骨組みモデルを用いた控え直杭式矢板岸壁の

レベル1地震動に対する変形性能評価の高度化に関する研究

A study on the improvement of the frame model for the evaluation of the seismic performance of sheet pile quay wall with vertical pile anchorage against a level-one earthquake ground motion

長尾 毅*, 宮下健一朗** Takashi Nagao and Kenichirou Miyashita

*工博,国土技術政策総合研究所(〒239-0826横須賀市長瀬 3-1-1) *工修,パシフィックコンサルタンツ㈱(〒206-8550東京都多摩市関戸 1-7-5)

The standard earthquake resistant design method of quay wall against a level-one earthquake ground motion is a pseudo-static method and is not necessarily in harmony with the failure mechanism of quay walls. Therefore, authors proposed a frame model for the evaluation of the seismic performance of sheet pile quay wall with vertical pile anchorage in the previous study. This study aims at improving the frame model proposed in the previous study for the precise reproduction of the deformation of quay wall. Major improvement was made on the evaluation of soil reaction spring model for the deformation of sheet pile and the model for the calculation of residual deformation of soil layers beneath the sheet pile.

Key Words: sheet pile quay wall, earthquake resistant design, frame model キーワード: 矢板式岸壁, 耐震設計, 骨組みモデル

1. はじめに

2007年に港湾の施設の技術上の基準が改定され、岸壁 のレベル1地震動に対する耐震性能照査法が大幅に改 定された¹⁾.採用された照査法は震度法の枠組みを用い ながらも、地震動の周波数特性や継続時間が岸壁の変形 に及ぼす影響を考慮し、岸壁の残留変形量が許容値以内 に収まるように震度の算出方法を変更したものである²⁾. 本研究で対象とする控え直杭式矢板岸壁においては、特 にレベル1地震動程度の地震動の作用に対しては、矢板 式岸壁の破壊モードは変形先行型であり、鋼材の降伏先 行型ではないこと³⁴⁴が指摘されている.この点を踏まえ つつ、従来の性能照査式が部材の降伏を対象としたもの であるため、設計実務における混乱の回避と計算負荷へ の配慮の観点から、従来型の照査式を採用しながらも変 形を制御することを目的として構築されたものである.

この方法は簡便であるが、当然のこととして実際のメ カニズムとの乖離という問題がある.一方で非線形の二 次元有効応力解析による性能照査は照査精度という観 点からは最も望ましい方法であり、レベル2地震動に対 する性能照査には精度向上の工夫が行われた ⁵⁶⁷⁷⁸⁹⁹結果, 現在実務に広く用いられている.ただし,有限要素法で は,初期断面の設定方法が問題になることに加えて,設 定した断面が要求性能を満足していないか,または過度 な性能を有することが分かったときには断面変更によ る再照査の必要があることを考えると,現時点では計算 負荷の問題を無視できない.さらに,レベル1地震動に 対する性能を確保する断面諸元を簡便かつ適切に設定 した上でレベル2地震動に対する性能照査を精緻な方 法で実施するというのが標準的な実務の流れであるこ とを考慮すると,レベル1地震動に対する性能照査法と して,簡便でありながらも実際の変形メカニズムに即し た手法の開発が求められているといえる.

このため筆者は、骨組みモデルと1次元地震応答計算 を併用することで、現行設計法と比較してより合理的な がらも簡易な耐震性能照査モデルを構築するための基 礎的検討を行った¹⁰⁾.本研究では、先行する研究により 明らかとなった課題を踏まえて、矢板前面の地盤応力モ デルなどの改良を行い、性能照査の精度を高める検討を 行ったものである.なお、岸壁のレベル1地震動に対す

考慮する作用	土圧および残留水圧
常時土圧作用による変形	常時土圧作用による矢板変形量推定式を重回帰分析により評価(海底面以深)
土圧	海底面より上については主働土圧(地震時土圧,震度は岸壁の設計時に用いる補
	正加速度 ²⁾ をもとに算定),海底面以深は静止土圧
矢板前面地盤バネ	常時土圧作用による変形をもとに一次元地盤モデルに初期せん断応力を与え,動
	的解析により地震時のせん断剛性を評価、せん断剛性をもとにバネ値を算定
控え杭前面地盤バネ	タイ材取付点における集中バネとし、まず常時土圧による控え杭変形量推定式を
	重回帰分析により評価、変形が一致する常時のバネ値を算定し、一次元地震応答
	解析による剛性低下率を常時のバネ値に乗じることで地震時のバネ値とする
矢板下端以深の変形	常時土圧作用による変形をもとに一次元地盤モデルに初期せん断応力を与え,動
	的解析により地震時のせん断ひずみを評価、せん断ひずみの積分により評価

表-1 既往の研究による骨組みモデルの概要

る性能照査の前提として液状化の発生を許容しないこ とが標準とされている¹⁾ため、本研究においても液状化 の影響は対象外とする.

