

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1259

December 2012

ハイブリッド重力式栈橋の開発および耐震性の検討

小濱 英司
菅野 高弘
池野 勝哉
原 基久
吉田 誠
三藤 正明

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	4
1. はじめに	5
2. ハイブリッド重力式栈橋の概要	6
2.1 構造タイプ	6
2.2 従来形式との比較	7
2.3 設計手法	9
(1) 要求性能および性能規定	
(2) 作用	
(3) 性能照査	
(4) 耐震性能照査	
2.4 施工方法	11
(1) 堤体製作	
(2) 基礎マウンド	
(3) 運搬・設置	
(4) 捨石投入	
(5) 上部工	
(6) 護岸・埋立	
3. 水中振動台による模型振動実験	13
3.1 残留変形に着目した正弦波実験	14
(1) 実験概要	
(2) 実験ケースと加振条件	
(3) 模型地盤の変形特性	
(4) 動的挙動	
3.2 クレーンを上載した不規則波実験	25
(1) 実験概要	
(2) 実験ケースと加振条件	
(3) 模型地盤の変形特性	
(4) 動的挙動	
4. 有効応力解析による解析的検討	33
4.1 模型実験の再現解析	33
(1) 地盤およびケーソン	
(2) ハイブリッド重力式栈橋	
(3) 境界条件および入力地震動	
(4) 再現結果	
4.2 クレーンを考慮したケーススタディ	43
(1) クレーンの耐震設計	
(2) 対象クレーンの主要諸元	

- (3) クレーンのモデル化
- (4) 検討断面と解析モデル
- (5) 入力地震波
- (6) 検討ケース
- (7) 検討結果
- (8) 参考データ

5. まとめ	82
6. おわりに	82
参考文献	83
付録 設計マニュアル（案）	

Development of Hybrid Gravity-Type Pier for quay wall and Investigation of its Seismic Performance

Eiji KOHAMA*

Takahiro SUGANO**

Katsuya IKENO***

Motohisa HARA***

Makoto YOSHIDA***

Masaaki MITOU***

Synopsis

Improving efficiency by mass transportation in maritime transport of containerized and bulk cargo in recent years, economical development of port facilities such as wharves and waterways of deep water are required due to increasing size of vessels. The authors developed “a hybrid gravity-type pier” as a new quay structure, aiming at the economical establishment of deep water wharf. A hybrid gravity-type pier is composed of a deck slab, a superstructure, and columns connecting them and installed on a rubble mound. It has the characteristics of gravity type quay wall which resists earth pressure and seismic inertia force because of the weight of the pier structure and the rubble mound on the deck slab.

Design procedure and typical construction method of the hybrid gravity-type pier are outlined in this report. Seismic performance of two types of structure was compared in a series of model test with an underwater shake table; it is clarified that a hybrid gravity-type pier without retaining wall at the front of a deck slab has higher seismic performance than with retaining wall. It was confirmed that effective stress finite element analysis (FLIP) is applicable to seismic performance verification of a hybrid gravity-type pier, reproducing the results of the model test. Results of the model test and analysis revealed that gantry cranes are possible to be installed on the hybrid gravity-type piers.

Key Words: deepwater quay wall, high earthquake-resistance quay wall, model shake table test, numerical analysis

* Head of Earthquake and Structural Dynamics Group, Geotechnical and Structural Engineering Department

** Director for Special Research

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5058 Fax : +81-46-844-0839 e-mail:kohama-e83ab@pari.go.jp

*** Research Engineer, Penta-Ocean Institute of Technology

1534-1 Yonkucho, Nasushiobara, Tochigi, 329-2746 Japan

Phone : +81-287-392109 Fax : +81-287-392131 e-mail:Katsuya.Ikeno@mail.penta-ocean.co.jp

ハイブリッド重力式栈橋の開発および耐震性の検討

小濱 英司*・菅野 高弘**・池野 勝哉***・原 基久***・吉田 誠***・三藤正明***

要 旨

近年、船舶によるコンテナ貨物やバルク貨物の海上輸送において、大量輸送による効率化を目的とした船舶の大型化が進みつつあり、それに対応した経済的な大水深の航路や岸壁等の港湾施設の整備が求められている。

そこで著者らは、経済的な大水深岸壁の整備を目指し、新しい岸壁構造としてハイブリッド重力式栈橋を開発した。ハイブリッド重力式栈橋は、底版と上部工を鋼管杭等の柱体で連結した構造物を基礎マウンド上に設置し、地震時の慣性力や土圧等の水平力に対して、栈橋自重および底版上に投入した基礎捨石の有効重量によって抵抗する重力式の構造物である。

本資料では、ハイブリッド重力式栈橋の設計手法や標準的な施工方法について示したのち、大型の水中振動台を用いた正弦波模型実験から 2 つの構造タイプにおける耐震性能について考察している。さらに、コンテナクレーン等の荷役機械が設置された場合を想定し、ハイブリッド重力式栈橋にクレーンを上載した不規則波模型実験を行い、地盤-ハイブリッド重力式栈橋-クレーンの動的相互作用について考察した。その結果、底版前面に土留壁のない構造タイプが耐震性能上、優位であること、本構造が有効応力解析プログラム FLIP による性能照査が可能な形式であること、免震機構を搭載したクレーンであれば栈橋部との共振が避けられる等、ハイブリッド重力式栈橋が実務上の適用が可能な構造形式であることを確認した。

キーワード：ハイブリッド重力式栈橋，大水深岸壁，振動台実験，数値解析

* 地盤・構造部地震防災研究領域耐震構造研究チームリーダー

** 特別研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5058 Fax：046-844-0839 e-mail:kohama-e83ab@pari.go.jp

*** 五洋建設株式会社技術研究所

〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1

電話：0287-39-2109 Fax：0287-39-2131 e-mail:Katsuya.Ikeno@mail.penta-ocean.co.jp

1. はじめに

近年、世界的にコンテナ船やバルク船の大型化が進む中で、アジア圏内各国において大水深岸壁が整備されている。アジア最大のコンテナ取扱個数を誇る上海港やシンガポールではそれぞれ22m, 23m級の岸壁水深を有し、港湾別にみた世界のコンテナ取扱個数の上位10港のうち、8港がアジア各国の港が独占している状況にある。アジア各国の台頭、コンテナ船の大型化の進展、パナマ運河の拡張等、国際物流の大きな変動の中で、我が国のアジア圏内における相対的地位の低下を防ぎ、国際競争力を高めるための方策の一つとして、岸壁の大水深化が急務と考えられる¹⁾。

我が国の代表的な係船岸²⁾は表-1.1に示すように、大別して「自重で外力に抵抗する重力式」、「矢板根入れ部およびタイ材で結ばれた控え工の横抵抗で外力に抵抗する矢板式」、「栈橋本体とその背後の土留護岸により構成される栈橋」が挙げられる。重力式の場合、岸壁の設置水深および設計震度が大きくなると、地震時土圧および堤体慣性力が増大し、滑動・転倒および支持力の安定性を確保するための堤体幅が非常に大きくなると同時に、原地盤が軟弱な場合には大規模で高強度な地盤改良を必要となる場合が多くなる。これに対して、栈橋は背後の土留護岸により土圧が直接栈橋に作用せず、栈橋本体が重力式に比べて軽量で慣性力が小さいため、設計震度の増加に伴う影響が少ないと考えられる。このような背景から、a)計画水深が深い、b)設計震度が大きい、c)地盤条件が悪い、という制約条件では、栈橋が採用されるケー

スが多いようである³⁾。しかし、栈橋であっても、原地盤が軟弱で支持地盤が深い場合には、所定の支持力が確保できる深度まで長尺杭を打設する必要があり、それに伴って工事費は増加する。

そこで著者らは、従来の構造形式と比較して経済的な、新しい大水深岸壁形式の開発を目指し、ハイブリッド重力式栈橋に関する研究を行っている^{4),5),6)}。これは、底版と上部工を鋼管杭等の柱体で連結した構造物を基礎マウンド上に設置し、地震時の慣性力や土圧・水圧等の水平力に対して、栈橋自重および底版上に投入した基礎捨石の有効重量によって抵抗する重力式の構造物である。通常の栈橋と同様に、背後に土留護岸を有するため、栈橋部本体に作用する水平力が小さく、設計震度の増加による影響が小さい等、重力式のみならず栈橋の特徴を有している。

本資料では、新しい岸壁構造であるハイブリッド重力式栈橋の概要について述べ、その耐震性能に関する1G場の模型振動実験および有効応力解析プログラムFLIPによる再現解析結果について示す。具体的には、正弦波によるステップ加振実験から、残留水平変位の小さなハイブリッド重力式栈橋の構造タイプを選定した。次に、FLIPによる模型実験の再現解析から、現行設計法における性能照査が可能な構造形式であることを確認した。さらに、レールスパン30m級のコンテナクレーンが上載されたケースを想定し、継続時間の長い不規則波を用いた模型実験から、地盤-本構造-クレーンの動的相互作用についてその影響を考察するとともに、入力地震波とクレーンの固有周期を種々変化させた解析的検討を実施した。

表-1.1 代表的な係船岸の構造形式²⁾

構造形式	概要	特徴
重力式	土圧、水圧等の水平作用に対して壁体重量によって抵抗するものである。	<ul style="list-style-type: none"> 壁体自体はコンクリート等が用いられるから比較的堅固で耐久性が高い。 プレキャストコンクリート部材を用いることにより、施工を容易にし、また、施工中の手戻り災害の防止を図ることができる。 水深が大きくなると土圧、水圧等の水平作用が大きくなり、壁体として必要な重量も急激に大きくなる。したがって、大きな支持力が期待できない軟弱な地盤では、地盤改良を必要とすることがある。 地震動による作用は、壁体質量に比例するため、強い地震動に対して壁体幅を広げて対抗しようとするれば、地震動による作用も同時に増すことになり、強い地震動に対して変形を生じさせなくすることは難しい。 その一方で、特にケーソン式の場合には、変形が生じて安定性が急激に失われることは少なく、地震直後の供用には有利な面もある。
矢板式	矢板を打ち込んで土留壁とするものである。	<ul style="list-style-type: none"> 施工設備が比較的簡単で工費が安い。 基礎工事としての水中工事を必要としないことが多く、この場合には、急速施工を行うことができる。 現地盤水深が大きい場合は、矢板打込み後、裏込め及び控え工のない状態では波浪に対して弱い。
横栈橋(杭式)	土留護岸の前面に栈橋を設けたものである。土留護岸は斜面及び土留壁で構成された構造が多い。栈橋は、杭等の支柱の上に床版を載せたものである。	<ul style="list-style-type: none"> 大きな集中荷重に対して不利である。 水平力に対して比較的弱い。 地盤が軟弱で岸壁の前面を直立壁にすると、地盤破壊するような場合に適する。 法線直角方向に複数の杭が配置されているため、1つの杭の降伏が直ちにシステムの破壊に結びつくわけではない。 既成護岸の前面に係船岸を増深するような場合、在来施設を利用することができる。 ある程度波浪のある場所に栈橋を建設した場合、床版及び渡版に上向きの波力が作用して破壊することがある。 構造が土留部と栈橋部の2種類の組合せとなり、工程が複雑である。

2. ハイブリッド重力式栈橋の概要

ハイブリッド重力式栈橋は、基礎マウンド上に設置された底版と上部工を柱体で連結した栈橋部と背後の土留護岸で構成され、慣性力や土圧および水圧等の水平方向の作用に対して自重により抵抗するものである。基礎捨石による護岸マウンドを底版上に構築することで、その重量を栈橋部の抵抗力として考慮できる点で合理的な構造と言える。また、岸壁断面によるが、栈橋部の重量が重力式ケーソンの概ね半分程度と軽量であるため、地震時の慣性力が小さいことに加え、重力式ケーソンに比べて基礎地盤の高強度を必要としないこと、基礎杭を有しないため支持地盤の深い軟弱地盤において長尺の基礎杭打設が不要であることなど、コスト上のメリットが期待できる。

以下では、ハイブリッド重力式栈橋の構造タイプについて紹介し、従来形式との比較から経済性について示す。

2.1 構造タイプ

図-2.1に主な構造タイプを示す。ここで、図-2.1 (a)は底版前面に土留壁を有するタイプであり、背後の護岸マウンド重量を不足なく底版へ伝達することを期待した構造である。一方、図-2.1 (b)は土留壁が無い代わりに、底版前面の基礎マウンドによる受動抵抗が期待できる構造である。土留護岸は、ケーソンあるいはL型ブロックなど組合せは種々考えられる。なお、図-2.1 (c)は護岸が無く縦栈橋に適用可能なタイプである。

図-2.2に本構造の設置イメージを示す。ハイブリッド重力式栈橋は、上部工と底版を柱体で連結した一体栈橋

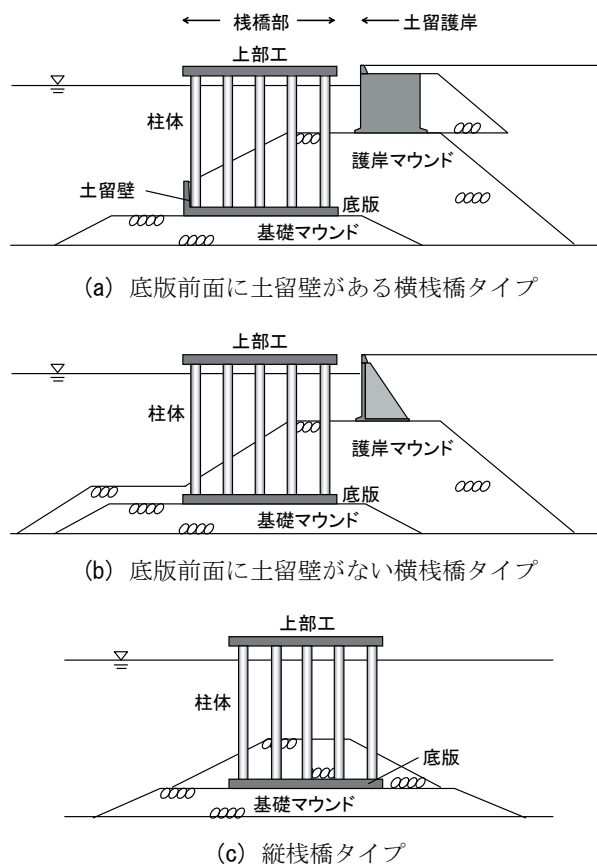


図-2.1 ハイブリッド重力式栈橋の構造タイプ

構造であり、視覚的には栈橋に類似しているが、外力（慣性力・土圧・水圧）に対しては基礎マウンドを含めた自重により抵抗するため、構造形式としては重力式に近いと考えられる。

