

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.380

March 2007

控え直杭式矢板岸壁の簡易耐震照査法に関する基礎的研究

宮下健一朗・長尾 毅

A fundamental study on the simple checking method of the seismic capacity
of sheet pile quay walls with vertical pile anchorage

Kenichirou MIYASHITA and Takashi NAGAO

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

控え直杭式矢板岸壁の 簡易耐震照査法に関する基礎的研究

宮下 健一郎*・長尾 毅**

要 旨

岸壁の耐震設計は、特にレベル1地震動に対しては準静的な方法である震度法が用いられることが多い。震度法は簡便であるものの、変形メカニズムとの調和性の観点で必ずしも適切ではないため、新たな簡易耐震性能照査方法の構築が求められている。本研究は、控え直杭式矢板岸壁の簡易耐震性能照査モデルを構築するための端緒としての基礎的検討を行ったものである。

まず、控え直杭式矢板岸壁の構造諸元のうち、変形に大きく影響を与えているパラメータを2次元地震応答解析を用いて特定した。その結果、矢板控え間距離が最も影響していることが分かったため、簡易照査モデルとして骨組みモデルを用いることを想定すると、矢板控え間距離に応じて異なる地盤バネを適切に設定することが必要であることを議論した。

次に、その変形メカニズムを、せん断による変形量と回転による変形量に分けて議論した。検討の結果、控え直杭式矢板岸壁の変形は、せん断変形と同等に回転変形量も大きく、簡易な骨組みモデルで控え杭の変形モードを表現するには、控え杭のバネを分布バネではなくタイロッド取付点における集中バネにする方が適当であることが分かった。最後に、得られた知見をもとにした骨組み解析モデルで、2次元地震応答解析結果の変形再現を試みた。

キーワード：控え直杭式矢板岸壁，耐震，地震応答解析，骨組みモデル

*港湾研究部港湾施設研究室交流研究員（パシフィックコンサルタンツ株式会社）

**港湾研究部港湾施設研究室長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所
電話：046-844-5029 Fax：046-844-5081 e-mail: miyashita-k92y2@ysk.nilim.go.jp

A fundamental study on the simple checking method of the seismic capacity of sheet pile quay walls with vertical pile anchorage

Kenichirou MIYASHITA *
Takashi NAGAO**

Synopsis

Earthquake resistant design of quay wall is carried out by using quasi-static method especially for Level-one earthquake ground motion. The method is easy to be implemented, however, it is not necessarily in harmony with the failure mechanism of quay walls. Therefore, it is very important to establish the earthquake resistant design method of quay walls that is both simple and precise enough for practical design. This paper presents a fundamental study as a first step to establish that kind of method for sheet pile quay walls with vertical pile anchorage.

First, we identified the parameter that affects the residual deformation by the parametric study using two-dimensional earthquake response analyses. As the result of the analysis, we found that the distance from sheet pile to anchorage is the governing parameter. Therefore, when choosing the frame model as the simple seismic checking method, it was found to be very important to model the soil reaction spring in accordance with the distance from sheet pile to anchorage.

We then discussed the deformation mechanism and found that both the shear deformation and the rotation deformation are predominant. Therefore, it was stressed that concentrated soil reaction spring at the tie-rod point is adequate for anchorage while distributed soil reaction spring is not.

Finally, we tried to reproduce the failure mode by the simple frame model and discussed the possibility of the establishment of the new design method.

Key Words: *sheet pile quay wall, earthquake resistant design, earthquake response analyses, frame model*

* Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
** Head of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone: +81-46-844-5029 Fax: +81-46-844-5081 e-mail: miyashita-k92y2@ysk.nilim.go.jp

目 次

1. はじめに	1
2. 控え直杭式矢板岸壁の現行設計法	1
2.1. 現行設計法の概要	1
3. 控え直杭式矢板岸壁の耐震性能に影響を及ぼすパラメータの検討	3
3.1. 解析ケース	3
3.2. 解析結果	4
3.3. 残留変形量と矢板控え杭間距離の関係	12
4. 変形モードの検討	13
4.1. 上下節点間の変形モードの検討	13
4.2. 左右節点間の変形モードの検討	14
4.3. 検討結果まとめ	24
5. 骨組みモデルによる自重解析後変形の再現の検討	24
5.1. 矢板に働く土圧	24
5.2. 矢板前面の地盤バネ	25
5.3. 控え杭の地盤バネ	25
5.4. 再現結果	26
5.5. 集中バネと骨組モデルによる自重解析後変形の再現	26
5.6. 自重解析後変形の再現結果	28
6. 動的解析後変形の骨組みモデルによる再現	28
6.1. 矢板に働く土圧・地盤バネ	28
6.2. 控え杭の地盤バネ	29
6.3. 再現結果	29
7. 簡易耐震性能照査方法	29
7.1. 検討ケース	29
7.2. 簡易耐震性能照査モデルの概要	29
7.3. 土圧のモデル化	32
7.4. 矢板前面の地盤バネのモデル化	33
7.5. 控え杭の集中バネのモデル化	34
7.6. 矢板下端残留変形量の評価	36
7.7. 検討結果	36
8. まとめ	38

1. はじめに

今般、港湾の施設の技術上の基準・同解説（以後、技術基準）が改訂されようとしており¹⁾、設計体系は仕様規定から性能規定へ移行しようとしている。性能規定型の設計体系の下では、構造物は要求される性能を満たすように設計することが必要となり、岸壁の耐震性能については具体的に残留変形量の許容値を設定し、入力地震動の作用に対して残留変形量がそれを上回らないことを確認する照査体系の導入が必要となる。控え直杭式矢板岸壁においても性能規定型設計への移行を迫られることになり、破壊メカニズムとの調和のとれた方法に従って残留変形量を精度よく算定することが求められる。

ところで、現在の技術基準のレベル1地震動に対する控え直杭式矢板岸壁の設計法²⁾は、地震動の作用を静的荷重に置き換えた震度法による応力照査が用いられている。この現在の設計法は控え直杭式矢板岸壁を矢板と控え直杭といった部材ごとに分け、各部材の下端を固定点として部材に荷重を作用させ、応力照査を行う。しかし、実際の控え直杭式矢板岸壁の変形は矢板、控え直杭、地盤の相互作用により決定され、また矢板や控え直杭の下端は地盤の変形によって残留変形量が発生することもあり、必ずしも固定点とはならない。よって、現在の設計法は、実際の変形メカニズムを反映したものとは言えず、残留変形量の算出法としては適当ではない。

現在の精度の良い残留変形量の算出手法としては、2次元の有限要素法による地震応答解析が挙げられる。近年、2次元地震応答解析の技術は向上し、2次元地震応答解析で地震時の構造物の変形を想定できるという知見が蓄積されてきた。矢板式岸壁については、小堤ら³⁾によりまとめられているとおり、初期応力状態の評価法⁴⁾⁵⁾⁶⁾などの各種改良が行われ、被災事例の再現性が確認されている。また再現性は変形のみならず、矢板壁・控え杭の断面力の面についても認められている。この結果、最近では数値解析により、地震時における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になってきた。しかしながら、2次元地震応答解析は計算負荷が大きいため、設計実務の観点では、特にレベル1地震動に対する耐震設計など頻度の多い実務においては、適当な耐震性能照査法とは言いがたい。

また、控え直杭式矢板岸壁については、2次元地震応答解析を用いた耐震性能に関する研究の結果、岸壁の供用上の観点からレベル1地震動に対する制限値と考えられる20cm～30cmの変形時には、控え直杭式矢板岸壁の構造部材は降伏に至っておらず断面力に余裕があり、控え

直杭式矢板岸壁の破壊メカニズムは、変形先行型であることが分かってきた⁷⁾。これは、技術基準の照査法が実際の破壊メカニズムと調和してないことを示している。

以上のことより、控え式矢板岸壁の設計法については、実際の破壊メカニズムに調和し性能規定型の設計体系に合った、精度良く残留変形量を算出できる簡易耐震性能照査法の構築が求められていると考えられるが、現在そのような手法は十分に確立されているとは言えない。

2次元地震応答解析以外の簡易な方法によって、耐震性能の評価を行う方法として、例えば、安田ら⁸⁾は地震後の液化化地盤の剛性低下率を細粒分含有率 F_c と液化化抵抗率 F_L で与え、液化化に伴って生じる地盤の流動変形を2次元有限要素法によって簡易的に評価する手法を提案しているが、この評価法は、有限要素法であるため2次元のメッシュを作成する必要があり、また地盤の液化化に伴う流動による大規模な変形が生じる状態を主に対象としている。

この他、林ら⁹⁾は、簡易な骨組みモデルと液化化時の地盤バネを液化化バネ低減率によって与えることにより、簡易耐震評価手法を提案しているが、対象としているのは地震動が大きく液化化の発生も危惧されるレベル2地震動作用時としている。

本研究は、控え直杭式矢板岸壁のレベル1地震動作用時における簡易耐震性能照査法を構築することを目的としている。研究内容としては、まず控え直杭式矢板岸壁の残留変形量に関する基礎的な知見の蓄積のため、構造諸元である矢板剛性、矢板・控え杭の根入れ長さ、矢板控え杭間の距離を変更した幾つかの断面で2次元地震応答解析を行い、変形に大きく影響を及ぼすパラメータについての検討を行った。その後、控え直杭式矢板岸壁の変形メカニズムを把握するため、2次元地震応答解析において土要素を構成する上下節点間の相対的な残留変形量をせん断と回転、左右節点間の相対的な残留変形量を圧縮と伸張によるものに分けて整理し、その変形モードについて検討を行った。最後にそれらの結果をもとに、残留変形量に影響の大きいパラメータを考慮でき、変形メカニズムに合ったモデルを簡易な骨組み解析を用いて作成し、2次元地震応答解析結果の変形をその簡易骨組みモデルで再現することを試みた。

2. 控え直杭式矢板岸壁の現行設計法

2.1. 現行設計法の概要

最初に、現行設計法³⁾による控え直杭式矢板岸壁の設計法について述べる。控え直杭式矢板岸壁設計は、永続

作用に対する照査項目として円弧すべりの検討，全ての作用に対する照査項目として矢板，タイロッド，控え杭，腹起しの応力照査，矢板，控え杭の根入れ長さの検討を行うことになっている。

現行設計においては，矢板と控え杭はそれぞれ部材ごと分けて検討され，矢板においては図-1に示すように，タイロッド取付点と海底面を支点とした仮想梁法とロウの方法により応力の照査が行なわれる。この手法は，矢板下端まで土が塑性状態と仮定する時，海底面付近でモーメントが0になる地点が存在することをTerzaghiが図式力学的に解いたこと¹⁰⁾を利用してモーメントが0の地点を海底面とし，海底面より上を単純梁と見なして断面力を算出し，ロウの方法で補正し照査する手法である。

控え杭においては杭を弾性床土上の梁と仮定し，仮想梁法で求められたタイ取付点反力をタイロッド張力とみなし外力として弾性床土上の梁の式(式(1)参照)に与えることにより応力照査を行う。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -pB \quad (1)$$

ここで， EI : 杭の曲げ剛性 (kN/m^2)， x : 杭頭からの深さ (m)， y : 深さ x における控え杭の変位 (m)， p : 深さ x における控え杭の単位面積当たりの地盤反力 (kN/m^2)， B : 杭幅 (m) である。 p は， N 値が深度方向に増加するS型地盤と深度方向に一定とみなせるC型地盤でそれぞれ式(2)，式(3)のように与えられ，それぞれの横抵抗定数は図-3のグラフを用いて N 値から求めることができる。

$$S \text{ 型地盤} \quad p = k_s x y^{0.5} \quad (2)$$

$$C \text{ 型地盤} \quad p = k_c y^{0.5} \quad (3)$$

k_s : S型地盤における横抵抗定数 ($\text{kN/m}^{3.5}$)， k_c : C型地盤における横抵抗定数 ($\text{kN/m}^{2.5}$)

また，矢板と控え間の距離は図-2のように海底面から引張った主動崩壊線と控え杭の $\ell_{m1}/3$ から引張った受働崩壊角がタイ材取付点を含む水面以下で交わらないように設定する。ここで， ℓ_{m1} は式(2)式(3)を用いた場合における弾性床土上の梁の式(港研式)の第一曲げモーメント0地点である。

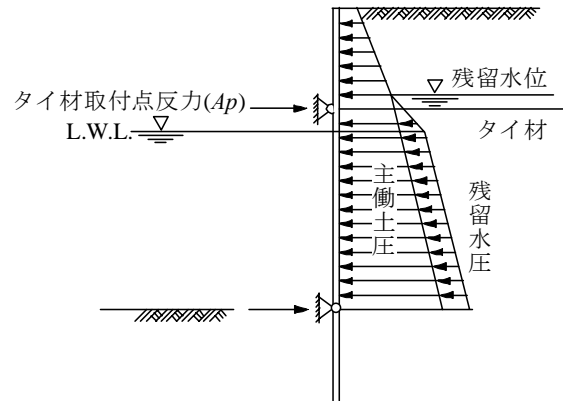


図-1 仮想梁法

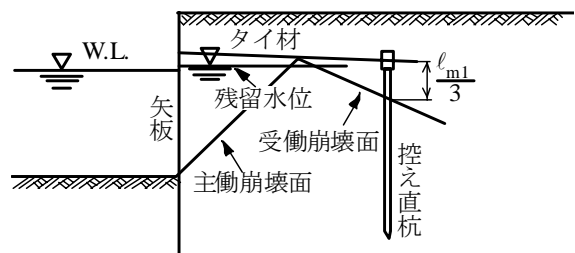


図-2 矢板控え間距離

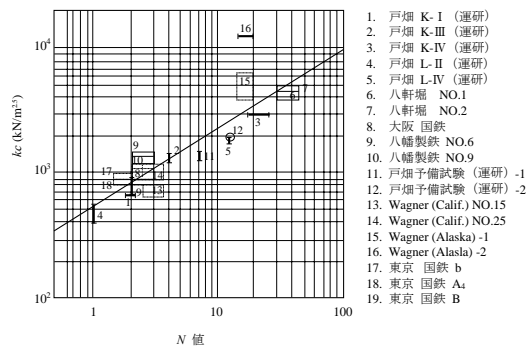
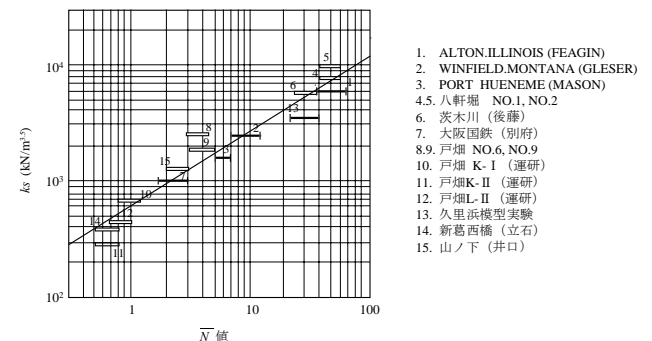


図-3 N値と横抵抗係数

3. 控え直杭式矢板岸壁の耐震性能に影響を及ぼすパラメータの検討

ここでは、まず控え直杭式矢板岸壁の残留変形量に関する基礎的な知見の蓄積のため、構造諸元のうち、残留変形量に影響を及ぼしているパラメータについて検討を行う。

このため、まず現行設計法により基本断面を決定し、その後、矢板の剛性（断面2次モーメント）、矢板・控え杭の根入れ長さ、矢板と控え工の距離というパラメータを変更した断面を設定する。そしてこれらの断面に対して、2次元地震応答解析を実施して各パラメータの残留変形量への影響を調べる。2次元地震応答解析には、解析コードFLIPを利用する。

3.1. 解析ケース

図-4に基本断面を示す。基本断面は2種類の地盤ケースについて現行設計法に基づいて決定された断面であり、水深-11m、設計震度は0.15である。地盤ケースは、控え直杭式矢板岸壁が比較的軟弱な地盤に適用される場合が多いことを考慮し、固有周期1.20s程度の比較的緩い地盤（第Ⅲ種地盤相当）であるケース1と固有周期0.80s程度のやや締まった地盤（第Ⅱ種地盤相当）であるケース2を想定することとした。図-4に示す数値は地盤ケース1の諸元であり（）に含まれる値が地盤ケース2での諸元である。FLIPに使用した各地盤ケースのパラメータを表-1に示す。これは現在FLIPにおいて、標準的に用いられている設定方法¹¹⁾に従って設定したものである。ここで、 G_{ma} ：基準せん断剛性、 σ_{ma} ：基準拘束圧、 ρ ：質量密度である。

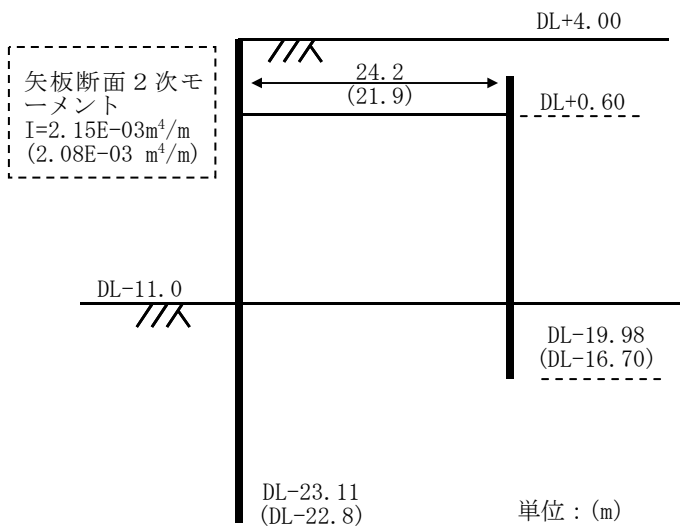


図-4 基本断面

これら基本断面に対して、矢板断面2次モーメントを変更したケース $yg1 \sim yg3$ 、矢板根入れ長を変更したケース $yy1 \sim yy2$ 、矢板控え間距離を変更したケース $hx1 \sim hx3$ 、控え根入れ長を変更したケース $hy1 \sim hy2$ を設定し、これらを解析することにより変形に影響を及ぼすパラメータを調べることとした。表-2に変更したパラメータとその内容を示す。パラメータのうち根入れ長・控え間距離の変更値は、設計実務を考慮した時、これらの値を危険側に変更するケースは考え難いと判断し、安全側（値を大きくする方向）に変更している。矢板断面2次モーメントについては、1はじめに述べた通り、既往の研究で控え直杭型矢板岸壁の破壊モードは変形先行型であり断面力が耐力に対し余裕があるという報告もあるため、基本断面よりも小さい値も設定している。

表-1 地盤ケース

(a) 地盤ケース1 固有周期 $T_{gb} = 1.17s$ (第Ⅲ種地盤相当)

標高(m)	ρ (t/m^3)	G_{ma} (kN/m^2)	σ_{ma} (kN/m^2)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	25920	89.8	0.33	37	0.24	0.5
0.6 ~ -11	2						
-11 ~ -32.5	2	45000	239.8	0.33	38	0.24	0.5

(b) 地盤ケース2 固有周期 $T_{gb} = 0.80s$ (第Ⅱ種地盤相当)

標高(m)	ρ (t/m^3)	G_{ma} (kN/m^2)	σ_{ma} (kN/m^2)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	58300	89.8	0.33	38	0.24	0.5
0.6 ~ -11	2						
-11 ~ -21.5	2	72200	198.5	0.33	38	0.24	0.5
-21.5 ~ -32.5	2	125000	279.2	0.33	39	0.24	0.5

表-2 各検討ケースのパラメータ

矢板断面2次モーメント変更ケース I (m^4/m)	地盤ケース1				地盤ケース2			
	$yg0$	$yg1$	$yg2$	$yg3$	$yg0$	$yg1$	$yg2$	$yg3$
	2.15E-03	1.71E-03	1.84E-03	3.63E-03	2.08E-03	1.71E-03	1.84E-03	3.63E-03

矢板控え間距離変更ケース (m)	地盤ケース1				地盤ケース2			
	$hx0$	$hx1$	$hx2$	$hx3$	$hx0$	$hx1$	$hx2$	$hx3$
	24.2	29.2	34.2	39.2	21.9	26.67	31.67	36.67

矢板根入れ長変更ケース DL(m)	地盤ケース1			地盤ケース2		
	$yy0$	$yy1$	$yy2$	$yy0$	$yy1$	$yy2$
	-23.11	-27	-30.67	-22.8	-27	-30.67

控え根入れ長変更ケース DL(m)	地盤ケース1			地盤ケース2		
	$hy0$	$hy1$	$hy2$	$hy0$	$hy1$	$hy2$
	-19.98	-23.33	-27	-16.7	-19.75	-23.33

※ $yg0, yy0, hx0, hy0$ は基本断面であり同一断面である。

FLIPにおける矢板の解析手法は、地盤各部の初期応力状態がより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を用いる。同解析法により岡ら⁶⁾は日本海中部地震の際に被害を受けた控え式矢板岸壁と無被害だった控え式矢板岸壁の再現解析で実際の状況と整合する結果を得ており、同解析法の妥当性を確認している。図 - 5 ~ 図 - 8 に各段階の概略を示す。

1 段階目

矢板と海底面以下の地盤で自重解析を行う。これにより岸壁建設前の原地盤の応力状態を模擬する。

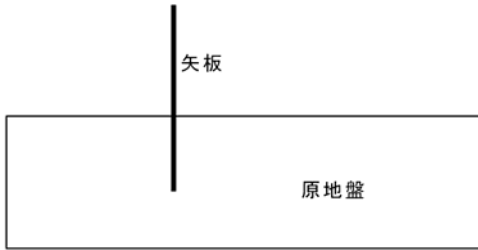


図 - 5 1 段階目

2 段階目

矢板のタイロッド取り付け点の X 方向変位を拘束し、海底面より上の地盤を加えて自重解析を行う。これにより、矢板背後地盤は概ね静止土圧係数 $K_0 \approx 0.5$ の状態で圧密される。建設工事の際には、まず控え工周辺に土盛りすると思われるが、このステップでは控え工周辺の土の応力状態を近似的に表現している。

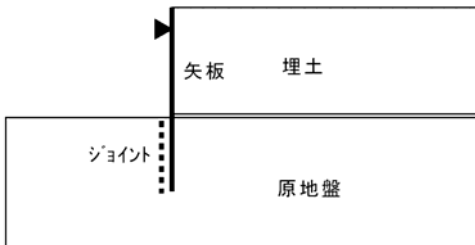


図 - 6 2 段階目

3 段階目

2 段階目に矢板のタイロッド取り付け点で生じた反力を打ち消すような力を同箇所に加え、矢板、タイロッド、控え杭に応力を与える。また、この時、控え杭とその主動側地盤を切り離し主動側地盤が前方に引かれることを防ぐ。これにより控え杭と主動側埋土には等大逆方向の水平方向外力が自動的に作用し埋土の K_0 を保ち、控え杭にも第 2 段階で得られた土圧が作用することになる。

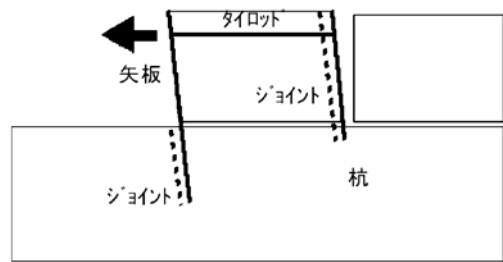


図 - 7 3 段階目

4 段階目

動解析を行う。このとき控え杭前後の同一レベルの土接点の上下方向変位を等しく置いて土の連続性を表す。

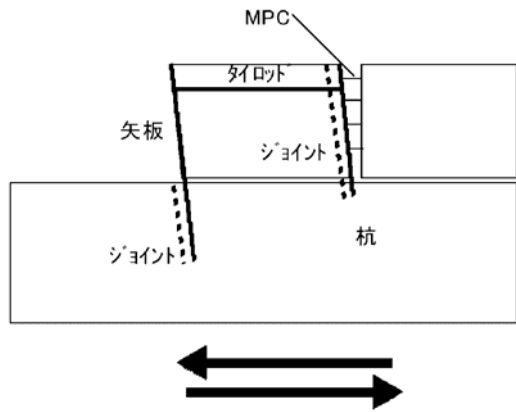


図 - 8 4 段階目

入力加速度波形は図 - 9 に示す正弦波とし、基盤より 2E 波として入射した。加速度波形の最大振幅は 20Gal と 45Gal の 2 種類とし、周波数は 0.8Hz、継続時間は 40 秒である。