2. 既往の研究における骨組みモデルの概要と問題点

2.1 既往の研究における骨組みモデルの概要

控え直杭式矢板岸壁は前面矢板,タイ材,控え直杭に より構成される骨組み構造であり,既往の研究¹⁰による モデル化は表-1および図-1に示す通りである.



図-1 既往の研究における骨組みモデル¹⁰

矢板前面および控え杭前面には地盤バネを配置する が,前者については分布バネ,後者は集中バネとする. ここで,控え杭前面の地盤は地震動の作用による矢板の 変形に伴って海側へ変形し,控え杭に対しては大きな反 力を発揮していないことが2次元有限要素法の結果を吟 味した結果分かっている.しかし,骨組みモデルでは変 形量に応じた反力が控え杭に作用することから,分布バ ネとした場合には地盤反力を過大に評価してしまうこ とが分かったため,控え杭に対するバネは集中バネとしている.また,矢板前面の地盤バネの値は道路土工-仮設構造物工指針¹¹⁾や道路橋示方書¹²⁾などに採用されている水平地盤反力係数の算出式である式(1)により地震時のせん断剛性を用いて評価する.

$$k_{h} = \frac{2(1+\nu)G}{B_{0}} \left(\frac{B_{H}}{B_{0}}\right)^{-3/4}$$
(1)

ここに、 k_h :水平地盤反力係数 (kN/m³)、 ν :ポアソン比=0.33、 B_0 :基準載荷幅(=0.3m)、 B_H :換算載荷幅(=10m)

さて、矢板式岸壁は築造時に常時土圧等の作用により 地盤にはせん断応力が発生し、地震動の作用が無い状態 においても多少の変形が生じている.このモデルでは地 盤条件などを変化させた試設計断面を用いた2次元有限 要素解析結果をもとにした重回帰分析で矢板海底面以 深および控え杭タイ材取付点位置の変形を推定してい る.さらに、この初期せん断応力等の影響で矢板下端以 深の地盤においても地震後に残留変形が生じるが、この 点についても築造時の変形を強制変位として与えた1次 元の非線形地震応答解析による残留ひずみの積分とし て求める.

バネ係数は初期せん断応力の発生に加えて地震動の 作用による剛性低下を反映した1次元の非線形地震応答 解析結果による残留ひずみに対応する地盤の割線せん 断剛性をもとに算出する.矢板背面には土圧および残留 水圧を作用させる.ここで,動水圧についてはモデル化 していない.これは,矢板の地震後の断面力から評価し た作用が地震時土圧と残留水圧のみで概ね評価できる ことが分かったためである.海底面以深の土圧は2次元 有限要素解析結果との比較から静止土圧としている.た だし,海底面より上の層の埋立前後の静止土圧の差とす ることで,埋立による土圧増加分を作用させる.

また、本モデルでは地盤の変形と骨組みの変形を分離

して評価し、それを加えることで全体の変形を議論する ため、矢板下端は水平方向ローラーとし、控えの下端は 固定としている.

2.2 既往の研究における骨組みモデルの問題点

既往の研究における骨組みモデルによる岸壁の変形 再現結果の例を図-2に示す.水深-7.5m,設計震度0.1, 地盤条件及び地震波のケース番号は後述するものに対 応する.



このモデルによる問題点として大きく以下の2点があ げられる.最初に、矢板の変形の評価に関する問題点で ある.図より分かるように、条件によっては2次元の有 限要素解析と比較して海底面付近の矢板の海側へのは らみ出しを過度に評価する場合があった.これは、矢板 前面の地盤バネを低く評価していることが原因と考え られる.また、矢板の海底面より上の変形モードとして は、特に地表面付近で2次元有限要素解析と比較して逆 に変形が抑制される結果となっている.これは土圧のモ デルとして用いている主働土圧が地表面付近で小さな 土圧強度となっていることなどが原因と考えられる.

第2点目の問題点として、矢板下端以深の変形量の精 度があげられる.上述のように、初期せん断応力等の影 響で生じる矢板下端以深の地盤における残留変形の評 価を1次元の非線形地震応答解析をもとに行っているが、 この方法についても再検討の必要があると考えられる.