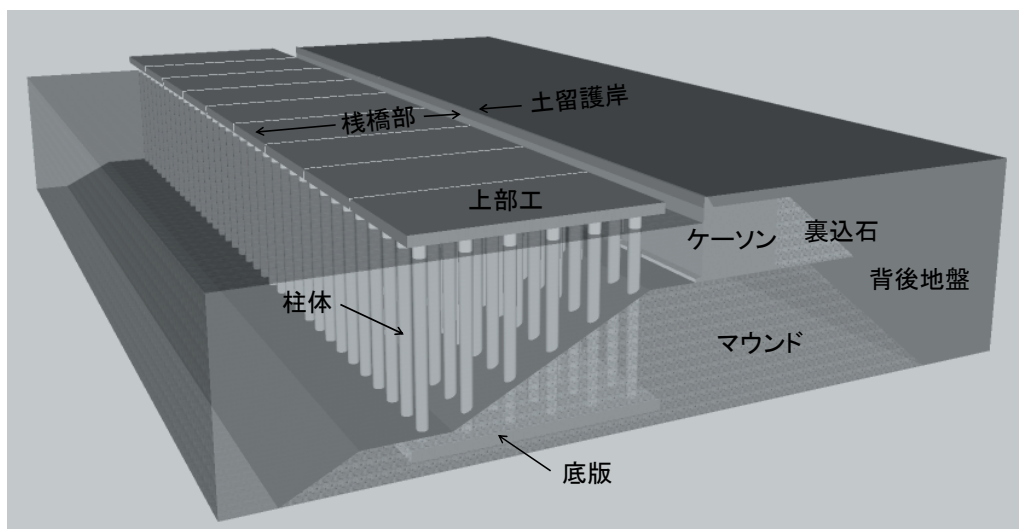


図-2.2 ハイブリッド重力式栈橋 (イメージ)

2.2 従来形式との比較

ハイブリッド重力式栈橋の経済性について、表-2.1の条件を想定して比較を行った。比較対象として、一般的なものと独特なものを含め、以下の5つの岸壁形式を挙げた。

- (a) 重力式係船岸（ケーソン）
- (b) 直杭式横栈橋
- (c) ジャケット式栈橋
- (d₁) 重力式係船岸（斜底面ケーソン傾斜角 5°）
- (d₂) 重力式係船岸（斜底面ケーソン傾斜角 10°）
- (e) ハイブリッド重力式栈橋

本検討条件では、最大喫水20m級のコンテナ船に対応した大水深岸壁を想定し、岸壁水深を22mとしている。設計震度は、現行設計基準の「港湾の施設の技術上の基準・同解説」におけるレベル1地震動の最大照査用震度である0.25とした。なお、ハイブリッド重力式栈橋の設計法は現行設計基準には示されていないため、重力式係船岸および栈橋の設計法を準用した。ハイブリッド重力式栈橋の設計手法については、次節の2.3および付録に示している。

各岸壁形式の構造比較を図-2.3および表-2.2に示す。同表には各形式の特徴のほか、試設計の照査値、経済性、課題について示している。いずれの構造形式も滑動・支持力の照査値が1.0以上、転倒の照査値は1.1以上となる様に堤体幅を決定した。なお、ジャケット式の経済性については、文献⁷⁾を参考に重力式ケーソンとの比率から間接的に評価した。結果的には、重力式は支持力、ハイブリ

表-2.1 検討条件

水深	原地盤 D.L. -27m, 岸壁水深 D.L. -22m	
潮位	H.W.L.	D.L. +2.0m
	L.W.L.	D.L. ±0.0m
地盤	$\frac{-27.0}{\text{粘性土}} \quad \gamma=5\text{kN/m}^3$ $c=3.0\text{z kN/m}^2$ $(z=0 \text{ at } -27\text{m})$	
	$\frac{-50.0}{\text{粘性土}} \quad \gamma=8.5\text{kN/m}^3$ $c=1100 \text{ kN/m}^2$	
※支持力が得られる様、地盤改良を実施する。		
設計震度	0.25	
上載荷重	20kN/m ² (常時), 10kN/m ² (地震時)	

ッド重力式栈橋は滑動の照査で断面が決定される。

表中より、ハイブリッド重力式栈橋では背後地盤の土圧が直接、栈橋部に直接作用しないため、重力式ケーソンに比べて栈橋部の重量を低減でき、かつ支持力の観点から高強度の地盤改良が不要となるため、地盤条件にもよるが本条件下では重力式ケーソンに比べて2割程度、栈橋形式と比較しても1割弱低減される結果となった。

斜底面ケーソンは、基礎マウンドを陸側に傾斜させて形成することにより滑動抵抗力を増大させ、堤体幅を小さくできる構造である⁸⁾。そのため、底面の角度を10度とした場合には、本研究で対象としているハイブリッド重力式栈橋と同程度の経済性を有することになる。ただし、底面の角度が10度のものは実験や解析の事例が無いため、適用性については更なる検討が必要である。

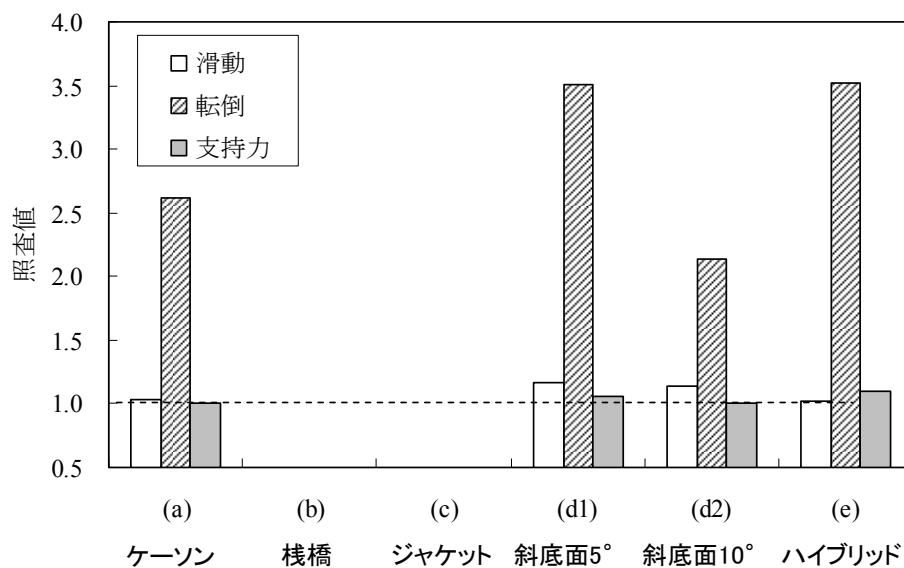


図-2.3 構造形式の比較図

表-2.2 構造形式の比較

形式	(a) 重力式ケーソン	(b) 直杭式栈橋	(c) ジャケット式栈橋
項目			
構造概略図			
特徴	<ul style="list-style-type: none"> 通常の重力式構造 ケーソンと中詰土砂の重量によって水平力に抵抗する。 	<ul style="list-style-type: none"> 通常の栈橋構造 地盤に打ち込まれた杭によって上部工を支える構造である。 	<ul style="list-style-type: none"> 通常の基礎杭に比べて、突出長が小さくなり基礎杭の本数を少なくできる。
耐震性	<ul style="list-style-type: none"> 大水深化により水平力が増大し必要堤幅が増加 	<ul style="list-style-type: none"> 水平力作用時の変形性能が大きく、耐震性に優れる。 	<ul style="list-style-type: none"> ジャケット構造により通常の栈橋よりも変位が小さい。
施工性	<ul style="list-style-type: none"> ケーソン幅が大きくなるため、大型のFDが必要となる。 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎杭および上部工が水中、水上での施工となる。上部工のプレキャスト施工の事例が多くなっている。 	<ul style="list-style-type: none"> 現地施工期間が短い 上部ジャケットの設置に大型起重機船が必要
試験設計	堤体幅 : 35m 滑動照査値 : 1.027 転倒照査値 : 2.618 支持力照査値 : 1.000	堤体幅 : 35m	堤体幅 : (35m)
経済性	-	○	△ ※
課題	<ul style="list-style-type: none"> 水深が大きくなると、重量が大きくなり、支持力で断面が決定される。 	<ul style="list-style-type: none"> 大水深では杭の突出長が大きくなる 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎杭数が少なくなるため、大水深の場合は基礎杭の負担が大きくなる。
備考	<ul style="list-style-type: none"> 護岸を含めて新設する場合に適用 	<ul style="list-style-type: none"> 既設護岸、岸壁の前面への施工が可能 	<ul style="list-style-type: none"> 既設護岸、岸壁の前面への施工が可能

※ジャケットの経済性は文献7)を参考

形式	(d ₁) 斜底面ケーソン (傾斜角5°)	(d ₂) 斜底面ケーソン (傾斜角10°)	(e) ハイブリッド重力式
項目			
構造概略図			
特徴	<ul style="list-style-type: none"> 基礎マウンドを陸側に傾斜させて形成することにより滑動抵抗力を増大させケーソン幅を縮小させる構造である。 通常のケーソンを斜めに設置する場合、重心が背面に移動するため転倒・支持力に対しても有利である。 	<ul style="list-style-type: none"> 傾斜角を大きくすることによりケーソン幅の縮小量を大きくすることができる。 	<ul style="list-style-type: none"> 背面土圧を小さくすることにより重力式に比べて重量を低減できる。マウンドの支持力に対しても有利。 背後護岸のマウンド重量を利用し安定性を向上させる。
耐震性	<ul style="list-style-type: none"> 斜底面の効果により通常のケーソンに比べ耐震性も有利 	<ul style="list-style-type: none"> 斜底面の効果により通常のケーソンに比べ耐震性も有利 	<ul style="list-style-type: none"> 地震時の背後護岸のマウンド捨石の挙動によっては、大きな荷重が柱に作用する。 重量低減により原地盤への作用荷重が小さくなり高強度の地盤改良が不要
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 通常タイプに比べて基礎マウンドの施工性は劣る。 ケーソン製作等、既存の技術で施工可能 	<ul style="list-style-type: none"> 通常タイプに比べて基礎マウンドの施工性は劣る。 ケーソン製作等、既存の技術で施工可能 	<ul style="list-style-type: none"> 床版施工は背後護岸の施工完了後となる。 本体重量が小さいことにより通常の重力式に比べて製作・設置の施工性は有利
試験設計	堤体幅 : 30m 滑動照査値 : 1.164 転倒照査値 : 3.503 支持力照査値 : 1.056	堤体幅 : 27m 滑動照査値 : 1.140 転倒照査値 : 2.140 支持力照査値 : 1.006	堤体幅 : 35m 滑動照査値 : 1.025 転倒照査値 : 3.525 支持力照査値 : 1.101
経済性	○	◎	◎
課題	<ul style="list-style-type: none"> 堤体幅を小さくすることにより、底面反力が増大し、マウンド支持力によって断面が決定される 	<ul style="list-style-type: none"> 堤体幅を小さくすることにより、底面反力が増大し、マウンド支持力によって断面が決定される 	
備考	<ul style="list-style-type: none"> 護岸を含めて新設の場合に適用 	<ul style="list-style-type: none"> 傾斜角10°のものは研究実績なし 	<ul style="list-style-type: none"> 護岸を含めて新設の場合に適用

2.3 設計手法

既に述べた通り、ハイブリッド重力式栈橋は重力式係船岸と栈橋の両方の特徴を有する構造であり、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（以下、現行設計基準）に記載されているそれぞれの設計法を準用した。

図-2.4にハイブリッド重力式栈橋の一般的な設計フローを示す。

(1) 要求性能および性能規定

要求性能および性能規定は、重力式係船岸と同様に考え、現行設計基準に準じて設定する。

(2) 作用

a) 設計に考慮する作用

一般の岸壁設計における作用と同様に、風、波浪、津波、流れ、地震、船舶による作用、自重、載荷重等を考慮する。

b) レベル1地震動の照査用震度

ハイブリッド重力式栈橋は、重力式係船岸と栈橋の両方の特性を持つ構造形式であるため、レベル1地震動に対する耐震性能の照査に用いる照査用震度は、以下のように本構造の特性に応じた地震作用を考慮する。

壁体の滑動、転倒および基礎地盤の支持力不足による破壊の生じる危険性が限界値以下であることの照査には、重力式係船岸に用いられる照査用震度を用いる。

上部工部材の健全性および柱体の応力度の照査に用いる照査用震度は、栈橋に用いられる照査用震度を用いる。

底版部材の健全性の照査に用いる照査用震度は、重力式係船岸に用いられる照査用震度を用いるものとする。ただし、柱体から底版に伝達される断面力は、柱体の応力度の照査時に用いた照査用震度の特性値を用いて評価する。

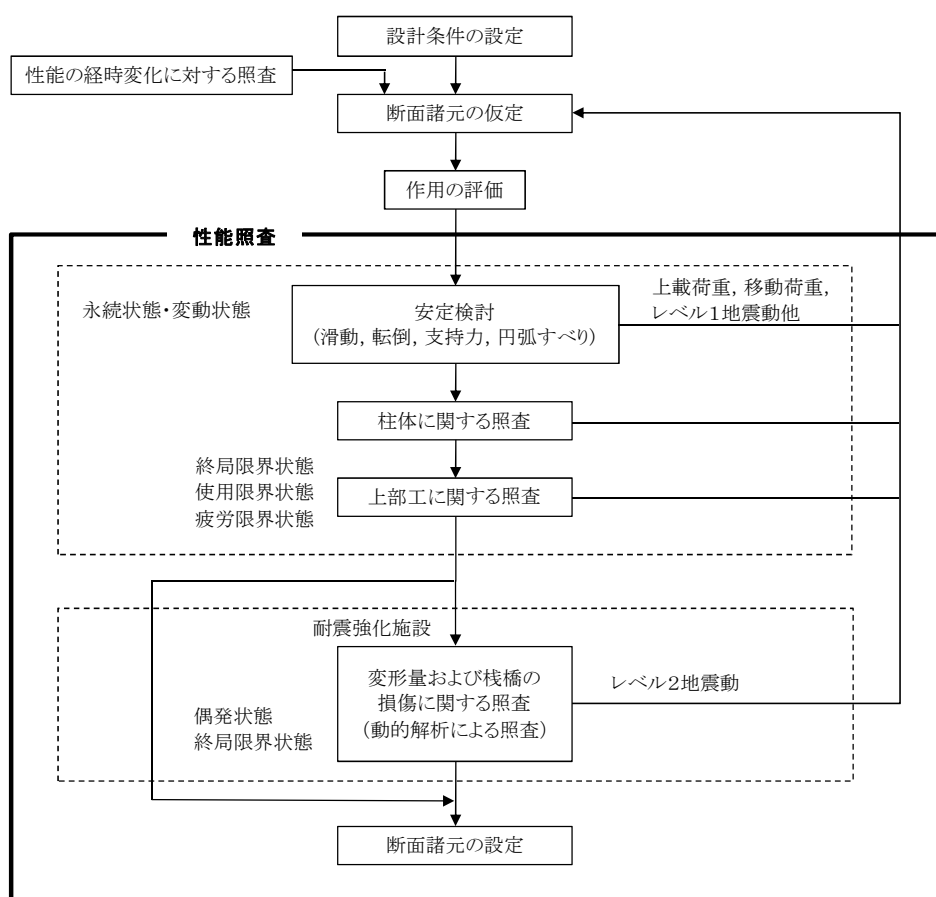


図-2.4 ハイブリッド重力式栈橋の設計フロー

(3) 性能照査

a) 安定検討

ハイブリッド重力式栈橋の壁体は、底版後趾と底版前趾を通る鉛直面の間の部分とする。壁体背後の護岸マウンドの一部は底版の上に乗っており、この部分は壁体の一部として働いていると考えられるが、本来、壁体の形状及び破壊形式により壁体とみなせる範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図-2.5のように設定する。