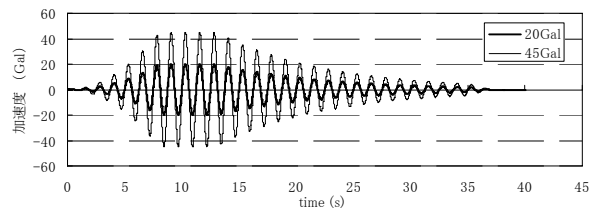
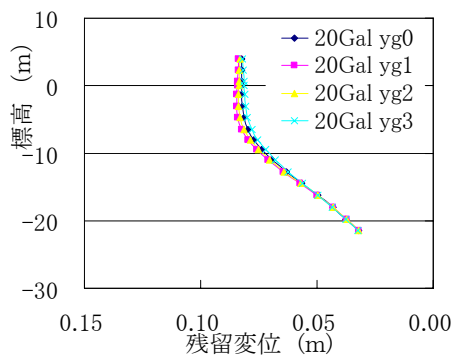


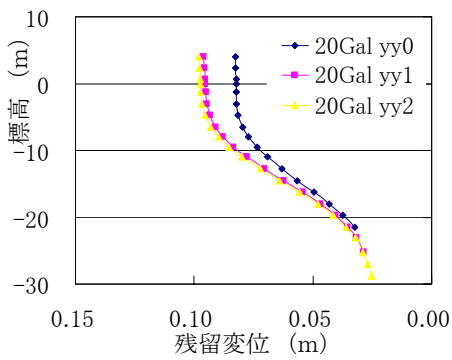
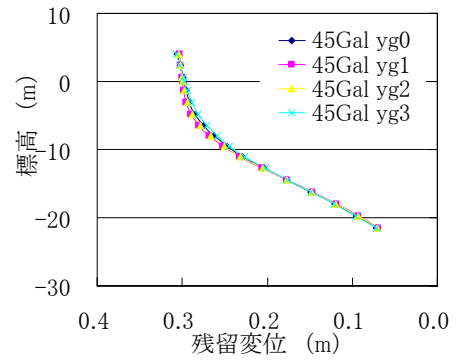
図 - 9 入力加速度波形

3.2. 解析結果

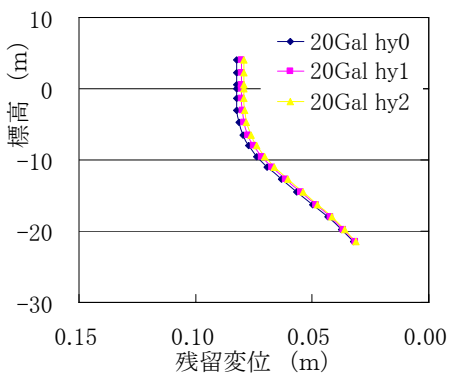
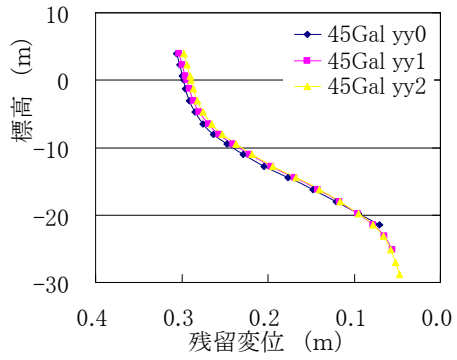
地盤ケース 1 における各検討ケースの矢板残留変形量を図 - 10、矢板残留曲げモーメントを図 - 11 に示す。地盤ケース 2 における各検討ケースの矢板残留変形量を図 - 12、矢板残留曲げモーメントを図 - 13 に示す。ここで、変位は海側に向かう方向をプラス、曲げモーメントは海側に凸のたわみを生じさせる断面力をマイナスとしてい



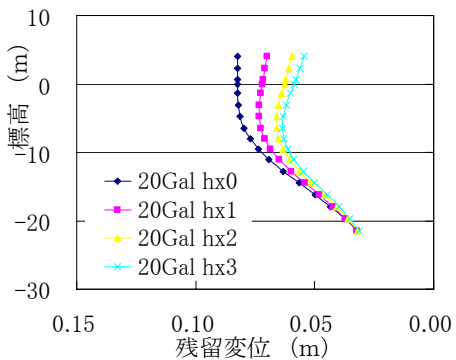
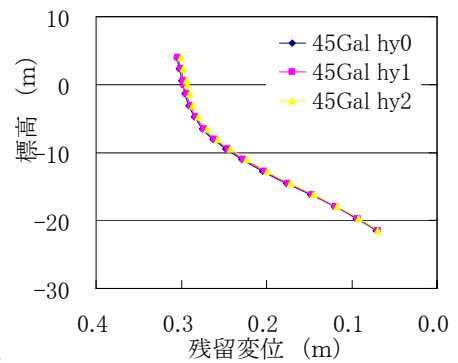
(a) 矢板剛性変更時



(b) 矢板根入れ長変更時

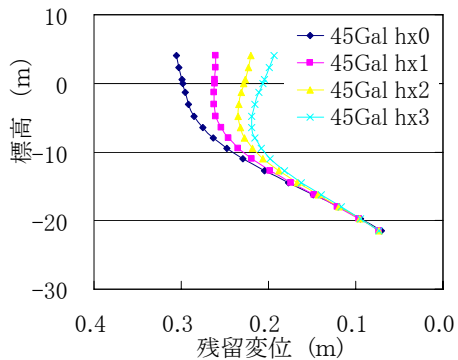


(c) 控え杭根入れ長変更時



(i) 20Gal

(d) 矢板控え間距離変更時



(ii) 45Gal

図-10 各検討ケースの残留変形量 (地盤ケース1)

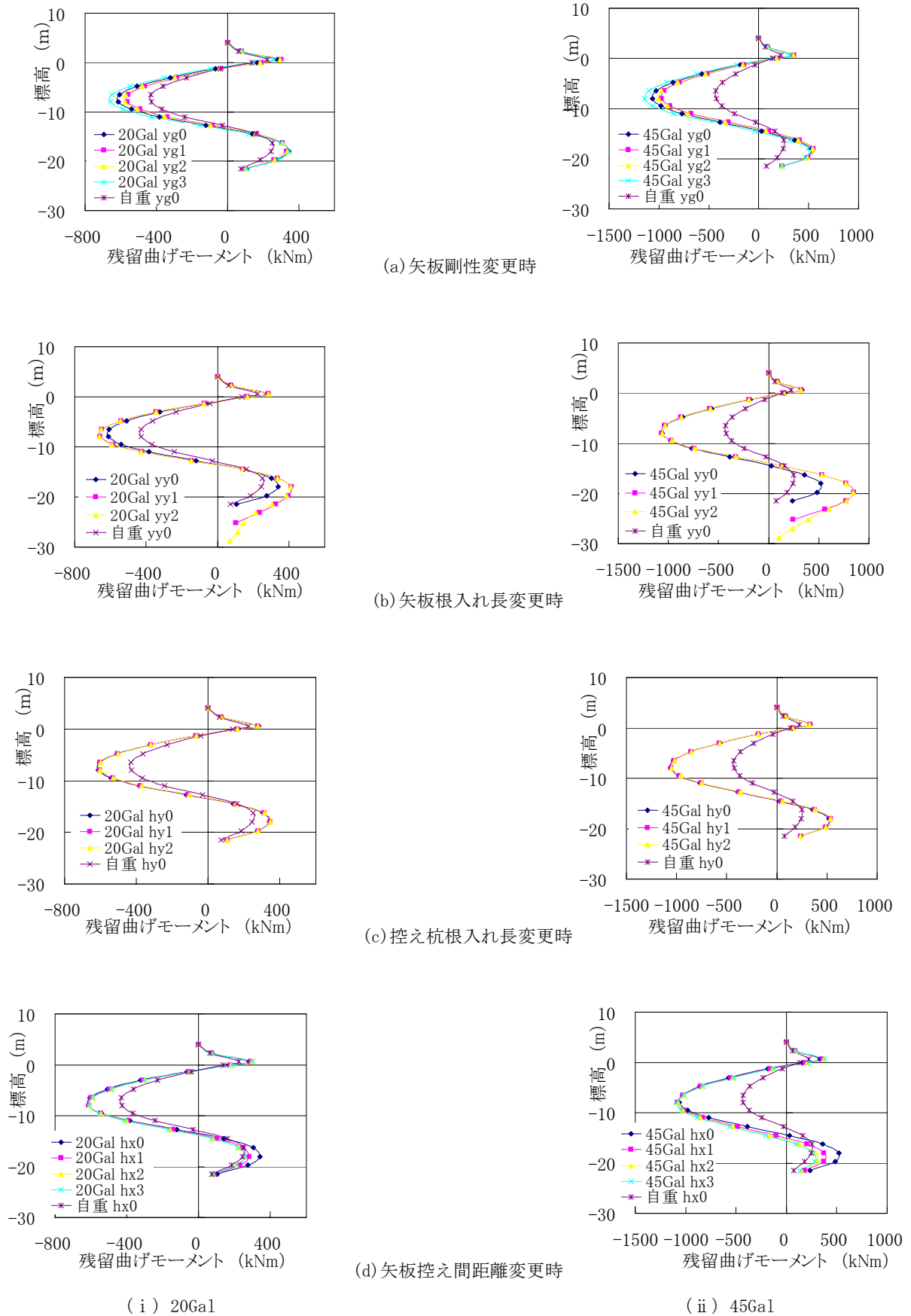


図- 11 各検討ケースの残留曲げモーメント (地盤ケース 1)

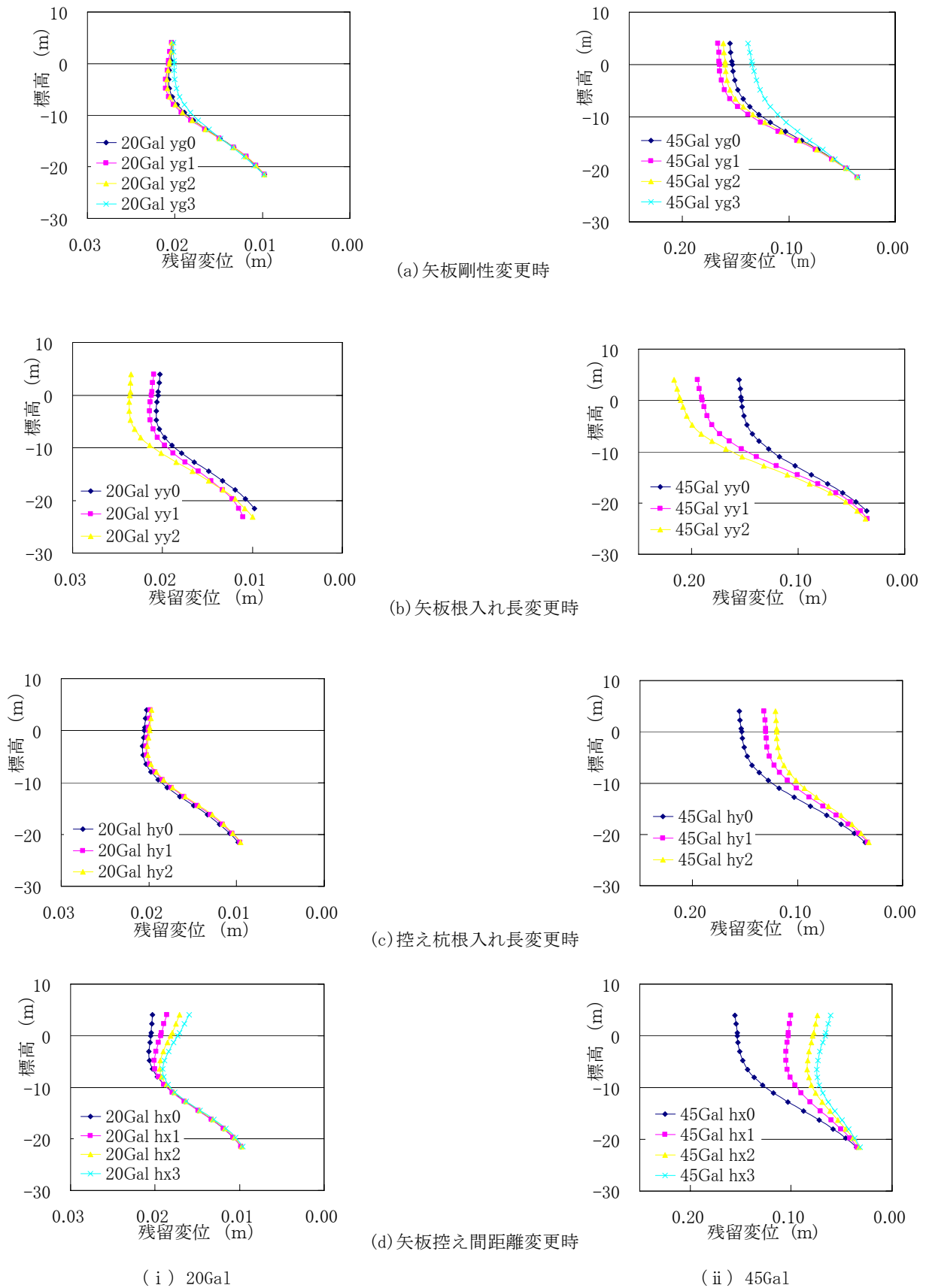


図- 12 各検討ケースの残留変形量 (地盤ケース 2)

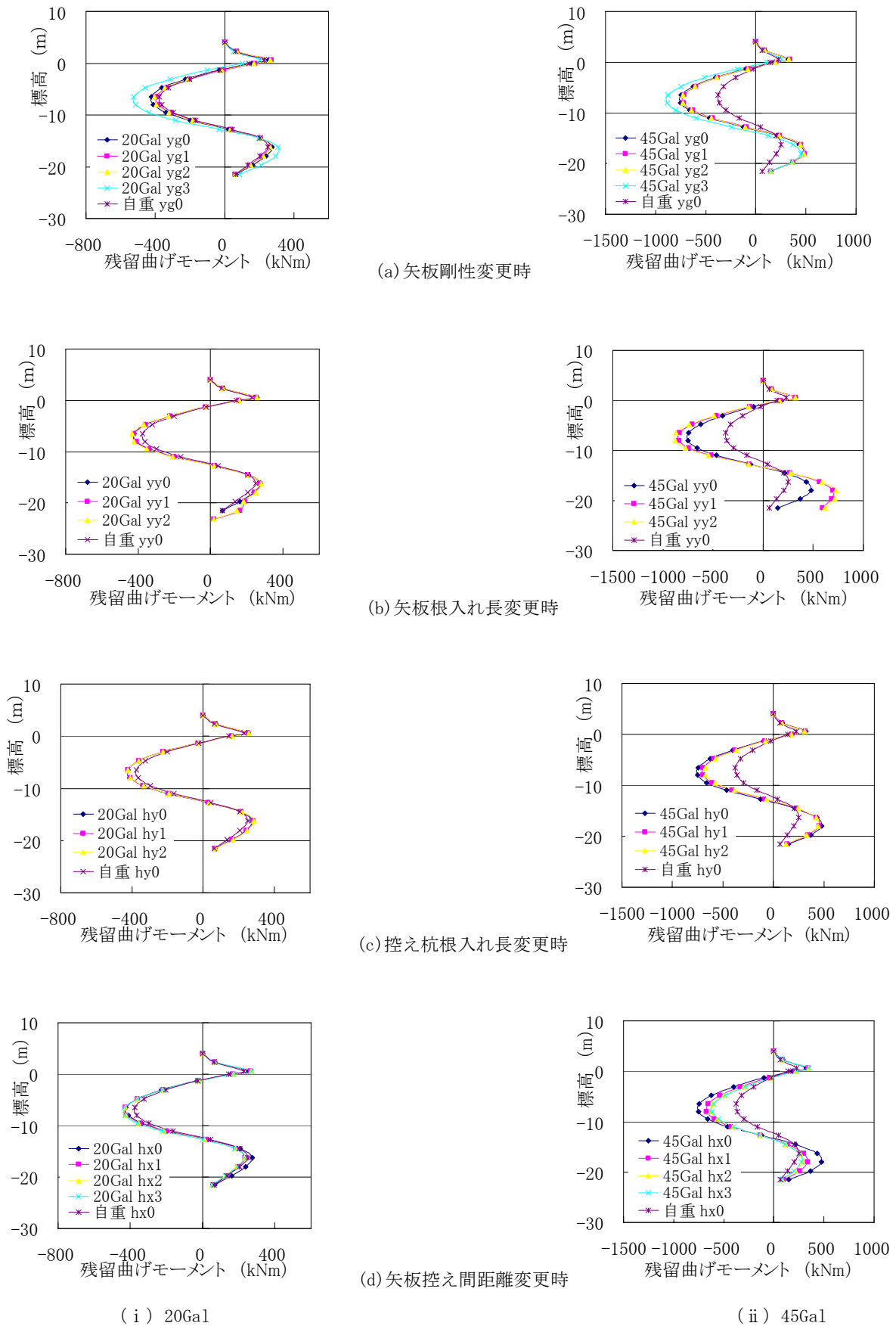
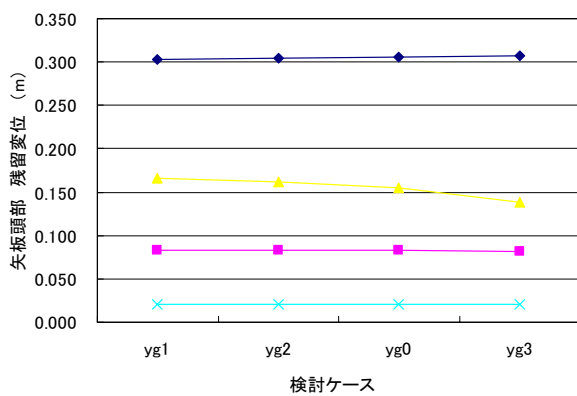


図-13 各検討ケースの残留曲げモーメント (地盤ケース2)

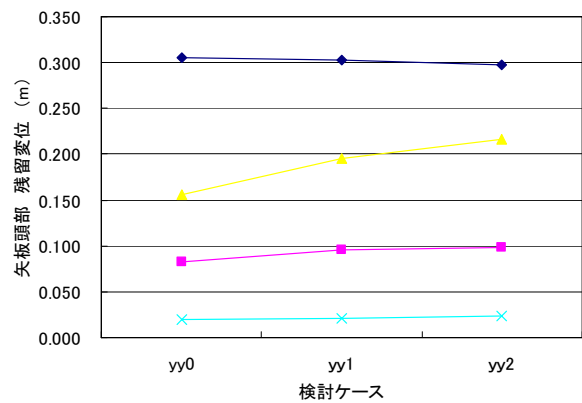
表- 3 矢板頭部の残留変形量

単位：m

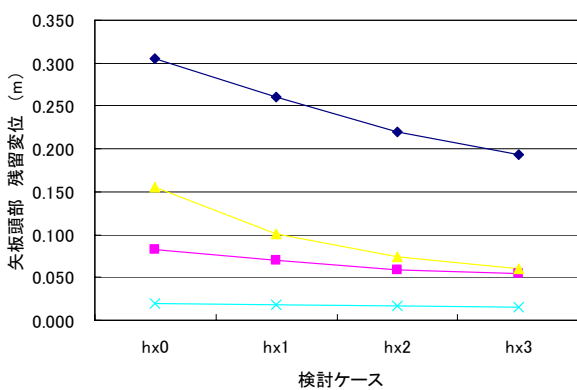
変更パラメータ	地盤ケース1				地盤ケース2			
矢板剛性	yg0	yg1	yg2	yg3	yg0	yg1	yg2	yg3
45Gal	0.306	0.304	0.304	0.307	0.156	0.166	0.162	0.139
20Gal	0.083	0.084	0.083	0.082	0.020	0.020	0.020	0.020
矢板根入れ長	yy0	yy1	yy2		yy0	yy1	yy2	
45Gal	0.306	0.303	0.298		0.156	0.195	0.217	
20Gal	0.083	0.096	0.098		0.020	0.021	0.024	
矢板控え間距離	hx0	hx1	hx2	hx3	hx0	hx1	hx2	hx3
45Gal	0.306	0.260	0.220	0.193	0.156	0.100	0.074	0.061
20Gal	0.083	0.070	0.059	0.054	0.020	0.019	0.017	0.016
控え根入れ長	hy0	hy1	hy2		hy0	hy1	hy2	
45Gal	0.306	0.304	0.301		0.156	0.132	0.121	
20Gal	0.083	0.080	0.079		0.020	0.020	0.020	



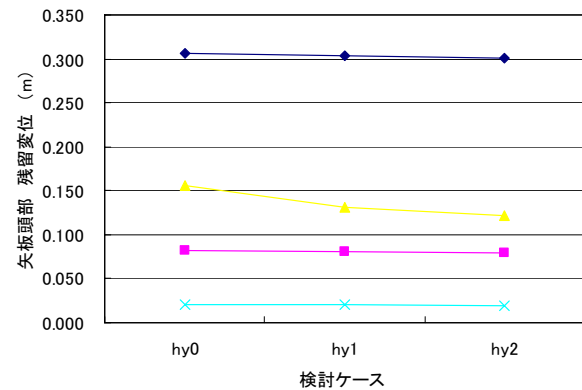
(a) 矢板剛性変更時



(b) 矢板根入れ長変更時



(c) 矢板控え間距離変更時



(d) 控え杭根入れ長変更時

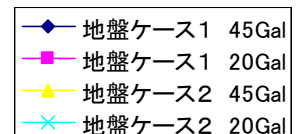
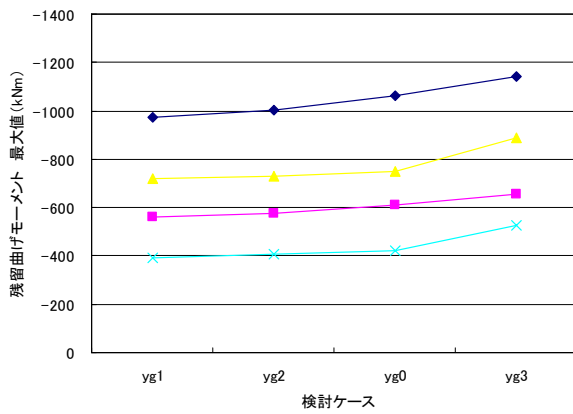