3. 検討条件

本研究における検討条件は、先行する研究¹⁰に準じた 条件とした.基本断面は図-3、水深および設計条件は 表-2に示すとおりであり、地盤条件は矢板式岸壁が採



表--2 検討条件

水深	設計震度	地盤条件		
-7.5m	0.10	case1, case2		
-11.0m	0.15	case1, case2		
-14.5m	0.20	case1, case2		

表--3 地盤条件

						層中	央σ,(k)	N/m^2)		N値	
地盤	土層 区分	$ ho \ (t/m^3)$	G _{mu} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m^2)	ø (deg)	水深 -7.5m	水深 -11.0m	水深 -14.5m	水深 -7.5m	水深 -11.0m	水深 -14.5m
casel	埋土	1.8 2	25920	89.8	37	119.7	142.2	159.7	2.3	2.9	3.6
	原地盤	2	45000	239.8	38	249.7	284.7	319.7	10	15.7	28.7
	埋土	1.8 2	58300	89.8	38	119.7	142.2	159.7	8	9.2	10.4
case2	百马和帝	2	72200	198.5	38	194.7	229.7	259.7	10.6	14.2	19.2
	床吧猛	2	125000	279.2	39	234.7	337.2	372.2	23.4	50	50
共通 物性	裏込石	2	180000	98	40	-	-	-	-	-	-
共通 定数	$h_{max} = 0.24, m_g = 0.5, \nu = 0.33$										

 (注) G_{ma}: 基準せん断剛性 , σ_{ma}: 基準拘束圧, ρ: 質 量密度, h_{max}: 最大減衰定数, m_g: せん断剛性の拘束圧 依存性を制御するパラメータ

表--4 構造諸元

	矢板		タイ材		控え杭		
設計 震度	地盤	根入長	断面2次 モーメント	種別	断面積	杭長	断面2次 モーメント
		(m)	(m^4/m)		(m^2/m)	(m)	(m^4/m)
0.1	case1	7.1	0.000266	SS400	0.00192	16.3	0.000404
0.1	case2	6.9	0.000259	SS400	0.00192	13.9	0.000332
0.15	case1	12.1	0.002150	HT-490	0.00221	21.1	0.001140
0.15	case2	11.8	0.002080	HT-490	0.00221	17.8	0.000907
0.2	case1	15	0.005320	HT-740	0.00221	25.1	0.002860
	case2	14.1	0.004520	HT-740	0.00221	21.3	0.002290

用される条件として軟弱な条件(case1)および中間の条件(case2)を設定した.地盤 case1 は地表面までの固有 周期が1.2s程度,地盤 case2 は固有周期0.8s程度である. 地盤条件の詳細は表-3 に示すとおりである.骨組み解 析の結果と比較対照する 2 次元有限要素解析はコード FLIP⁵⁾を用いることとし,表-3 に示したパラメータは現 在標準的に用いられている設定方法¹³⁾に従って設定した. 鋼材の断面諸元などは設計条件に従って標準的な方法¹⁾ により設計した諸元としており,表-4 に示すとおりで ある.



有限要素解析における解析手法は,控え直杭式矢板岸 壁の FLIP による解析で一般的に使われている 4 段階解 析法 ⁷⁾を使用した.4 段階解析法とは,地盤各部の初期



応力状態が実際に近い状態を再現するように、岸壁の施 工過程を踏まえ自重解析を3段階に分けて行った後で動 的解析を実施する手法である.また、矢板、控え杭とそ の前面地盤の間にはJOINT要素(摩擦角15度)を設置 し、相互作用バネは使用しなかった.これは、本研究は レベル1地震動を対象としており、大規模な残留変形量 発生時を想定していないため、相互作用バネの使用、不 使用で残留変形量に大きな差はないと判断したためで ある.なお、矢板と背後地盤の間は FLIP における標準 的なモデル化に従い鉛直ローラー扱いとした.矢板、控 え工の上部工は剛域扱いとした.

検討に用いる地震波形は,図-4 及び図-5 に示す 9 波形である. なお図-5 のフーリエ振幅スペクトルはバンド幅0.2HzのParzen ウィンドウにより平滑化を行ったうえで最大振幅を揃えて図示している.

これらの地震波は既往の研究²において,周波数特性 や継続時間などの点で偏りがないように選ばれたもの で、過去の代表的な観測波形や模擬地震動¹⁴⁾¹⁵⁾などから 選ばれているので地震動レベルとしては大小様々であ る.従って、これらの波形をそのままの振幅で入力する とレベル1地震動としては過大もしくは過小なケースが 生じるため、本研究ではレベル1地震動に対する矢板式 岸壁の標準的な変形量許容値が 15cm である¹⁾ことを考 慮して各ケースについて残留変形量が10cm及び20cm程 度となるように振幅調整を行った.

4. 矢板岸壁の変形評価法の改善方法の検討

4.1 矢板前面地盤の応力モデルの検討

本モデルでは上述の通り、矢板前面の地盤バネの評価 は矢板前面地盤の1次元の地震応答計算により得られる せん断剛性をもとに行う.これに対して2次元の解析で は岸壁の変形によって地盤の拘束圧が上昇し、これによ りせん断強度が水平成層状態よりも増加する.この点を 既往のモデルでは考慮できていないことがせん断剛性 の過小評価につながり、地盤バネの過小評価となってい ると考えられる.

