増減は逆の傾向を示す。残留変形量が変化する基本的な理由は、S 波速度の増減に伴い地盤のせん断剛性および最大せん断強度が変化するために、地盤に発生する残留せん断ひずみも変化することによる。図より、残留変形量はほぼ S 波速度に対して線形の関係にあることが分かる。特に残留変形量が小さい場合に線形で近似した場合の精度がよいことがわかる。図には平均および平均土標準偏差の 3 点の結果を用いた最小自乗近似による回帰式を示しているが、地盤ケース、加速度最大値ごとに同じ構造形式であっても異なる結果が得られている。八戸波以外の地震波形の場合も同様の結果が得られた。

1 次近似 2 次モーメント法によって信頼性指標を求める場合、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求める必要があり、本研究で扱う条件においては図-3 の勾配がそれに相当する。線形近似が可能であることは、岸壁の残留変形量に関する信頼性指標の評価について、1 次近似 2 次モーメント法の適用が可能であることを示すものである。ただし、平均および平均土標準偏差の 3 点の地震応答解析が必要となる。いま設計実務への適用という観点から考えると、計算回数の多さは望ましいことではない。特に、設定した断面で評価した信頼性指標が目標値を下回っている場合、断面の再設定を行ったうえで信頼性指標を再度評価する必要がある。このため、より簡易に信頼性指標を評価する方法が構築されていることが望ましいといえる。

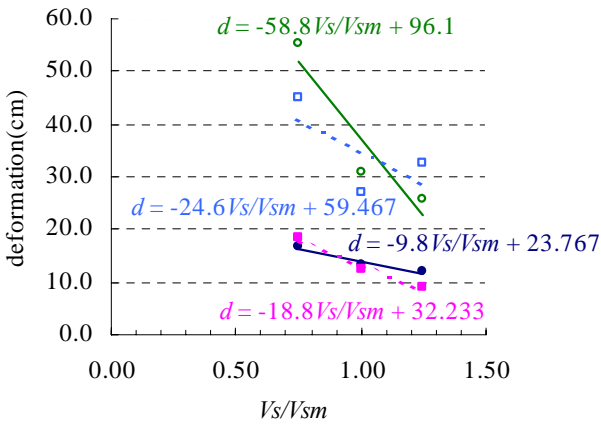
そこで、S 波速度比に変わる指標として地盤の初期せん断剛性に基づく固有周期に注目して、同じ水深-11m、設計震度 0.15 の条件で整理を行うと図-4 に示す結果が得られる。上述した方法と同様に 3 点の値を用いて直線近似を行った回帰式は図中に示すとおりであり、S 波速度に対する結果と比較すると、特に残留変形量が小さい条件の結果については切片の値がゼロに近いことが特徴であるといえる。これは、平均値の結果のみを用いて確率変数の変化に伴う限界状態関数の勾配を近似的に求められる可能性を示唆している。なお、残留変形量が大きい条件で回帰式の切片の絶対値が大きく、回帰式が原点を通らない理由は、残留変形量が大きい条件では地盤のせん断剛性の非線形性の程度が甚だしく、平均土標準偏差の各条件の地盤のせん断剛性に大きな差が生じないためであると考えられる。地震応答解析の結果得られる収束剛性に基づく地盤固有周期について同様の整理も試みたが、直線回帰の精度は初期固有周期に対する結果よりも低下したため、以降は初期地盤固有周期に対する結果をもとに信頼性指標の評価を行う。



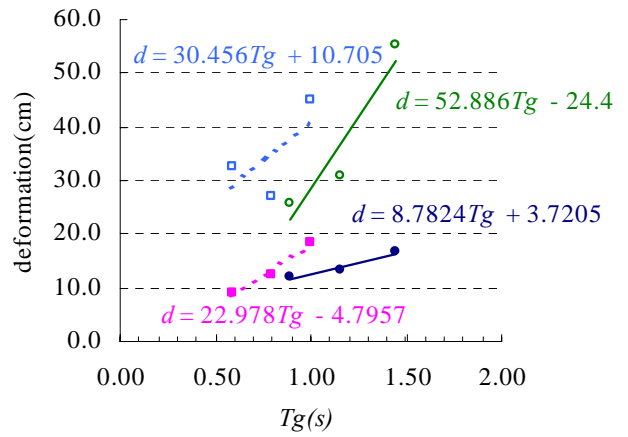
(a)重力式



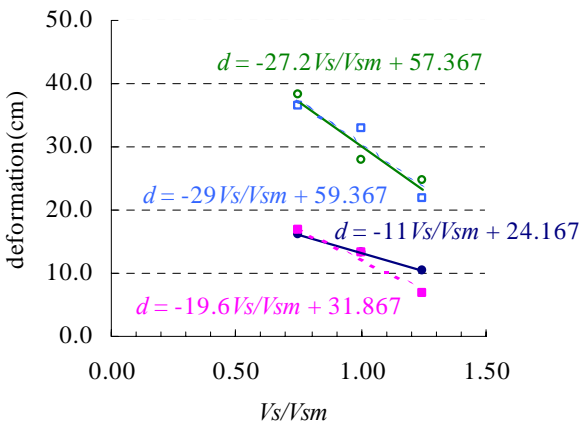
(a)重力式



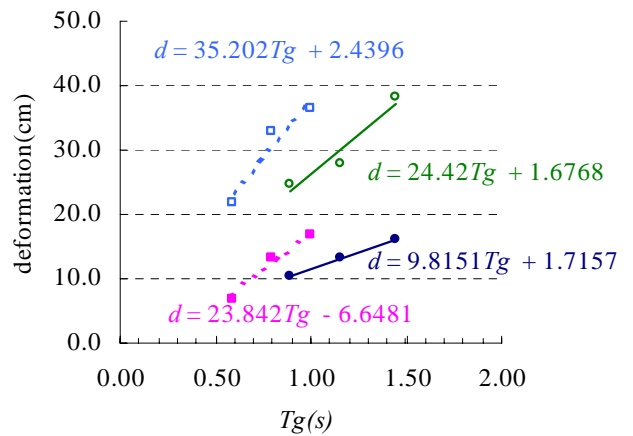
(b)矢板控え直杭式



(b)矢板控え直杭式



(c)矢板控え組杭式



(c)矢板控え組杭式

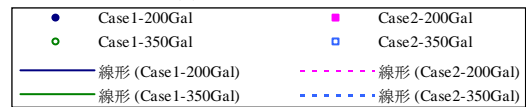


図-3 S波速度比と残留変形量

図-4 固有周期と残留変形量

2.3 信頼性指標の評価

1次近似2次モーメント法では、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(3)に示すようにその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。いま限界状態関数が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(4)、式(5)のように評価される。

$$g(X) = g(\bar{X}) + \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{X}} (x_i - \bar{x}_i) \quad (3)$$

$$\mu[g] = g(\bar{X}) \quad (4)$$

$$\sigma[g] = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial x_i} \right)_{\bar{X}}^2 \sigma_{x_i}^2} \quad (5)$$