図- 14 矢板頭部の残留変形量

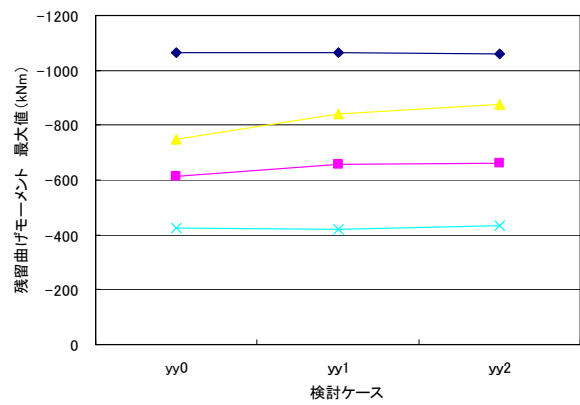
表- 4 矢板残留曲げモーメントの最大値

単位：kNm

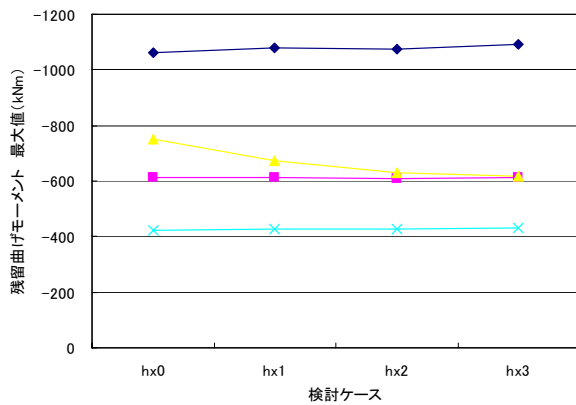
変更パラメータ	地盤ケース1				地盤ケース2			
	yg0	yg1	yg2	yg3	yg0	yg1	yg2	yg3
矢板剛性								
45Gal	-1063	-975	-1002	-1143	-751	-721	-730	-887
20Gal	-612	-563	-577	-658	-424	-394	-405	-524
矢板根入れ長								
45Gal	-1063	-1065	-1059		-751	-843	-877	
20Gal	-612	-657	-662		-424	-422	-432	
矢板控え間距離								
45Gal	-1063	-1080	-1076	-1090	-751	-671	-632	-618
20Gal	-612	-612	-607	-613	-424	-427	-429	-431
控え根入れ長								
45Gal	-1063	-1058	-1049		-751	-697	-671	
20Gal	-612	-606	-602		-424	-422	-421	



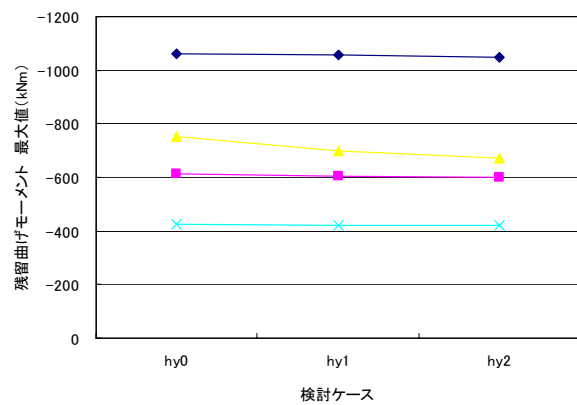
(a) 矢板剛性変更時



(b) 矢板根入れ長変更時



(c) 矢板控え間距離変更時



(d) 控え杭根入れ長変更時

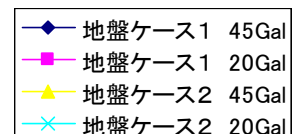


図- 15 矢板残留曲げモーメントの最大値

る。また、表- 3、図- 14 に矢板頭部の残留変位についてまとめた結果を、表- 4、図- 15 に矢板残留曲げモーメントの最大値についてまとめた結果を示す。これらの結果より、以下のことが分かる。

①矢板剛性は地盤ケース 2 45Gal 以外、残留変形量への影響が小さかった。地盤ケース 2 45Gal については、矢板剛性が大きくなるにつれて、残留変形量は小さい結果となった。矢板の剛性により残留変形量を抑制した結果と考えられる。残留曲げモーメントは、矢板剛性が大きいほど大きい結果となっている。

②矢板の根入れ長は、根入れ長が長い程、残留変形量が大きくなる傾向が見られた。しかし、地盤の剛性が小さいほどその影響は小さく、地震後最も地盤剛性が小さくなると考えられる地盤ケース 1 45Gal では根入れ長が長い程残留変形量が小さいという逆の傾向が見られた。残留曲げモーメントについても同様の傾向が見られ、根入れ長が長い程、残留曲げモーメントの値は大きくなったが、地盤ケース 1 45Gal では、根入れ長が長いほど、残留曲げモーメントが小さいという逆の傾向が見られた。

③控え杭の根入れ長は、根入れ長が長い程、残留変形量、残留曲げモーメントともに小さいという傾向が得られたが、地盤ケース 2 45Gal 以外では残留変形量の差はわずかであり、地盤ケース 1 45Gal ではほとんど差が見られなかった。

④矢板控え間距離は、残留変形量への影響が最も大きく、全てのケースで矢板控え間距離が長いほど残留変形量が小さいという傾向が見られた。残留曲げモーメントについては、矢板控え間距離の影響はあまり見られなかったが、地盤ケース 2 45Gal では、矢板控え間距離が長い程、残留曲げモーメントは小さくなっていった。矢板控え間距離が最も残留変形量に影響を与えているパラメータと考えられる。また、図- 16 は地盤ケース 1 45Gal における hx0~hx3 の残留変形量鉛直分布の断面方向への変化を示した図であり、実線は各断面方向位置の残留変形量の鉛直分布、破線は上から矢板設置位置(X=0m)における海底面(Y=-11m)での残留変形量の等残留変形量線、矢板設置位置(X=0m)における矢板下端(Y=-21.5m)での残留変形量の等残留変形量線を示す。この結果から、等残留変形量線の控え杭設置位置における標高は、hx0 でそれぞれ Y=-1.3m, Y=-9.5m あたりであるのが、hx3 では Y=4.0m, Y=-4.8m あたりと矢板控え間距離が長くなるほど上昇しているのが分かる。つまり、矢板控え間距離が長くなる程、同標高での矢板残留変形量に対する控え杭の残留変形量の割合が小さくなっており、矢板の変形に対し控え杭が変形し難くなっているのが分かる。この

ため、地震動作用時には、矢板控え杭間距離が長いほど、控え杭の変形の応答は小さくなると考えられ、その結果地盤の剛性の低下も減り、残留変形量が小さくなると考えられる。

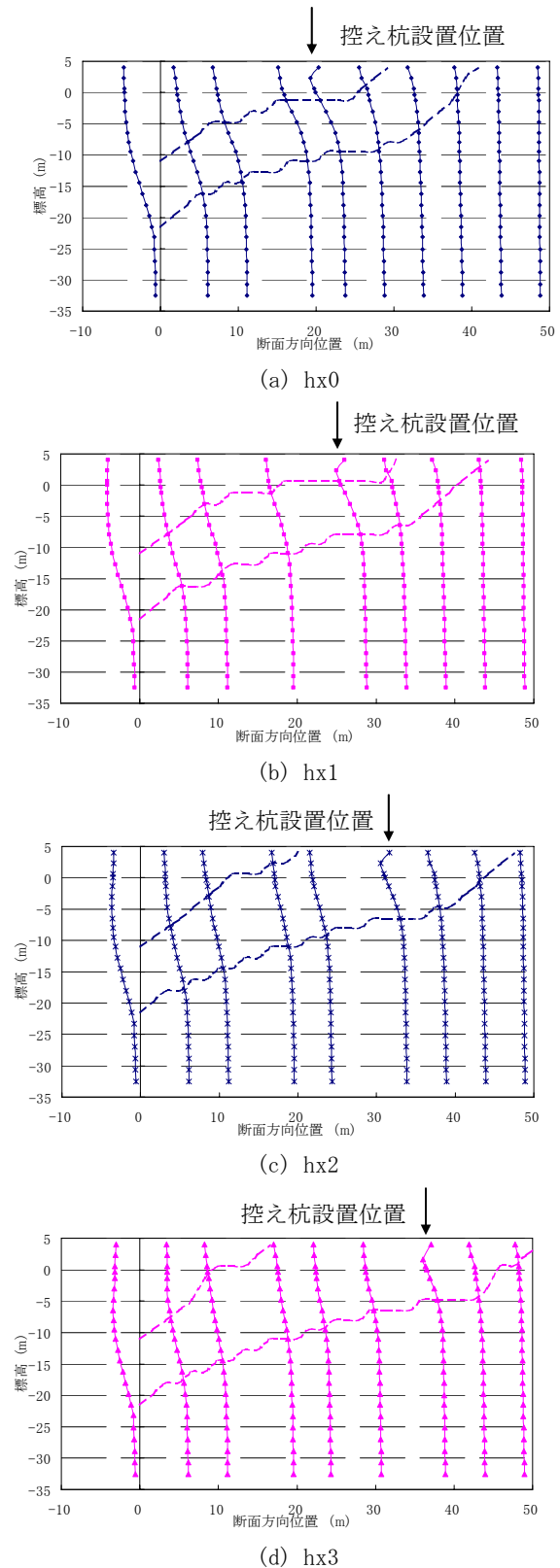


図- 16 残留変形量鉛直分布の断面方向変化

3.3. 残留変形量と矢板控え杭間距離の関係

3.2 までの検討より、矢板控え杭間距離が最も残留変形量に影響を与えているパラメータであることが分かった。本研究では、4 変形モードの検討で控え直杭式矢板岸壁の変形モードについて整理し、7 簡易耐震性能照査方法で、その変形メカニズムに合った簡易耐震性能照査モデルの構築について検討するが、ここでは、FLIPにより得られた矢板控え杭間距離と残留変形量データを重回帰分析によって整理し、矢板控え間距離による残留変形量推定式を作成する。この推定式は、矢板控え間距離と残留変形量の相関関係により得られた式であり、実際の変形メカニズムを反映したものではないため、この推定式で精度良い残留変形量を求めることはできないが、矢板控え杭間距離の影響を推測するだけならば十分有益であると考えられる。例えば、実務において2次元地震応答解析により耐震性能を照査した結果、所要の性能を満たしていない場合、断面を変更するなど残留変形量を減らす何らかの対策を施し、所要の性能を満たすまで繰り返し照査を行う必要がある。ここで、本研究で明らかになったように矢板控え杭間距離を長くすることにより残留変形量を減らすことができるが、この時、この推定式によりどの程度矢板控え杭間距離を長くすれば良いかの目安を付ければ、断面決定に必要な2次元地震応答解析による繰り返し照査回数を減らすことができると考えられる。

1) 使用データ

推定式作成に使用する矢板控え杭間距離と残留変形量などのデータは、既存の研究¹²⁾で得られたデータを用いる。この既存の研究で、検討されたケースは、水深-7.5m、-11m、-13m、-16.0mの4ケースに対して、表-5のように水深ごとに設計震度を用意し、さらに3つの地盤条件、固有周期 1.2s (Ⅲ種地盤相当)、0.8s (Ⅱ種地盤相当)、0.6s (Ⅰ種地盤相当)を設定して、技術基準²⁾に従い設計された断面であり、合計24ケースである。

表-5 検討ケース (既存の研究)

		水深			
		-7.5m	-11.0m	-14.5m	-16.0m
設計震度	0.10	○	○		
	0.15	○	○		
	0.20		○	○	
	0.25			○	○

過去の論文¹²⁾における検討では、これら各検討ケースに対し、実地震波9ケース(表-6)を振幅調整し、残留

変形量が5cm, 10cm, 15cm, 20cmとなる補正地表面加速度 α_c (Gal)をまとめており、本検討ではこれらのデータを利用する。ここで、 α_c とは地震波の周波数特性や継続時間など、構造物の水平残留変形量に影響のある因子で補正した地震動の最大加速度である¹²⁾。

表-6 実地震波概要 (既存の論文)

No.	地震波名	卓越周波数 (Hz)	継続時間 (s)
No.1	宮崎波	4.55	80
No.2	美都波	0.37	161
No.3	JR波	1.34	40
No.4	Dip波	0.68	29.1
No.5	八戸波	0.39	19
No.6	神戸波	2.88	20
No.7	大船渡波	2.34	19
No.8	Strike波	1.66	29.1
No.9	Subduction波	0.67	40

2) 使用データ整理

残留変形量を設計震度と補正地表面加速度 α_c (Gal)で整理したグラフを図-17に示す。ここで直線は、各設計震度において残留変形量を α_c (Gal)で回帰したものである。また、同様に残留変形量を矢板控え杭間距離 X を壁高 H で除した X/H と補正地表面加速度 α_c (Gal)で整理したグラフを図-18に示す。ここで直線は、各 X/H において残留変形量を α_c (Gal)で回帰したものである。

3.2 までの検討で、残留変形量に大きく影響を及ぼしているパラメータが矢板控え杭間距離であることが明らかになったが、図-17において同残留変形量で見た時に設計震度が増すと α_c が増すように、図-18で α_c が増すと α_c が増すのが読み取れ、既存の論文のデータにおいても、残留変形量が矢板控え杭間距離に大きく影響されているのが分かる。ただし、本検討で矢板控え杭間距離は水深の違いを考慮し、 X/H にてまとめている。

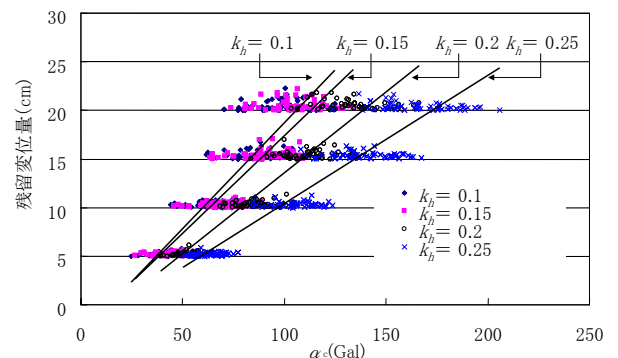


図-17 設計震度と α_c の関係

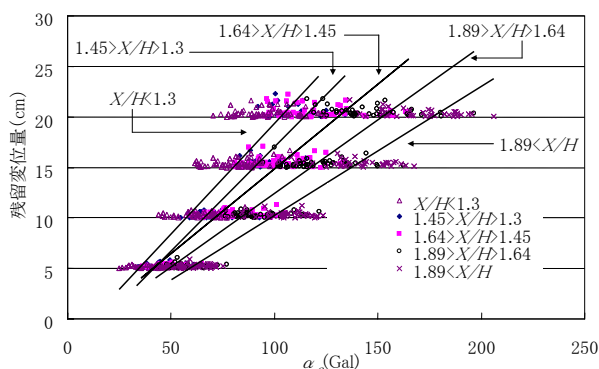


図-18 X/Hと α_c の関係

3) 推定式作成

残留変形量のデータを目的変数、 α_c とX/Hを説明変数として重回帰分析を行い、 α_c 、X/Hによる残留変形量推定式を作成した(式(4)参照)。用いた全データ数は863である。この推定式によりX/Hの変更前と変更後の推定残留変形量を算出し、矢板控え杭間距離の影響を推測して、所要の性能を満たすのに必要な矢板控え杭間距離の目安をつけることができる。

$$d_{est} = 0.072\alpha_c^{1.27}(X/H)^{-1.32} \quad (4)$$

この推定式の精度を調べるため、推定式により求められる残留変形量値 d_{est} (cm)とFLIPによる残留変形量の値の比較を行った。結果を図-19に示す。 d_{est} (cm)はFLIP結果に対して-8.9~9.5cm程度の誤差があることが分かる。

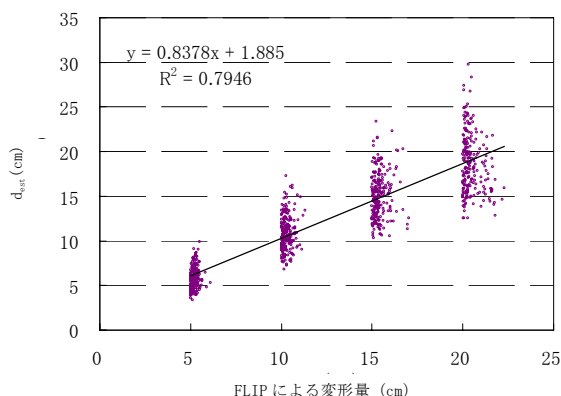


図-19 推定式とFLIP結果の比較

4. 変形モードの検討

ここでは控え直杭式矢板岸壁の変形メカニズムを把握

するため、変形モードについての検討を行う。有限要素法において、土要素の上下節点間の相対変位は図-20のように要素の回転による変位とせん断による変位に分けられる。また、左右節点間の相対変位は図-21のように要素の圧縮による変位と伸張による変位に分けられる。ここでは、控え直杭式矢板岸壁の断面を構成する各土要素について、上下節点間の相対的な残留変形量をせん断と回転、左右節点間の相対的な残留変形量を圧縮と伸張によるものに分けて整理し、その変形モードについて検討を行う。検討を行う断面は、残留変形量に最も影響が大きいパラメータである矢板控え杭間距離が異なる $hx_0 \sim hx_3$ を使用し、地盤条件は地盤ケース1とした。動的解析後の変形モードについては、正弦波45Galを入力地震動とした時の残留変形量を利用した

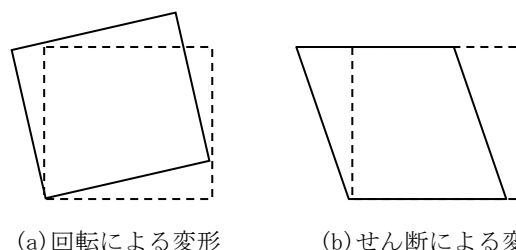


図-20 土要素の上下節点間の変形モードの違い

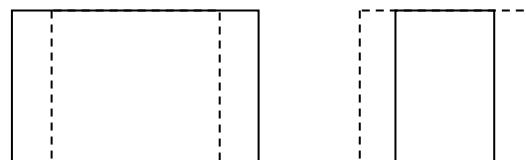


図-21 土要素の左右節点間の変形モードの違い

4.1. 上下節点間の変形モードの検討

上下節点間の相対的な残留変形量をせん断残留変形量 δ_s と回転残留変形量 δ_r に分けて整理し、 δ_r/δ_s の断面分布を調べ、変形モードについて検討する。せん断による残留変形量はせん断ひずみと要素高さの積で求められ、回転による残留変形量は全残留変形量からせん断による残留変形量を引いた値として、式(5)及び式(6)により求める。

$$\delta_s = \gamma_{xy} \times \Delta Y \quad (5)$$

$$\delta_r = \delta - \delta_s \quad (6)$$

ここで、 δ :全残留変形量、 γ_{xy} :せん断ひずみ、 ΔY :要素高さである。

1) 自重解析後上下節点間の変形モード検討結果

地盤ケース1における hx0~hx3 についての自重解析後の δ_r/δ_s の断面分布を図-22 に示す。ここで、 $\delta_r/\delta_s > 1$ を色付けしている。また、図-23 に海底面から天端間の各累積残留変形量の断面方向分布を示す。ここで、X軸は控え杭の位置を1とした時の矢板からの相対的位置、Y軸は残留変形量で海側への変位をプラスとしている。これらのことより以下のことが分かる。

図-22 より矢板背後、控え杭前面の海底面より上の土要素では、せん断残留変形量よりも回転残留変形量の方が大きい。

図-23 より各検討ケースとも、せん断残留変形量は杭前面の $X=0.6\sim 1.0$ の範囲で $+0.01\text{m}$ あたりを推移しているが、回転残留変形量は、hx0 が $+0.05\text{m}$ 、hx3 が $+0.02\text{m}$ あたりを推移しており、矢板控え間距離が長いケースになるにつれて、値が大きくなっているのが見られる。矢板控え間距離が長くなるに連れて、回転しにくい断面になっているのが分かる。

2) 動的解析後上下節点間の変形モード検討結果

地盤ケース1の hx0~hx3 について動的解析後の δ_r/δ_s の断面分布を図-24 に示す。ここで、 $\delta_r/\delta_s > 1$ を色付けしている。図-25 に海底面から天端間の各累積残留変形量の断面方向分布を示す。ここで、X軸は控え杭の位置を1とした時の矢板からの相対的位置、Y軸は残留変形量で海側への変位をプラスとしている。また、図-26~図-29 には正弦波 45Gal の入力地震動に対する γ_{xy} 、 ε_x のひずみ時刻歴結果及び τ_{xy} 、 σ_x の応力時刻歴結果を示す。これらのことより以下のことが分かる。

図-24 より矢板背後では自重解析後同様、回転による残留変形量の影響が大きい。控え杭前面ではせん断残留変形量の影響が大きい。図-26~図-29 よりひずみ時刻歴結果を見ても、矢板背後では地震時の作用に対し ε_x の応答、控え杭前面では γ_{xy} の応答が大きく、このことが伺える。

図-23 及び図-25 より、自重解析後と動的解析後の累積残留変形量を比較すると、例えば hx0 では杭前面の $0.6\sim 1.0$ の範囲で回転残留変形量、せん断残留変形量がそれぞれ $+0.05\text{m}$ から $+0.12\text{m}$ 程度、 $+0.01\text{m}$ から $+0.15\text{m}$ 程度と変化しており、回転・せん断残留変形量ともに増加していることが分かる。また、その累積残留変形量は回転残留変形量、せん断残留変形量ともに矢板控え杭間距離が長いほど小さい。

図-26~図-29 より、同標高の時刻歴結果を比較する

と、例えば hx0 では着目点 0-1 と f-1 において、 τ_{xy} の振幅は同程度の大きさであるが、 γ_{xy} の波形の中心線は、着目点 f-1 においてほぼ横ばいに変化が無いのに対し、着目点 0-1 では経過時間 10 秒辺りから、急激にマイナス側へ変化している。これは、着目点 f-1 は水平地盤部であるため初期せん断応力=0 であるのに対し、着目点 0-1 は矢板前面部で地盤の変形に伴い初期せん断応力 $\neq 0$ となるため、同程度の応力増加量でも、初期せん断応力が異なるとひずみ増加量は大きく異なるためだと考えられる。また、着目点 0-5 と f-4 では、 τ_{xy} の振幅は同程度であるのに対し、着目点 0-3、0-4、f-3 では控え杭に近い着目点 0-4 で τ_{xy} の振幅が大きい。着目点 0-3 と f-3 で τ_{xy} の振幅は同程度である。これは、着目点 0-4 が控え杭に近く、標高が控え杭の変形が大きいタイロッド取付点付近であるため、控え杭からの荷重の影響を大きく受けるためだと考えられる。着目点 0-4 では、この結果と初期応力の存在により、 γ_{xy} の波形の中心線が 10 秒辺りから、マイナス側へ大きく変化している。

4.2. 左右節点間の変形モードの検討

左右節点間の相対的な残留変形量を圧縮と伸張によるものに分けて整理し、その変形モードについて検討を行う。FLIP において土要素における ε_x の正負は、それぞれ水平方向に対する伸張・圧縮に対応する。 ε_x の正負を調べ、土要素の伸張・圧縮の断面分布状況を整理する。

1) 自重解析後左右節点間の変形モード検討結果

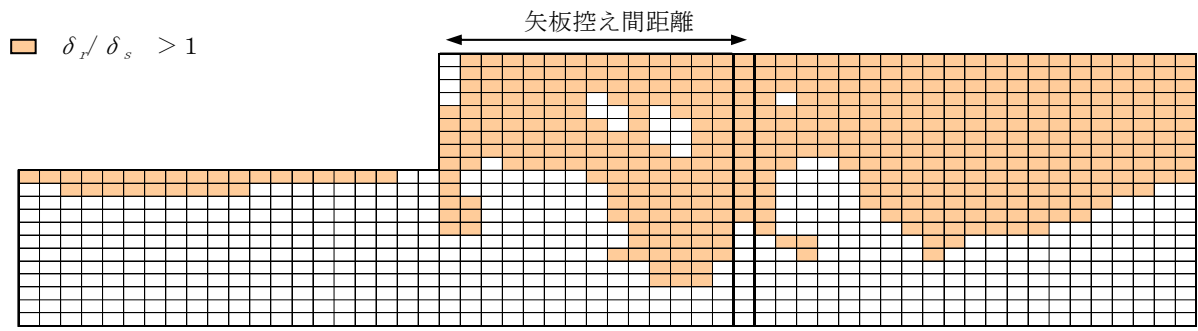
図-30 に地盤ケース1における hx0~hx3 についての自重解析後の ε_x の断面分布状況を示す。ここで、 $\varepsilon_x < 0$ 、つまり圧縮土要素を色付けしている。これらのことより以下のことが分かる。

矢板前面においては圧縮している土要素がほとんどであるが、矢板控え杭間においては控え杭頭部以外ではほとんどの土要素が伸張の状態にあることが分かる。これは、矢板背後地盤の土圧により矢板が海側へ押し出され、土要素が水平方向に広がるよう挙動するためだと考えられる。