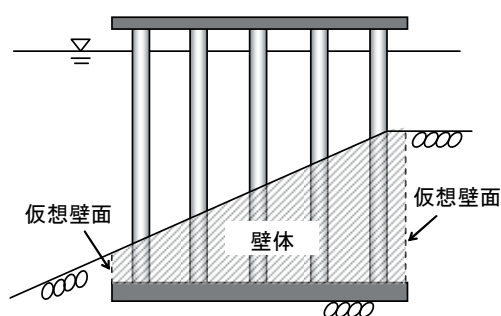


図-2.5 ハイブリッド重力式栈橋の壁体範囲

壁体に作用する土圧の水平および鉛直成分の特性値は、現行設計基準による。なお、ハイブリッド重力式栈橋においては、一般の栈橋と同様に残留水位は考慮しなくともよい。また、土圧算出時の仮想壁面の壁面摩擦角 δ は、L型ブロックのようにせん断抵抗角 ϕ と同様 ($\delta = \phi$) とする考え方もあるが、仮想壁面に作用する土圧については不明な点が多いため、一般の重力式ケーソン岸壁と同様に $\delta = 15^\circ$ とする。

b) 部材検討

底版、上部工部材等のコンクリート部材の照査は、現行設計基準に準じ、限界状態設計法によって照査する。鋼管構造である柱体の性能照査は、直杭式栈橋を参考に底版を固定点とする杭構造の骨組解析を実施し、評価された断面力から照査を行う。

(4) 耐震性能照査

レベル2地震動に対する耐震性能の照査は、適切な地震応答解析または実験により構造部材の損傷程度と変形量を照査する。地震応答解析による照査方法としては栈橋と同様に、a) 質点系の動的解析により照査用断面を設定し、その後、柱体と地盤の3次元的な動的相互作用を考慮した方法、b) 非線形地震応答解析により栈橋と地盤の一体解析を実施する方法、また、同様な方法により照査用断面を設定し、その後、別途算定された柱体周辺部の地盤の変形量を用いて、栈橋の骨組み構造を用いた応答変位法を実施する方法等が挙げられる。

柱体と地盤の動的相互作用を考慮する必要が無い場合には、質点系の動的解析のみを実施してもよい。また、質点系の動的解析を行わずに、すべて有限要素法解析によって照査を行ってもよい。

a) 質点系解析

質点系解析は、栈橋構造物と同様に非線形性を考慮したモデル化を行うが、底版を固定点とした杭構造として考える(図-2.6)。底版下端での応答加速度を入力し上部工及び底版が終局状態に至らないことを照査する。また、柱体については、耐震強化施設(特定)の場合、柱体頭部及び地中部の双方で全塑性に達する柱体が存在しないこと、耐震強化施設(標準)の場合、柱体頭部及び地中部の双方で全塑性に達する柱体が一部にとどまることを照査する。

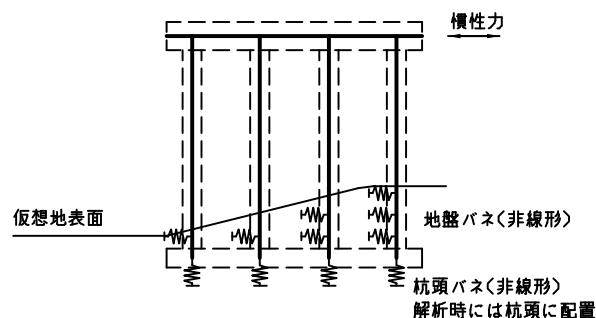


図-2.6 質点系の解析モデル

b) 非線形地震応答解析

非線形地震応答解析は、適用性が確認された有効応力解析プログラムを用い、適切な境界条件、材料定数を設定して行う。なお、本資料ではFLIPコードを用いて、栈橋部、地盤、土留護岸、クレーン等を同時にモデル化した一体解析を行っている。

2.4 施工方法

ハイブリッド重力式栈橋は、既に述べたように栈橋部自体の重量が小さい。そのため、一般的なケーソンとは異なり進水・曳航による運搬ではなく起重機船によって吊上・運搬が可能である。

図-2.7に起重機船による吊上・運搬を行う施工フローを示す。また、各工程について以下に概要を示す。

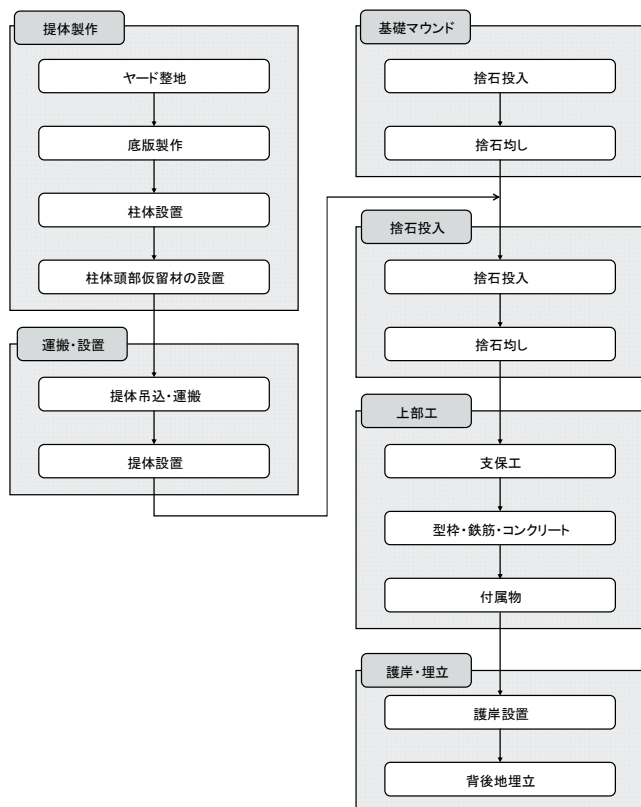


図-2.7 施工フロー

(1) 堤体製作

ヤード整地後、底版を製作し柱体を設置する。底版は鉄筋コンクリート製の場合、ケーソンの底版と同様な施工方法となる。柱体は、底版に設置したアンカーボルトによって固定する方法や、図-2.8のようにアンカーフレームを用いフランジによる接合によって取り付ける方法が考えられる。また、底版コンクリート打設前に底版に取り付けておき一体化する方法もある。

柱体の取付け後は、運搬時の損傷防止のために、柱頭部を仮固定するための仮留材を設置する。

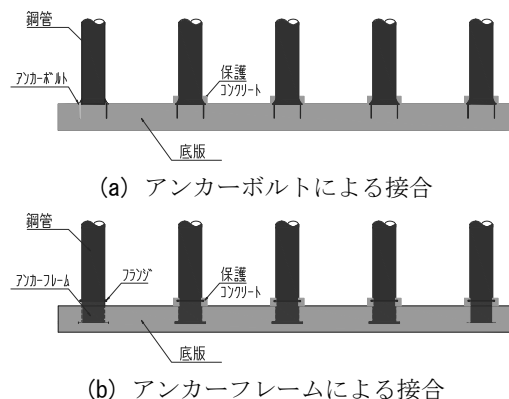


図-2.8 柱体の接合方法

表-2.3 国内の主な起重機船⁹⁾

名称	所有者	定格荷重(t)	クレーン	タイプ
海翔	寄神建設株	4100	シェアレグ	非航
洋翔	寄神建設株	4000	シェアレグ	非航
武蔵	深田サルベージ建設株	3700	シェアレグ	非航
第50吉田号	株吉田組	3700	シェアレグ	非航
富士	深田サルベージ建設株	3000	シェアレグ	非航
第28吉田号	株吉田組	3000	シェアレグ	非航
新寄隆	寄神建設株	3000	シェアレグ	非航

(2) 基礎マウンド

堤体設置の前に基礎マウンドの施工を行う。施工内容は捨石の投入・均しであり、通常の基礎捨石マウンドと同様である。

(3) 運搬・設置

製作された堤体を起重機船によって吊込み、設置場所まで運搬する。試設計による堤体は対象水深22m、幅35m、長さ20m、重量約3000tであり、大型の起重機船が必要となるが、国内で稼働中の起重機船で十分対応可能である(表-2.3)。対象水深が小さくなれば堤体重量はさらに小さくなる。また、底版や柱体の軽量化の方法も検討の余地がある。

(4) 捨石投入

堤体設置後、底版上に捨石を投入する。このとき、柱頭部は仮固定のみされており、その仮留材の間から捨石投入する。投入時には底版に損傷を与えないように、底版上へ保護材の設置が必要である。

(5) 上部工

捨石を投入した後、上部工の施工を行う。上部工の施工は通常の栈橋と同様であり、支保工、鉄筋、型枠、コンクリート打設の手順で行う。また、プレキャスト部材やPC桁を用いて、急速施工を行うことも可能である。

(6) 護岸・埋立

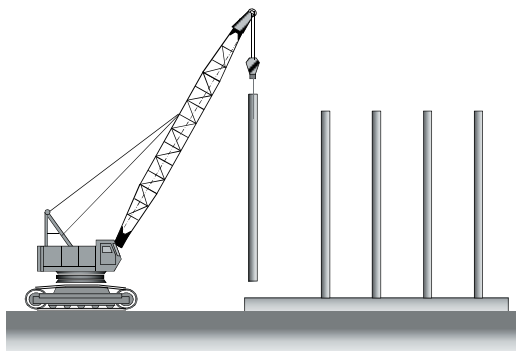
通常の施工方法により、護岸の施工、背後地の埋立を行う。

施工概要図を図-2.9に示す。

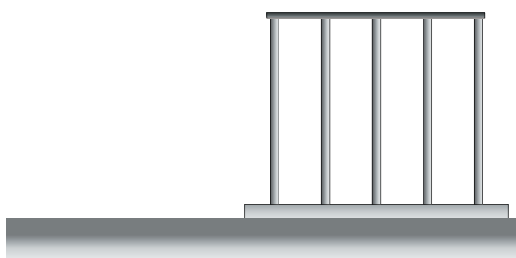
(1) 底版製作



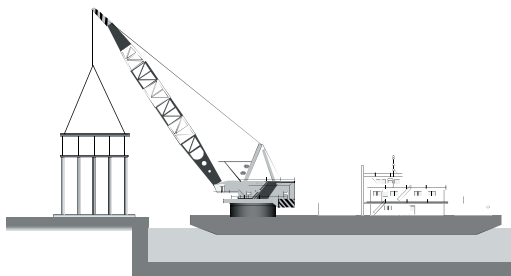
(2) 柱体設置



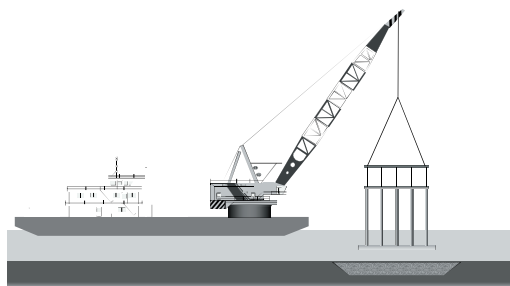
(3) 柱頭部仮留材設置



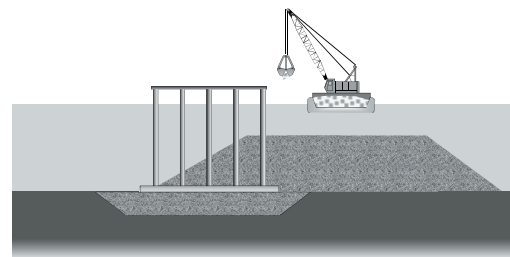
(4) 提体吊込・曳航



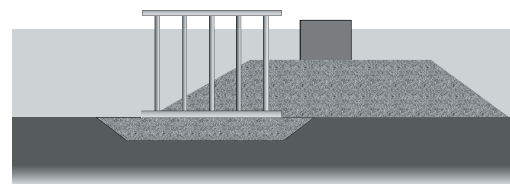
(5) 設置



(6) 捨石投入・均し



(7) 護岸の施工



(8) 埋立完了

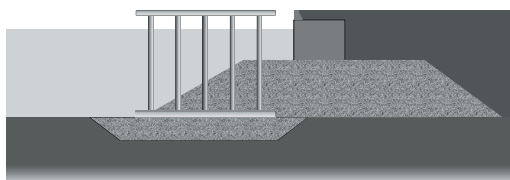


図-2.9 施工概要図

3. 水中振動台による模型振動実験

著者らが開発したハイブリッド重力式栈橋の耐震性能および動的挙動について考察するため、大型の水中振動台を用いた1G場の模型振動実験を実施した。

実験は、15m×15mの平面水槽中央に位置する直径5.5mの円形テーブルを有する水中振動台において、長さ4.0m、高さ2.0m、幅1.5mの鋼製剛土槽を設置して行った。実験装置の鳥瞰図および諸元をそれぞれ図-3.1、表-3.1に示す。

模型縮尺は検討対象とする岸壁水深および土層の大きさを考慮して、長さの縮尺比(=実物スケール/模型スケール)を30とした。相似則には、地盤を二相系飽和材料(間隙水と土粒子骨格)と仮定したときの支配方程式に基づいて導かれた相似則¹⁰⁾を採用した。