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

ここでは、地盤のS波速度のばらつきのみを考慮しているため、地盤の初期固有周期 T_g のみを確率変数として扱う。限界状態関数は式(6)、平均および標準偏差はそれぞれ式(7)、式(8)となる。また、信頼性指標 β は式(9)により算出される。信頼性指標 β は限界状態関数が負となる確率（破壊確率）を示す指標であり、その値が大きいほど安全であることを示し、破壊確率が0.5の時ゼロとなる。

$$g(T_g) = d_a - d(T_g) \quad (6)$$

$$\mu(g) = d_a - d(\bar{T}_g) \quad (7)$$

$$\sigma(g) = \left| \frac{\partial g}{\partial T_g} \right| \sigma_{T_g} \quad (8)$$

$$\beta = \frac{\mu(g)}{\sigma(g)} \quad (9)$$

ここに、 d_a : 変形量許容値である。

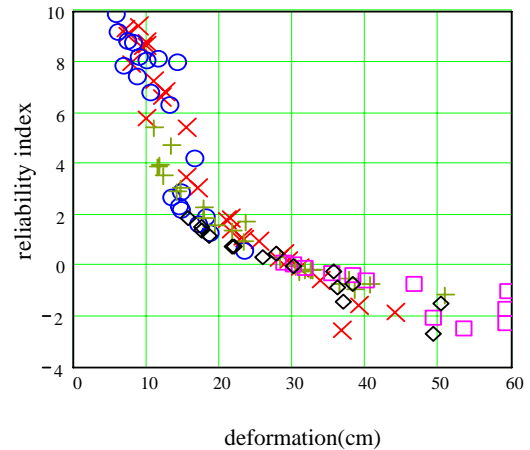
変形量許容値 d_a は本来、岸壁の重要度や用途、着岸対象船舶の種類などに応じて変化するものであるが、本研究では過去の地震被災事例による船舶接岸許容限度の一つの目

安として30cmを想定する。

以下では、式(8)の偏微分係数として、平均、平均±標準偏差の3点による近似解との結果を示す。また、残留変形量が概ね60cm以下の条件について検討を進める。

まず図-5に、地震波形の違いによる信頼性指標の違いを検討するため、重力式岸壁を例にして平均固有周期に対する岸壁変形量と3点近似による信頼性指標の関係を示す。信頼性指標は残留変形量の増加に伴い双曲線的に減少し、地震波形の違いによる傾向の違いは認められない。重力式岸壁以外の構造形式についても同様の結果が得られた。

また図-6には構造形式別に平均固有周期に対する岸壁変形量と3点近似による信頼性指標の関係を示す。どの構造形式についても、信頼性指標は残留変形量の増加に伴い双曲線的に減少していくことがわかる。



× 八戸波 ○ 神戸波 ◇ Dip波 + Strike波 □ Subduction波

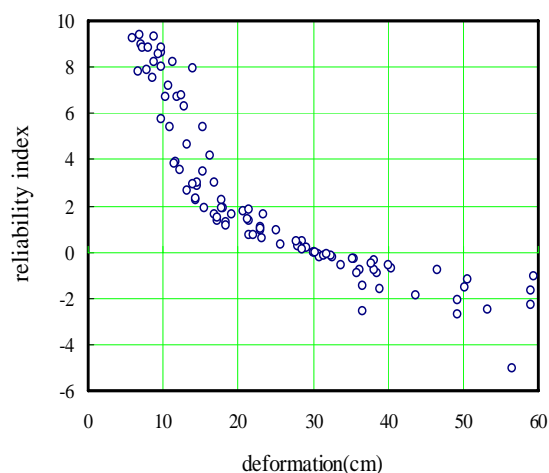
図-5 地震波形別の変形量と信頼性指標（重力式）

3. 地震動のばらつきを考慮した信頼性指標の評価

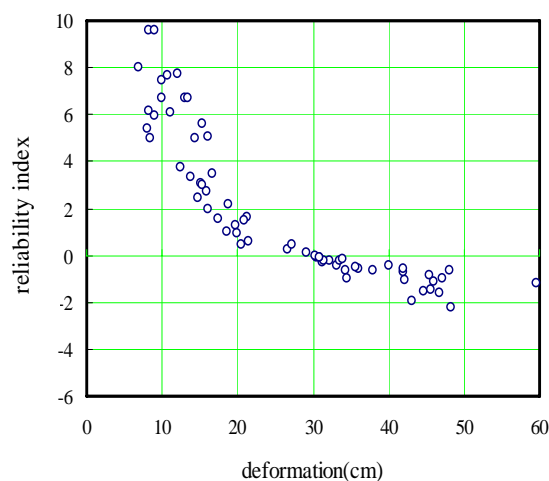
3.1 検討方法

次にここでは、入力地震動のばらつきを考慮した信頼性評価について検討を行う。ここでいうばらつきとは、地震動の信頼度の違いによるばらつきを指すものである。地震動の信頼度とは非超過確率のことである。

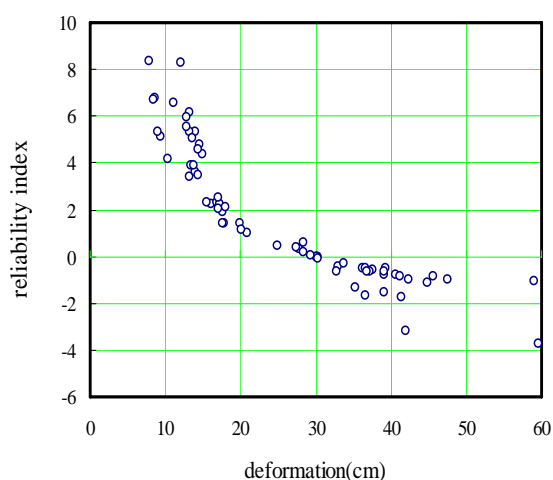
入力条件とした地震動の加速度最大値を表-6に示す。これらは、全国の港湾の中から現行の港湾基準の設計震度算出におけるA~Eの地域区分から2港ずつ抽出し、各港のレベル1地震動（再現期間75年）として検討されているものから信頼度30%（L30）、信頼度50%（L50）、信頼度70%（L70）の3種類を用いた。



(a)重力式



(b)矢板控え直杭式



(c)矢板控え組杭式

図-6 3点近似による信頼性指標

ここで、各信頼度の波形²⁾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。よって信頼度70%は $\mu + 0.524\sigma$ 、信頼度30%は $\mu - 0.524\sigma$ に相当する。なお、以下では便宜的に確率変数としての地震動の強度を加速度最大値(PGA)で表現する。但し、2. で見たようにほかの指標(例えば信頼度)で評価をしても結果は同じである。なお、検討断面、地盤条件は、前章と同様とした。

表-6 入力加速度最大値

	入力加速度最大値 (Gal)		
	L30	L50	L70
苫小牧港波 (C地区)	141.7	147.9	155.0
八戸港波 (B地区)	185.6	206.7	233.3
東京港波 (A地区)	120.2	126.6	135.1
名古屋港波 (A地区)	129.6	134.0	139.3
岩国港波 (E地区)	305.2	312.3	320.0
広島港波 (C地区)	329.6	335.9	343.3
高松港波 (D地区)	106.8	109.4	112.6
高知港波 (B地区)	180.4	192.1	205.8
博多港波 (E地区)	165.0	166.1	167.1
鹿児島港波 (D地区)	181.8	187.0	192.7

3.2 検討結果

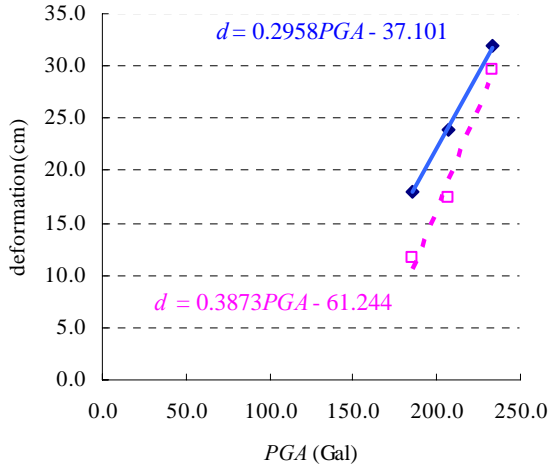
解析より得られた残留変形量と入力加速度最大値の関係を整理した。例として水深-11m、設計震度0.15の条件で八戸港波に対する各構造形式の結果を図-7に、広島港波、高松港波、博多港波に対する結果をそれぞれ図-8、9、10に示す。残留変形量は入力加速度最大値の増減に伴い変化し、入力加速度最大値に対してほぼ線形の関係であり、正の相関があることがわかる。図中には、L50およびL30、L70の3点の結果を用いた最小自乗近似による回帰式を示しているが、同じ構造であっても地盤ケースの違いで異なる結果が得られている、これらは、他の地震波形の場合も同様の結果である。