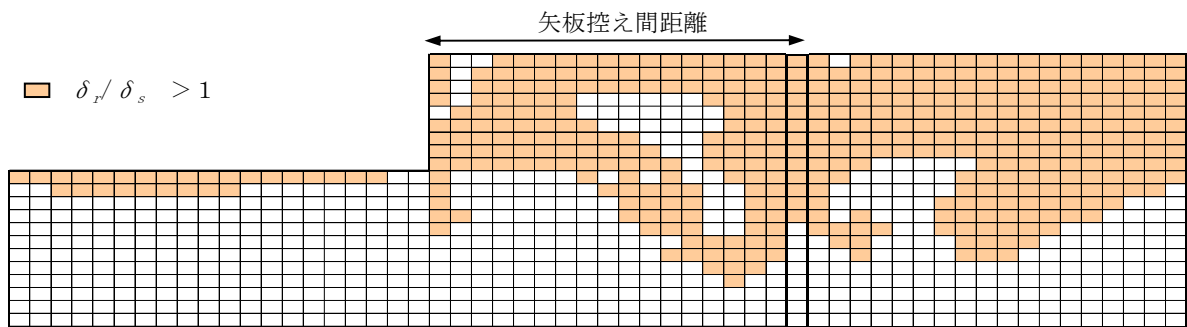
2) 動的解析後左右節点間の変形モード検討結果

図-31 に地盤ケース1における hx0~hx3 についての動的解析後の ε_x の断面分布状況を示す。ここで、 $\varepsilon_x < 0$ 、つまり圧縮土要素を色付けしている。この結果より、以下のことが分かる。

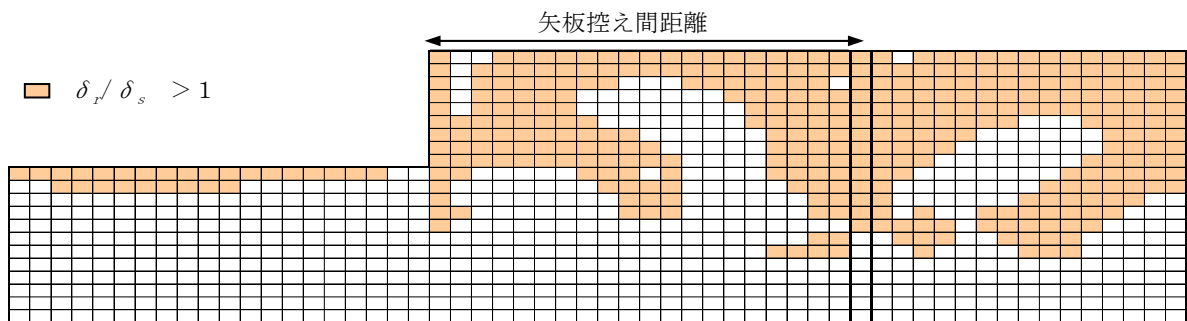
自重解析後同様、矢板前面においては圧縮している土要素がほとんどであり、控え杭前面においては控え杭頭



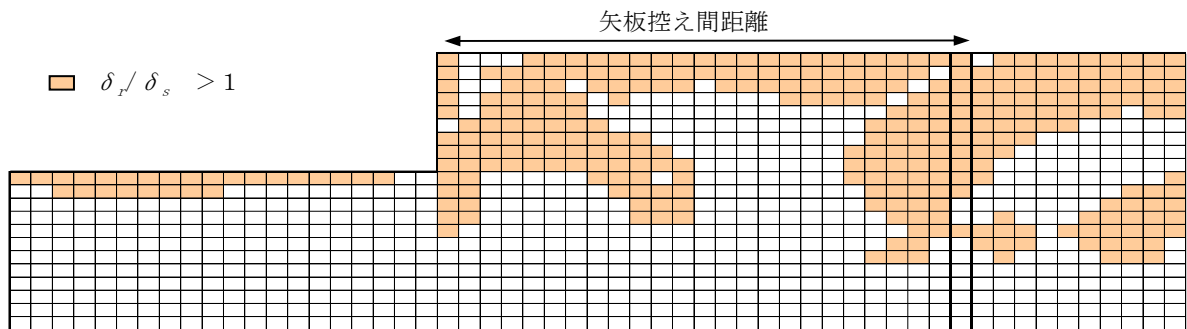
(a) hx0



(b) hx1



(c) hx2



(d) hx3

図- 22 自重解析後 δ_r / δ_s 分布

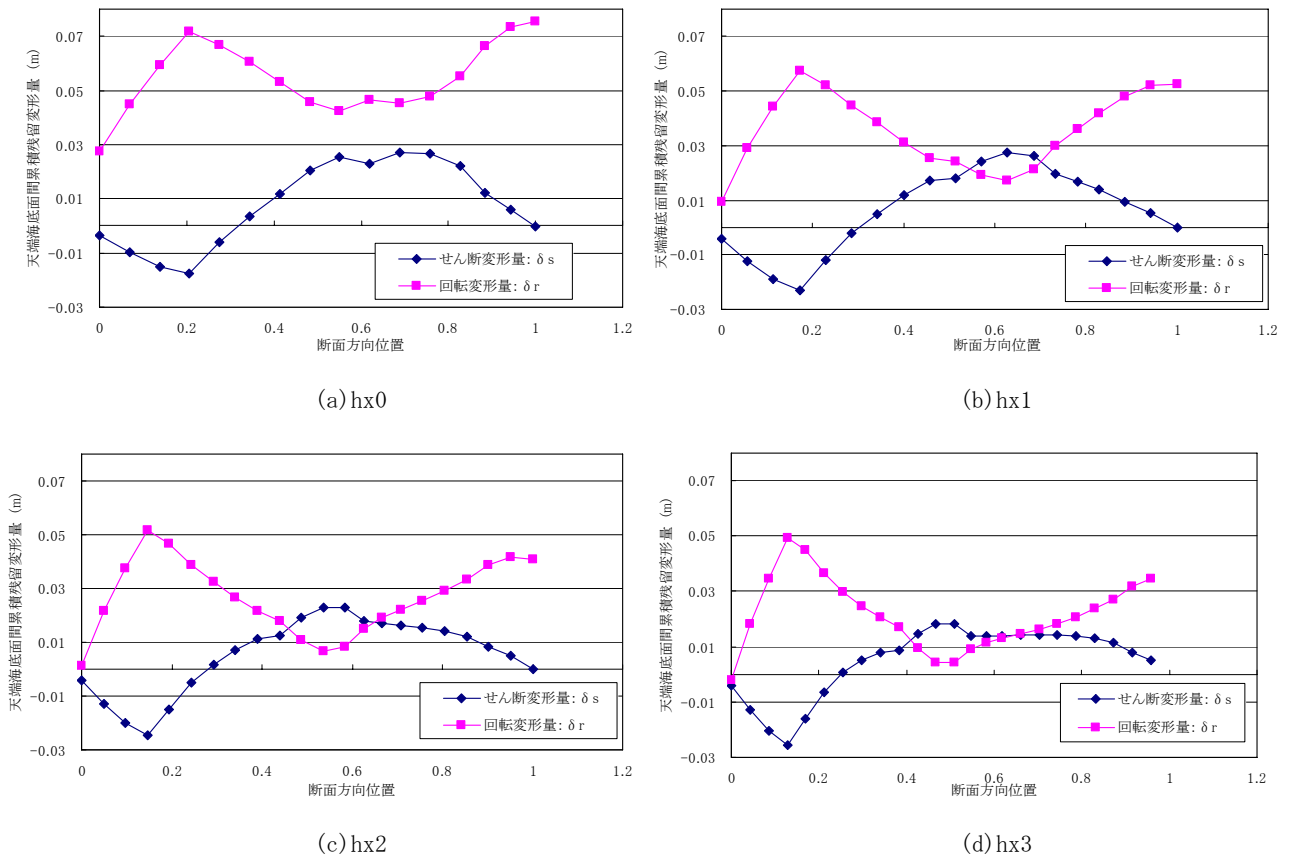


図- 23 自重解析後 海底面天端間の各累積変形量 断面方向分布

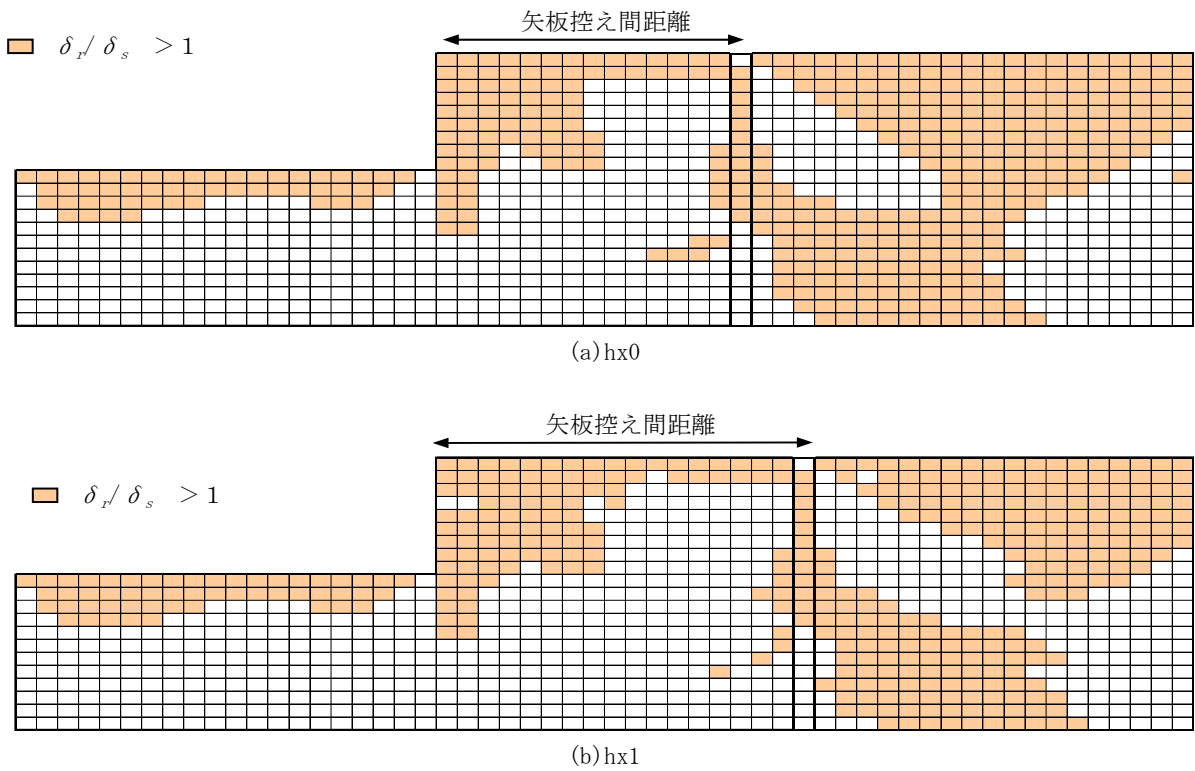
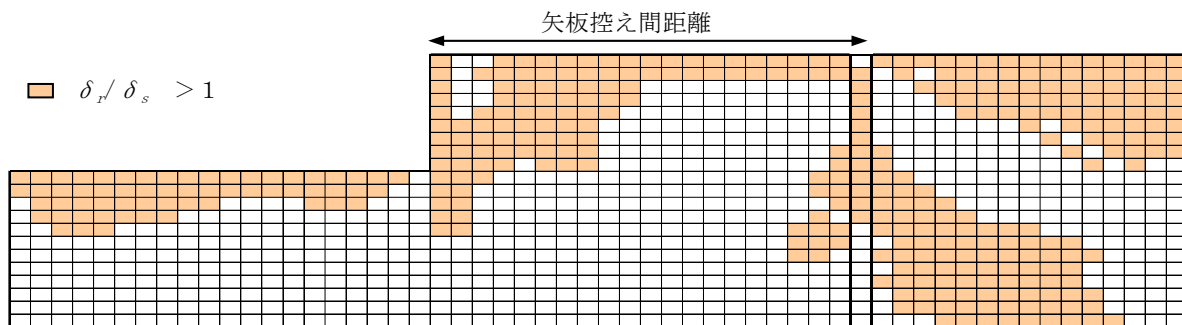
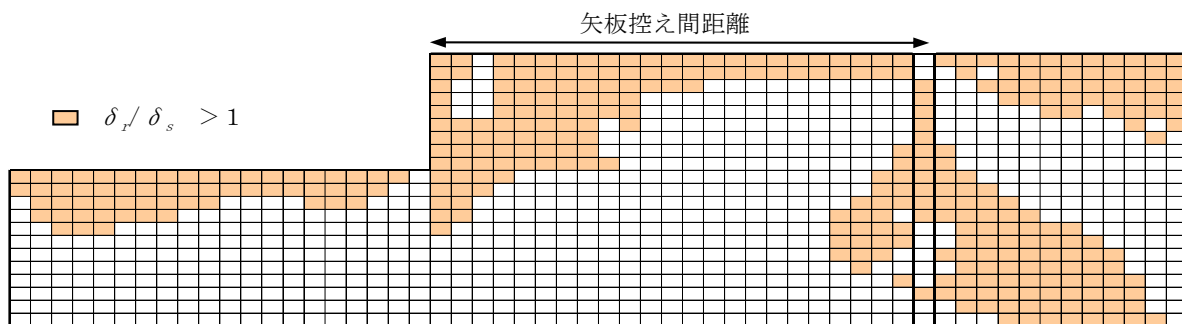


図- 24 動的解析後 δ_r/δ_s 分布

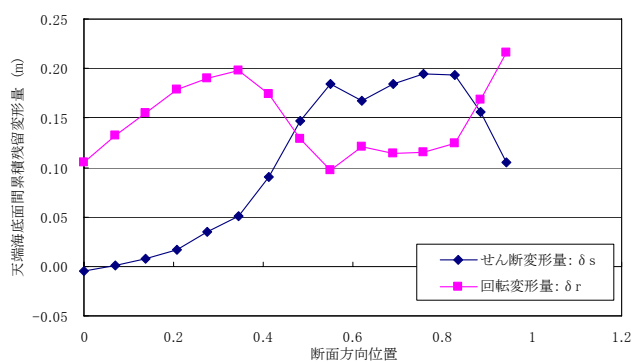


(c)hx2

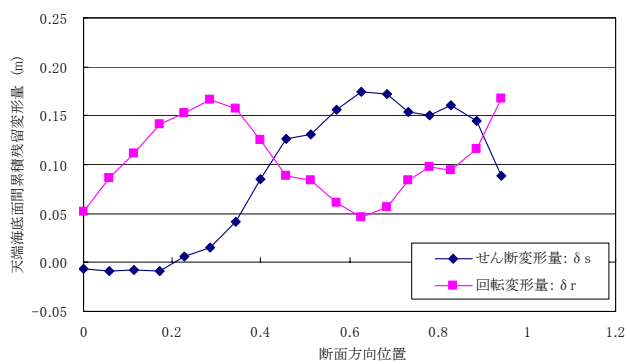


(d)hx3

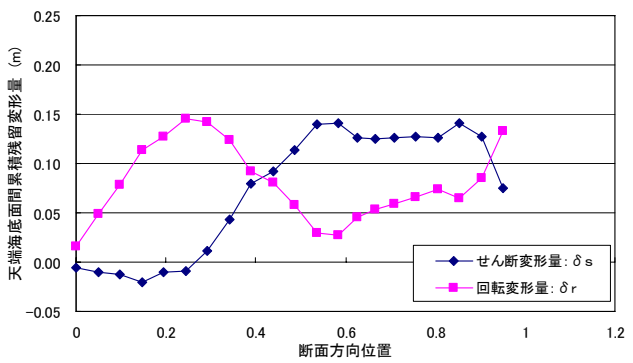
図- 24 動的解析後 δ_r / δ_s 分布 (続き)