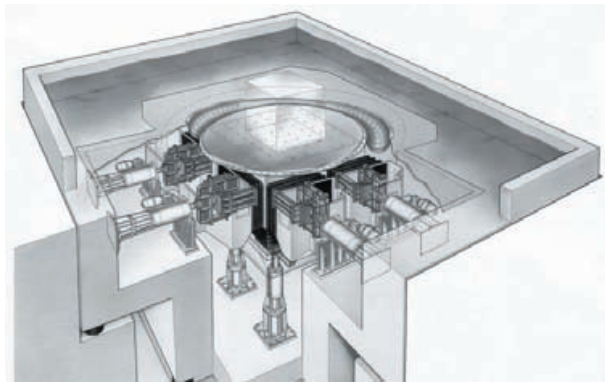


図-3.1 実験装置の鳥瞰図

表-3.1 実験装置の諸元

項目	仕様
振動台寸法	φ=5.5m(円形)
水槽寸法	15m×15m
水槽最大水深	2m
積載重量	定格:20tf, 最大:60tf
加振方向	3次元6自由度(X,Y,Z,θx,θy,θz)
加速度	X: ±2.0G (at 20tf), ±1.0G (at 60tf) Y: ±1.0G (at 20tf), ±0.5G (at 60tf) Z: ±1.5G (at 20tf), ±1.0G (at 60tf)
最大振幅	X: ±200mm Y: ±300mm Z: ±100mm θx: ±1°(単独加振時) θy: ±1°(単独加振時) θz: ±1°(単独加振時)
加速度周波数	DC~70Hz
駆動方式	電気油圧サーボ式
加振波形	X, Y, Z, θx, θy, θz, 規則波・不規則波
メーカー	(株)日立製作所

ここで、透水性に関する相似則を満足するためには、水の粘性を大きくする必要はあるが、本実験では液状化地盤を扱わないこと、間隙水の透水性に着目していないことから通常の水道水を使用している。本実験で使用した相似則と縮尺比を表-3.2に示す。

模型実験は表-3.3に示す2種類の目的で実施した。まず、新しい構造形式であるハイブリッド重力式栈橋の基本的な耐震性能について確認するため、正弦波によるステップ加振を行い、従来の重力式ケーソンと比較した。その際、図-2.1の(a)(b)で示した2タイプの構造形式について比較を行い、耐震性能の高い構造タイプを選定した。次に、上記で選定した構造タイプについて、ガントリークレーン(レールスパン30m級)を uploads し、不規則波による加振を行い、地盤と本構造およびクレーンとの動的相互作用について、その影響を考察した。

表-3.2 相似則と縮尺比

パラメータ	相似則	縮尺比
長さ	λ	30
密度	1	1
時間	λ ^{0.75}	12.8
応力	λ	30
間隙水圧	λ	30
変位	λ ^{1.5}	164.3
ひずみ	λ ^{0.5}	5.48
加速度	λ	1
曲げ剛性	λ ^{4.5}	4,436,553
透水係数	λ ^{0.75}	12.8

表-3.3 実験とその目的

実験名	目的	対象岸壁	入力波
残留変形に着目した正弦波実験	①重力式ケーソンと比較した振動実験を行い、ハイブリッド重力式栈橋の耐震性能について確認する。 ②ハイブリッド重力式栈橋の構造タイプについて、土留壁がある場合とない場合の耐震性能を比較する。	堤体幅 :26m 前面水深 :22m 設計震度 :0.25	正弦波
クレーンを搭載した不規則波実験	①不規則波によるハイブリッド重力式栈橋の耐震性能について評価する。 ②ガントリークレーンとハイブリッド重力式栈橋の動的相互作用について影響を評価する。	堤体幅 :35m 前面水深 :22m 設計震度 :0.25	不規則波

3.1 残留変形に着目した正弦波実験

(1) 実験概要

図-3.2に実験対象とする重力式ケーソンとハイブリッド重力式栈橋の断面図を示す。実験断面は、岸壁水深22m、設計震度0.25の耐震強化岸壁と想定した。通常、耐震強化岸壁では液状化対策が実施されているため、背後の埋土地盤については液状化しないものとする。2.3で述べた設計法に従い、部材や支持力確保のための地盤改良仕様を決定する。その結果、ここでは重力式ケーソンでは高強度のCDM改良、ハイブリッド重力式栈橋では改良率70%のSCP改良が必要と判断された。

なお、図-3.2のハイブリッド重力式栈橋は、図-2.1(a)で示した底版前面に土留壁がある構造タイプであるが、

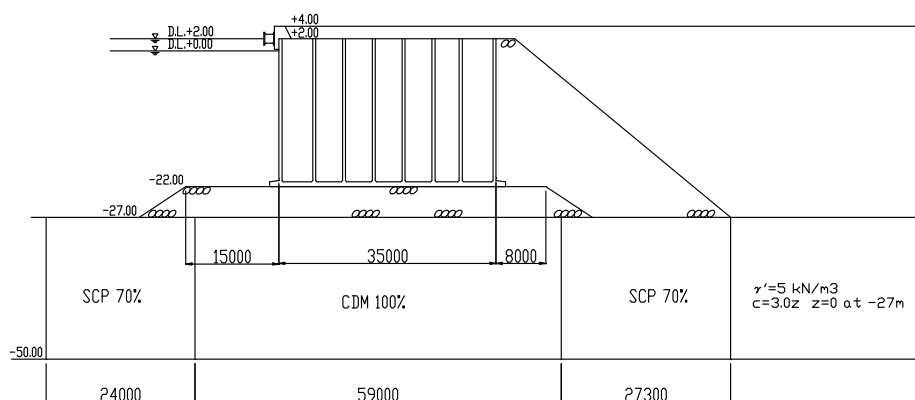
本実験ではこのタイプに加えて、底版前面に土留壁がない構造タイプも実施している。

以下では、模型地盤の作製方法や検定方法について示す。

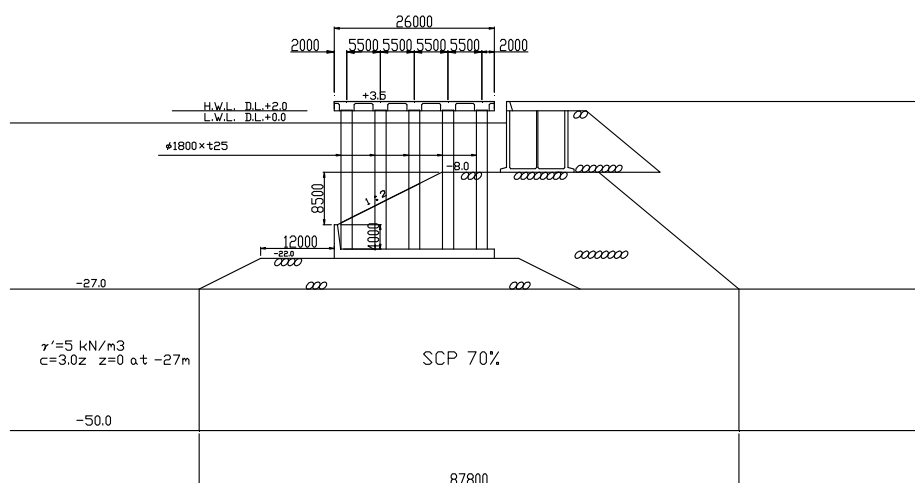
a) 模型地盤の作製方法

ハイブリッド重力式栈橋における模型地盤の作製フローを図-3.3、状況写真を写真-3.1に示す。

ハイブリッド重力式栈橋は上部工、柱体（鋼管杭）、底版で構成されている。実験では、栈橋模型の重量および柱体の曲げ剛性を表-3.2の相似則に合わせるため、上部工および底版のそれぞれを $t=9\text{mm}$ および $t=12\text{mm}$ の鋼製板とし、柱体（鋼管杭）を模擬したアルミニウム管($\phi=40\text{mm}$, $t=1.5\text{mm}$)で連結した(写真-3.1(a)(b))。



(a) 重力式ケーソン



(b) ハイブリッド重力式栈橋「土留壁あり」

図-3.2 実験対象断面（単位：mm）_実スケール

固化地盤は、相馬珪砂5号に超早強セメントを乾燥重量比3%で添加攪拌して作製し、その上に砕石5号($D=13\sim 22\text{mm}$)で基礎マウンドを形成する。

次にハイブリッド重力式栈橋の模型を基礎マウンド上に設置し(写真-3.1(c))、栈橋模型内には護岸マウンドとして砕石5号をホッパーにて投入した(写真-3.1(d))。

背後には重量および重心位置等を調整した土留護岸用のケーソンを設置し(写真-3.1(e))、護岸マウンドの法面には埋土の吸出し防止を目的に不織布を敷設した(写真-3.1(f))。

埋土①は非液状化層として相馬珪砂5号($D_{50}=0.3\text{mm}$)を気中状態で締め固め、相対密度80%の埋土①を作製した(写真-3.1(g))。ケーソン背後には裏込石として砕石6号($D=5\sim 13\text{mm}$)を投入し(写真-3.1(h))、埋土①と同様の方法で埋土②を作製した(写真-3.1(i)(j))。

模型地盤が完成した後、所定の位置へターゲット(写真-3.1(k))および計測器(写真-3.1(l))を設置し、24時間かけて所定の水位まで緩速注水した。

実験で用いた相馬珪砂5号の物理特性を表-3.4に示す。

表-3.4 相馬珪砂5号の物理特性

土粒子密度	$G_s(\text{g/cm}^3)$	2.664
最大間隙比	e_{\max}	1.108
最小間隙比	e_{\min}	0.634
均等係数	U_c	2.24
中央粒径	$D_{50}(\text{mm})$	0.32

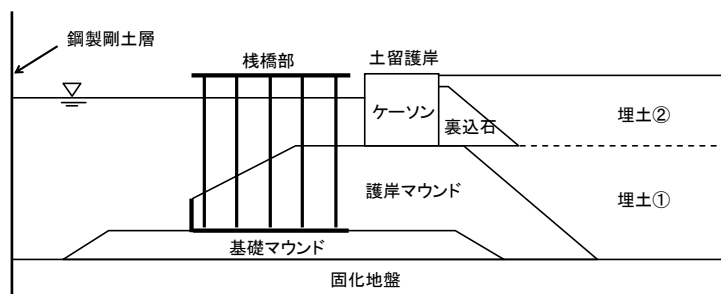
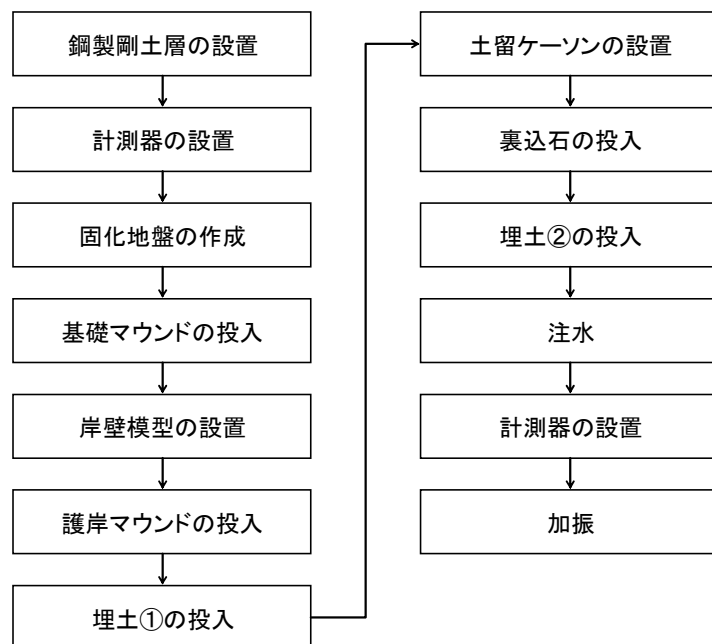
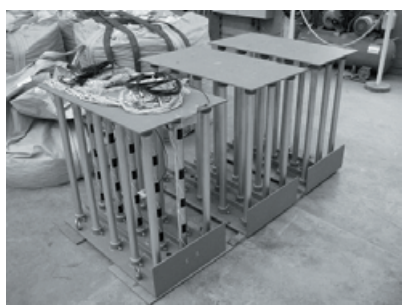


図-3.3 模型地盤の作製フロー(ハイブリッド重力式栈橋)



(a) 模型部品



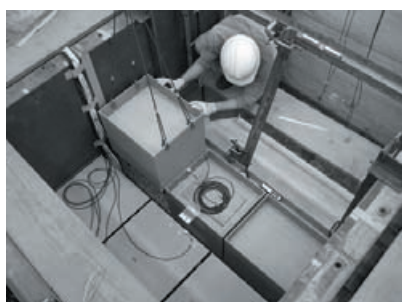
(b) ハイブリッド重力式栈橋



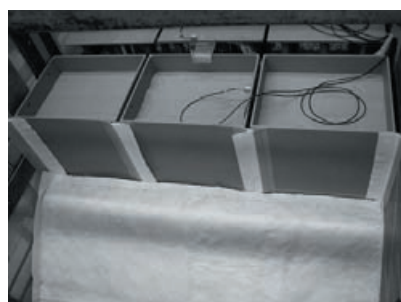
(c) 基礎捨石①への模型設置



(d) 基礎捨石②の投入



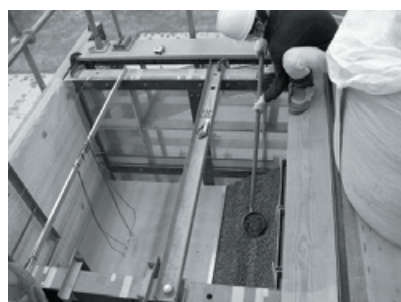
(e) 土留ケーソンの設置



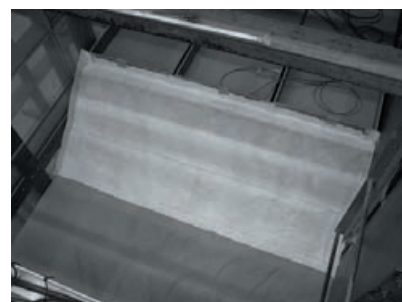
(f) 基礎捨石②の不織布敷設



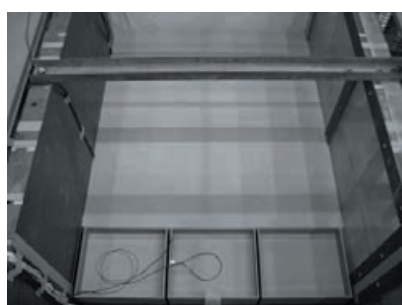
(g) 埋土①の投入



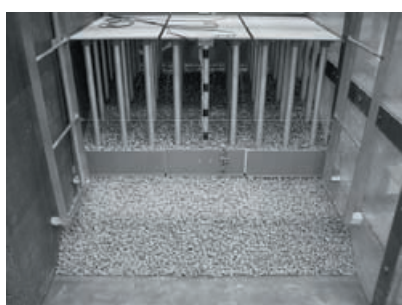
(h) 裏込石の投入



(i) 裏込石の不織布敷設



(j) 埋土②の投入



(k) ターゲットの設置



(l) 変位計の設置

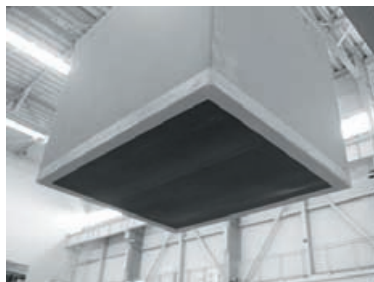
写真-3.1 模型地盤の作製状況

b) 模型の検定

ケーソンおよび栈橋模型は、表-3.2の相似則に従い、模型寸法や重量および重心位置を決定した。栈橋模型については上記に加えて、柱体の曲げ剛性 EI と固有周期 T について調整した。栈橋模型の目標周期 T は、実スケールの2次元骨組解析から固有周期を算定した上で、表-3.2の相似則に従って模型スケールの目標周期 T を設定した。栈橋模型の固有周期 T は、図-3.4に示すように底版を固定した静止状態から水平に模型本体を押し、自由振動による模型上部の加速度時刻歴から、ピーク振動数を同定することで検定を行った。なお、ここでは栈橋模型の減衰特性について言及しないが、図-3.5に示す対数減衰則を用いて、加速度の時刻歴波形のピークごとに求められる減衰定数 h の平均から栈橋模型の減衰定数 h を評価している。栈橋模型の自由振動における加速度時刻歴 (Acc.)、フーリエスペクトル (F-Spec.) をそれぞれ図-3.6および図-3.7に示す。また、栈橋模型の検定結果を表-3.5に示す。

c) 模型底面の処理

ケーソンおよび栈橋模型の底面には、現地での摩擦増大マット (摩擦係数 $\mu=0.7$) の適用を想定し、ゴム製のシート ($t=2\text{mm}$) を貼り付けた (写真-3.2)。なお、摩擦係数は別途行った静的実験によって確認している。