図-6に、水深-7.5mの条件における2次元有限要素解析により得られた矢板前面地盤の最も矢板に近い海底面土要素の応力度等の時刻歴を示す. xが水平方向, yが鉛直方向である. 初期状態で $K_0=3.4$ 程度となっており、自重による変形が生じているために水平成層条件とは大きく異なっていることが分かる. 地震動の作用による変形の進行に伴って σ_x は減少、 σ_y は逆に増加するが、有効拘束圧($\sigma_x + \sigma_y$)/2はほぼ同程度に保たれている.

さらに、せん断応力 τ_x は初期値と残留値で大きな違い はない.

いまこのような状態に対するモデル化として、水平地 盤に対する鉛直載荷により生じる地盤応力に関するブ シネスクの弾性応力解をもとにしたモデル化を検討す る.ブシネスクの問題は鉛直集中力を載荷したモデルで



図-6 応力·矢板頭部変形量時刻歴



図-7 地盤内応力モデル

あるが、これをもとにして分布荷重を載荷した場合の解 が示されている¹⁶.海底面より浅い部分の直立壁の自重 を分布荷重とみなすと、図-7のA地点において、荷重 により生じる増加応力は式(2)および式(3)の通りとなる.

$$\sigma_x = \sigma_y = 0.5p \tag{2}$$

$$\tau_{xy} = \frac{p}{\pi} \tag{3}$$

矢板前面の地盤モデルに関して、まずσ_xについては、 実際は水平成層地盤の応力に式(2)相当の増加応力を 加えた応力が矢板背後から作用し、さらに矢板と地盤の 相互作用の結果として矢板前面の応力が決まると考え られるが、本モデルでは、矢板の変形量が大きい海底面 付近以外は、矢板背後から作用する土圧にほぼ等しいと して、受働圧強度を上限値とした式(4)でモデル化す ることとする.

$$\sigma_x = 0.5 \sum \gamma' h + 0.5 p \quad \left(\leq K_p \sum \gamma' h\right) \qquad (4)$$

ここに, *h*:海底面からの深さ, *y*:土の有効単位体積 重量, *p*:海底面より上の有効上載圧, *K_p*:受働土圧係数

次に τ_{xy} については、矢板が存在するために式(3)による応力は矢板下端以深にのみ考慮する。海底面から矢板下端までは、式(5)を用いる。海底面付近においては上述の条件より σ_x は受働土圧相当であるので、式(5)は結局、海底面付近においては受働土圧による壁面摩擦力相当をせん断応力として見込んでいることになる。

$$\tau_{xy} = \tan \delta \sigma_x \tag{5}$$

ここに, δ:壁面摩擦角であり,港湾における標準値と して 15 度を用いる.

最後にσ,についても、矢板下端以浅の地盤に対しては 背後に矢板があるために式(2)による応力の直接の伝播 は考えられないことから、矢板下端以深の地盤に対して のみ増加応力を考慮する.矢板下端以浅の地盤に対して は、 σ_x 、 τ_y を用いて、式(6)により求める. 矢板下端以 深の地盤に対しては式(7)となる.

$$\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\sin\phi\right)^2 = \tau_{xy}^2 + \left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 \qquad (6)$$
$$\sigma_y = \sigma_{yl} + \sum \gamma' h_l + 0.5 p \qquad (7)$$

ここに、 σ_{y1} :矢板下端の深さにおける σ_{y} (式(5)による)、 h_{i} :矢板下端からの深さ



図-8 応力のモデル化

以上による応力のモデル化を図示すると図-8のよう になる.また、以上によりモデル化した応力を2次元有 限要素解析による最も矢板に近い土要素の応力と比較 したものが図-9である.本モデルは地盤モデルについ ては1次元のモデルであり、2次元的な効果を考慮でき ない.このため図-6に示した σ_x , σ_y の時刻歴の変化に 伴う影響を考慮することは出来ない.ただし、図-6に 示したように、変形が生じ始めるとすぐに σ_x , σ_y の平 均レベルが初期状態から変化するものの、その変化量は 僅かであり、かつ残留値まではほぼ一定である.さらに、 変形量が10cmの場合と20cmの場合でも大きな違いは無 い.従って、初期状態から一定の σ_x , σ_y を仮定する本 モデルの適用性は比較的高いことが考えられる.

さて、図-9 を見ると、各応力の深度分布の定性的な 傾向は 2 次元解析と本モデルで調和的であるといえる. ただし、2 次元有限要素解析による σ_x, σ_yは矢板下端付 近で深度方向に一定の値を示す傾向がある. これは矢板 の変形が根入れ下端付近では抑制される傾向にあるた めと考えられ、深度方向に単調に増加する本モデルとの 間に違いはある.

海底面において本モデルはσ_x, τ_yをやや過大に評価 する.またσ_yについては,海底面より約2m程度の深さ の位置から矢板下端までの範囲で本モデルはやや過小 に評価している.このように応力の値そのものには本モ デルと2次元解析の結果で若干の差はあるものの,本モ



デルによる各応力の再現は矢板下端以深を含めて概ね 良好と考えられる.