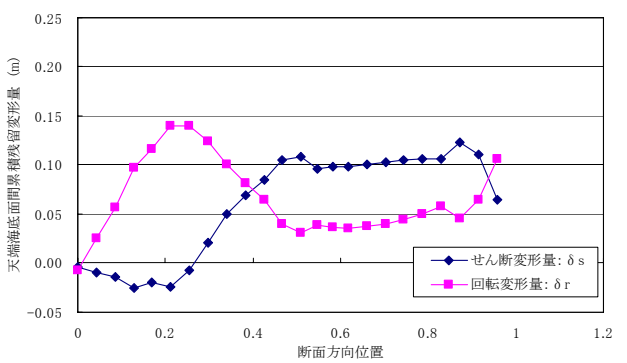
(a)hx0



(b)hx1



(c)hx2



(d)hx3

図- 25 動的解析後 海底面天端間の各累積変形量 断面方向分布

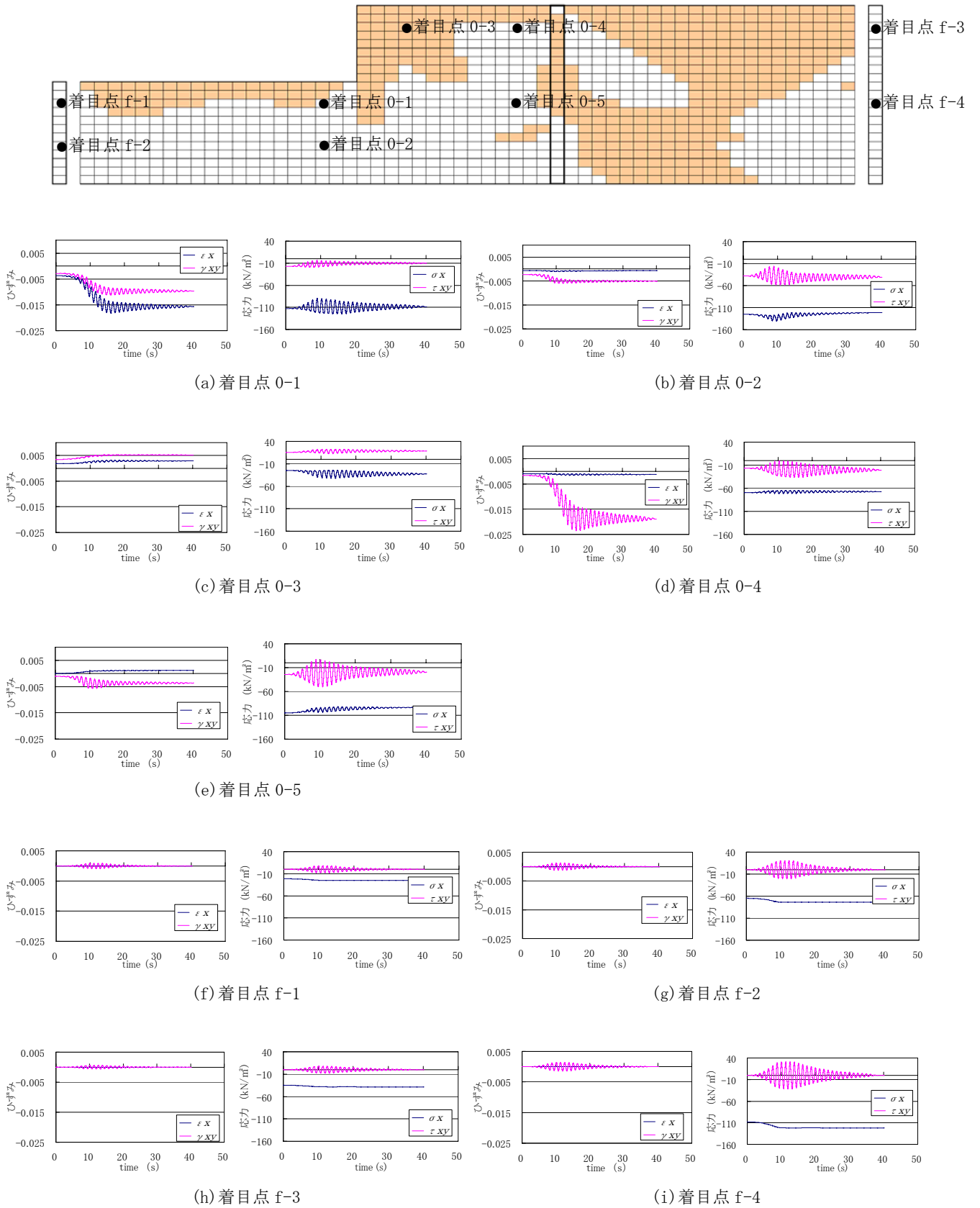


図- 26 hx0 ひずみ, 応力時刻歴

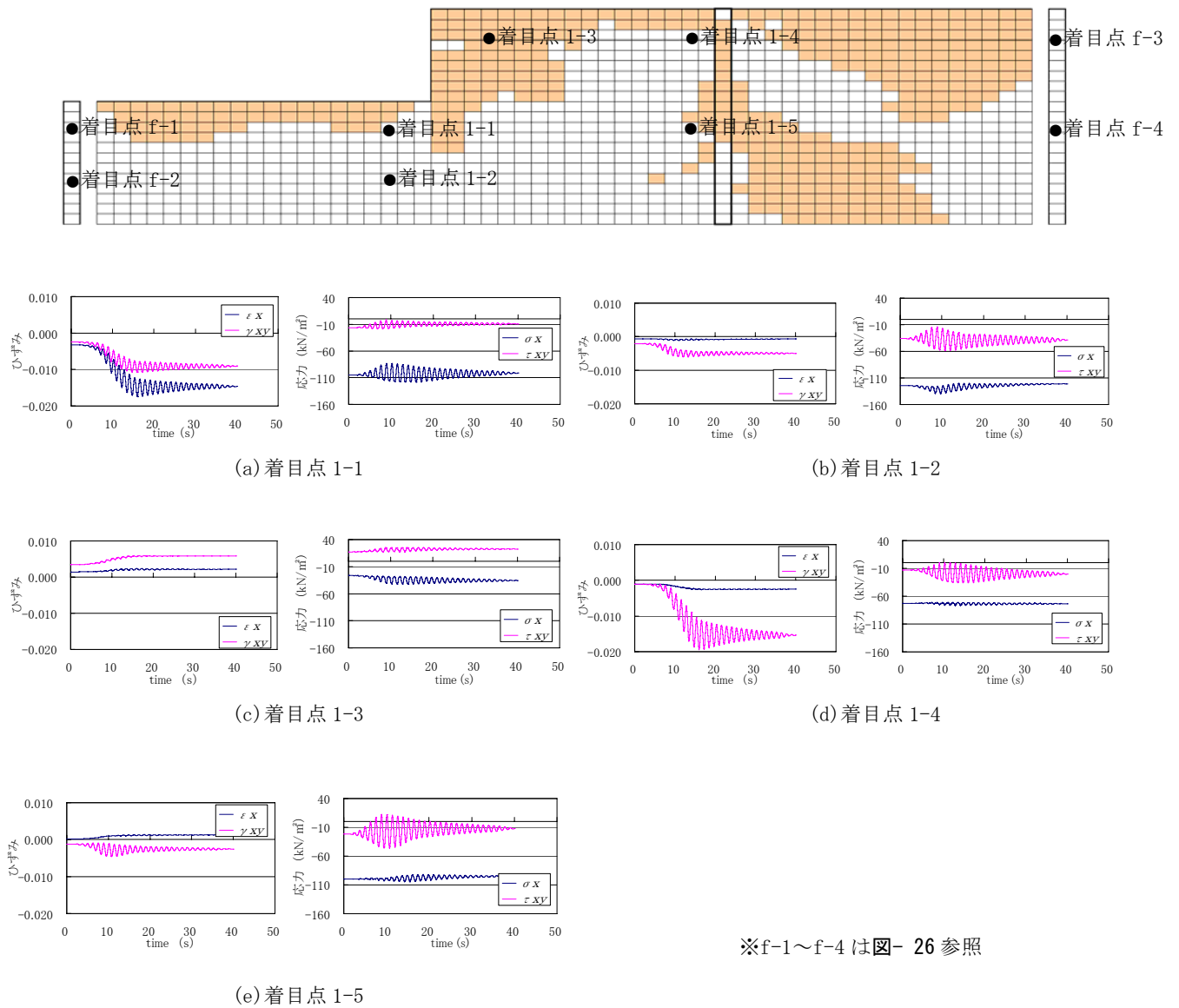


図- 27 hx1 ひずみ, 応力時刻歴

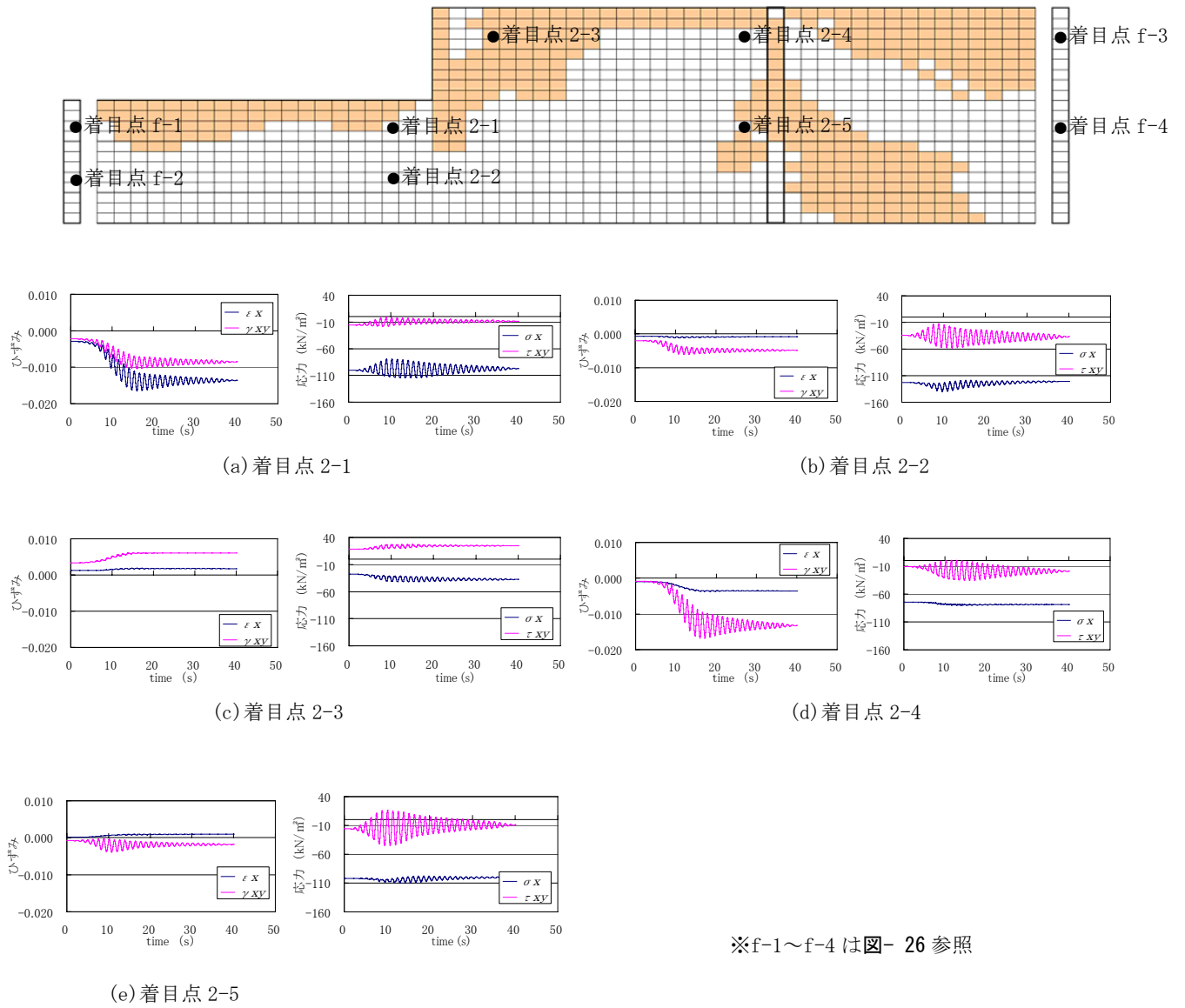
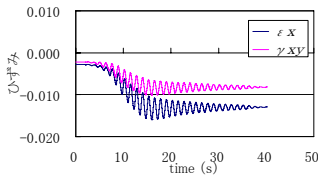
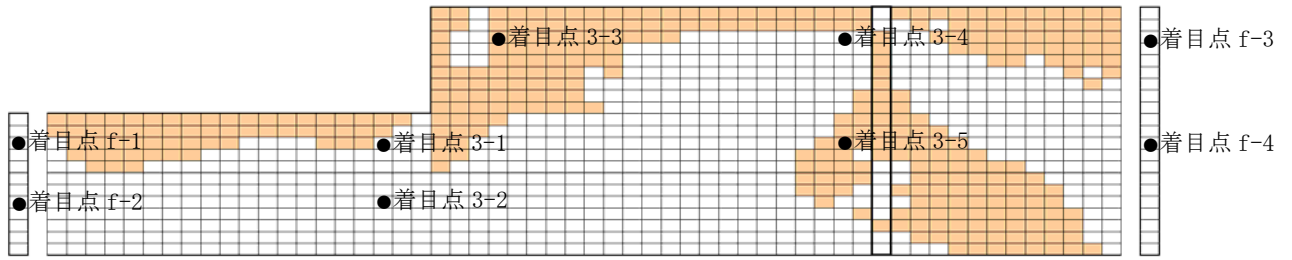
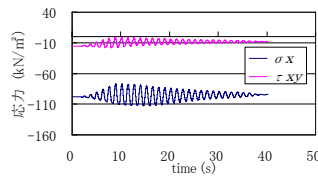


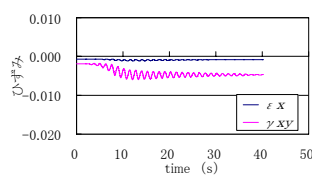
図- 28 hx2 ひずみ, 応力時刻歴



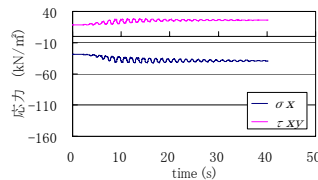
(a) 着目点 3-1



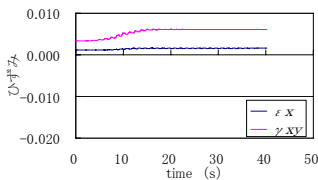
(b) 着目点 3-2



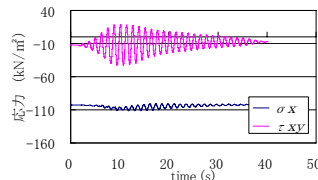
(c) 着目点 3-3



(d) 着目点 3-4



(e) 着目点 3-5



※f-1～f-4 は図- 26 参照

図- 29 hx3 ひずみ, 応力時刻歴

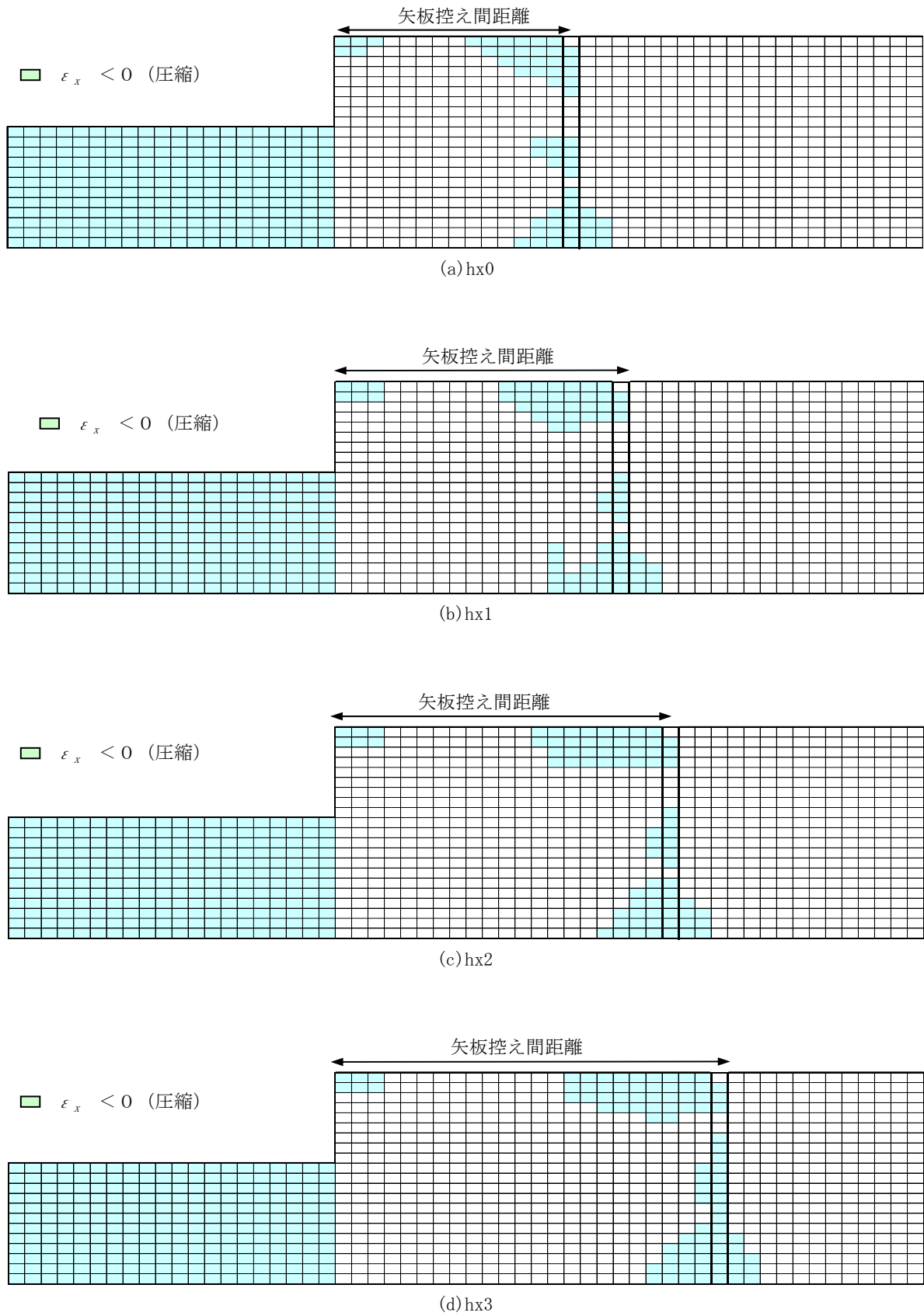


図-30 自重解析後 ε_x 断面分布状況

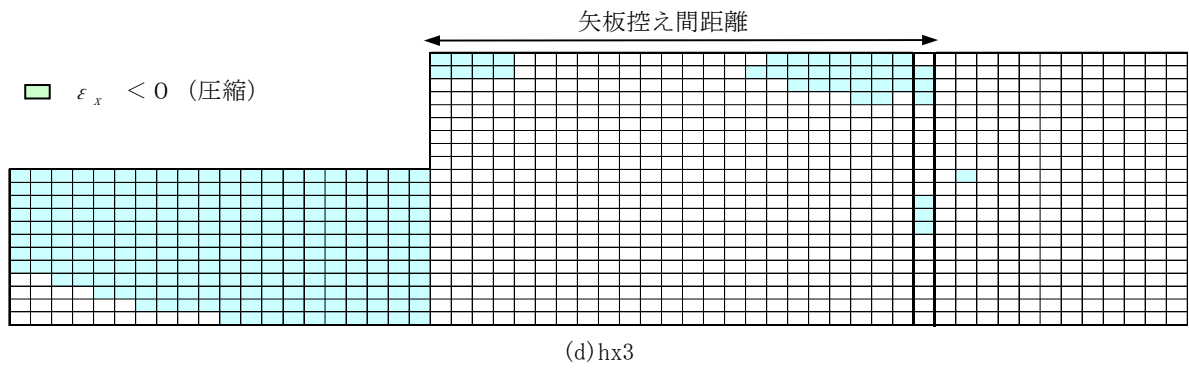
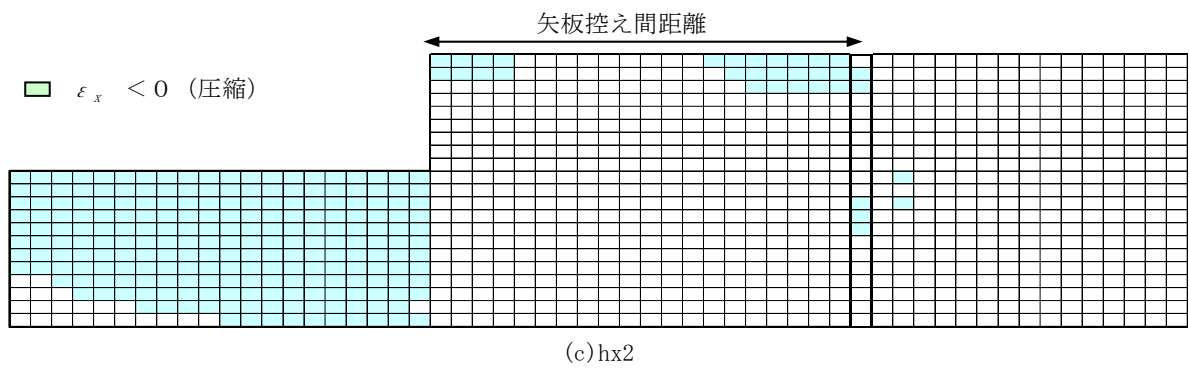
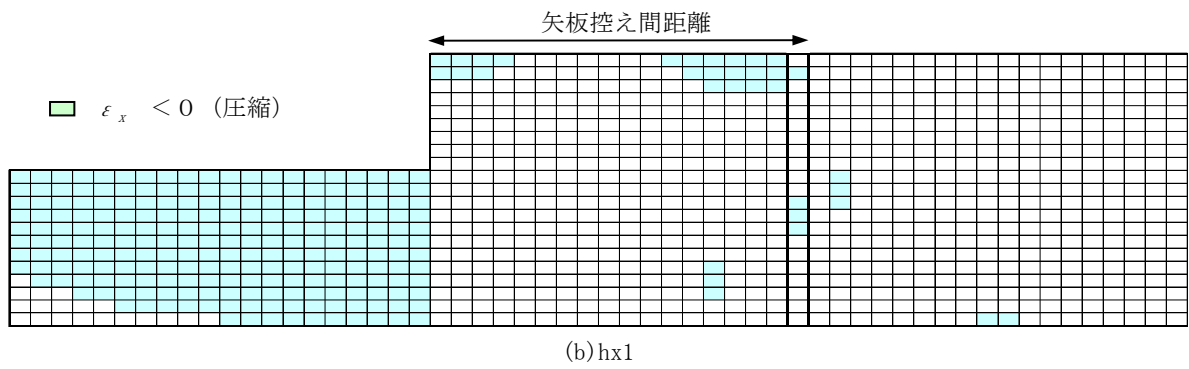
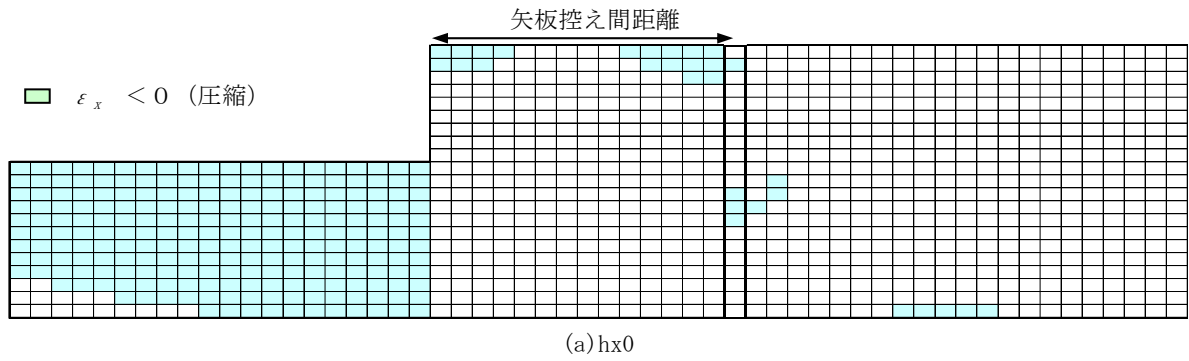


図- 31 動的解析後 ε_x 断面分布状況

部以外ではほとんどの土要素が伸張の状態にあるが、控え前面の圧縮している土要素の範囲は、自重解析後と比較すると小さくなっているのが分かる。

4.3. 検討結果まとめ

本章の主な結論は以下の通りである。

控え直杭式矢板岸壁の土要素の上下節点間の変形モードは、自重解析後では、水平方向が矢板背後から控え杭前面の間、鉛直方向が海底面から天端までの間において、せん断残留変形量よりも回転残留変形量の方が大きい。しかし、動的解析後の変形モードは、控え杭前面については、せん断残留変形量が回転残留変形量より大きくなっている。せん断残留変形量の増加の要因は、初期せん断応力の存在が考えられるが、特に、控え杭前面のタイロッド取付点の標高近くでは τ_{xy} の時刻歴波形の振幅が、同標高で水平方向の位置が異なる場所でのものより大きくなっており、杭からの荷重による τ_{xy} の増加もせん断残留変形量の増加に影響していると考えられる。

控え直杭式矢板岸壁の土要素の左右節点間の変形モードは、自重解析後・動的解析後ともに、矢板前面と控え杭の杭頭部の一部が圧縮、その外は伸張という変形モードになっており、これは矢板の海側への変形が要因と考えられる。

5. 骨組みモデルによる自重解析後変形の再現の検討

図-32のようなウィングレー型のバネを用いた簡易な骨組みモデルで、FLIPの自重解析後の変形を再現することを検討する。再現の対象となる検討ケースは、地盤ケース1のhx0~hx3とする。ここで、ウィングレー型の地盤バネとは図-33のように短冊状に切れた多数のバネで地盤を表現しようとする手法で、地盤の変位に比例した地盤反力が杭に作用することとなる。杭の設計などで一般的に用いられる手法であり、地盤バネは地盤反力係数として与えられる。

変形を再現するに当たり、骨組みモデルに作用させる土圧強度や水平地盤反力係数などが必要となるが、この簡易な骨組みモデルの適用性を見極める観点から、まずはFLIPから得られた結果を利用して、土圧強度や水平地盤反力係数を設定することとする。

5.1. 矢板に働く土圧

矢板に働く土圧強度は、FLIPから得られた矢板の曲げモーメントを2回微分することにより求めた。ただし、海底面(標高-11m)より下は受動側の土圧が働き、曲げモーメントより土圧強度を求められないため、海底面より上の有

効重量を上載荷重としたブシネスクによる弾性応力解を利用する。ブシネスクの弾性応力解は分布荷重が水平方向に無限に作用する時、載荷範囲端点では土圧係数 $K_0=0.5$ となる。図-34は海底面より上の土圧強度を矢板の曲げモーメントの2回微分、海底面より下の土圧強度を σ_x として求めたFLIP結果による土圧分布と、海底面より上の土圧を裏込め石の条件 $\phi=40^\circ$ 、 $\delta=15^\circ$ から算出されるクーロンの主働土圧係数より、海底面より下を $K_0=0.5$ で与えた土圧分布の比較であるが、海底面より下においては、 σ_x による土圧分布と $K_0=0.5$ で与えた土圧分布で大きな差が無く、 $K_0=0.5$ で与える土圧分布が妥当である事が分かる。 σ_x をFLIP上で矢板に働いている土圧強度としたのは、図-35に示すように矢板背後の τ_{xy} の値は σ_x に比べて極めて小さく、矢板に働く土圧強度は σ_x によるものと考えられるためである。海底面より上においては、矢板頭部以外は、FLIPから得られた土圧分布とクーロンの主働土圧係数より得られる土圧分布であり差が見られないことが分かる。また、hx0~hx3で土圧分布に大きな差は見られず、矢板に働く土圧強度は矢板控え間距離にあまり影響されてないことが分かる。

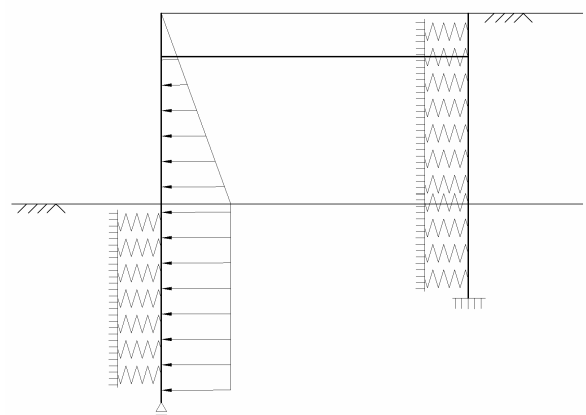


図-32 骨組みモデル

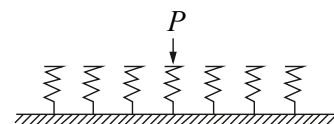


図-33 ウィングレー型の地盤バネによる地盤のモデル化

ところで、骨組みモデルに作用させる海底面下の土圧強度は、受動側から作用する土圧係数 $K_0=0.5$ の土圧強度を差し引いた値にするため、図-36のように等分布荷重とする。

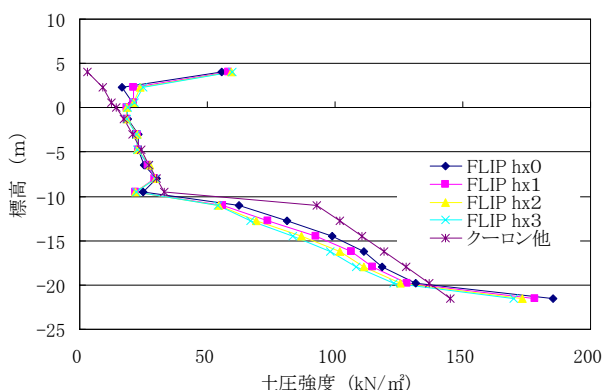


図- 34 FLIPにより得られた自重解析後の土圧強度

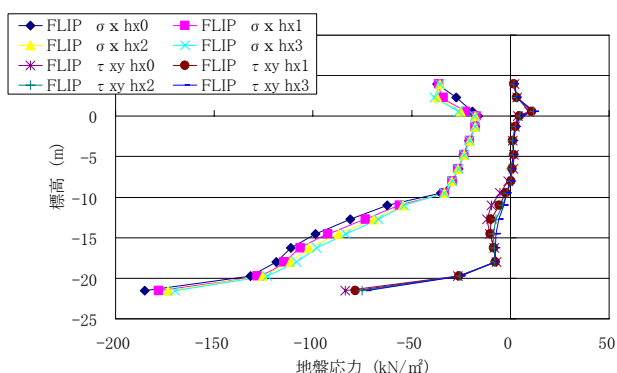


図- 35 FLIP から得られた自重解析後の矢板背後の σ_x と τ_{xy} の鉛直分布

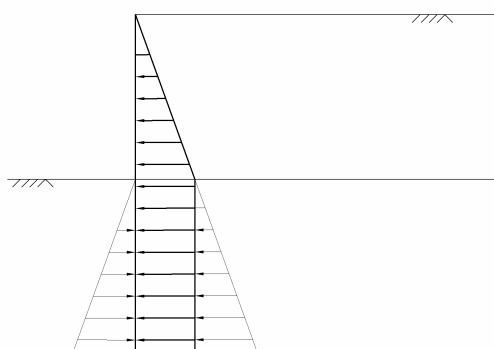


図- 36 骨組みモデルに作用させる土圧

5.2. 矢板前面の地盤バネ

矢板前面の地盤バネは水平地盤反力係数にて表現する。水平地盤反力係数は、一般的に地盤のN値やせん断剛性などにより求めることができる。例えば、道路土工一仮設構造物工指針¹³⁾や道路橋示方書¹⁴⁾などには、地盤のせん断剛性より式(7)にて求める方法が示されている。本研究では、矢板前面土要素のせん断剛性からこの式を使用し水平地盤