(a) 重力式ケーソン



(b) ハイブリッド重力式栈橋

写真-3.2 模型底面の処理

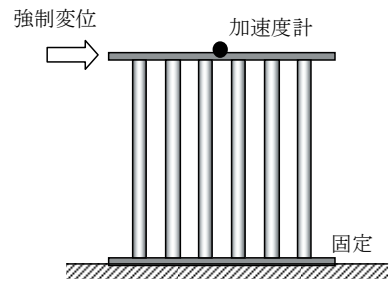


図-3.4 栈橋模型の検定方法

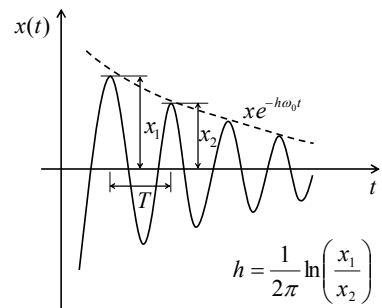


図-3.5 減衰定数 h の求め方

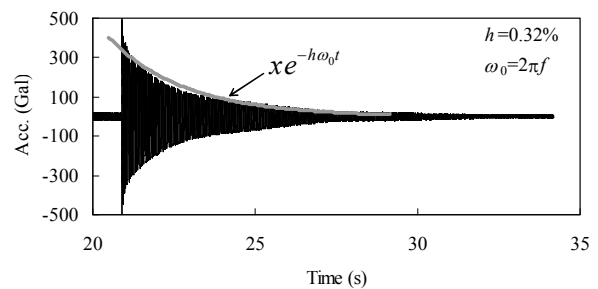


図-3.6 栈橋模型の加速度時刻歴 (自由振動)

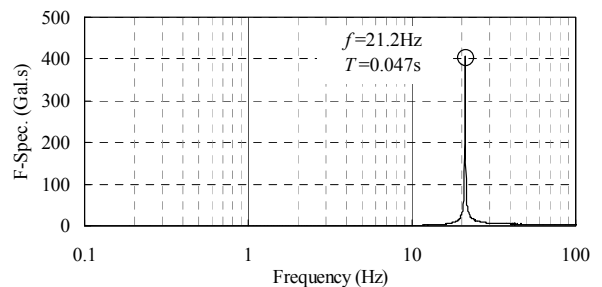


図-3.7 栈橋模型の固有振動数

表-3.5 模型の検定結果

	目標周期	検定周期	誤差 ^{※2}
栈橋	0.043 s (0.55 s) ^{※1}	0.047 s (0.60 s) ^{※1}	9%

※1 下段括弧内は実スケール

※2 |目標-検定|/目標

(2) 実験ケースと加振条件

実験ケースは、図-3.2で示した従来の重力式ケーソンおよびハイブリッド重力式栈橋の2ケースで、ハイブリッド重力式栈橋については前面に土留壁を設けたタイプとした。さらに、計測器の設置箇所は少ないが比較用に土留壁のない構造タイプも実施した。これは、2.1で述べたように、土留壁を設けることで底版上の捨石重量が不足なく滑動抵抗に寄与するとした構造と、土留壁を設けずに捨石の受動抵抗を期待した構造について、地震時の安定性を比較するためである。

実験ケースの一覧を表-3.6、実験模型を海側から陸側に向かって撮影した設置状況を写真-3.3に示す。模型断面は、重力式ケーソンのケーソン部およびハイブリッド重力式栈橋の栈橋部が設計震度 $k_h=0.25$ 、ハイブリッド重力式栈橋の土留ケーソンについては、土留護岸が変形し易い状況を設定するため、設計震度をやや小さめの $k_h=0.20$ とした。これは、土留護岸の変形をより過大に設定し、栈橋部に与える変形への影響を強調するためである。

本実験の加振条件は、実地震動の主要周波数が一般に

表-3.6 実験ケース

岸壁形式	設計震度 k_h	堤体幅 B ^{注2)}	備考
重力式ケーソン	0.25	1.267m (35m)	—
ハイブリッド 重力式栈橋	0.25 ^{注1)}	0.867m (26m)	土留壁あり
			(土留壁なし)

注1)土留めケーソンは $k_h=0.20$
注2)下段の括弧内は実スケール

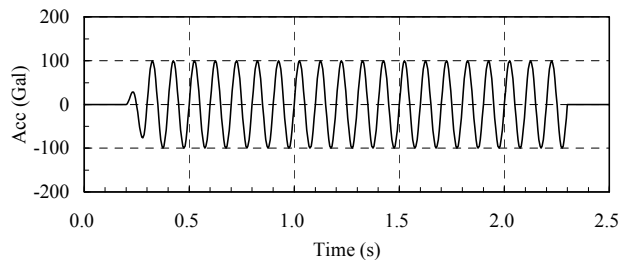
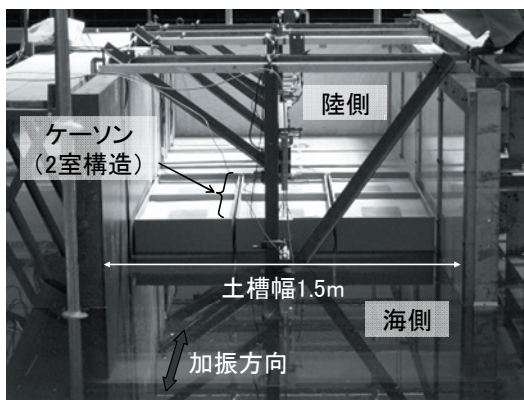
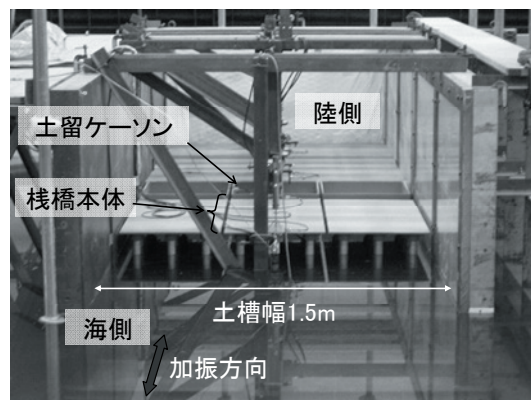


図-3.8 実験で用いた入力波（加速度 100Gal の場合）

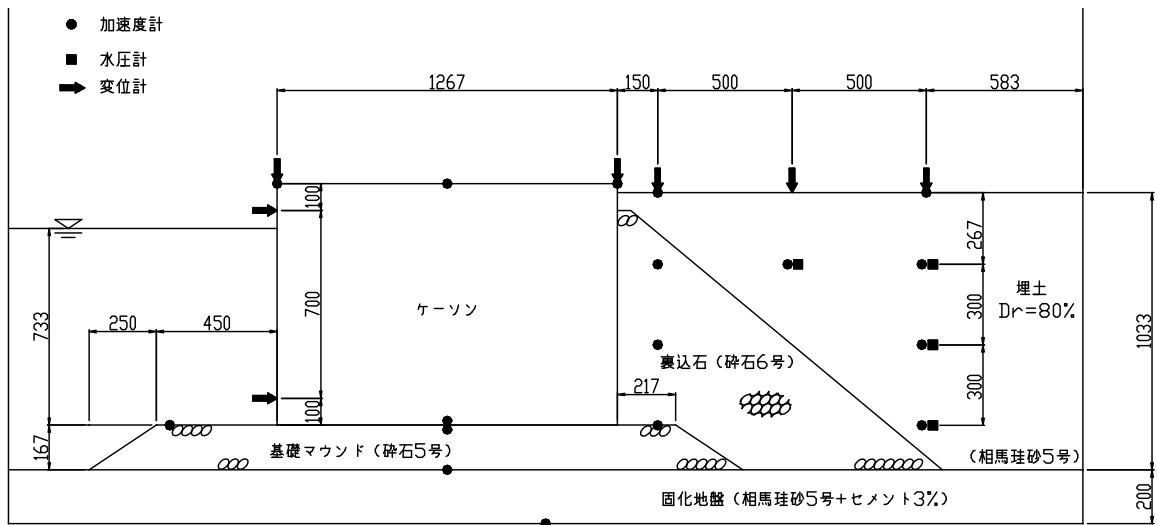


(a) 重力式ケーソン

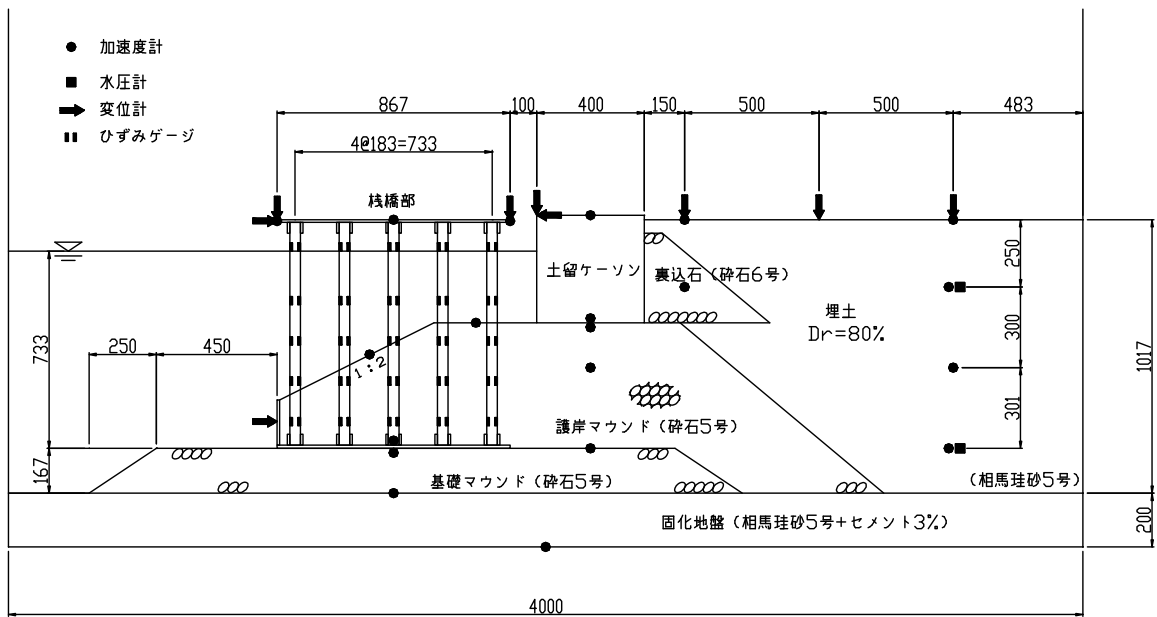


(b) ハイブリッド重力式栈橋

写真-3.3 模型設置後の正面状況



(a) 重力式ケーソン



(b) ハイブリッド重力式栈橋「土留壁あり」

図-3.9 模型断面図 (単位: mm) 模型スケール

(3) 模型地盤の変形特性

実験では、振動数10Hzの正弦波を20波とし、目標加速度振幅を100, 200, 400, 600Galと段階的にステップ加振した。入力した加速度は概ね安定した波形であったが、ハイブリッド重力式栈橋「土留壁なし」のケースについては、他ケースに比べて加速度が過小入力されている可能性があったため、振動台テーブル上の加速度計で計測された最大加速度を実験の入力加速度として再定義した。各加振ステップの入力加速度を表-3.7に示す。

表-3.7 各ケースの入力加速度（再定義）

ケース名	最大加速度振幅 (Gal)				備考
	Step1 (100)	Step2 (200)	Step3 (400)	Step4 (600)	
重力式ケーソン	96	177	362	564	
ハイブリッド重力式栈橋	104	194	375	575	土留壁あり
	92	170	326	488	土留壁なし

表-3.7で定義し直した入力加速度毎に、ターゲット計測から推定したStep2以降の残留変形図を図-3.10に示す。なお、図中では変形形状を強調するために倍率を5倍で示している。また、基礎捨石マウンドのターゲットは、最終ステップについて計測している。

図-3.10より、ハイブリッド重力式栈橋の土留護岸は、最終ステップについて、土留壁の有無に関わらず傾斜を伴いながら海側に大きく変形していることが分かる。これは、設計震度 $k_h=0.25$ で断面を決定した重力式ケーソンおよびハイブリッド重力式栈橋に対して、土留ケーソンの設計震度を $k_h=0.2$ とした影響が出ているものである。変形モードに着目すると、微量ではあるが「土留壁あり」の栈橋部（図-3.10 (b)）は海側に、「土留壁なし」の栈橋部（図-3.10 (c)）は逆に陸側へ傾斜するモードが確認された。一方、重力式ケーソン（図-3.10 (a)）は、基礎マウンドの変形を伴いながら、海側へ傾斜している。1995年兵庫県南部地震のケーソン式岸壁における被災分析で