これより、地震動のばらつきを考慮した場合にも、前章同様に信頼性指標の評価手法として1次近似2次モーメント法の適用が可能である。

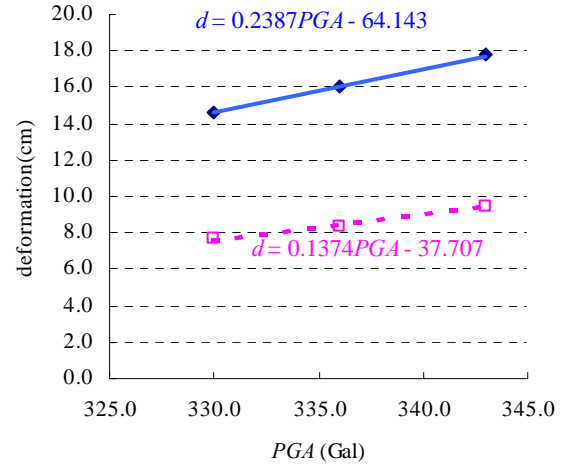
そこで、各地震動とこれに対する残留変形量との関係から1次近似2次モーメント法を用いて信頼性指標の評価を行う。

3.3 信頼性指標の評価

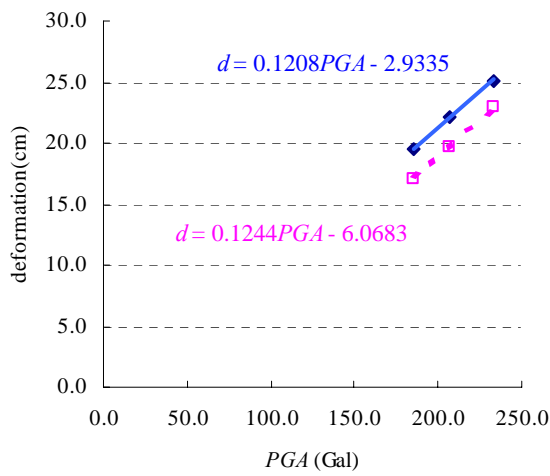
本章では、入力地震動のばらつきのみを考慮するため、地震動の入力加速度最大値のみを確率変数として扱う。限



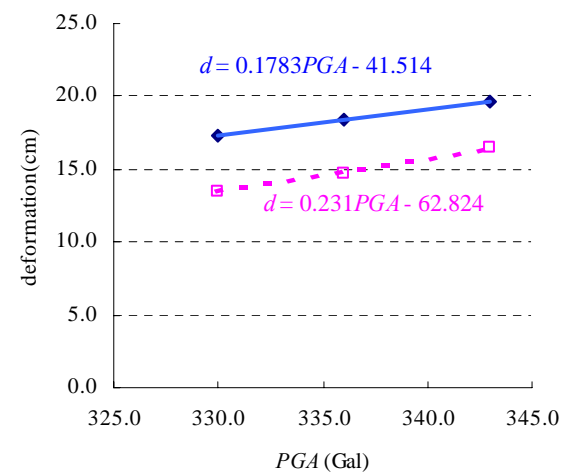
(a)重力式



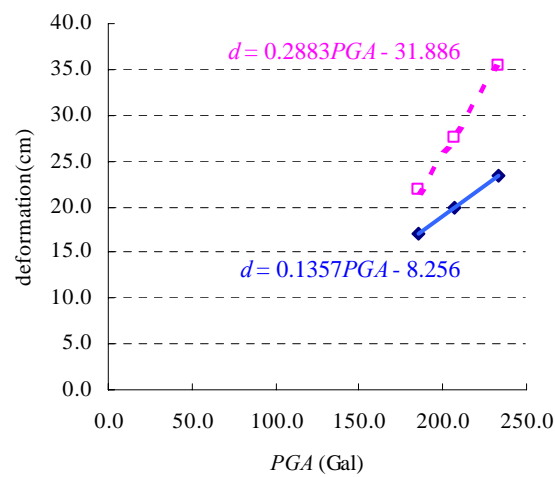
(a)重力式



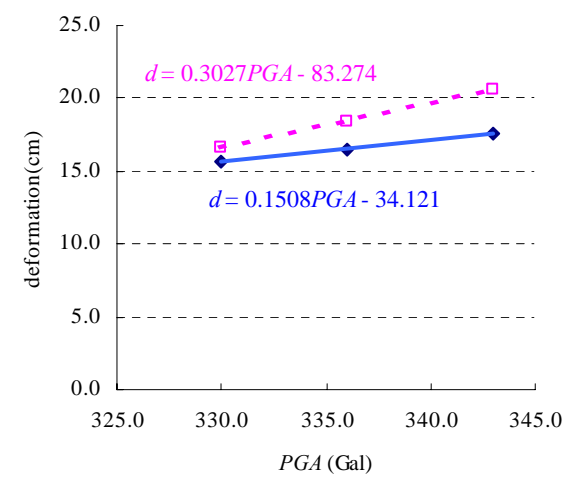
(b)矢板控え直杭式



(b)矢板控え直杭式



(c)矢板控え組杭式



(c)矢板控え組杭式

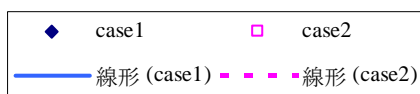


図-7 入力加速度最大値と残留変形(八戸港波)

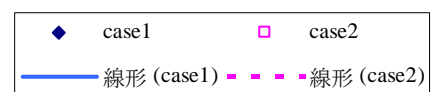
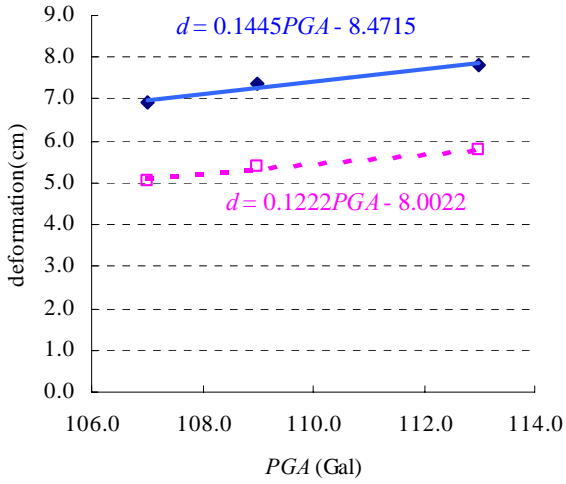
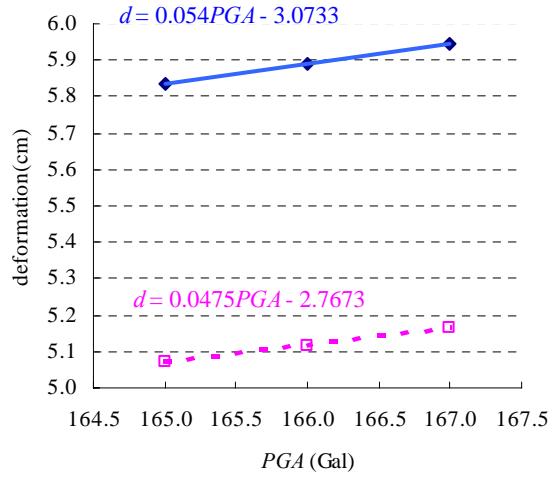