反力係数を求めることとする。港湾構造物の設計においてはN値をもとに図- 3の関係を利用し求めることが多い。ただし、N値による方法は設計実務における簡易法であることを考慮し、本研究では解析結果の土要素のせん断ひずみをもとに、土のせん断応力-せん断ひずみ関係から土要素のせん断剛性を求めることによって、水平地盤力係数を求めている。

$$k_h = \frac{2(1+\nu)G}{B_0} \left(\frac{B_H}{B_0} \right)^{-3/4} \quad (7)$$

ここで、 k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m^3)、 ν : ポアソン比=0.33、 B_0 : 基準載荷幅(=0.3m)、 B_H : 換算載荷幅で、矢板では一般的に10mが使われる¹³⁾。

土のせん断応力-せん断ひずみ関係は土の応力-ひずみ関係を表すのに良く使われる双曲線モデルを使用し、式(8)によって矢板前面土要素のせん断ひずみからせん断剛性を求める。式(8)で求まるせん断剛性は、双曲線モデルにおける任意のせん断ひずみに対する割線剛性である。

$$G = \frac{G_m}{1 + \gamma/\gamma_m} \quad (8)$$

ここで、 G_m : 初期せん断剛性、 γ_m : 基準ひずみである。基準ひずみ γ_m は以下のようになる。

$$\gamma_m = \frac{\tau_m}{G_m} \quad (9)$$

ここで、 τ_m はせん断強度である。

また、矢板に作用する地盤反力は、受動土圧強度以上にならないよう、受動土圧強度を最大値とするバイリニア型で与えることとする。

5.3. 控え杭の地盤バネ

控え杭の地盤バネは、矢板前面の地盤バネ同様、控え杭前面土要素のせん断ひずみより、式(7)にて求まる水平地盤反力係数により与える。ただし、4変形モードの検討より明らかになったように、控え杭前面土要素の上下節点間の変形は回転による変形の影響が大きく、せん断による変形の影響は小さい。よって、FLIP結果から得られる控え杭前面土要素のせん断ひずみと式(7)によって求める水平地盤反力係数では、杭の変形を表現するには過大な値になる可能性がある。よってここでは、せん断ひずみを控え杭の変位が全てせん断変形により起きていると仮定して控え杭の節点間の相対変位を要素高さで除すことにより、新たに設定しなおし与えることとした。

5.4. 再現結果

FLIP から得られた土圧強度、矢板前面土要素のせん断ひずみ、控え杭の残留変位から算出したせん断ひずみを利用し、図-32 に示す骨組みモデルにより算出した矢板と控え杭の残留変形量を図-37 に示す。

矢板、控え杭の残留変形量ともに FLIP の結果に比べ小さな値を算出する結果となり、骨組モデルによる再現性は良くなかった。特に、控え杭の残留変形は、FLIP 結果の残留変形量が杭下端から杭上端までほぼ直線的に増加しているのに対し、骨組モデルは杭上端に近づくにつれて増加量が大きくなっており、変形モードが異なっているのが分かる。

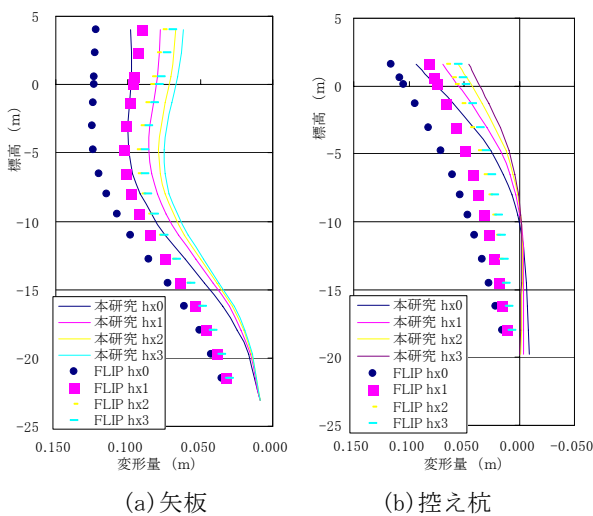


図-37 骨組モデルによる自重解析後変形の再現結果

5.5. 集中パネと骨組モデルによる自重解析後変形の再現

5.4 より、図-32 に示す骨組みモデルでは再現性が良くなく、特に控え杭の変形モードは大きく異なる事が分かった。ここでは、控え杭の変形モードに影響が大きい控え杭の地盤パネについて再検討を行う。

1) 水平地盤反力係数の再検討

5.3 で控え杭の地盤パネについては、式(7)による水平地盤反力係数により与えているが、ここでは、FLIP 結果から得られた控え杭に働く地盤反力を控え杭の変位で除すことにより、FLIP 結果の残留変形量の再現に必要な水平地盤反力係数を逆算し、5.3 で求めた一般式による水平地盤反力係数と比較する。杭に働く地盤反力は FLIP から得られた杭に働く曲げモーメントを2回微分することにより求める。図-38 に式(7)による水平地盤反力係数、図-39 に FLIP から逆算した水平地盤反力係数、残留変形量、地盤反力の鉛直分布を示す。これより、以下のことが分かる。

式(7)による水平地盤反力係数は FLIP 結果から逆算した

値と比べて非常に値が大きく、また深度方向に大きさが増していくなど傾向も異なる。FLIP 結果から逆算した水平地盤反力係数は杭頭部で大きい。

控え杭に作用する地盤反力は控え杭頭部の値が控え杭下部に比べて極めて大きく、地盤の控え杭に対する抵抗は控え杭頭部に集中しており、杭頭部以外での抵抗は比較的小さい。地盤反力を構成する地盤応力としては、地盤のせん断応力や圧縮応力などが考えられるが、4 変形モードの検討で明らかになったように、控え杭前面の上下節点間の変形モードは回転による影響が大きく、また左右節点間の変形モードは杭頭部以外は伸張であるため、杭頭部以外では、杭に地盤からのせん断応力や圧縮応力による抵抗が比較的小さい。このため、地盤反力は杭頭部以外では小さくなっていると考えられる。逆に杭頭部では左右節点間の変形モードが圧縮であるため、地盤反力が比較的大きくなっていると考えられる。図-40 は地盤応力 σ_x , τ_{xy} の杭前面と背面での大きさの差の鉛直分布であるが、地盤反力同様、杭頭部で σ_x が非常に大きくなっており、地盤反力を構成している地盤応力のうち、地盤反力は σ_x による影響が大きいことが伺える。

FLIP から逆算した水平地盤反力係数において、各ケースで控え杭に作用する地盤反力はほとんど変わらないが、残留変形量は大きく異なるため、水平地盤反力係数の値は矢板控え間距離により違いが出ている。

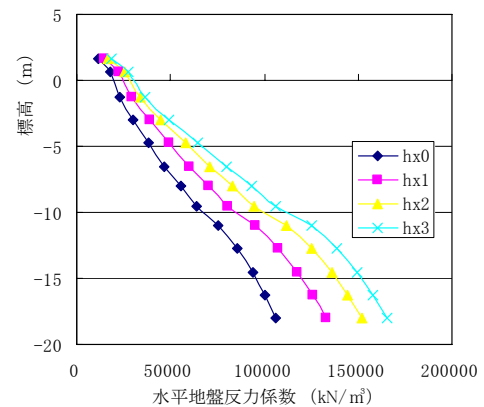


図-38 地盤のせん断剛性から求めた水平地盤反力係数

2) 集中パネによるモデル化

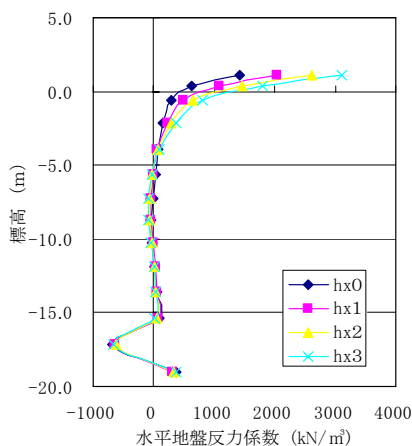
以上のことより、式(7)による水平地盤反力係数は、FLIP 結果から逆算した水平地盤反力係数に比べて極めて大きく、また、傾向も異なり、控え直杭式矢板岸壁の控え杭の変形を再現するにはあまり適さないことが分かった。

この原因は、式(7)の導出時の条件にあると考えられる。式(7)は、以下に示す式(10)が基になっている。

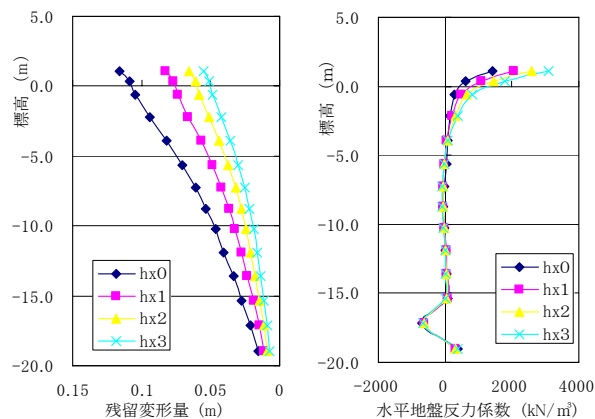
$$k_h = \frac{1.3}{B} \sqrt[12]{\frac{2(1+\nu)GB^4}{E_p I_p} \frac{2(1+\nu)G}{1-\nu^2}} \quad (10)$$

式(10)は Vesic¹⁵⁾により、図-41に示すような半無限弾性体の上にある無限長に長い梁が集中荷重を受ける場合において、解析的に解いた梁に働く曲げモーメント¹⁶⁾とウィンクレー型の地盤バネで地盤をモデル化した場合に梁に働く曲げモーメントを比較し求められている。この時、解析的に解いた梁に働く曲げモーメントは、地表面で杭に働く荷重強度と地盤の応力が等しく、作用方向の無限遠方で応力=0 という境界条件で地盤の応力関数を解くことによって求められている。よって、水平方向に無限に地盤が存在するような条件を想定しており、本研究で対象としている岸壁背後のような、近くに矢板のような土留め壁があり、矢板が土圧により変形するような条件を想定していない。本研究で明らかになったように、矢板が海側へ変形する条件では、土要素の左右節点間では伸張による変形モード、上下節点間では回転による変形モードが大きくなるなど、無限に水平地盤が続く条件とは変形モードが大きく異なる。よって、式(7)による水平地盤反力係数では、控え杭の変形を良く表現できなかったと考えられる。なお、式(7)は Yoshida ら¹¹⁾によって式(10)に載荷幅と地表面付近の土の塑性化の影響による補正が加えられた後、簡略されて作られた式である。

そこで、本研究では、控え直杭式矢板岸壁の背後地盤の回転や伸張といった変形モードの影響により、控え杭に働く地盤反力が杭頭部以外は杭頭部に比べて非常に小さいことに着目し、控え杭の地盤バネは図-42に示すようにタイロッド取付点の集中バネでモデル化することとした。ここで、本章における集中バネの値は FLIP 結果のタイロッド張力をタイロッド取付点の控え杭変位で除すことにより求めることとする。



(a) 控え杭 水平地盤反力係数



(b) 控え杭 残留変形量 (c) 控え杭 地盤反力

図-39 自重解析後の FLIP 結果を逆算した水平地盤反力係数

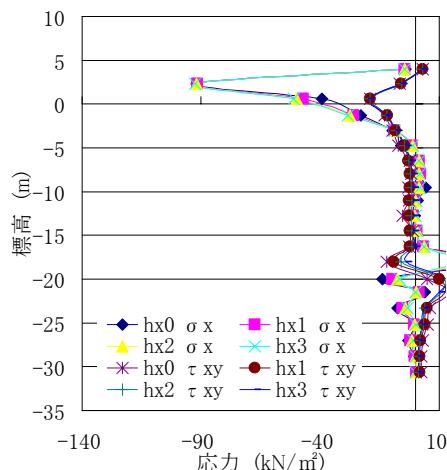


図-40 杭前面と背面の地盤応力の差の鉛直分布

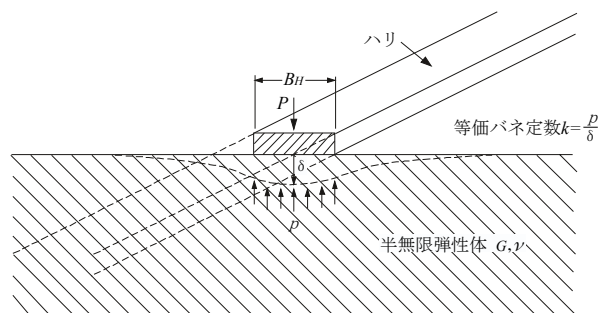


図-41 半無限弾性体上で荷重を受ける梁

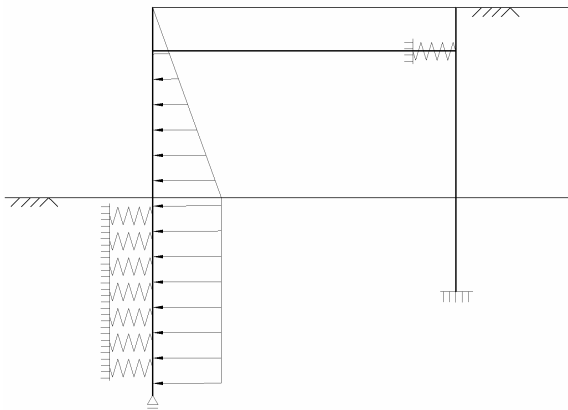


図-42 集中バネによる骨組みモデル

5.6. 自重解析後変形の再現結果

図-43 に控え杭の地盤バネを集中バネにした時の骨組みモデルによる再現結果を示す。この結果より以下のことが分かる。

分布バネで表現できなかった控え杭の直線的な変形モードを集中バネにより比較的良く再現できた。

矢板控え間距離による残留変形量の違いを、集中バネの大きさの違いで表現することができる。

矢板前面の地盤バネは一般式による水平地盤反力係数で矢板の変形を良く再現できている。

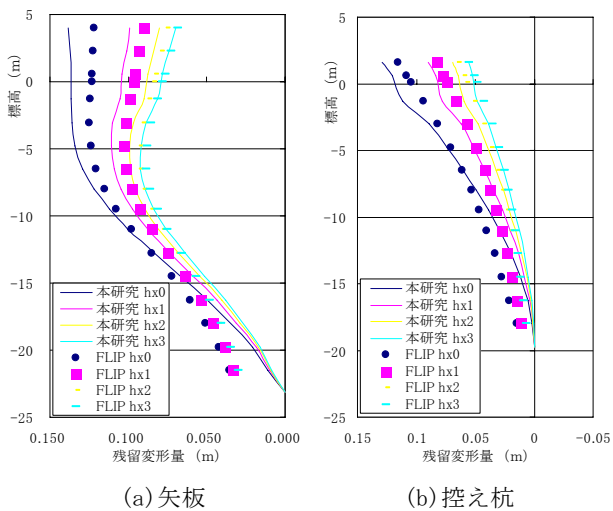


図-43 集中バネによる自重解析後変形の再現結果

6. 動的解析後変形の骨組みモデルによる再現

前章にて、自重解析後の変形を集中バネを用いることにより再現した。ここでは、動的解析後の変形についても集中バネで再現できるかを検討する。比較として一般式による水平地盤反力係数を用いた分布バネでの再現結果も示す。検討ケースは、地盤ケース1の基本断面 hx0 と最も矢板控

え間距離が長い hx3 とする。矢板に働く土圧、矢板の地盤バネ、控え杭の地盤バネについては、全て自重解析後変形の再現同様の手法で与える。

6.1. 矢板に働く土圧・地盤バネ

5.1 矢板に働く土圧と同様の手法で得られた土圧強度を図-44 に示す。参考として自重解析後同様、海底面より上は裏込め石の条件 $\phi = 40^\circ$, $\delta = 15^\circ$ から算出されるクーロンの主動土圧係数、海底面より下はブシネスクによる弾性応力解を利用し、海底面より上の有効重量を上載荷重として土圧係数 $K_0=0.5$ より得られる土圧分布もあわせて示す。5.1 矢板に働く土圧で、この土圧分布は自重解析後の FLIP 結果から得られる土圧分布と杭頭部以外はほぼ同程度の値であることが示されている。

この結果より、動的解析後は海底面から天端までの範囲で大きく土圧が増加していること、またその増加量は入力加速度が大きい方が大きいこと、hx0~hx3 で土圧に大きな差は無いことが分かる。

矢板前面の地盤バネも、5 骨組みモデルによる自重解析後変形の再現の検討の再現同様、矢板前面の土要素のせん断剛性から式(7)を利用し算出する。

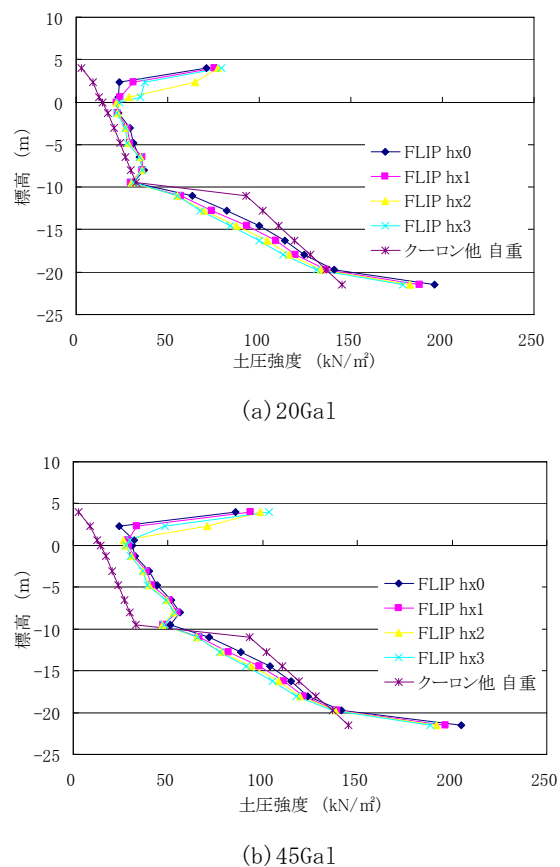


図-44 FLIP より得られた動的解析後の土圧強度

6.2. 控え杭の地盤バネ

集中バネの妥当性を検討するため、まず FLIP 結果から逆算した水平地盤反力係数と式(7)による水平地盤反力係数を比較する。式(7)による水平地盤反力係数の鉛直分布を図-45に示す。水平地盤反力係数算出に用いたせん断ひずみは、5.3 控え杭の地盤バネ同様、控え杭の残留変形が全てせん断変形により起きていると仮定して控え杭の節点間の相対変位を要素高さで除すことにより算出した。FLIP 結果から逆算した水平地盤反力係数は、自重解析後の再現同様、FLIP から得られた控え杭に働く地盤反力を残留変位で除して求める。水平地盤反力係数、残留変形量、地盤反力の鉛直分布を図-46に示す。

この結果より、FLIP 結果から逆算した地盤反力係数は、自重解析後同様、控え杭頭部で控え杭下部に比べて値が大きいこと、式(7)より算出した水平地盤反力係数は、自重解析後同様、FLIP 結果から逆算した値と比べて値が大きく、また深度方向に大きさが増していくなど傾向も異なることが分かる。以上のことより、動的解析後の変形の再現についても集中バネを用いることとする。

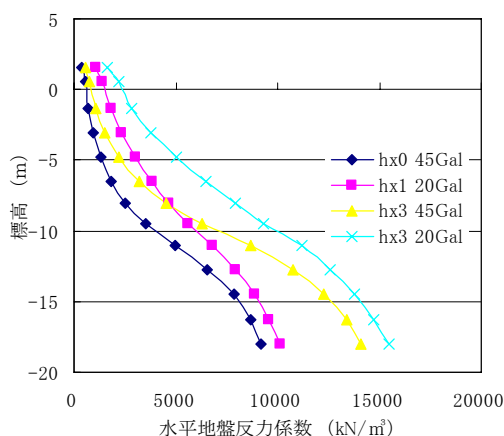


図-45 一般式より算出した水平地盤反力係数

6.3. 再現結果

図-47に控え杭の地盤バネを集中バネにした時の骨組みモデルによる再現結果と、分布バネで与えた時の再現結果を示す。この時、比較の分布バネの水平地盤反力係数は図-45の値を使用している。この結果より以下のことが分かる。

矢板、控え杭ともに動的解析後も集中バネにより概ね良好に変形を再現できるが、式(7)による水平地盤反力係数を用いた分布バネでは、矢板・控え杭ともに残留変形量は小さく、また変形モードもFLIP結果と異り再現性は良くない。

矢板控え間距離による残留変形量の違いを、集中バネの大きさの違いで表現することができた。

FLIP 結果では矢板・控え杭下端で変位が発生しているが、本モデルでは固定条件になっているため、変位を表現できていない。

7. 簡易耐震性能照査方法

前章までの検討により、控え直杭式矢板岸壁の変形は集中バネを用いることにより骨組みモデルで表現できることが分かった。ここでは、これまでFLIPから逆算していた土圧、矢板前面の地盤バネ、控え杭の集中バネをモデル化し、2次元地震応答解析結果の変形を再現できる簡易耐震照査手法の構築について検討する。

7.1. 検討ケース

再現を検討する2次元地震応答解析のケースは、-7.5m、-11.0m、-14.5mの3つの水深にそれぞれ設計震度0.10、0.15、0.20を設定したものとし、地盤条件は、固有周期が1.2s程度の比較的緩い地盤(第Ⅲ種地盤相当)である地盤ケース1と固有周期が0.8s程度のやや締まった地盤(第Ⅱ種地盤相当)である地盤ケース2とした。

表-7に各水深の地盤ケースを示す。また、水深-11.0mで設計震度0.15の断面は、3. 控え直杭式矢板岸壁の耐震性能に影響を及ぼすパラメータで設定した基本断面hx0と同じ断面であり、この断面の地盤ケース1については、3. 控え直杭式矢板岸壁の耐震性能に影響を及ぼすパラメータで矢板控え杭間距離を変更した検討ケースであるhx3についても再現を検討する。

入力地震動は周波数特性や継続時間の違いなどを考慮し、表-8に示すNo1~No3の3つの地震動を用いた。図-48に波形、図-49にフーリエスペクトルを示す。

7.2. 簡易耐震性能照査モデルの概要

図-50、図-51にそれぞれ地盤ケース1水深-11.0mにおけるhx0、hx3における地震動No1による動的解析後のせん断剛性低下率の断面分布を示す。

せん断剛性低下率は、FLIPによって得られた各土要素のせん断ひずみより、式(8)からせん断剛性を求め、動的解析後のせん断剛性を自重解析後のせん断剛性で除したものである。これより、矢板前面と控え杭前面において大きくせん断剛性が低下しており、地盤剛性の低下が変形に大きく影響を与えているのが分かる。簡易耐震性能照査モデル構築にあたっては、これら地盤剛性の低下を適切にモデルに反映させる必要がある。前章までの検討より、動的解析後は地盤剛性の低下に伴って、次のような変化が起きていることが分かっている。