4.2 矢板前面地盤バネの評価

前節により評価した応力をもとにした1次元地震応答 解析により矢板前面バネを評価するが、具体的には以下 のように行う.

まず2次元有限要素解析による結果との比較対照の観 点から、1次元の解析においても解析コード FLIP を用い る. FLIP においては、土の内部摩擦角 ϕ が与えられた時、 せん断強度 τ_{max} は有効拘束圧 σ_m を用いて式(8)により評価 する.

$$\tau_{\max} = \sigma_m \sin \phi \tag{8}$$

また、土の非線形特性としては双曲線モデルを用いている. 地盤の初期せん断剛性は、各土層の深さ中央におけるせん断剛性 G_{0r} 及び有効拘束圧 σ_{mr} をもとに、式(9)により各深さにおける有効拘束圧に応じて設定する.

$$G_0 = G_{0r} \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{mr}} \right)^{\frac{1}{2}}$$
(9)

これより、本モデルにおいても、地盤のせん断強度お よび初期せん断剛性をそれぞれ式(8)、式(9)を用いて求め る.

式(3)及び式(5)による $\tau_x v \epsilon 1$ 次元有限要素地盤モデル に作用させ、地震応答解析を行う.ここで、1 次元有限 要素地盤モデルにおける σ_x , σ_y については水平成層条 件($K_0=0.5$) とする.これは、1 次元有限要素解析であ るので複雑な σ_x , $\sigma_y c \phi$ えると要素幅が変化すること などにより安定的な解が得られないためである.従って、 上記の σ_x , σ_y のモデル化はせん断強度と初期せん断剛 性の評価においてのみ反映する.



1 次元の地震応答解析の残留ひずみに対応する割線剛 性により地震時の地盤バネ値を評価する.ただし、バネ 値をもとに評価される地盤反力は受働土圧を上限とす

る.2 次元解析では矢板を介して伝わる動的土圧等の影響により、1 次元解析に比べてせん断ひずみが大きく、 地盤の剛性は低く評価される.本モデルではこの影響を、 地盤バネ反力を受働土圧を上限とするバイニリア型に することにより表現するものである.図-10に地盤バネ に用いるせん断剛性の評価の例を示す.

4.3 矢板に作用する土圧モデルの検討

矢板に作用する土圧モデルとして、図-1 に示したように、海底面より上の部分は既往の研究においては補正加速度 a²を用いた地震時土圧としていた.この補正加速度は、岸壁の変形に関する地震動の周波数特性の影響や繰り返しサイクル数の影響を考慮して、地表面の加速度応答をもとにフィルター処理を行うことなどにより得られる加速度最大値である.震度法により岸壁の照査用震度を算出する際にこの補正加速度を用いることが提案されているものであり、港湾基準 ¹においても採用されている.また、海底面より下については、2 次元有限要素解析の結果との比較より静止土圧としている.本研究においても基本的にはこのモデルに従うが、以下の点に関して修正検討を加えた.

まず、タイ材取付点より浅い部分について、上述のように既往の研究によるモデルでは2次元有限要素解析と 比較して変形が過度に抑制される傾向があった.

図-11に、海底面より上は2次元有限要素解析による 矢板の曲率を差分後、矢板の曲げ剛性 $EI(N \cdot cm^2)$ を乗じ、 海底面より下は矢板背面地盤の σ_x により評価した矢板 に作用する荷重強度と、モデルによる荷重強度(土圧+ 残留水圧)の比較を示す.

図より、タイ材取付点(+0.6m)より深い部分では、 モデルによる荷重強度と2次元有限要素解析の矢板の曲 率により評価した荷重強度の対応は概ね良いものと考 えられる.このことは、上述した補正加速度*a*_cを用いた 地震時土圧のモデル化の妥当性を示すものである.

しかしながら、タイ材取付点より浅い部分では、モデ ルによる荷重強度は2次元有限要素解析による荷重強度 よりも大幅に過小評価している.図-1に示したように モデルではタイ材取付点より浅い部分では残留水圧は ゼロであり、地震時主働土圧は地表面付近で小さな値と なる.矢板の変形モードは海底面付近でのはらみ出しが 最も大きいが、タイ材取付点付近ではタイ材による引張 荷重によって変形が抑制され、そのためにタイ材より浅 い部分は仮に背面の土要素がなければ陸側へ傾斜する ような変形モードとなると考えられる.即ち、タイ材よ り浅い部分の地盤は一種の受働状態に近くなっており、 このため2次元解析では非常に大きな荷重強度が算出さ れていると考えられる.