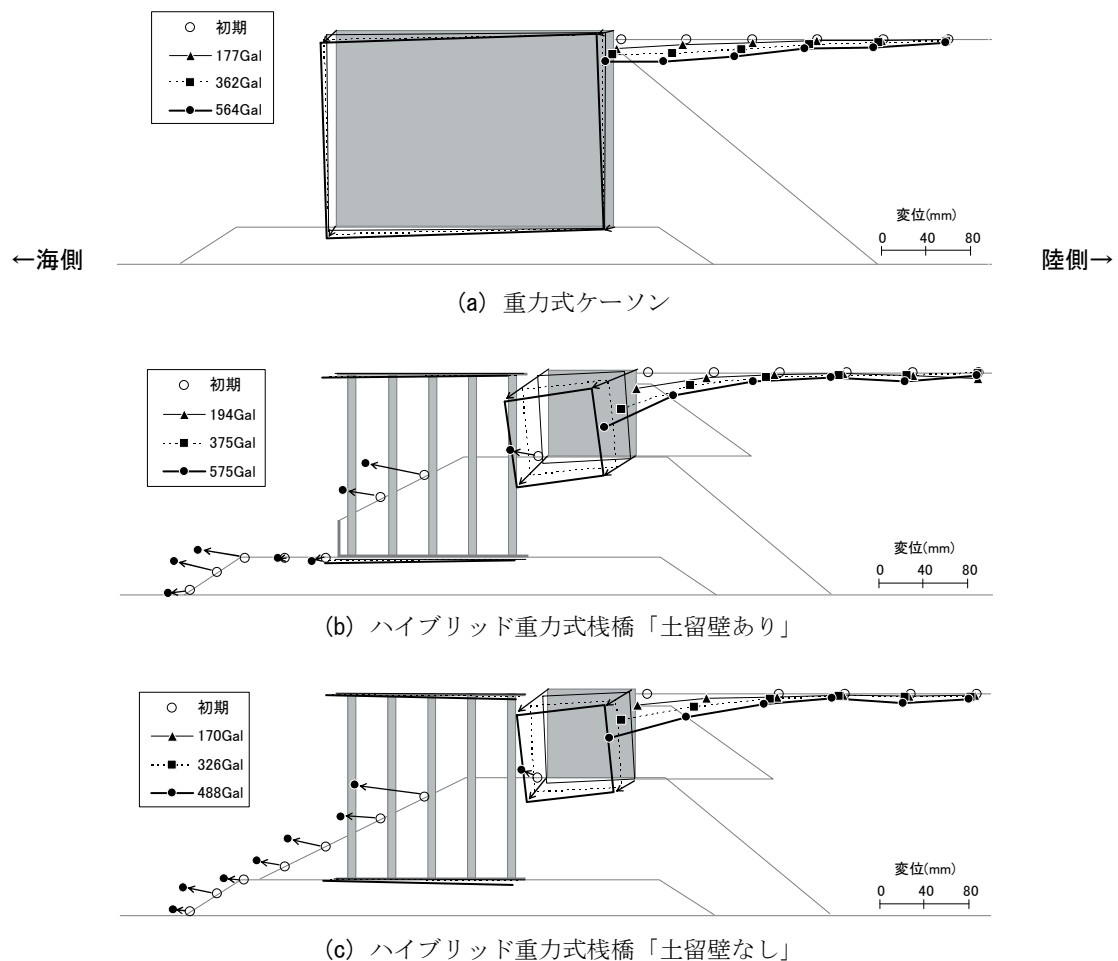


図-3.10 ターゲット計測による模型地盤の残留変形 (×5倍) _模型スケール

は¹⁾、地震時における重力式ケーソンの水平変位は、滑動よりも基礎マウンドの変形によるものが支配的であることが示されている。このことを踏まえると、本実験では基礎マウンド直下の固化地盤で変形が拘束されやすい条件であり、堤体重量の大きい重力式ケーソンでは変形量が過小評価されている可能性があると考えられる。

入力加速度と栈橋部海側上部（DH1）の残留水平変位の関係を図-3.11に示す。なお、水平変位量は表-3.2の相似則に基づいて実スケールに換算したものである。図中より、入力加速度が大きくなるにしたがい、水平変位は増加する傾向にあり、入力加速度が600Gal程度の最終ステップに着目すると、重力式ケーソンでは0.9m、ハイブリッド重力式栈橋では「土留壁あり」のタイプで1.3m、「土留壁なし」のタイプでは重力式ケーソンとほぼ同程度の水平変位が生じている。ハイブリッド重力式栈橋は、底版上に投入された基礎捨石の有効重量が栈橋部の水平抵抗力に考慮できると考えられるが、「土留壁あり」のタイプでは、基礎捨石の水平慣性力も栈橋部に作用することになり、海側への変形には不利に働いているものと推察される。一方、「土留壁なし」のタイプでは、基礎捨石の水平慣性力が直接底版へと作用しないことや、底版海側の基礎捨石による抵抗が期待できるため、「土留壁あり」のタイプに比べて海側への水平変位が小さくなると推察される。

次に、入力加速度と栈橋部海側上部（DV3）の残留鉛直変位の関係を図-3.12、またターゲット計測値から栈橋部の残留傾斜角を図-3.13に示す。図-3.12より、ハイブリッド重力式栈橋では土留壁の有無に関わらず、重力式ケーソンに比べて鉛直変位が小さいことが分かる。また、図-3.13の傾斜角を見ると、重力式ケーソンでは入力加速度が600Gal程度で2度、「土留壁あり」のハイブリッド重力式栈橋では重力式ケーソンに比べて傾斜角が0.7度と小さい。特に、「土留壁なし」のケースでは傾斜角が負となり、先述したように栈橋部が陸側に傾斜する変形モードを表している。

以上より、重力式ケーソンに比べて軽量で地震慣性力の小さいハイブリッド重力式栈橋は、岸壁前面の水平変位の観点から比較すると、土留壁のない構造タイプが耐震性能上、優位であると考えられる。

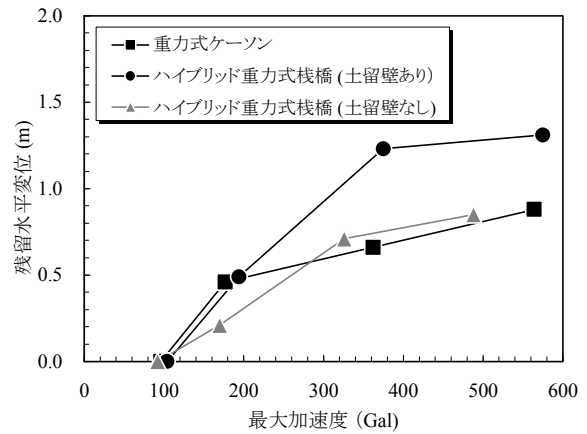


図-3.11 残留水平変位 DH1_実スケール

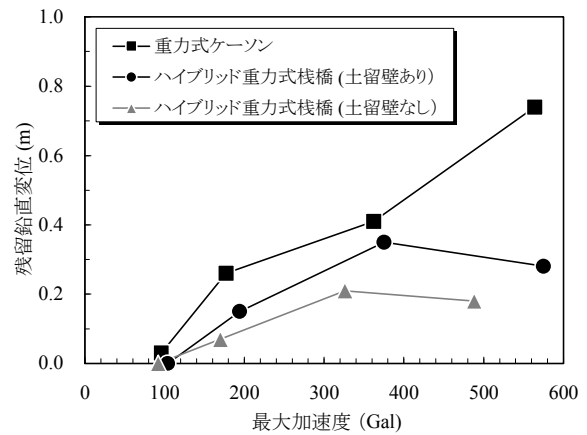


図-3.12 残留鉛直変位 DV3_実スケール

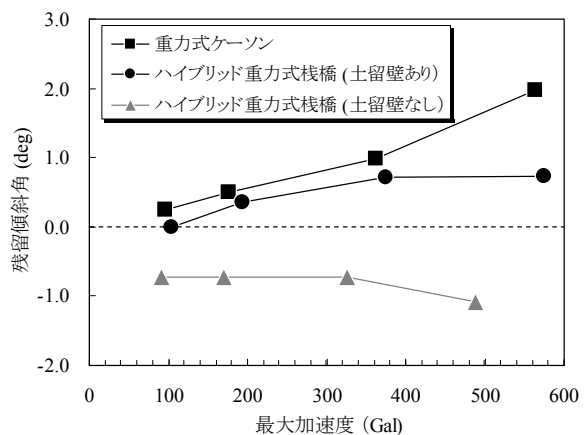
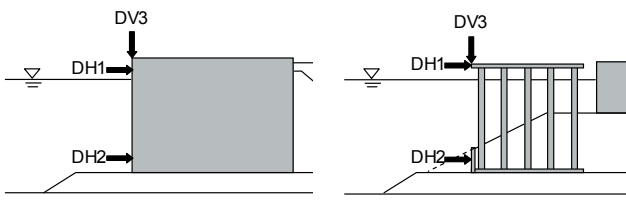


図-3.13 傾斜角*_実スケール

※ターゲット計測値より算出

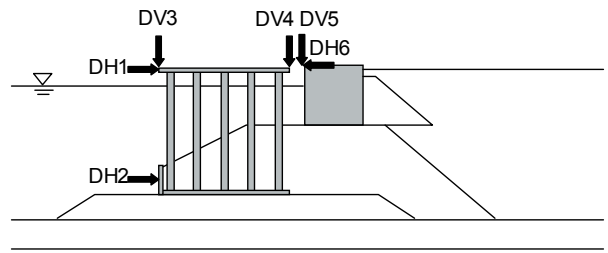
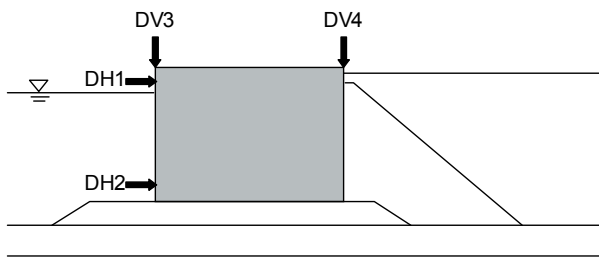


(4) 動的挙動

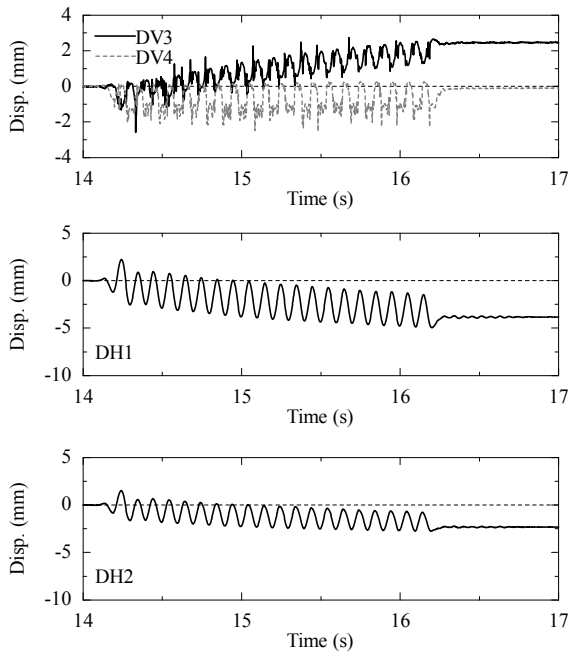
代表的な加振中の動的挙動として、入力加速度が400Gal相当のStep3における変位計 (Disp.) および加速度計 (Acc.) の時刻歴波形を模型スケールで図-3.14および図-3.15に示す。図中では各ケースの時間軸を調整しており、測点の記号は、D：変位計、A：加速度計、続くHおよびVはそれぞれ水平、鉛直方向を表している。変位は矢印の方向が正の変位、加速度は陸側が正の加速度（振動台が海側に変位する振動位相）である。また、「土留壁なし

し」のハイブリッド重力式栈橋は、栈橋上部海側の水平変位計 (DH1) のみ設置・収録している。

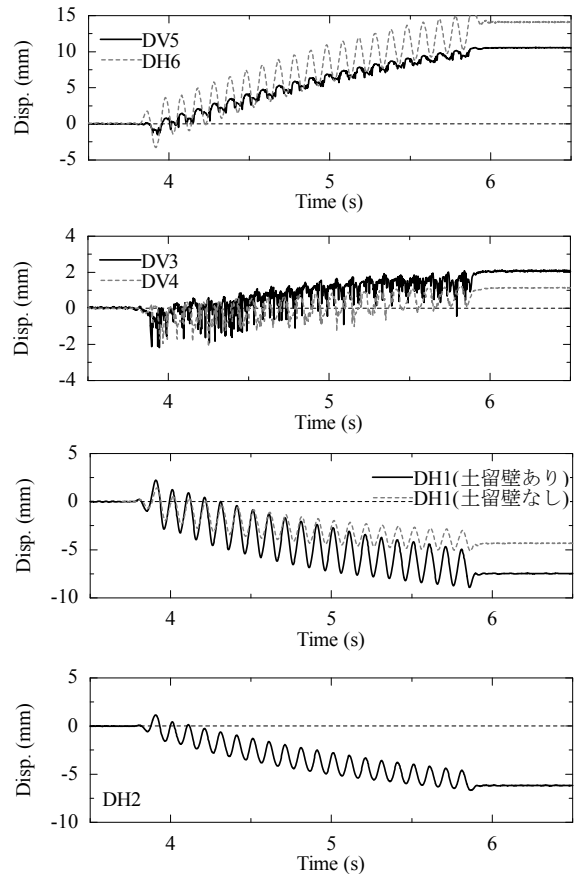
図-3.14の変位時刻歴を見ると、栈橋部の水平変位 (DH1) は、重力式ケーソンと破線の「土留壁なし」が概ね同様の変位挙動を示しており、実線の「土留壁あり」では1波当たりの残留変位が大きいことが分かる。これは、既に述べたように底版上部の基礎捨石の水平慣性力が直接底版に作用しているためと考えられる。なお、土留ケーソンは設計震度 $k_h=0.2$ で断面を決定しているため、



※矢印の向きが正の変位



(a) 重力式ケーソン



(b) ハイブリッド重力式栈橋

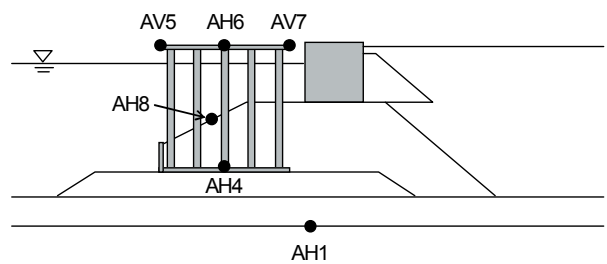
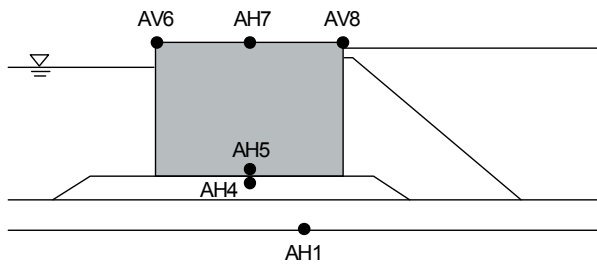
図-3.14 変位の時刻歴比較_栈橋 (Step3) _模型スケール