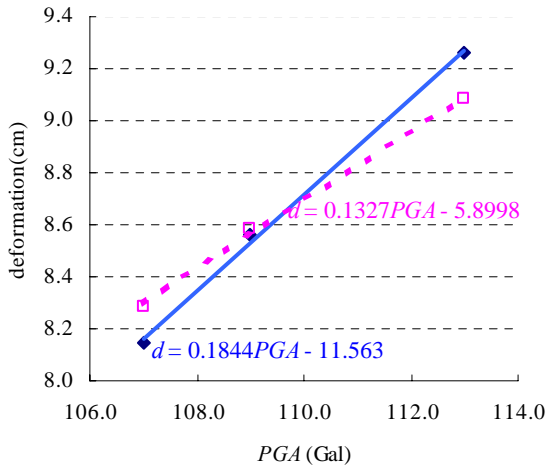
図-8 入力加速度最大値と残留変形(広島港波)



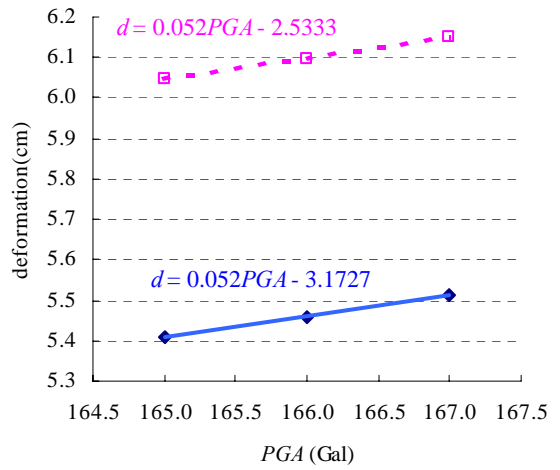
(a)重力式



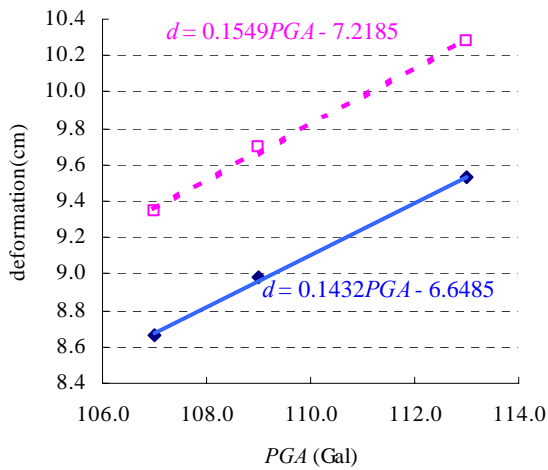
(a)重力式



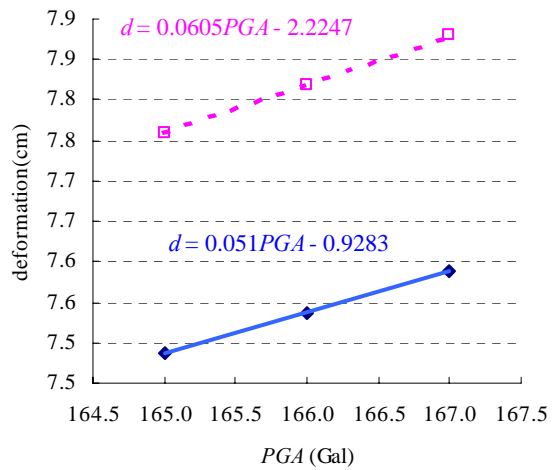
(b)矢板控え直杭式



(b)矢板控え直杭式



(c)矢板控え組杭式



(c)矢板控え組杭式

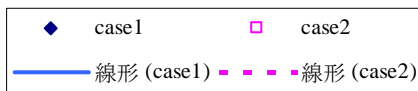


図-9 入力加速度最大値と残留変形(高松港波)

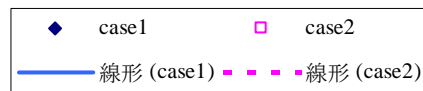


図-10 入力加速度最大値と残留変形(博多港波)

界状態関数は式(10), 平均および標準偏差はそれぞれ式(11), 式(12)となる. また, 信頼性指標 β は式(13)により算出される.

$$g(PGA) = d_a - d(PGA) \quad (10)$$

$$\mu(g) = d_a - d(\overline{PGA}) \quad (11)$$

$$\sigma(g) = \left| \frac{\partial g}{\partial PGA} \right| \sigma_{PGA} \quad (12)$$

$$\beta = \frac{\mu(g)}{\sigma(g)} \quad (13)$$

ここに, d_a : 変形量許容値

PGA : 入力加速度最大値

変形量許容値は, 前章同様, 30cm として検討する.

図-11 は, 構造形式別に入力加速度最大値に対する岸壁の残留変形量と3点近似による信頼性指標の関係を示す.

どの構造形式についても, 信頼性指標は残留変形量の増加に伴い双曲線的に減少していくことがわかる.

4. 各ばらつきを同時に考慮した信頼性指標の評価

これまでの検討を踏まえ, S 波速度のばらつき, 地震動のばらつきを同時に考慮した場合の信頼性指標の評価を行った. 確率変数が2つの場合の信頼性指標は, 地盤固有周期および地震動の入力加速度最大値に対する結果をもとに下式にしたがい算出できる.

$$\beta = \frac{\mu(g)}{\sigma(g)} = \frac{d_a - \mu_d}{\sqrt{\left(\frac{\partial g}{\partial T_g}\right)^2 \sigma_{T_g}^2 + \left(\frac{\partial g}{\partial PGA}\right)^2 \sigma_{PGA}^2}} \quad (14)$$

ここに, μ_d : S 波速度に対する平均変形量

図-12 は各構造形式に対する S 波速度のばらつきのみを考慮した信頼性指標と各々のばらつきを同時に考慮した信頼性指標を比較したものである. なお, 各々のばらつきの検討において異なる地震波を使用しているため, ここでの評価は, 各々の検討において算出されている平均変形量が