骨組みモデルによってこの現象を正確に模擬することは困難と考えられるため、本研究では2次元の解析結果と整合するように土圧のモデルを変更することとし



図-11 荷重強度の比較

た. 検討の結果, 受働土圧の 0.3 倍の土圧とすることで 2 次元解析の結果と調和的な荷重強度となったため, タイ 材取付点より浅い部分の土圧は受働土圧の 0.3 倍として モデル化する. なお, 2 次元解析によるタイ材取付点よ り浅い部分の荷重強度は, 変形量に応じて多少の変化を 示し、変形量が大きいほうが荷重強度は大きく評価される.ただし、本研究ではレベル1地震動に対する性能照 査を対象としており、岸壁の変形量としては概ね20cm 程度以下の条件が対象となる.20cm以下の範囲において は荷重強度としてあまり大きな差は見られなかったこ とから、本研究では変形量によらず一定値の土圧とする. この部分の妥当性については今後更に検討する必要が ある.

さらに、既往の研究では主働土圧と静止土圧の境界は 海底面としていたが、図ー11の結果を踏まえて、主働土 圧は矢板前面地盤の応力モデルにおいて、 σ_x が上限値で ある受働土圧より小さくなる深さまでとする. なお、そ れ以深の部分については、既往の研究と同様に静止土圧 でモデル化する.

以上による土圧のモデルは図-12 に点線で示したような分布となる. なお、矢板前面の σ_x については、受働土圧より小さくなる範囲については、矢板背面の土圧強度と一致する.



図-12 土圧モデル

4.4 控え前面地盤バネの評価

控え前面地盤バネについては、既往の研究と同じ方法 で評価する.すなわち、タイ材取付点における集中バネ とし、バネ値の初期値は重回帰分析による控えの変形量 と骨組みの変形が一致するバネ値を求め、地震動の作用 によるバネ値の低下は地盤のせん断剛性の低下をもと に評価する.従って、バネ値の初期値は地盤のせん断剛 性と直接関係付けることなく設定し、その低下率につい てのみせん断剛性と関係付けていることになる.また、 1 次元地震応答計算における地盤応力については、矢板 前面のバネの評価におけるような2次元効果による応力 のモデル化は行わず、水平成層条件における最大ひずみ に対応した割線剛性をもとに評価する.

上述のように、控え前面の地盤は矢板の変形に伴って 海側へ変形するために大きな反力を発揮していない.こ のため地盤のせん断剛性から直接バネ値を算出して骨 組み解析を行うと変形が過度に抑制される結果となる.



——本研究No4	——本研究No5	——本研究No6
• 二次元解析No4	■ 二次元解析No5	· 二次元解析No6
——本研究No7	——本研究No1	——本研究No2
——本研究No3	——本研究No8	——本研究No9
× 二次元解析No7	★ 二次元解析No1	• 二次元解析No2
+ 二次元解析No3	- 二次元解析No8	- 二次元解析No9

図-13 矢板および控え工の変形の比較(地盤 case1)



——本研究No4	——本研究No5	——本研究No6
• 二次元解析No4	■ 二次元解析No5	· 二次元解析No6
——本研究No7	——本研究No1	——本研究No2
——本研究No3	——本研究No8	——本研究No9
× 二次元解析No7	★ 二次元解析No1	• 二次元解析No2
* 二次元解析No3	• 二次元解析No8	- 二次元解析No9

図-14 矢板および控え工の変形の比較(地盤 case2)

また,1 次元地震応答計算でバネ値の低減率を評価す る際に2次元効果による応力のモデル化を行うと,地盤 バネの効果を実際よりも強く評価してしまう.なお,2 次元解析によるタイ材張力と変形量からバネ値を評価 し,これを用いた骨組み解析を実施すると控えの変形は よく再現できることを別途確認している.

従って控え前面地盤バネの評価においては更に検討 の必要があると考えられるが、この点については今後の 課題とする.

4.5 矢板岸壁の変形の評価

以上述べた方法により, 骨組みモデルを用いて矢板岸 壁の変形の評価を行う. なお, 矢板下端~工学的基盤の 変形量は4.2 で述べた方法による τ_wを作用させた1次 元地震応答解析により得られる_{Ky}の残留値を積分する ことにより評価する. 矢板下端~工学的基盤の変形量は 水平方向に変化しないものと仮定してこの変形量を矢 板下端と控え下端に与え, 土圧および残留水圧を作用さ せて変形量を評価する.

5. 本研究によるモデルの精度の検討

本研究のモデルによる矢板式岸壁の変形の評価精度 について検討する.検討においては、2次元有限要素解 析のみならず、既往の骨組みモデル¹⁰及び港湾基準に採 用された既往の研究²⁰による方法との比較対照を行う. 後者は、震度法により矢板岸壁の性能照査を行う際に、 地表面の地震応答結果をもとに震度を設定するもので、 地震動の周波数特性や継続時間、地盤の特性や岸壁の壁 高さなどの諸条件が岸壁の変形に及ぼす影響を簡易に 評価する方法である.