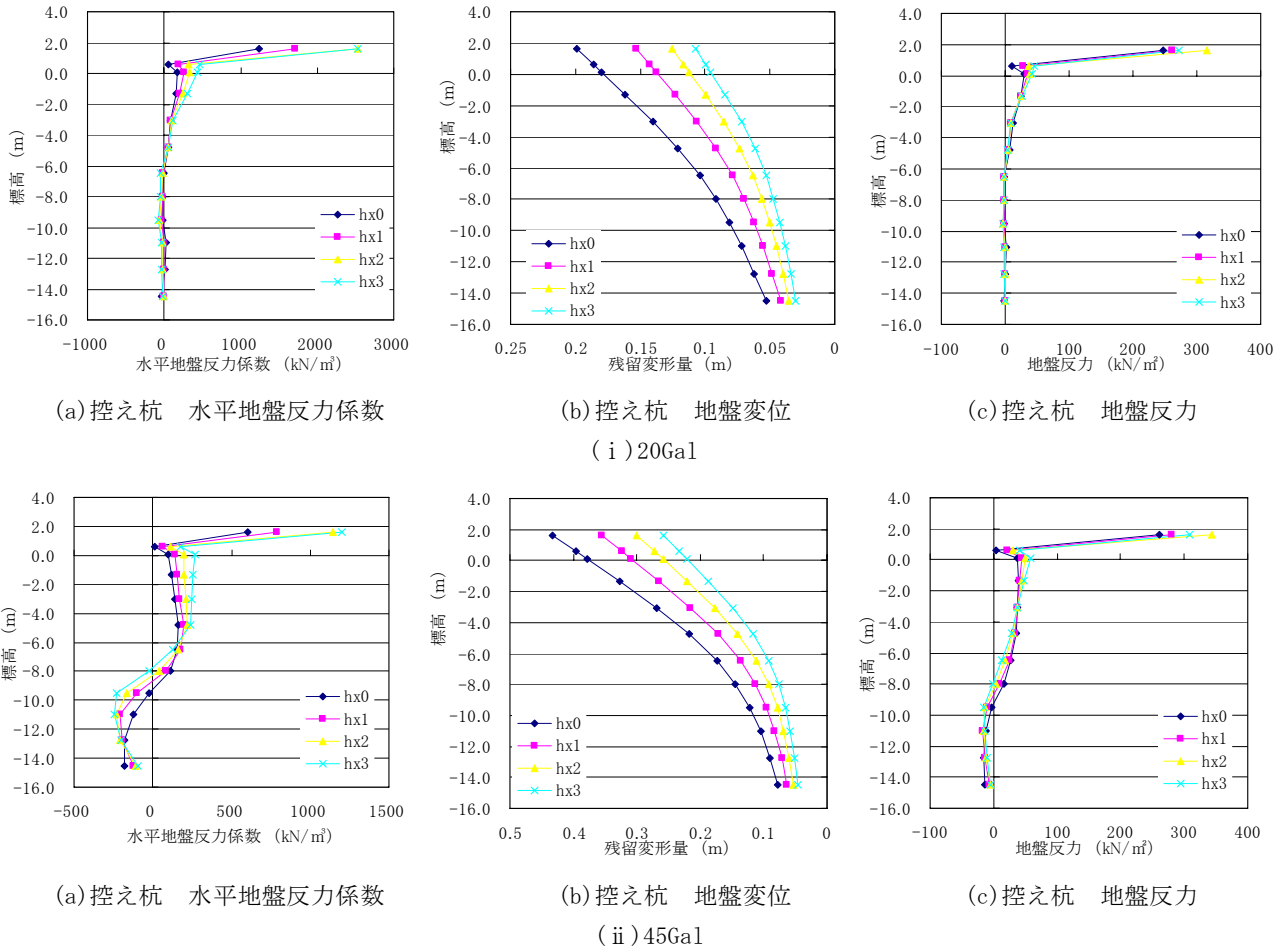


図-46 動的解析後のFLIP結果を逆算した地盤反力係数

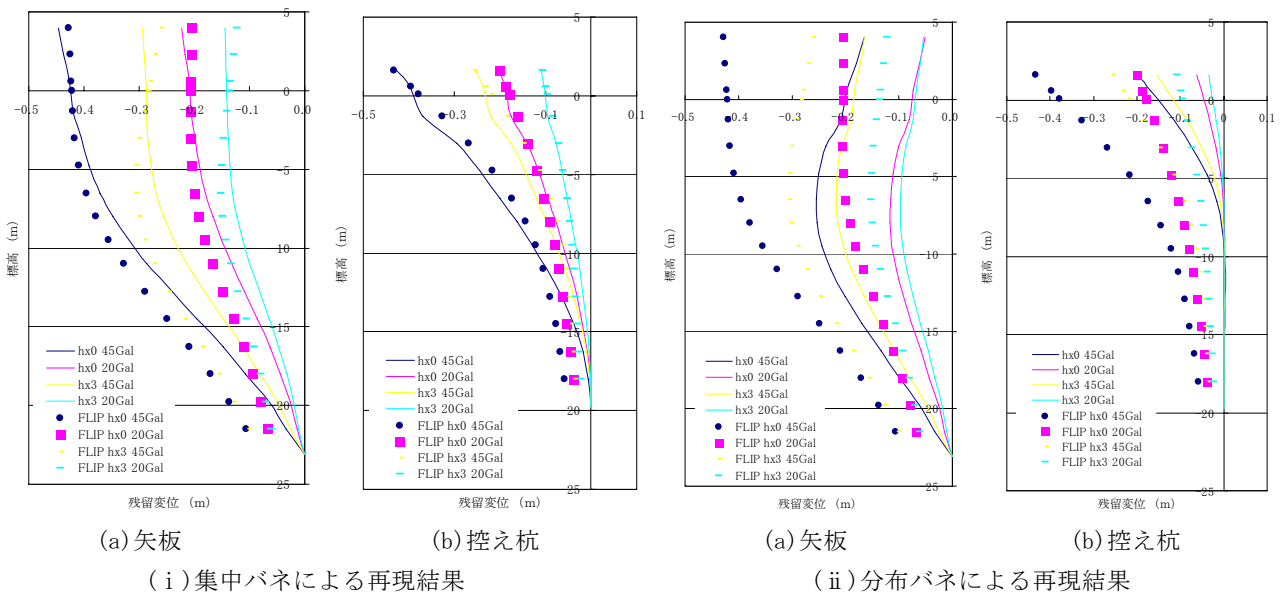


図-47 集中バネによる動的解析後の変形の再現結果

表 - 7 地盤ケース

(a) 水深-7.5m

(i) 地盤ケース1 (第Ⅲ種地盤相当)

標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	25920	89.8	0.33	37	0.24	0.5
0.6 ~ -7.5	2						
-7.5 ~ -29	2	45000	239.8	0.33	38	0.24	0.5

(ii) 地盤ケース2 (第Ⅱ種地盤相当)

標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	58300	89.8	0.33	38	0.24	0.5
0.6 ~ -7.5	2						
-7.5 ~ -18	2	72200	198.5	0.33	38	0.24	0.5
-18 ~ -29	2	125000	279.2	0.33	39	0.24	0.5

(b) 水深-11.0m

(i) 地盤ケース1 (第Ⅲ種地盤相当)

標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	25920	89.8	0.33	37	0.24	0.5
0.6 ~ -11	2						
-11 ~ -32.5	2	45000	239.8	0.33	38	0.24	0.5

(ii) 地盤ケース2 (第Ⅱ種地盤相当)

標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	58300	89.8	0.33	38	0.24	0.5
0.6 ~ -11	2						
-11 ~ -21.5	2	72200	198.5	0.33	38	0.24	0.5
-21.5 ~ -32.5	2	125000	279.2	0.33	39	0.24	0.5

(c) 水深-14.5m

(i) 地盤ケース1 (第Ⅲ種地盤相当)

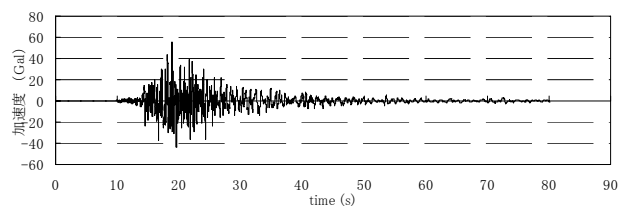
標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	25920	89.8	0.33	37	0.24	0.5
0.6 ~ 14.5	2						
-14.5 ~ -36	2	45000	239.8	0.33	38	0.24	0.5

(ii) 地盤ケース2 (第Ⅱ種地盤相当)

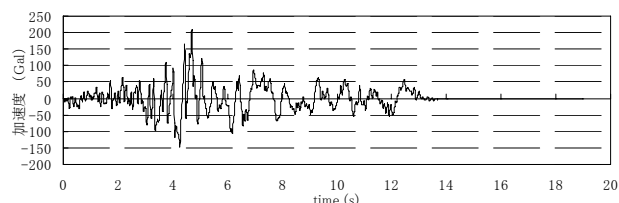
標高(m)	ρ (t/m ³)	G_{ma} (kN/m ²)	σ_{ma} (kN/m ²)	ν	ϕ (deg)	h_{max}	m_g
4 ~ 0.6	1.8	58300	89.8	0.33	38	0.24	0.5
0.6 ~ -14.5	2						
-14.5 ~ -25	2	72200	198.5	0.33	38	0.24	0.5
-25 ~ -36	2	125000	279.2	0.33	39	0.24	0.5

表 - 8 入力地震動

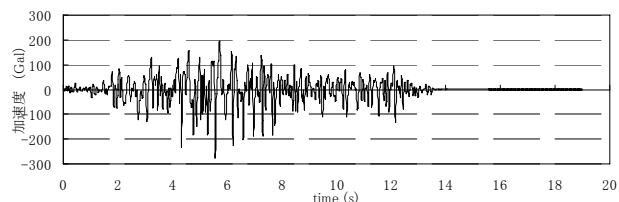
No.	地震波名	最大加速度 (Gal)	卓越周波数 (Hz)	継続時間 (s)
No.1	宮崎波	55.8	4.55	80
No.2	八戸波	209.9	0.39	19
No.3	大船渡波	275.1	2.34	19



(a) No1 宮崎波

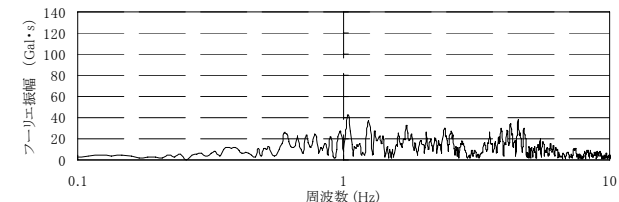


(b) No2 八戸波

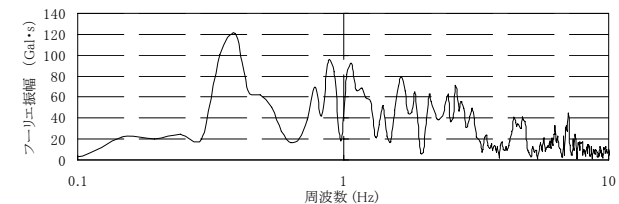


(c) No3 大船渡波

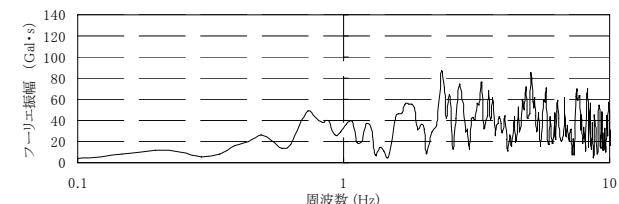
図- 48 入力地震波形



(a) No1 宮崎波



(b) No2 八戸波



(c) No3 大船渡波

図- 49 入力地震動 フーリエ振幅

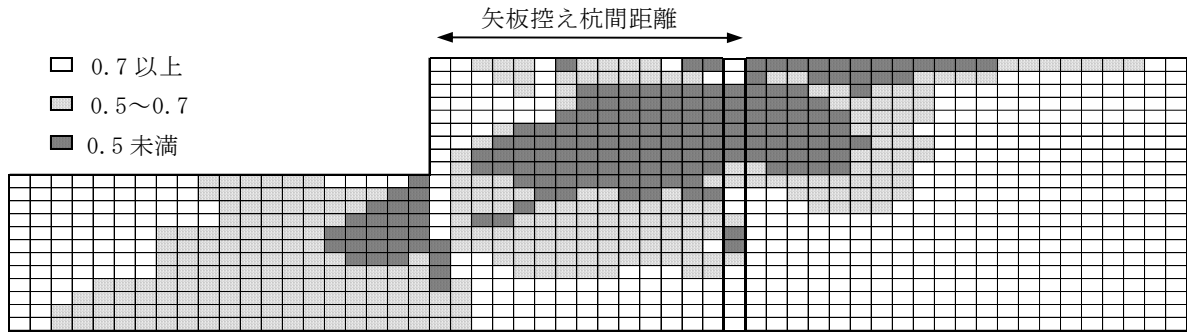


図- 50 hx0の剛性低下率断面分布

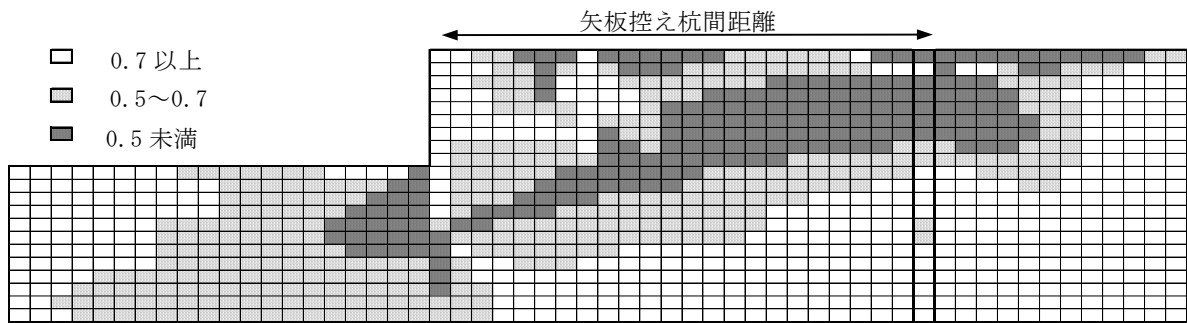


図- 51 hx3の剛性低下率断面分布

①動的解析後、矢板に働く土圧は増加している。②矢板下端は、技術基準で仮定しているような固定条件ではなく、矢板下端以深の地盤変形により海側へ変位している。これらを考慮し、本研究での簡易耐震性能照査モデルは図- 52の模式図に示すとおりとした。

7.3. 土圧のモデル化

土圧は天端高から海底面までは、図- 44により動的解析後、増加していることが分かっている。これは、地震波により地盤の剛性が低下し、土要素が変形しようとするのを矢板が抑制し、土要素が圧縮することによると考えられる。矢板に働く土圧は地盤の剛性低下や矢板の海側への変形などの土要素を伸張させる因子と、矢板剛性や根入長などの土要素が変形するのを抑制し土要素を圧縮させる因子により決定されていると考えられるが、そのような効果を考慮した土圧算出方法は未だ考案されていない。

よって、本研究では天端から海底面までは、補正地表面最大加速度¹⁴⁾ a_c (Gal) を重力加速度 g (=980Gal) で除して求めた見かけ上の震度から物部・岡部の土圧理論に基づく土圧係数を求め、土圧強度で与えることとした。ここで、 a_c とは地震波の周波数特性や継続時間など、構造物の水平残留変形量に影響のある因子で補正した地震動の最大加速度である。本研究では、 a_c は地震動の繰り返し作用による地盤剛性の低下や壁高などの影響を静的荷重にある程度換算する加速度であり、現時点ではこれを用いるのが最善と判断した。海底面より下の土圧強度については、6 動的解析後変形の骨組みモデルによる再現より、動的解析後で土圧強度の増加はほとんどないことが分かっているので、海底面より上の有効重量を上載荷重としてブシネス

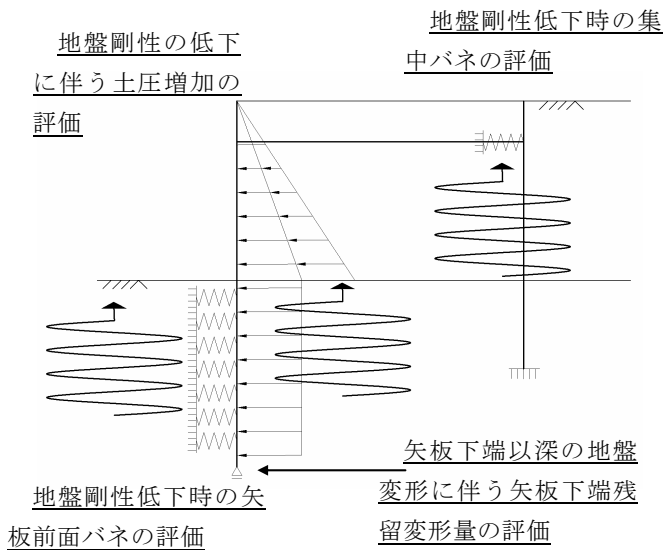
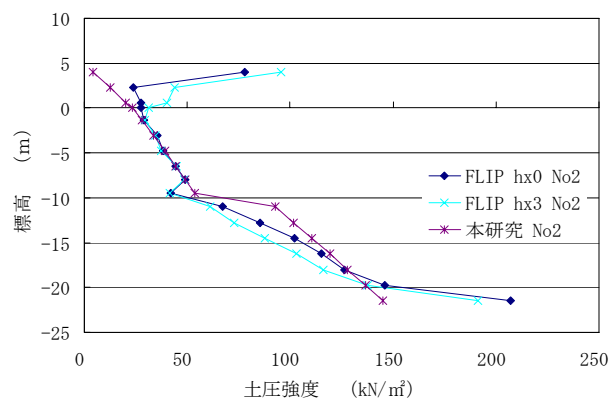


図- 52 簡易耐震性能照査モデル模式図

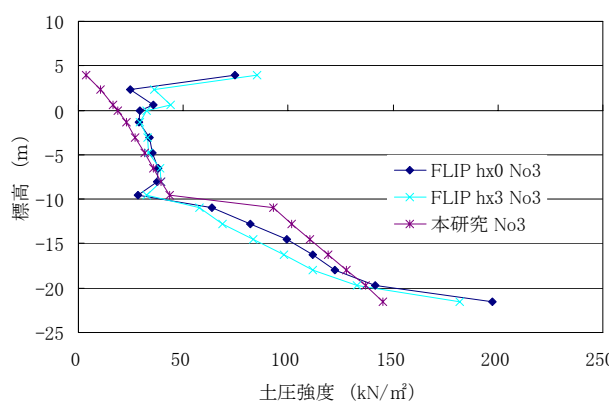
クの弾性応力解から得られる土圧係数 $K_0=0.5$ で与えることとした。ただし、骨組みモデルに作用させる土圧強度は受動側からも土圧係数 $K_0=0.5$ での土圧強度が作用するため、これを差し引いた値となり、結局等分布荷重となる(図-36 参照)。表-9 に各地震動の α_c と α_e を g で除した見掛けの震度 k_h を示す。 α_c は一次元の FLIP による地震応答解析より求めた。図-53 に本研究での地盤ケース 1, 水深-11.0m のモデル土圧分布と FLIP 結果から逆算した土圧分布の比較を示す。矢板頭部以外は、本モデルによる土圧強度で FLIP 結果の土圧強度を良く再現できていた。

表-9 入力地震動の α_c と k_h

No	地震波名	水深	地盤	α_c (Gal)	k_h
No1	宮崎波	-7.5	case1	32.5	0.033
			case3	22.3	0.023
		-11	case1	40.4	0.041
			case3	32.7	0.033
		-14.5	case1	47.5	0.048
			case3	43.2	0.044
No2	八戸波	-7.5	case1	106.3	0.109
			case3	82.5	0.084
		-11	case1	141.0	0.144
			case3	118.2	0.121
		-14.5	case1	175.0	0.179
			case3	153.5	0.157
No3	大船渡波	-7.5	case1	59.0	0.060
			case3	41.1	0.042
		-11	case1	78.2	0.080
			case3	59.4	0.061
		-14.5	case1	96.0	0.098
			case3	77.7	0.079

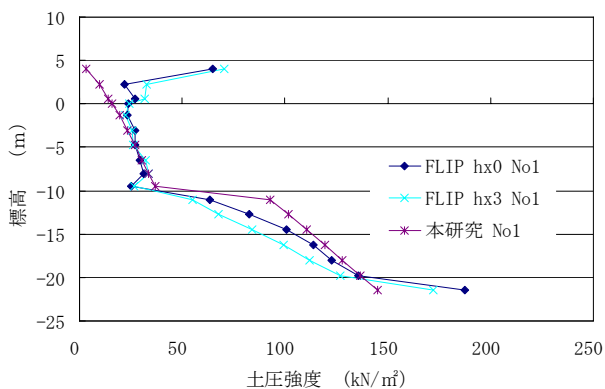


(b) No2 八戸波



(c) No3 大船渡波

図-53 モデル土圧



(a) No1 宮崎波

7.4. 矢板前面の地盤バネのモデル化

矢板前面の地盤バネは、一次元の FLIP により地震動による地盤の剛性の低下を評価し与える。すなわち、一次元の FLIP によりせん断ひずみを求め、式(7)によって水平地盤反力係数より与える。ここで、せん断ひずみは、矢板前面要素は 4 変形モードの検討より、初期応力の影響によって、地震動作用時間中に急増することが分かっている。そこで本研究では、初期応力の影響を考慮するため、自重解析後における矢板前面要素の残留変形量推定式を作成し、この推定式により算出する変形量を一次元の FLIP 解析の初期条件として与え、矢板前面の初期応力状態を模擬する。その後、その初期条件で一次元の FLIP 解析を行い、せん断ひずみを求めることとする。また、せん断ひずみは、1 次元の地震応答解析結果の最大ひずみに係数 0.65 を乗じた有効ひずみとすることとした。有効ひずみは、1 次元の地震応答解析を等価線形で行う場合に用いられる手法で、不規則な地震動の最大振幅を調和振幅に換算する係数であり、一般的に 0.65 が良く用いられる。

1) 矢板前面要素変形量推定式

矢板前面要素変形量推定式は、FLIP 解析結果の自重解析後の変形量を重回帰分析することにより作成する。重回帰分析に使用した FLIP の検討ケースは、-7.5m, -11.0m, -14.5m, -16.0m の4つの水深において、それぞれ固有周期が 1.2s 程度の比較的緩い地盤(第Ⅲ種地盤相当)である地盤ケース 1, 固有周期が 0.8s 程度のやや締まった地盤(第Ⅱ種地盤相当)である地盤ケース 2, 固有周期が 0.6 以下の締まった地盤(第Ⅰ種地盤相当)である地盤ケース 3 の地盤条件を用意し、各水深に表 - 10 に示す設計震度を設定して技術基準³⁾により設計した断面で、全 24 ケースである。

表 - 10 検討ケース

		水深			
		-7.5m	-11.0m	-14.5m	-16.0m
設計震度	0.10	○	○		
	0.15	○	○		
	0.20		○	○	
	0.25			○	○

矢板前面要素変形量推定式は、まず海底面における残留変形量推定式を作成し、その後、海底面残留変形量以深の変化量推定式を作成して、それらを合わせることで作成することにした。重回帰分析により求めたに矢板前面要素変形量推定式を、式(11)~式(13)に示す。

$$u_{stat} = u_{sb} - \Delta u \quad (u_{sb} < \Delta u) \quad (11)$$

$$= 0 \quad (u_{sb} > \Delta u)$$

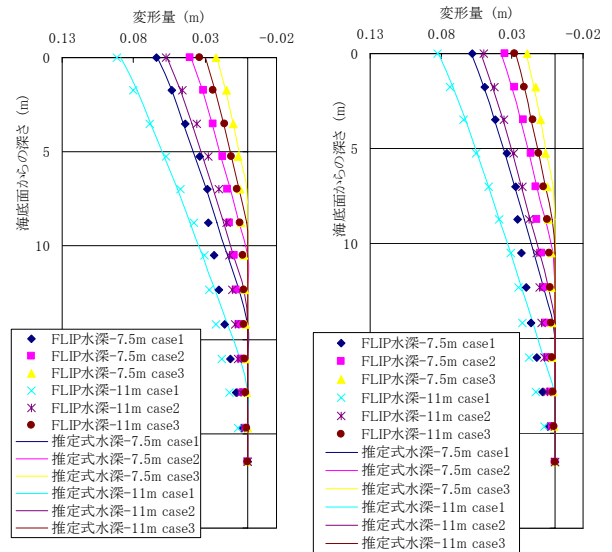
$$u_{sb} = 56.5H^{1.22}(X/H)^{-0.695}G_{98}^{-0.927} \quad (12)$$

$$\Delta u = 0.703y^{0.903}H^{0.477}(X/H)^{-0.983}G_{98}^{-0.543} \quad (13)$$

ここで、 u_{surf} : 海底面残留変形量(m), Δu : 海底面残留変形量以深の変化量(m), H : 壁高(m), X/H : 矢板控え杭間距離を壁高で除したパラメータ, y : 海底面からの鉛直長さ, G_{98} : 矢板前面土要素の有効拘束圧 98kN/m²におけるせん断剛性(kN/m²)である。せん断剛性の大きさは有効拘束圧に依存するため、ある有効拘束圧下の値に指定する必要がある。ここでは、有効拘束圧 98kN/m²のせん断剛性 G_{98} を用いることにした。なお、 G_{98} は FLIP の地盤パラメータ簡易設定法¹¹⁾において、N 値から求められるせん断剛性として扱われている。