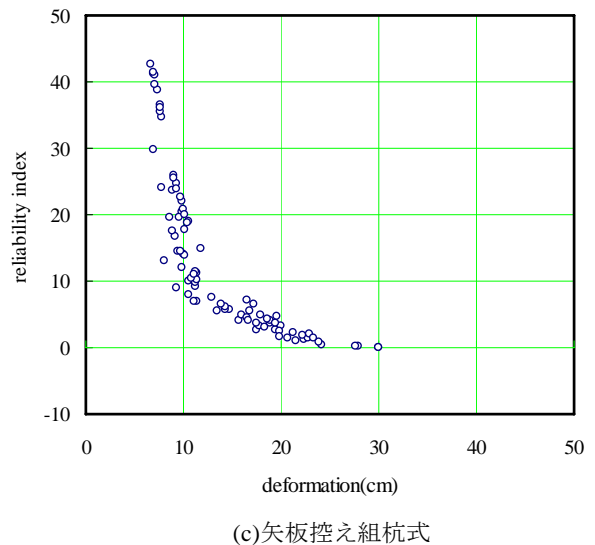
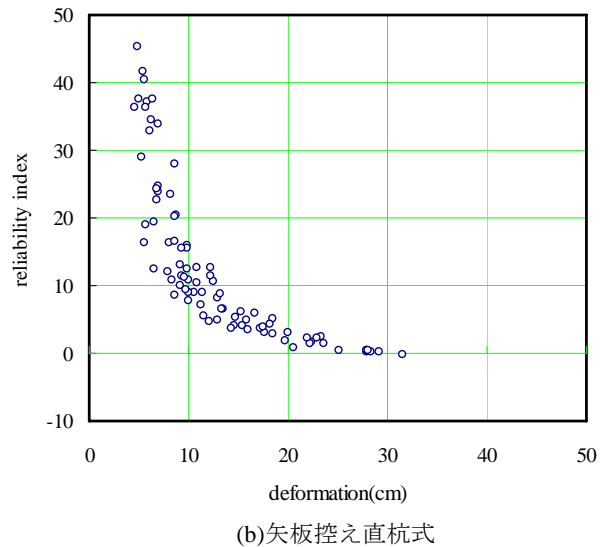
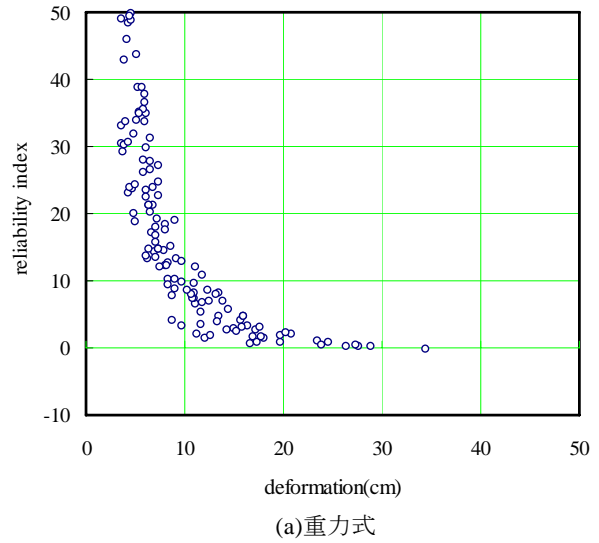
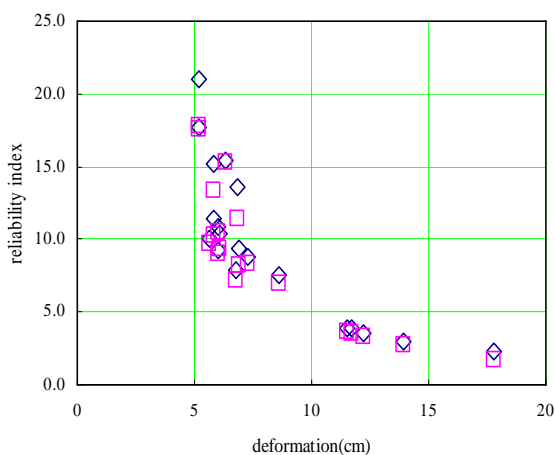
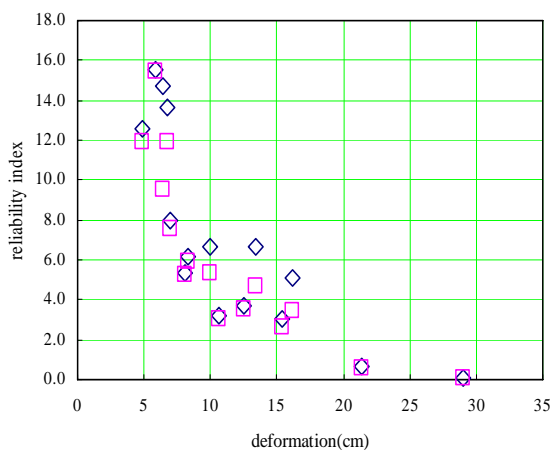


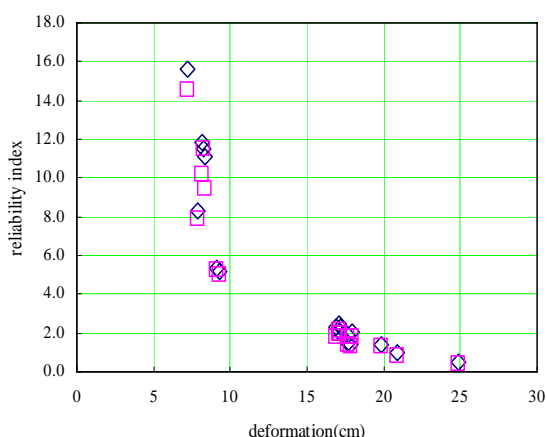
図-11 3点近似による信頼性指標



(a)重力式



(b)矢板控え直杭式



(c)矢板控え組杭式



図-12 信頼性指標の比較

同等なデータを用いて行っている。具体的には、S波速度のばらつきで得た平均変形量に対して、地震動のばらつきによる平均変形量が±5%の範囲内のデータ（広島港波、高松港波、博多港波）を抽出し、各々のデータによる偏微分係数を用いて、式(14)により信頼性指標 β を算出した。

図からこれらの値は、信頼性指標が大きき値を示すものについては違いがあるが、概ね一致しており地震動のばらつきによる影響が小さいことがわかる。したがって、S波速度のばらつきのみを考慮することで十分な精度で信頼性指標の評価が可能と考えられる。

これは、図8、9、10に示したように今回選定した地震波が、信頼度の変化に対して、岸壁の変形量の変化が少ないものが多かったことが原因と考えられる。但し、八戸港波のように、その影響度合いが無視できないと考えられる波形もあり、ここでの結果を一般的な結論と位置づけてよいかどうかについては慎重な判断が必要とされる。

今回の検討では、地震動のばらつきによる影響が小さいことから、以降の検討においては、S波速度のばらつきのみを考慮して、信頼性指標の簡易推定法について検討する。

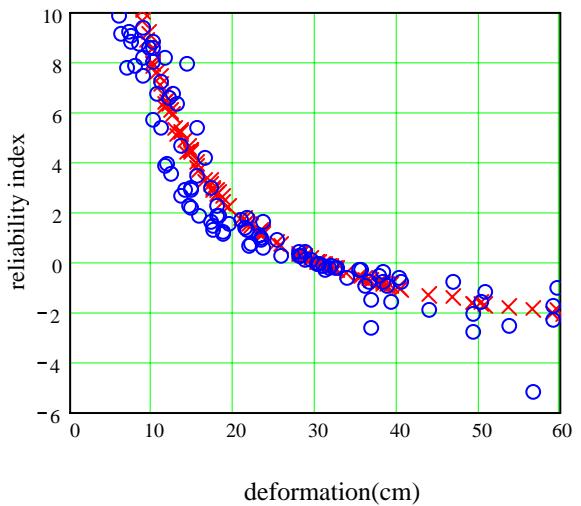
5. 信頼性指標の簡易評価

これまでの検討では、各入力因子に対して2次元の地震応答解析を行い、その応答値との関係から、1次近似2次元モーメント法により信頼性指標の評価を行ってきた。

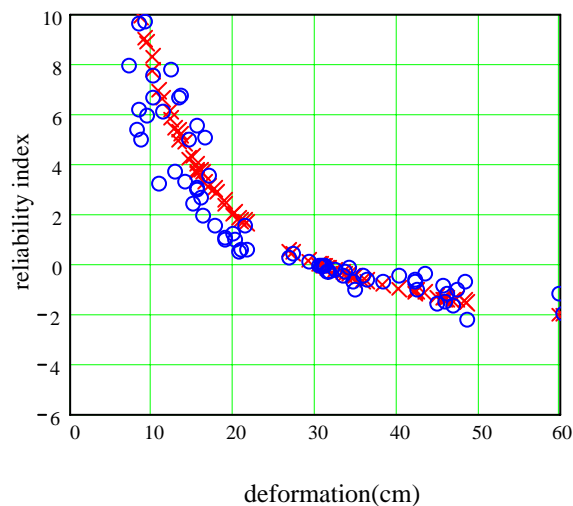
ここで、設計実務への適用という観点から考えた場合、計算回数を減らして同様な評価をより簡易にできる方法の構築が望まれる。そのため本章では、地盤の固有周期に着目して整理した結果の特徴を踏まえて、平均値の結果のみを用いて信頼性指標の評価を行う。

以下では、式(8)の偏微分係数として、平均、平均±標準偏差の3点による近似解と、平均値のみの1点の結果をもとに原点を通る直線近似による方法を用いた結果を比較する。