矢板骨組み構造の変形について、地盤 casel の結果を 図-13 に、地盤 case2 の結果を図-14 に示す.結果のう ち水深-11m のケースは、地盤 case1 の結果はやや再現性 が悪い.これは、矢板前面のバネについては概ね良い評 価と考えられるが、控え前面のバネが過小評価であるた めに変形量を過大に評価していると考えられる.逆に地 盤 case2 では水深-11m の変形量 20cm および水深-14.5m のケースで控え前面のバネが過大評価であるために変 形量を過小評価していると考えられる.

控え前面のバネは上述のように重回帰分析による控 え工変形量と骨組みの変形が一致するまで初期の地盤 バネの値を収束計算で求めているが、この重回帰分析の 精度が水深や矢板~控え工距離などに応じて一定でな いことが、今回の一部の条件における過小評価の原因と なっていることが考えられる.この点の改善のためには、 初期変形量の評価方法等を更に改善する必要があると 考えられる.

以上のように、ケースによっては精度のより一層の向 上が必要と考えられるものの、矢板の変形モードとして は、図-2 に示したような既往の研究に見られた過度の はらみ出しが生じるケースはなく、控え工を含めて変形 のモードとしては概ね2次元解析の結果と調和的であり、 一定の精度を有していると評価できると考えられる.

次に、矢板天端の変形量について 2 次元解析結果と、 各手法による評価値を比較する. 図-15 に比較図を示す. また、2 次元解析による変形量に対する各手法の変形量 の比に関する統計量を表-5 に示す.



図-15 矢板天端変形量の比較

	比の範囲	平均	標準偏差
本研究	0.53~2.37	1.25	0.36
既往の研究	-1.10~1.51	0.61	0.55
港湾基準	0.69~2.68	1.52	0.53

表-5 2次元解析に対する各手法の変形量比

これらの結果より,港湾基準に採用された方法は2次 元解析と比較して変形量をやや過大に評価し,条件によ るばらつきが大きいことが分かる.さらに,既往の研究 による方法もばらつきが大きく,かつ変形量を過少に評 価するケースが多い.ここで,比の値の下限値が負の値 になっているのは,海底面付近における矢板のはらみだ しが非常に大きく算出されたため,地表面では逆に陸側 へ変形すると評価されたケースに対応している.

これに対して本モデルによる結果は、ばらつきは大き いものの比の値の標準偏差は3種類の方法の中で最も小 さく、かつ平均的にも最も2次元解析と近い値となり、 港湾基準における方法の代替法としての適用性がある と判断される.ただし、港湾基準による方法は、2次元 解析と比較して安全側の結果を与えるという解釈も可 能である. 簡便法であるために安全側の値を与えるよう に設定されている可能性を考慮すると、本モデルについ ては過小評価となる条件の問題点の改善を更に検討す る必要があると考えられる.

次に矢板下端以深の変形量について、2次元解析と本

研究および既往の研究¹⁰による結果の比較を図-16 に 示す.また、2 次元解析による変形量に対する各手法の 変形量の比に関する統計量を表-6 に示す.なお港湾基 準に採用された方法では天端の変形量のみが評価され るためここでは比較の対象外とする.



図-16 矢板下端以深の変形量の比較

表-6 2次元解析に対する各手法の変形量比

	比の範囲	平均	標準偏差
本研究	0.31~1.35	0.64	0.21
既往の研究	0.07~2.57	0.84	0.46

既往の研究によるモデルは2次元解析と比較するとばら つきが大きいことが分かる.これに対して本研究による モデルは、2次元解析と比較すると変形量を平均的に過 小に評価している.これは、図-9に示したように、τ ^{xy}のモデルが2次元解析と比較して矢板下端以深におい て過小評価となっているためと考えられる.ただし、標 準偏差は既往の研究と比較して小さく、既往の研究のモ デルによる結果に見られるような極端に小さいかまた は大きな変形の評価は少ないことから、矢板下端以深の 変形量においても本モデルは一定の精度を有している と評価できると考えられる.

ここまでの検討により、本モデルによる矢板式岸壁の 変形量評価に関していは一定の精度があると判断され るため、さらに本モデルを対象にして断面力の精度の検 討を行う.図-17に矢板の曲げモーメントの比較を示す. なお2次元解析については残留値である.水深-11mの変 形量 20cmのケースなどにおいて多少の曲げモーメント の過小評価が見られるが、全体的には曲げモーメント の過小評価が見られるが、全体的には曲げモーメントの 深度分布、最大値などの観点で概ね良い再現性と考えら れる.上述の通り矢板式岸壁はレベル1 地震動に対して は変形先行型であるため断面力が問題になるケースは 少ないと考えられるものの、変形と断面力が同時に一定 のレベルで評価できるメリットは大きいといえる. 次にタイ材の張力の比較を図-18に示す.また,2次 元解析による張力に対する本モデルの張力の比に関す る統計量を表-7に示す.これらより分かるように、本 モデルによる張力は2次元解析と比較して平均的に1割 程度の過小評価となっているものの、大きなばらつきは なく、概ね良い精度であるといえる.