大きな変位挙動 (DH6, DV5) が確認できる。

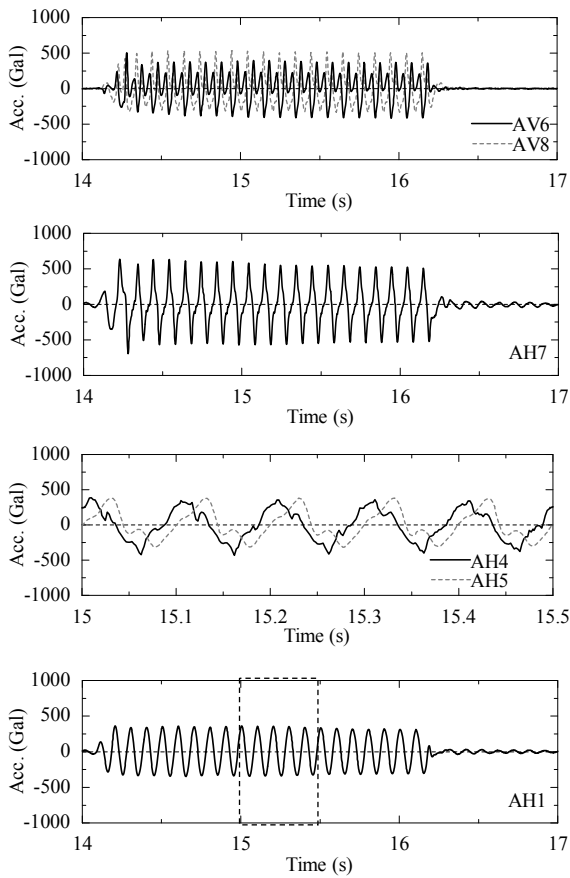
図-3.15の加速度時刻歴を見ると、ハイブリッド重力式栈橋の栈橋上部 (AH6) の海側への加速度応答が重力式ケーソン (AH7) に比べて大きい。一般の栈橋と同様に上部工が軽量なため大きな慣性力は作用しないと考えられる。ハイブリッド重力式栈橋で AH4 と AH8 を比較すると、加速度の位相差は小さく、逆に重力式ケーソンの AH4 と AH5 では大きい。このことから、ハイブリッド重力式栈橋の底版上に投入した基礎捨石は栈橋部と一体的に挙動し、重力式ケーソンでは基礎捨石上でケーソン

が滑動している様子が推察できる。なお、具体的な位相差はハイブリッド重力式栈橋および重力式ケーソンで、それぞれ 0.14π と 0.3π であった。

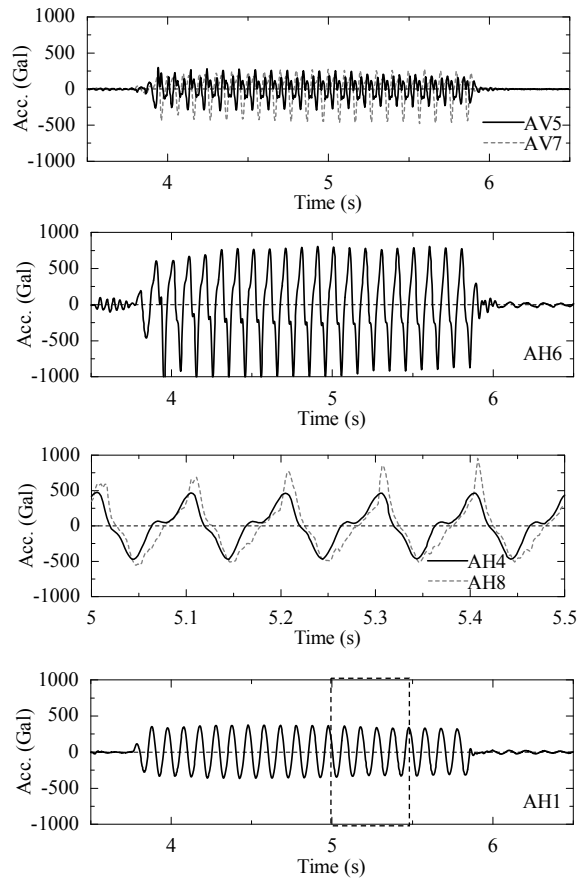
図-3.16は任意の振動位相および時間最大 (絶対値) における柱体一本分の曲げモーメント分布を示している。時間最大における曲げモーメント分布は中央部で極小値をとり、上部工あるいは底版にかけて増加する弓型の形状を示している。



※陸側が正の加速度 (振動台が海側に変位する振動位相)

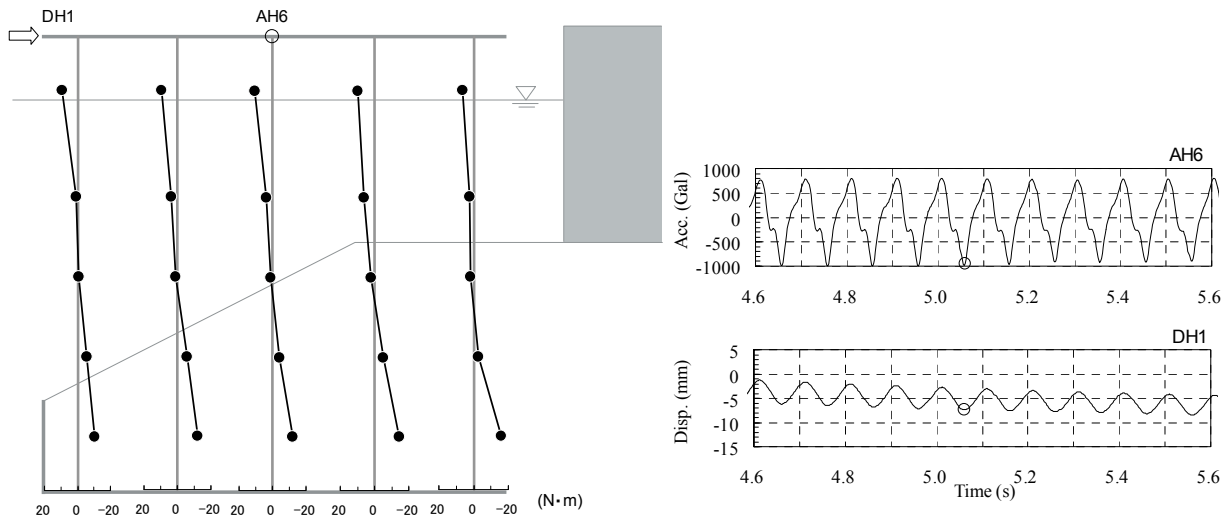


(a) 重力式ケーソン

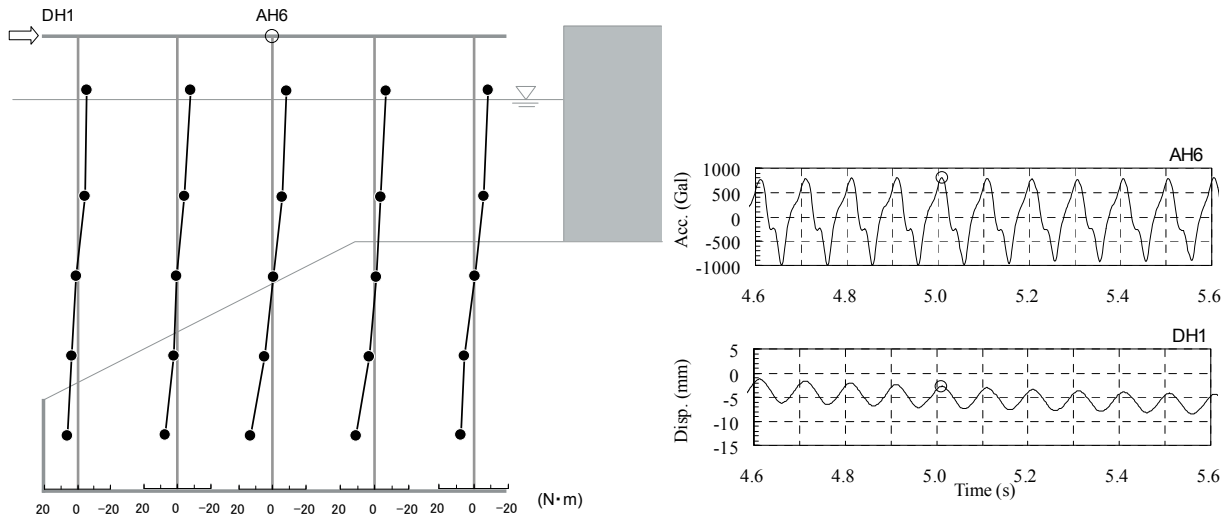


(b) ハイブリッド重力式栈橋

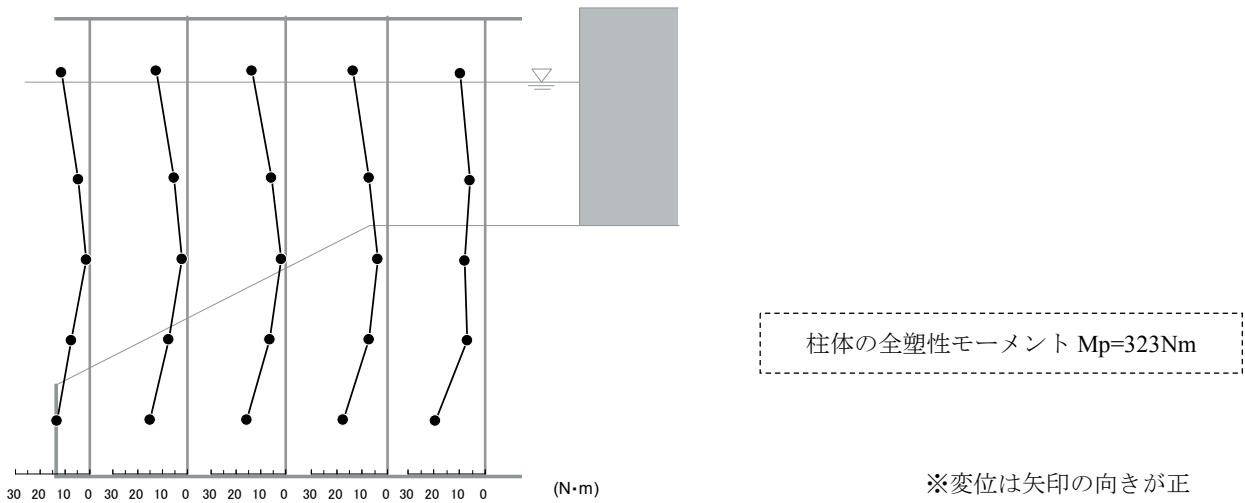
図-3.15 加速度の時刻歴比較_栈橋 (Step3) _模型スケール



(a) 時刻 $t=5.0$ 秒 (栈橋部が陸側に変位する位相)



(b) 時刻 $t=5.05$ 秒 (栈橋部が海側に変位する位相)



(c) 時間最大 (絶対値)

図-3.16 柱体一本分の曲げモーメント分布「土留壁あり」_模型スケール

3.2 クレーンを上載した不規則波実験

(1) 実験概要

本実験では3.1の正弦波実験を踏まえ、「土留壁なし」の構造タイプを選定した。本実験では、レールスパン30m級のガントリークレーンの上載を想定し、実スケールで栈橋幅を35mに拡幅した。これにより、正弦波実験よりも柱体の本数を5本から6本に変更している。

本実験で想定する一般的なガントリークレーンを図-3.17に示す。これは脚スパン30mのコンテナ専用船に対応するもので、重心位置は脚下端から30mと仮定した。特に耐震強化岸壁に設置されるクレーンには、耐震性能を向上させる目的で、脚部に積層ゴムやリニアベアリング等を配置する等の免震機構が適用される。一般に免震機構を有するクレーンの固有周期は、地震波との共振を防ぐことを目的として4秒から6秒程度に設定されることが多いため^{12),13)}、本実験では6秒をターゲットとした。クレーン模型は、実スケールで重量を13,000kNと仮定し、表-3.2の相似則に従い、ラーメン構造でモデル化した。

模型地盤の作成方法は、3.1の正弦波実験と同様であるが本実験で使用する埋立材は、飯豊珪砂6号に変更している。飯豊珪砂6号の物理特性を表-3.8に示す。

1/30スケールの本実験断面図を図-3.18に示す。

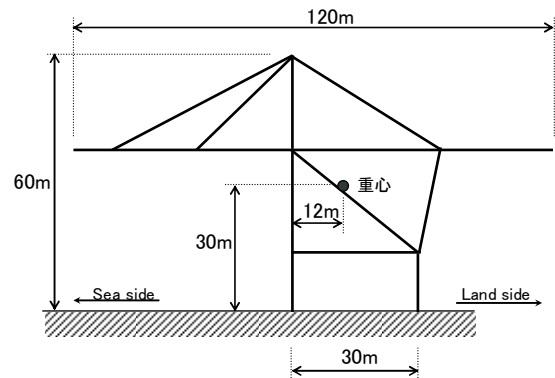


図-3.17 想定したガントリークレーン

表-3.8 飯豊珪砂6号の物理特性

土粒子密度	G_s (g/cm ³)	2.654
最大間隙比	e_{max}	0.897
最小間隙比	e_{min}	0.547
均等係数	U_c	1.45
中央粒径	D_{50} (mm)	0.279