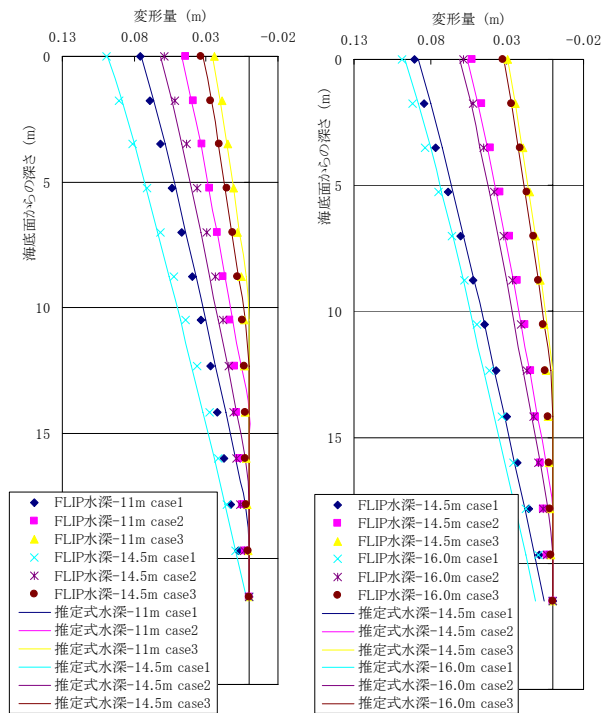
図 - 54 に矢板前面要素変形量推定式と 2次元 FLIP の矢板前面土要素の残留変形量を比較したグラフを示す。推定式による変形量は水深-7.5m 地盤ケース 1 において、海底面から 10m の深さあたりで、やや 2次元 FLIP の結果と差があるものの、概ね 2次元 FLIP の結果と同程度の変形量を算

出している。



(a) 設計震度 0.10

(b) 設計震度 0.15



(c) 設計震度 0.20

(d) 設計震度 0.25

図 - 54 矢板前面要素変形量推定式と FLIP 結果の比較

7.5. 控え杭の集中バネのモデル化

控え杭の集中バネ k_{hd} は、自重解析後の変形を表現できる集中バネ k_{hs} に低減率を乗じることで求める。(式(14)参照)。 k_{hs} は骨組み解析と集中バネ位置変形量推定式により求める。すなわち、まず k_{hs} を仮定し、それを用いて骨組み解析で自重解析後の変形の再現を行い、集中バネ

位置の残留変形量が集中バネ位置変形量推定式による残留変形量と等しくなる k_{hs} を繰り返し計算により求める (図 - 55 参照)。

$$k_{hd} = \alpha k_{hs} \quad (14)$$

ここで、 k_{hd} : 控え杭の集中バネ, k_{hs} : 自重解析後の変形を表現する集中バネ, α : 集中バネ低減率である。

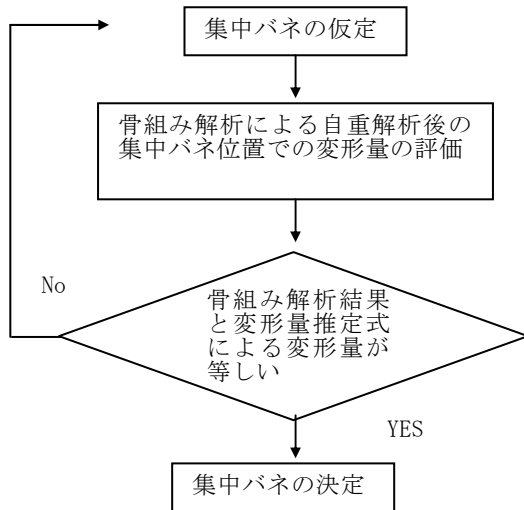


図 - 55 k_{hs} の算出

1) 集中バネ位置変形量推定式

集中バネ位置変形量推定式は、FLIP 解析結果の自重解析後の変形量を重回帰分析することにより作成する。重回帰分析に使用した FLIP の検討ケースは、-7.5m, -11.0m, -14.5m, -16.0m の 4 つの水深において、それぞれ固有周期が 1.2s 程度の比較的緩い地盤 (第 III 種地盤相当) である地盤ケース 1, 固有周期が 0.8s 程度のやや締まった地盤 (第 II 種地盤相当) である地盤ケース 2, 固有周期が 0.6 以下の締まった地盤 (第 I 種地盤相当) である地盤ケース 3, 3 の地盤条件を用意し、各水深に表 - 10 に示す設計震度を設定して技術基準³⁾により設計した断面で、全 24 ケースである。

説明変数を、 X/H : 矢板控え杭間距離を壁高で除したパラメータ, G_{98} : 矢板前面土要素の拘束圧 98kN/m² におけるせん断剛性 (kN/m²), h_T : 海底面から集中バネ取付位置までの距離として重回帰分析を行った。集中バネ位置残留変形量推定式を式 (15) に示す。

$$u_{tie} = 342(X/H)^{-1.30} h_T^{0.408} G_{98}^{-0.829} \quad (15)$$

ここで、 u_{tie} (m): 自重解析後の集中バネ位置での残留変形量推定値である。集中バネ位置残留変形量推定式による残留変形量推定値と 2 次元 FLIP の自重解析後の集中バネ位置での残留変形量を比較したグラフを図 - 56 に示す。

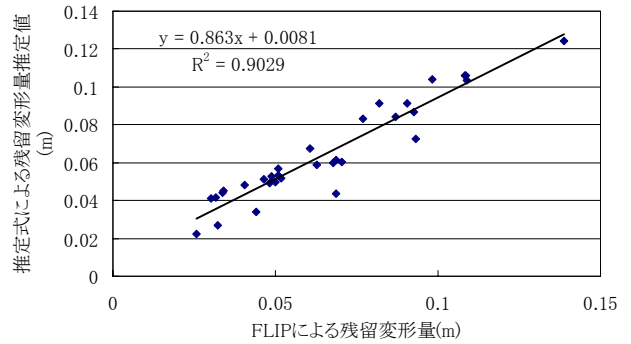


図 - 56 推定式による残留変形量推定値と FLIP 結果の比較

2) 集中バネ低減率の検討

k_{hs} を骨組み解析の繰り返し解析にて求めたあと、集中バネ低減率を乗じ、 k_{hd} を算出する。ここでは、集中バネ低減率について検討を行う。本研究における簡易モデルでは、控え杭に対する地盤の抵抗を、変形メカニズムの観点から集中バネに集約して表現し、控え直杭式矢板岸壁の残留変形を再現している。そのため、集中バネ低減率は、杭前面土要素全体の地盤剛性の地震動による低下を考慮したものである必要がある。よって、本研究において集中バネ低減率は、控え杭位置の地盤条件で 1 次元の FLIP 解析を行い、天端から控え杭下端までの平均の剛性低下率を求め、以下の式 (16) より集中バネ低減率を求めることとした。剛性低下率は、せん断ひずみと式 (8) により求め、せん断ひずみは、1 次元の地震応答解析結果の最大ひずみに係数 0.65 を乗じた有効ひずみとすることとした。

$$\alpha = 0.8981 (G/G_0)_{ave} \quad (16)$$

ここで、 G : 1 次元の FLIP 解析後のせん断剛性, G_0 : 初期せん断剛性, $(G/G_0)_{ave}$: 平均せん断剛性低下率である。

式 (16) は、1 次元 FLIP による平均せん断剛性低下率と 2 次元 FLIP 結果による集中バネ低減率の相関関係より求めた (図 - 57 参照)。2 次元 FLIP 結果による集中バネ低減率は、動的解析後の集中バネ値を自重解析後の集中バネ値で除すことにより求めた。各集中バネ値はタイロッド取付点位置 (簡易モデルでの集中バネ設置位置) でのタイロッド張力を残留変形量で除すことにより求めた。使用した

2次元FLIPの検討ケースは、7.1 検討ケースでの検討ケースと等しく、入力地震波は表-11に示す周波数特性や継続時間異なるが9つの地震波を残留変形量が10cm, 15cm, 20cmとなるよう振幅調整し使用している。

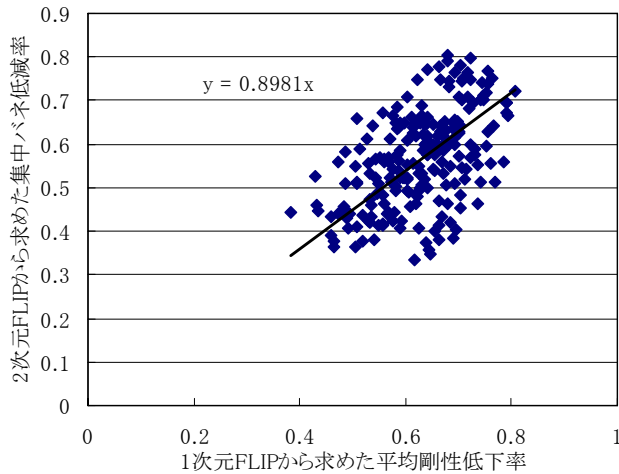


図-57 一次元FLIPから求めた平均剛性低下率と集中パネ低減率の関係

表-11 集中パネ低減率検討時 地震波

No.	地震波名	卓越周波数 (Hz)	継続時間 (s)
No.1	宮崎波	4.55	80
No.2	美都波	0.37	161
No.3	JR波	1.34	40
No.4	Dip波	0.68	29.1
No.5	八戸波	0.39	19
No.6	神戸波	2.88	20
No.7	大船渡波	2.34	19
No.8	Strike波	1.66	29.1
No.9	Subduction波	0.67	40

7.6. 矢板下端残留変形量の評価

矢板下端は、矢板下端以深の地盤が地震動により変形するため残留変形量が発生し、現在の技術基準³⁾で想定しているような固定条件とはならない。

本研究では、簡易モデルの海底面下において、式(17)に示す荷重を与えることによって、矢板下端以深の地盤変形により、海底面以深の矢板が海側へ平行移動するのを簡易モデルで表現する。

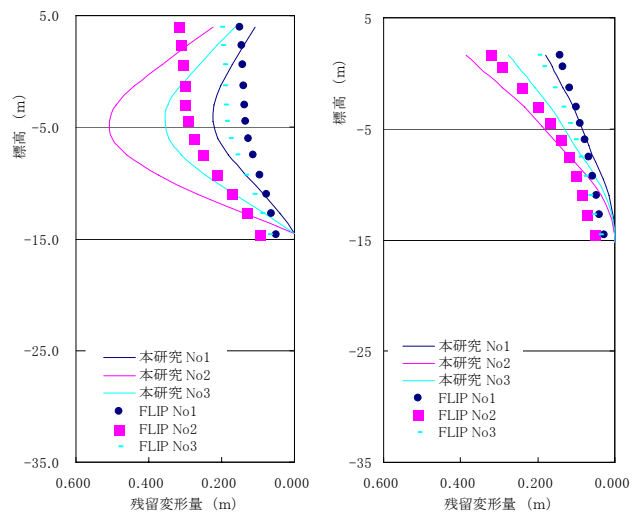
$$p_b = k_h u_b \quad (17)$$

ここで、 p_b ：矢板下端以深の地盤の変形により海底面以深の矢板が海側へ変形するのを表現する荷重(kN/m²)、 k_h ：水平地盤反力係数(kN/m³)、 u_b ：矢板下端での残留変形量(m)

である。 u_b は、矢板前面の水平地盤反力係数の算出方法同様、1)矢板前面要素変形量推定式で求めた矢板前面要素変形量推定式により初期応力を考慮した1次元FLIP解析を行い、矢板下端位置での残留変形量を算出し、これを利用する。

7.7. 検討結果

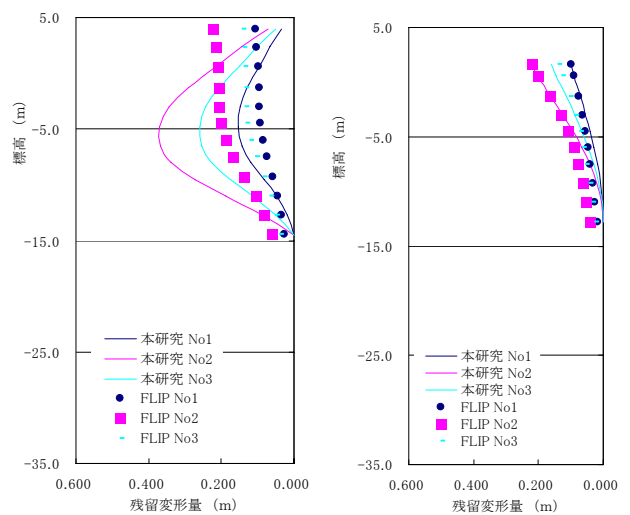
2次元FLIPの結果を本研究の簡易耐震照査方法で再現した結果を図-58に示す。



(a) 矢板

(b) 控え杭

(i) 地盤ケース 1



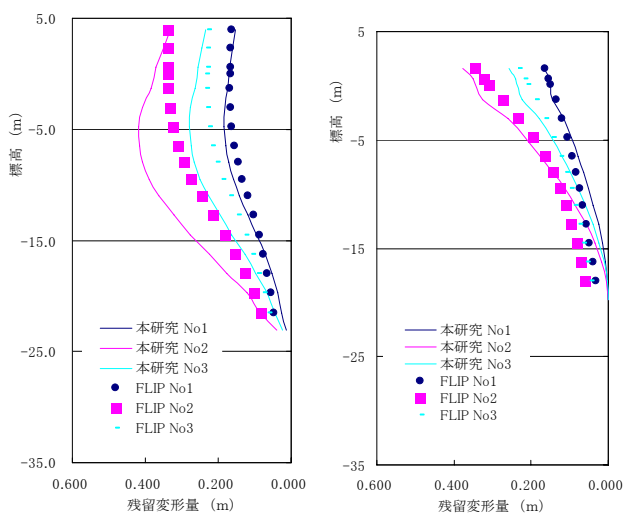
(a) 矢板

(b) 控え杭

(ii) 地盤ケース 2

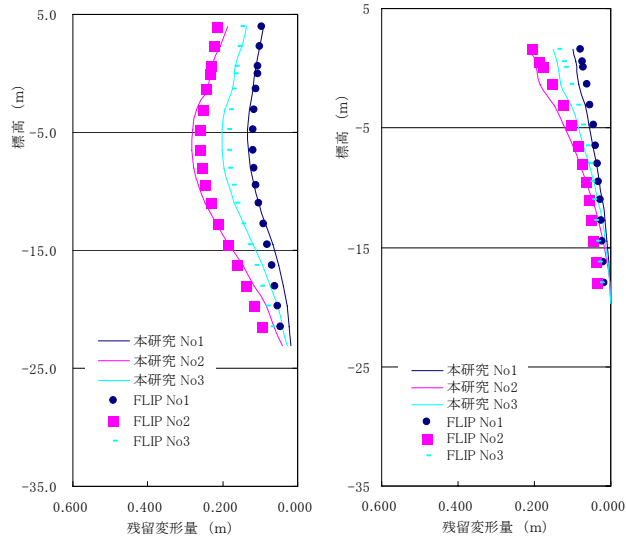
(ア) 水深-7.5m

図-58 簡易モデルによる再現結果



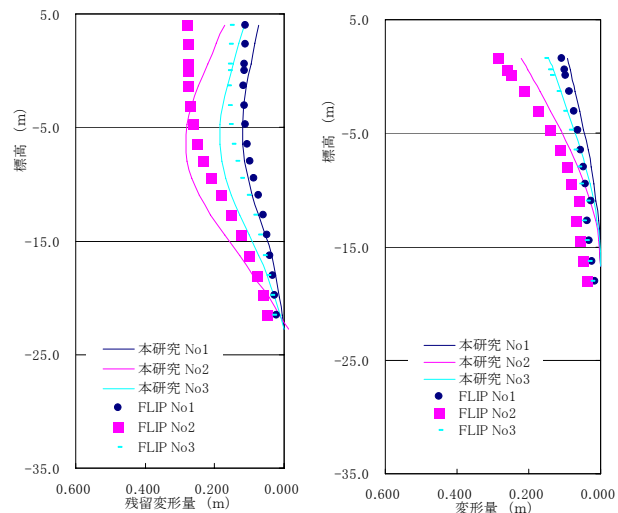
(a) 矢板 (b) 控え杭

(i) 地盤ケース 1



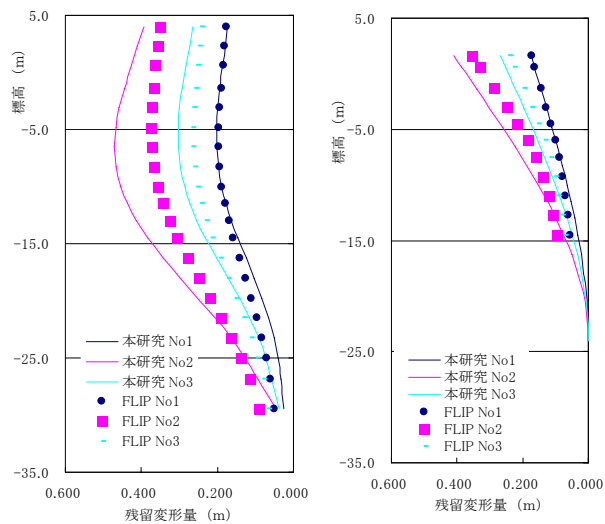
(a) 矢板 (b) 控え杭

(i) 地盤ケース 1
(ウ) 水深-11.0m(hx3)



(a) 矢板 (b) 控え杭

(ii) 地盤ケース 2
(イ) 水深-11.0m(hx0)



(a) 矢板 (b) 控え杭

(i) 地盤ケース 1

図- 58 簡易モデルによる再現結果 (続き 1)

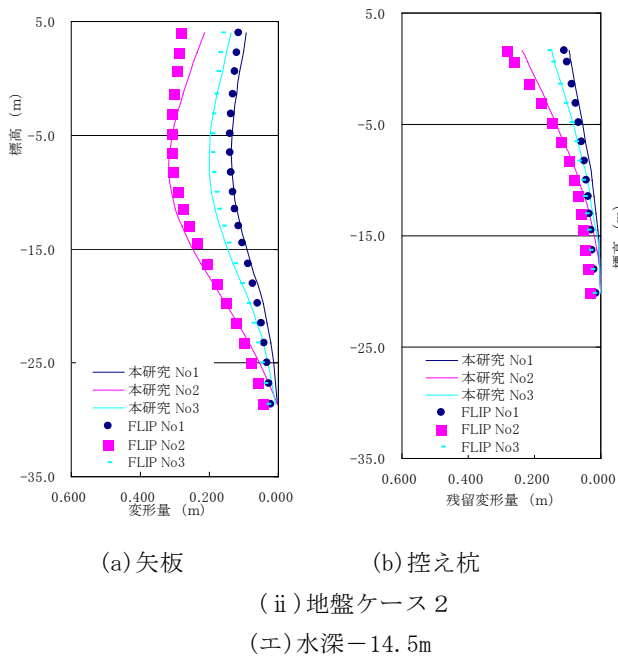


図- 58 簡易モデルによる再現結果 (続き 2)

(2007年2月14日受付)

水深-7.5mの矢板以外のケースについては、本研究のモデルにより2次元FLIPの結果を良く再現することができた。水深-7.5mの矢板については、地盤ケース1、地盤ケース2ともに、本研究のモデルがの結果が、FLIP結果に比べて標高-5.0m付近で非常に大きく、変形モードも本研究のモデルが海側へ凸な変形モードであるのに比べ、FLIPの結果は矢板頭部がやや海側へ押むような変形モードであり、異なる結果となった。再現性が悪かった原因としては、本モデルの控え杭の残留変形がFLIPの結果とあまり変わらないことを考慮すると、矢板前面の水平地盤反力係数がFLIPの結果を再現するにはやや小さ過ぎたことが考えられる。

8. まとめ

本研究における主な結論は以下のとおり。

控え直杭式矢板岸壁の矢板・控え直杭の剛性、矢板・控え直杭の根入れ長さ、矢板控え間距離のうち、最も変形に影響を与えているパラメータは矢板控え杭間距離であった。

控え直杭式矢板岸壁の控え杭前面土要素の上下節点間の変形モードは回転による変形の影響が大きく、また、左右節点間の変形モードは、杭頭部以外、伸張の影響が大きかった。そのため、控え杭前面ではせん断応力や直応力が小さいと考えられ、控え杭に作用する地盤反力は杭頭部以外、杭頭部と比較して非常に小さかった。そのため、2次元FLIPの結果を簡易な骨組モデルで表現しようとする場

合、杭に作用させる地盤バネは、杭全体に作用する分布バネではなく、タイロッド取付点に一点に作用させる集中バネの方が適していた。

集中バネを用いた骨組モデルと1次元のFLIPによる簡易耐震性能照査方法を提案した。すなわち地震動による地盤の剛性の低下を1次元FLIPで評価し、その結果を集中バネを用いた骨組モデルのバネ値で表現することにより、残留変形量を算出する手法を提案した。

本研究における簡易耐震性能照査方法と2次元FLIPの比較を-7.5m、-11.0m、-14.5m、3つ水深の断面を用いて行った結果、水深-7.5mの断面以外は、矢板、控え杭とも、本研究における簡易耐震性能照査方法で2次元FLIPと同等の残留変形量を評価することができた。

今後の課題としては、本研究の簡易耐震性能照査モデルは、控え杭のバネを集中バネで表現しているため、控え杭の曲げモーメントを算出できない。よって、控え杭の曲げモーメントの評価法などが挙げられる。

参考文献

- 1) 長尾毅, 川名太: 港湾構造物の設計法の性能規定化について, 第60回土木学会年次学術講演会, CD-ROM, 2005
- 2) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, (社)日本港湾協会, 1999
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 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
- 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) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No638/III-49, pp. 71-89, 1999.
- 9) Hayashi, K., Matsui, T. and Oda, K. : Simplified prediction method for behavior of sheet pile quay wall on liquified ground, Proc. 12th International Offshore and Polar Engineering Conference, pp.536-541, 2002.
- 10) 山口柏樹: 土質力学, 技報堂, 1998
- 11) 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
- 12) 長尾毅, 岩田直樹, 藤村公宜, 森下倫明, 佐藤秀政, 尾崎竜三: レベル1地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定方法, 国土技術政策総合研究所資料, No310, 2006
- 13) 日本道路協会: 道路土工—仮設構造物工指針, 2000
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説—IV下部工編, 2002
- 15) Vesic, A.B. : Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid, ASCE, Vol.87, No.EM2, pp.35-53, 1961
- 16) Francis, A.J. : Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance, ASCE, Vol.90, No.SM3, pp.1-32, 1964
- 17) Yoshida, I. and Yoshinaka, R. : A Method to Estimate Modulus of Horizontal Subgrade Reaction for a Pile, Soils and foundations, Vol.12, No.3, pp.1-17, 1972

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 380

March 2007

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1
管理調整部企画調整課 電話:046-844-5018