ただし,控え工の曲げモーメントについては,水深 -7.5m,地盤 case1,変形量 10cm の場合の例を図-19 に 示す通り,再現性は悪い.これは,骨組み解析では控え の下端を固定して集中バネを作用させているためであ る.従って,控え工の断面力についてのみは,本モデル で評価することは適切ではないといえる.

6. まとめ

本研究では矢板式岸壁のレベル1地震動に対する変 形性能を簡易に評価するための骨組みモデルについて, 既往の研究結果を踏まえて改善方法を検討した.本研究 による主要な結論は以下の通りである.

①矢板前面の地盤は、矢板の変形に伴いKoの値が水平成 層とは大きく異なり1以上の状態になっているためにせ ん断強度が水平成層条件よりも大きい. この点が矢板前 面の地盤バネに及ぼす影響について、 ブシネスクの弾性 応力解をもとにしたモデル化を行うことで矢板前面の 地盤バネのモデル化の改善を行った.このことにより, 旧モデルの結果において見られた過度のはらみ出しが 見られる検討ケースはなくなり、控え工を含めて変形の モードとしては概ね2次元解析の結果と調和的である. ②矢板背面の土圧モデルについて、海底面より浅い部分 には主働十圧を作用させる旧モデルでは2次元有限要素 解析と比較してタイ材取付点より浅い部分について変 形が過度に抑制される傾向があった.2次元解析ではこ の部分は受働状態に近くなっていると考えられること から、2次元解析の結果との比較により受働土圧による モデル化を行った. その結果, タイ材取付点より浅い部 分における変形の過度の抑制傾向は改善した.

③本研究によるモデルは既往のモデルおよび港湾基準 に採用された手法と比較して,控え工の断面力を除いて 2次元解析に近い結果を与える.しかしながら,条件に よっては控え工前面の地盤バネの過小評価などの問題 点が残っており,今後更に改善方法を検討する必要があ る.

また、本研究ではモデルの精度の検証は2次元有限要素解析との比較の観点で行っており、今後各種実測値との比較を行う必要がある.

謝辞

本研究で用いた地震波の一つは防災科学技術研究所 の基盤強震観測網(KiK-net)によるものを使用しました. ここに感謝します.



	74×101 / LINOE		74401 761400		
•	二次元解析No4		二次元解析No5		二次元解析No6
	-本研究No7		本研究No1		-本研究No2
	-本研究No3		本研究No8		-本研究No9
×	二次元解析No7	×	二次元解析No1	•	二次元解析No2
+	二次元解析No3	1.1	二次元解析No8		二次元解析No9
	図-17	左お	曲げエーイン	Ьσ	とす
	四 17	ハル		1.07	ノレム年又



表-7 2次元解析に対する各研究モデルの張力比

	比の範囲	平均	標準偏差
本研究	0.83~1.06	0.92	0.05



図-19 控え工曲げモーメントの比較例

参考文献

- 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,岩田直樹:重力式及び矢板式岸壁のレベル 1 地震動に対する耐震性能照査用震度の設定方法,構造工学論文集 Vol.53A,2007
- 3) 北島昭一, 上部達生: 矢板岸壁地震時被災の分析, 港

湾技術研究所報告, Vol.18, No.1, pp.67-127, 1979

- 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
- 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
- 小堤治,塩崎禎郎,一井康二,井合進,森玄: 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 海洋開発論文集,第20巻,pp.443-448,2004
- 7) 井合 進, 龍田昌毅, 小堤 治, 溜 幸生, 山本裕司, 森浩章: 地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙 動に与える影響の解析的検討, 第26回地震工学研究 発表会講演論文集, pp.809-812, 2001
- 8) 岡 由剛, 三輪 滋, 石倉克真, 平岡慎司, 松田英一, 吉田 晃:鋼矢板岸壁の被災事例による有効応力解析 における初期応力状態のモデル化手法の検証, 第 26 回地震工学研究発表会, pp.813-816, 2001
- 9) 三輪 滋,小堤 治,池田隆明,岡 由剛,井合進: 初期応力状態を考慮した有効応力解析による鋼矢板 岸壁の地震被害の評価,構造工学論文集, Vol.49A, pp.369-380, 2003
- 10)宮下健一朗,長尾 毅:控え直杭式矢板岸壁のレベル1地震動に対する簡易耐震照査法に関する基礎的研究,応用力学論文集,Vol.10,pp.601-611,2007
- 11)日本道路協会:道路土工一仮設構造物工指針,2000 12)日本道路協会:道路橋示方書・同解説-IV下部工編, 2002
- 13)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.
- 14)香川敬生,江尻譲嗣: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
- 15)鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同 解説,耐震設計,丸善株式会社,1999
- 16)例えば、木村 孟:土の応力伝播、鹿島出版会、1978 (2008 年 9 月 18 日受付)