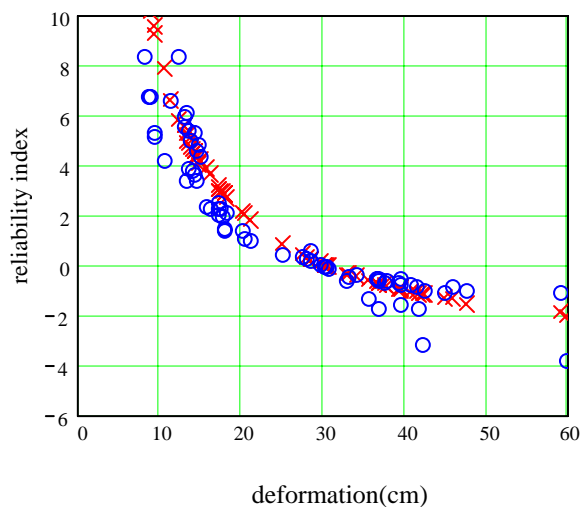
図-13に3点近似の結果と1点近似の結果を構造形式別に比較したものを示す。ここで、S波速度のばらつきを考慮した地盤固有周期の標準偏差の算出は容易に行えることから、3点近似と1点近似の信頼性指標の評価における違いは式(8)における偏微分係数の違いのみである。いま目標とする信頼性指標について検討すると、港湾構造物の代表的な構造物である防波堤については設計波浪に対する信頼性指標の平均値が2.4である¹²⁾ことから、岸壁の変形量に対する信頼性指標も1.0~3.0程度の範囲の値が目標値とな



(a)重力式



(b)矢板控え直杭式



(c)矢板控え組杭式

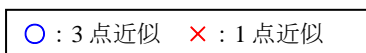


図-13 3点近似と1点近似の比較

ることが想定される．信頼性指標として 1.0~3.0 の範囲に着目すると，両者は比較的良い一致を示している．ただし，変形量が 20cm 以下の領域で，1 点による近似は比較的信頼性指標を過大に評価する傾向があることが分かる．1 点近似があくまで簡易評価であることを考慮すると，信頼性指標の過大評価は望ましいことではない．このため以下では，安全側の結果を与える簡易推定法について検討する．

各構造形式について，平均固有周期に対する変形量を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 ($\partial g / \partial T_g$) を鉛直軸にプロットした結果を図-14 に示す．両者は比較的広い範囲にばらついているが，安全側の推定を行う観点からは両者の関係の最大の勾配を設定し，平均固有周期に対する変形量と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評価することが考えられる．図-15 にその結果を示す．信頼性指標が 0~3.0 の範囲で安全側の結果を与えることが分かる．この方法をまとめると式(15)のようになる．式(15)を用いて平均値に対する残留変形量のみを評価することにより，任意の残留変形量許容値 d_a に対して安全側の信頼性指標 β_{est} を得ることができる．

$$\beta_{est} = \frac{d_a - d(\overline{T_g})}{\alpha \cdot d(\overline{T_g})} \quad (15)$$

ここに， $\alpha = 0.52$ (重力式)， 0.61 (矢板控え直杭式)， 0.49 (矢板控え組杭式) である．

いまここまでの議論は変形量許容値が 30cm の場合であったが，変形量許容値が例えば 20cm の場合にも，重力式を例として図-16 に示すように，式(15)による方法は安全側の信頼性指標を与えることが分かる．

6. 1次元地震応答解析を用いた信頼性指標の評価

ここでは，1次元の地震応答解析を用いて，変形量を簡易に算出し，これをもとに信頼性指標を評価することを試みて，その精度について検証した．

1次元の地震応答解析を用いて信頼性指標を評価するために，照査用震度算出式¹³⁾を用いて以下の手順で変形量の評価を行った．まず，2次元の地震応答解析より得られた平均変形量を D_a として各断面の設計震度に対する変形量 D_r を算出する．この D_r を基準変形量として，1次元地震応答解析で得られた $\pm 1\sigma$ の条件での地表面加速度最大値に対する変形量を D_a としてそれぞれ算出する．

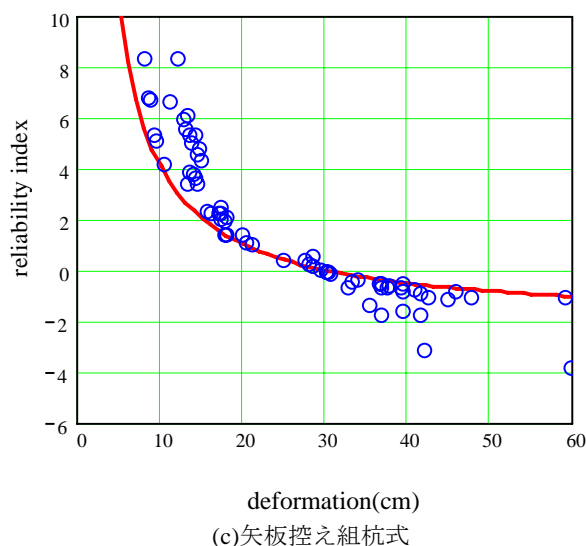
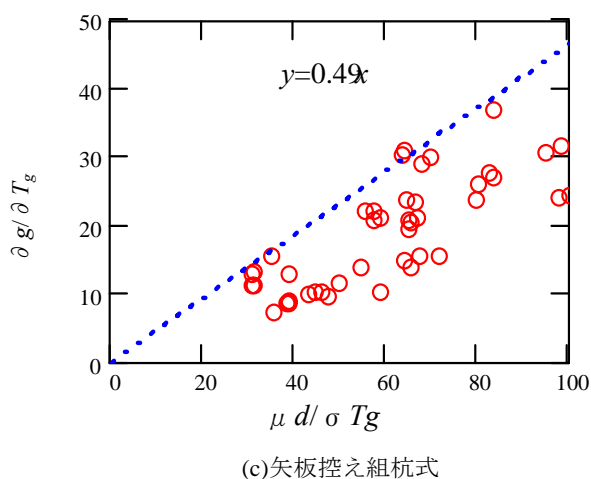
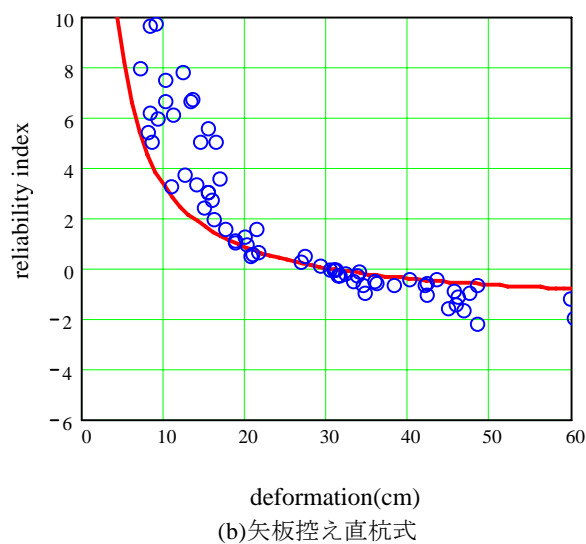
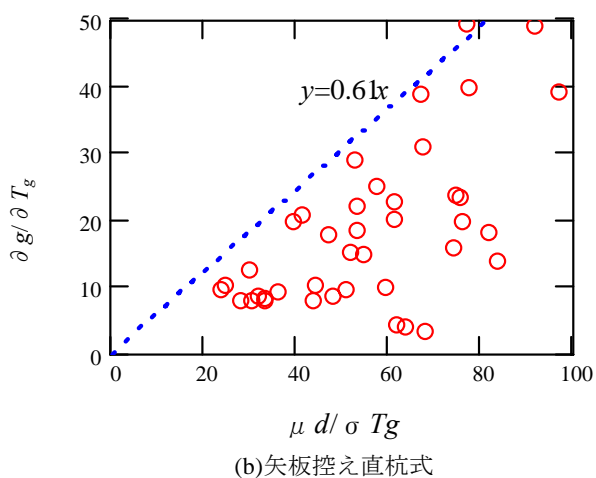
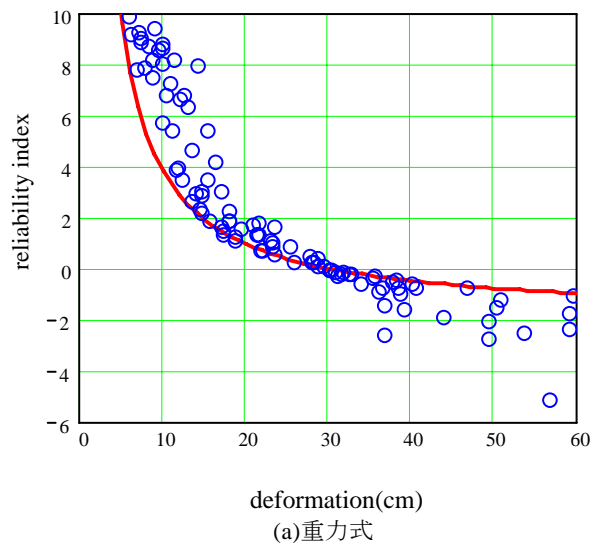
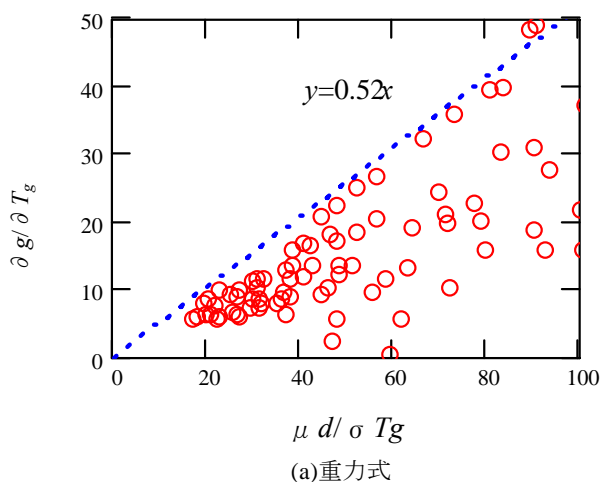


図-14 簡易推定式における係数評価

○ : 3点近似 - : 簡易推定法

図-15 3点近似と簡易推定法の比較

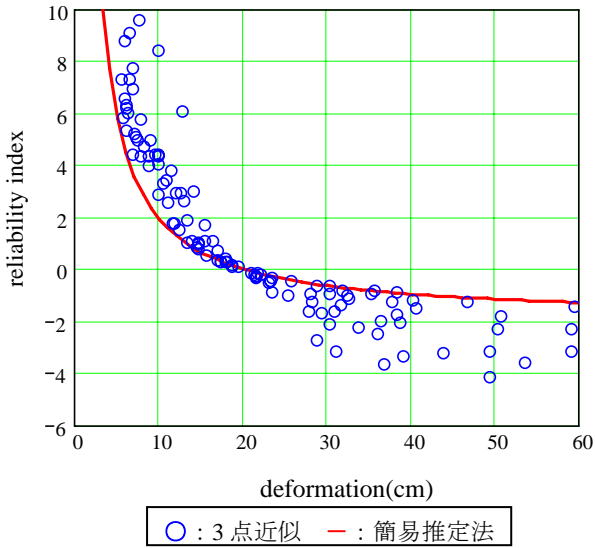


図-16 3点近似と簡易推定法の比較（重力式， $d_a=20\text{cm}$ ）

$$\text{重力式} : k_{hk} = 1.78 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.55} \frac{\alpha_c}{g} + 0.04 \quad (16)$$

$$\text{控え直杭式} : k_{hk} = 1.91 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.69} \frac{\alpha_c}{g} + 0.03 \quad (17)$$

$$\text{控え組杭式} : k_{hk} = 1.32 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.74} \frac{\alpha_c}{g} + 0.05 \quad (18)$$

ここに、

k_{hk} : 設計震度

D_a : 推定変形量(cm)

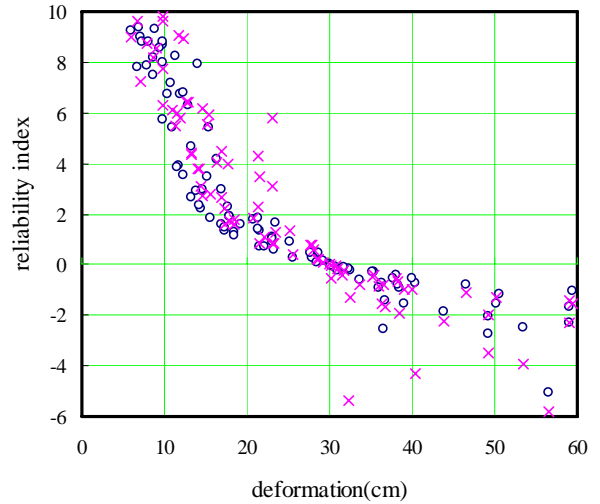
D_r : 基準変形量(cm)

α_c : 補正加速度最大値(Gal)

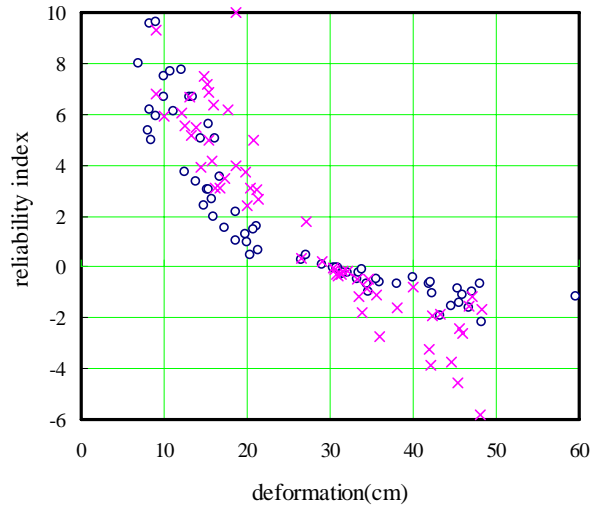
g : 重力加速度(=980Gal)

信頼性指標の評価は、S波速度の平均値に対しては、2次元地震応答解析から得た変形量、 $\pm 1\sigma$ に対しては、1次元地震応答解析をもとにした推定変形量から1次近似2次モーメント法により行った。

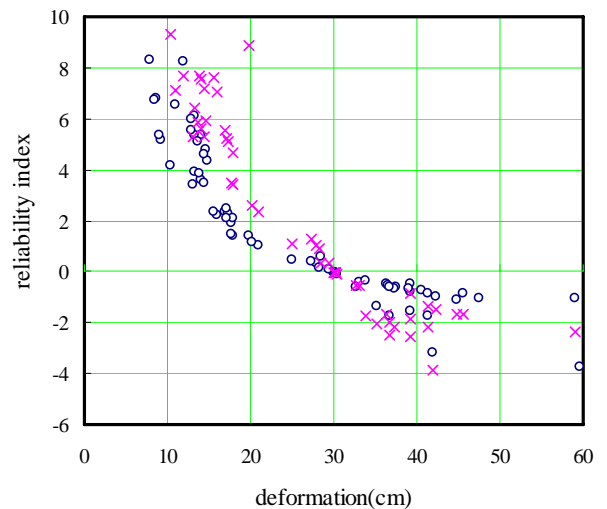
図-17は、構造形式別に信頼性指標の比較を行ったものである。この図から、1点近似での信頼性指標は、比較的3点近似の信頼性指標に近い値を示すが、どの構造形式についても、信頼性指標がプラスのものは比較的過大に評価され、マイナスのものは過小に評価される結果となっている。状況によっては、この方法で評価することも考えられるが、安全側の評価にはならないため注意が必要である。



(a)重力式



(b)矢板控え直杭式



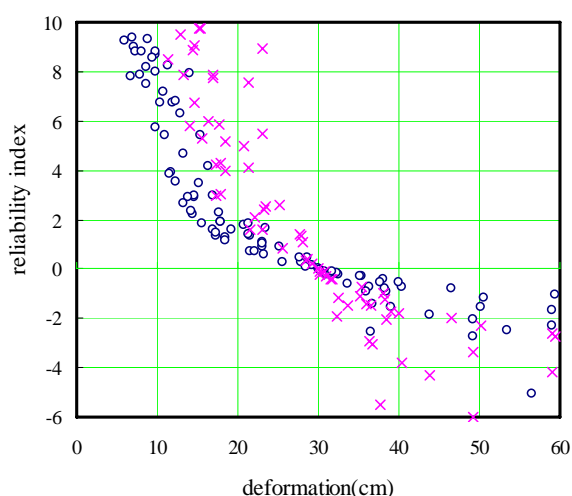
(c)矢板控え組杭式

○ : 3点近似 × : 1点近似

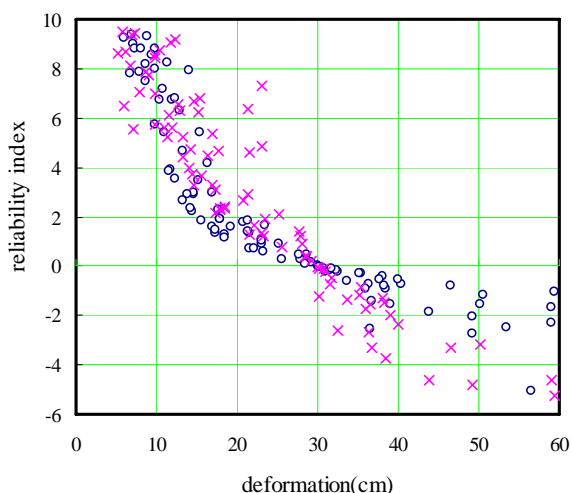
図-17 3点近似と1点近似の比較

また、1次元の地震応答解析の結果を用いる方法として、以下の2手法についても試みた。①として地表面加速度最大値の比と本研究による平均変形量から $\pm 1\sigma$ の変形量を評価し、信頼性指標を評価した。②として照査用震度算出式¹³⁾が検討された際のデータを利用して、加速度最大値と変形量の関係から得られる変形量の増加割合と本研究による平均変形量から $\pm 1\sigma$ の変形量を評価し、信頼性指標を評価した。

図-18には重力式を例に各手法の信頼性指標の比較結果を示す。いずれの手法とも前述の照査用震度式を用いる方法に比べ精度が低いことがわかる。



(a) ①手法による信頼性指標の比較



(b) ②手法による信頼性指標の比較

○ : 3点近似 × : 1点近似

図-18 3点近似と1点近似の比較

7. おわりに

本研究では、岸壁の残留変形量に関する信頼性評価手法の基礎的な検討を行った。本研究による主要な結論は以下のとおりである。

①地盤のS波速度のばらつき、地震動のばらつきを考慮した岸壁の残留変形量に関する信頼性指標は、1次近似2次モーメント法で評価することが可能である。特に、残留変形量が小さい場合には、地盤の初期固有周期と残留変形量の直線回帰式の切片はゼロに近い値をとる。

②地盤のS波速度のばらつき、地震動のばらつきを同時に考える場合、地震動のばらつきによる信頼性指標の変化は軽微で大きな影響を与えない。但し、入力と応答の関係から得られる偏微分係数の大きさにより、その影響度合いが異なることもあり、注意が必要である。

③設計実務における計算負荷低減の観点から、信頼性指標の評価に3点の計算結果を用いるのではなく、1点の結果のみを用いる方法について検討した。地盤の固有周期と残留変形量の直線回帰式が原点を通ると仮定する方法は、信頼性指標が1.0~3.0の範囲では3点近似法と比較的良好一致を示すものの、変形量が20cm以下の領域で、信頼性指標を過大に評価する傾向がある。このため、信頼性指標が0~3.0の範囲で安全側の結果を与える簡易推定式を検討した。

④1次元の地震応答解析をもとにした推定変形量を用いた場合の信頼性指標は照査用震度式を用いた評価では、比較的一致するものの、安全側の評価にはならないため注意が必要である。

岸壁の残留変形量に関する信頼性指標の評価のために、今後は、地盤物性の空間自己相関性の評価などを行う必要がある。矢板式岸壁については、応力照査に関して更に検討が必要である。

このほか、地震応答解析の精度についても考慮する必要があると考えられる。本研究で用いた地震応答解析コードFLIPについては、その精度向上の努力が行われた結果、本研究で対象とした重力式岸壁や矢板式岸壁については過去の地震被災の再現に概ね成功しているものの、変形量の比較的少ない範囲については、精度の検証例は比較的少ない。検証事例として、北海道開発局により実施された釧路港試験重力式岸壁の2003年十勝沖地震における変状調査結果をもとにした解析¹⁴⁾においては、20cm程度の実測変形量

に対して解析では 20%程度の変形量の差が認められている。更に、液状化の危険度が無視できない場合は別途検討が必要である。本研究では入力地震動レベルとしてはレベル 1 地震動程度、残留変形量としては 50cm 程度以下の条件に対して信頼性指標を検討した。現行設計法¹⁾においてはレベル 1 地震動に対しては液状化の発生を許容しないこととしていること、更に、通常液状化が発生すると岸壁には 1m 程度の大変形が生じる場合が多いため、本研究では液状化の発生については検討対象外としている。しかしながら、本研究で対象としたような解析方法を採用すれば、液状化の発生危険度を考慮した残留変形量に対して信頼性指標を評価することも可能であることから、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。

(2007 年 2 月 14 日受付)

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，1999
- 2) 長尾 毅，山田雅行，野津 厚：フーリエ振幅と群遅延時間に着目した確率論的地震ハザード解析，土木学会論文集，No.801，I -73，pp.141-158，2005
- 3) 長尾 毅，菊池喜昭，藤田宗久，鈴木 誠，佐貴哲朗：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
- 4) 大鳥靖樹，村上通章，石川博之，武田智吉：土構造物の地震時信頼性評価システムの構築，第 5 回構造物の安全性および信頼性に関する国内シンポジウム，JCOSSAR2003 論文集，pp.691-694，2003
- 5) 松本敏克，澤田純男，杉浦邦征，坂田 勉，渡邊英一：空間的ばらつきを有する地盤に埋設された地中 RC 構造物の地震時挙動，構造工学論文集，Vol.52A，pp.1149-1158，2006
- 6) 松本敏克，澤田純男，大鳥靖樹，坂田 勉，渡邊英一：非線形挙動の著しい地中構造物の地震時損傷確率評価，構造工学論文集，Vol.52A，pp.1159-1168，2006
- 7) 長尾 毅，尾崎竜三：控え直杭式矢板岸壁のレベル 1 地震動に対する性能規定化に関する研究，地震工学論文集，CD-ROM，2005
- 8) 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
- 9) 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
- 10) Imai, T. : P and S wave velocities of the ground in Japan, Proc. IXth ICSMFE, 1977
- 11) 香川敬生，江尻讓嗣：震源断層の破壊過程を考慮した震源近傍地震動の試算，土構造物の耐震設計に用いるレベル 2 地震動を考えるシンポジウム発表論文集，pp.1-6，1998
- 12) 長尾 毅：ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計手法の適用，土木学会論文集 No.689，I -57，pp.173-182，2001
- 13) 長尾 毅，岩田直樹，藤村公宣，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および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の算出方法，国土技術政策総合研究所資料 No. 310，2006
- 14) 笹島隆彦，窪内 篤，大塚夏彦，森政信吾，三浦均也：2003 十勝沖地震における釧路港試験重力式岸壁の 2 次元 FEM 解析，第 39 回地盤工学研究発表会，CD-ROM，2004