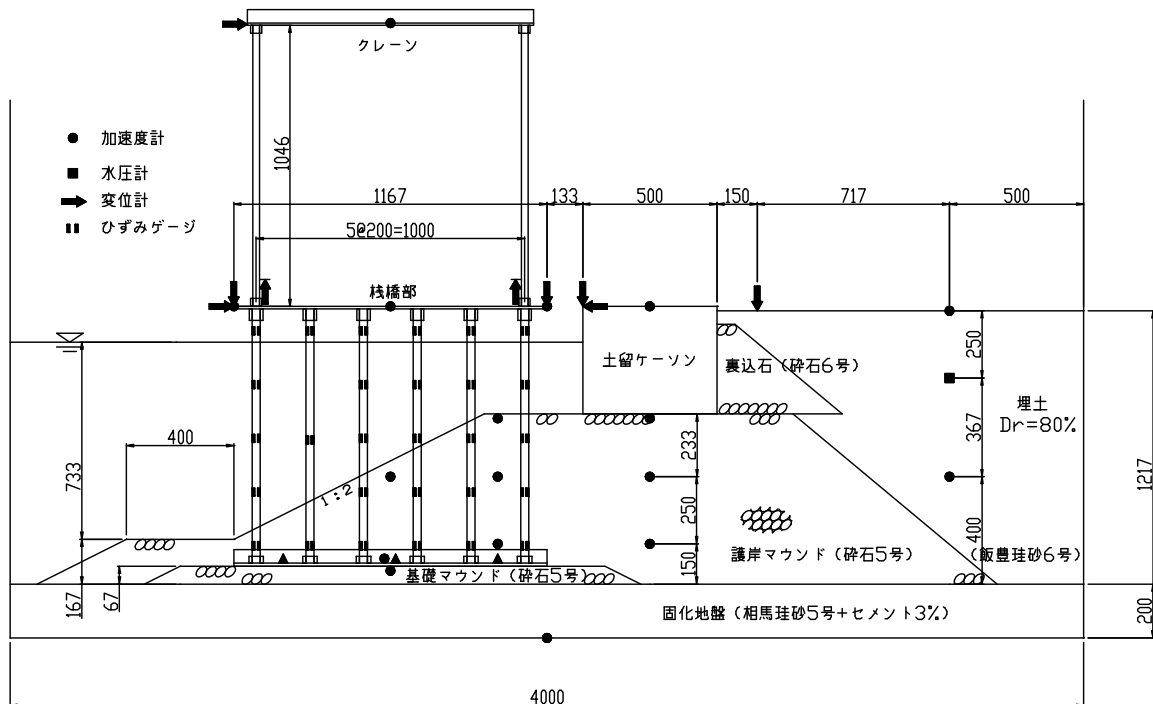


図-3.18 模型断面図 (単位: mm) 模型スケール

a) 模型の検定

栈橋模型は3.1の正弦波実験と同様の方法で検定した。栈橋模型の自由振動における加速度時刻歴 (Acc.)、フーリエスペクトル (F-Spec.) をそれぞれ図-3.19および図-3.20に示す。

b) クレーン模型の検定

クレーンとしてラーメンモデルの模型を図-3.21のよ

うに設置し、栈橋模型と同様の方法で固有周期の検定を行った。模型の自由振動における加速度時刻歴 (Acc.)、フーリエスペクトル (F-Spec.) をそれぞれ図-3.22および図-3.23、模型の検定結果を表-3.9に示す。

c) 模型底面の処理

模型底面には $t=2\text{mm}$ のゴム製シートを貼り付け、現地で摩擦増大マットの適用を想定した。

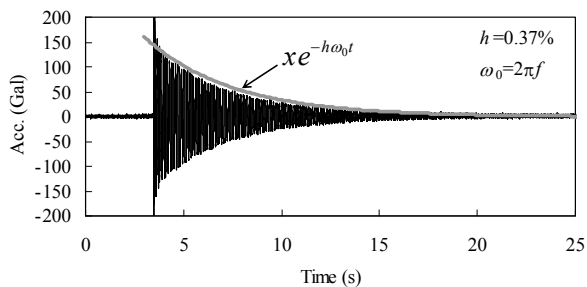


図-3.19 栈橋模型の減衰定数

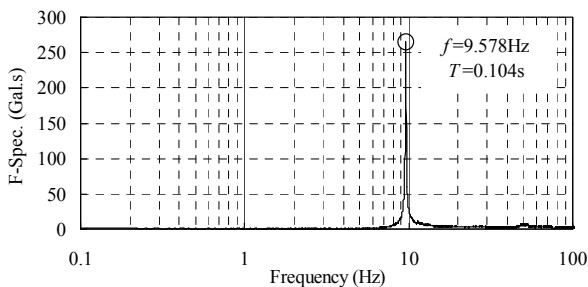


図-3.20 栈橋模型のフーリエスペクトル

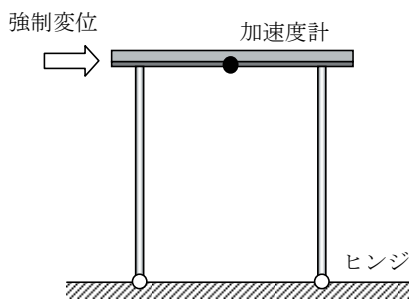


図-3.21 クレーン模型の検定方法

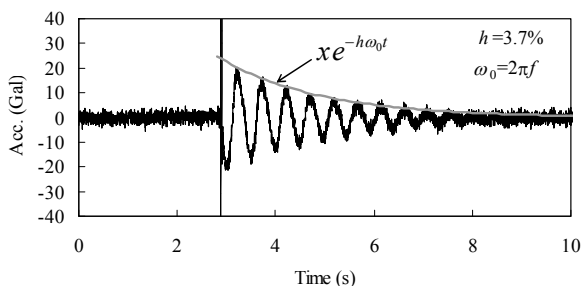


図-3.22 クレーン模型の減衰定数

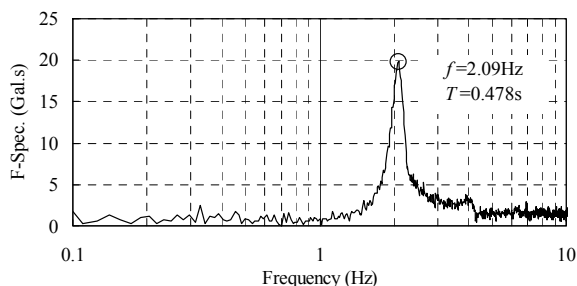


図-3.23 クレーン模型フーリエスペクトル

表-3.9 模型の検定結果

	目標周期	検定周期	誤差 ^{※2}
栈橋	0.100 s	0.104 s	4%
	(1.28 s) ^{※1}	(1.33 s) ^{※1}	
クレーン	0.468 s	0.478 s	2%
	(6.00 s) ^{※1}	(6.13 s) ^{※1}	

※1 下段括弧内は実スケール

※2 |目標-検定|/目標

(2) 実験ケースと加振条件

実験ケースは、土留壁のないハイブリッド重力式栈橋で「クレーンなし」と「クレーンあり」の2ケースとした。両ケースの模型の設置写真を写真-3.4に示す。本実験では、土留ケーソンも含めて全て設計震度 $k_h=0.25$ で断面を決定している。

加振条件は、レベル2地震動相当の不規則波として図-3.24に示す加速度波形 (Acc.) を入力した。この波形は実スケールで最大加速度422Galおよび継続時間80秒程度に相当する。図-3.24にはフーリエスペクトル (F-Spec.) も合わせて示しているが、模型スケールで3~10Hzの周波数帯 (実スケールで0.2~0.8Hz) に多くの波成分を持つ波形である。なお、本実験では免震機構を有したクレーンを想定し、模型スケールでクレーンの固有周期を0.47秒 (周波数で2.1Hz) に設定しているため、地震動の主な周波数帯からは外れた条件である。

(3) 模型地盤の変形特性

加振前後のターゲット計測から評価した残留変形図を倍率5倍にして図-3.25に示す。本実験条件下では土留ケーソンがやや海側に変形しているものの、栈橋部の変形はほとんど確認されていない。

変位計から読み取った栈橋部における海側上部の水平 (DH1) および鉛直 (DV2)、陸側上部の鉛直 (DV3) の残留変位を表-2.2の相似則から実スケール換算して表-3.10に示す。本実験での加振後の残留水平変位はクレーンの有無に関わらず100mm以下であり、耐震強化岸壁の使用性・修復性について満足するものといえる²⁾。「クレーンあり」のケースでは、「クレーンなし」のケースに比べて水平変位が小さくなっているが、これはクレーン重量がハイブリッド重力式栈橋の栈橋部重量として滑動抵抗に寄与したことが推察される。

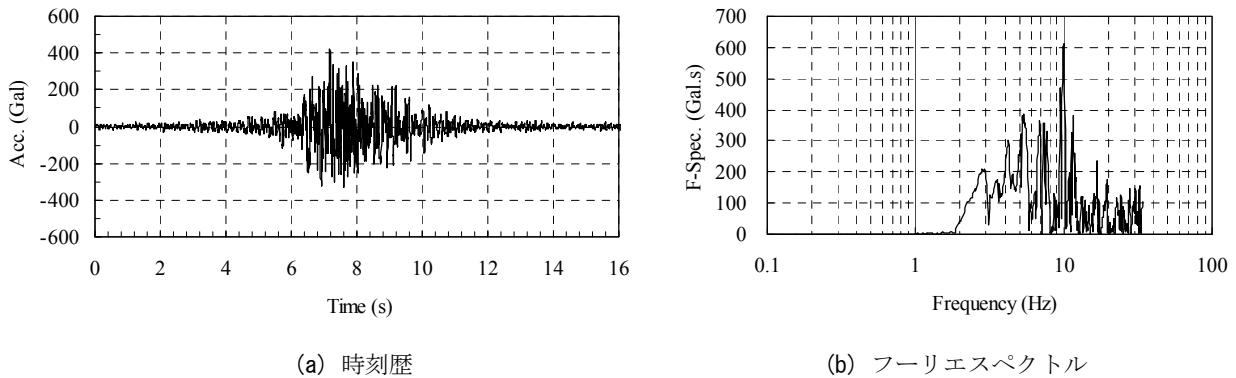


図-3.24 実験で用いた不規則波_模型スケール

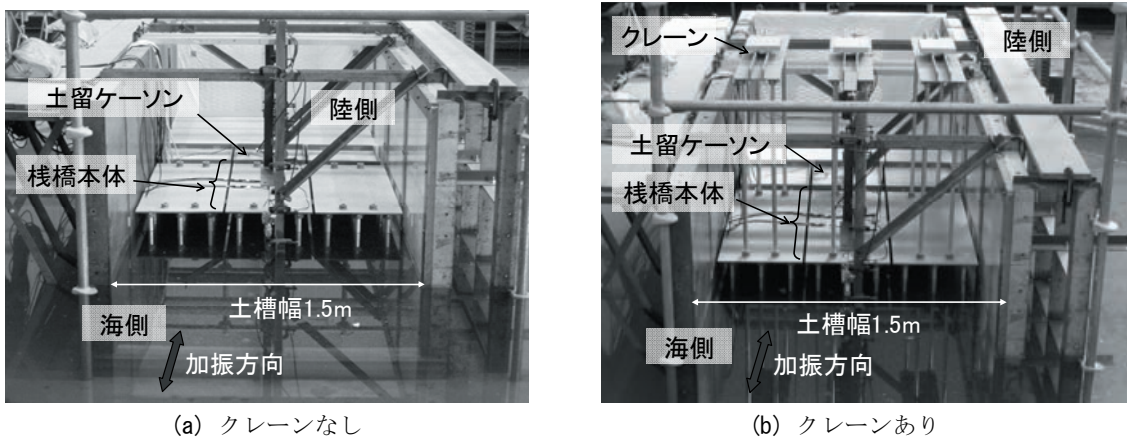


写真-3.4 模型設置後の正面状況

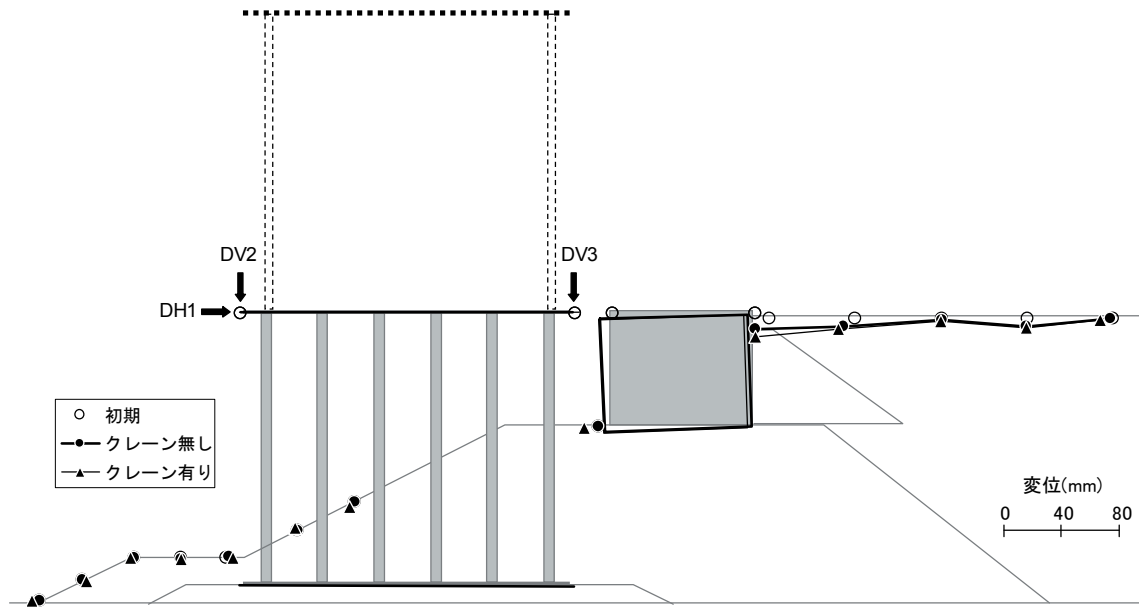


図-3.25 ターゲット計測による模型地盤の残留変形 (×5倍) _模型スケール

表-3.10 残留変位_実スケール

ケース	海側(mm)		陸側(mm)
	水平変位 DH1	鉛直変位 DV2	鉛直変位 DV3
クレーンなし	86 (0.52)	4 (0.02)	30 (0.18)
クレーンあり	17 (0.10)	0 (0.00)	9 (0.05)

※下段括弧内は模型スケール

(4) 動的挙動

各ケースの代表的な変位計 (Disp.) および加速度計 (Acc.) の時刻歴波形を図-3.26および図-3.27に示す。

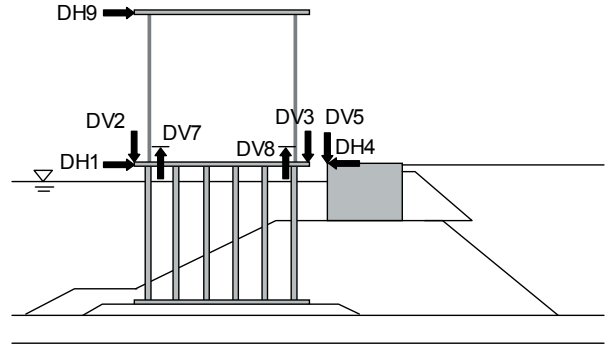
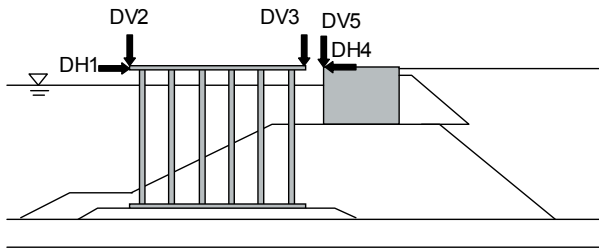
図-3.26より、栈橋上部の変位挙動 (DH1, DV2, DV3) は、クレーンの有無にかかわらず加振とともに変動成分が発生するが、残留成分はほとんど確認できない。一方、土留ケーソンの変位挙動 (DH4, DV5) は、加振中より残留成分が確認され、図-3.25で示したように海側へ傾斜している。

クレーンの脚部に取り付けた変位計 (DV7, DV8) の挙動を見ると、両者の位相が概ね π 分ずれ若干のロッキングが見受けられるが、 10^{-1} mmオーダーであることやレーザー変位計の受板傾斜を考慮すると脚部の浮上がり量は軽微であると考えられる。

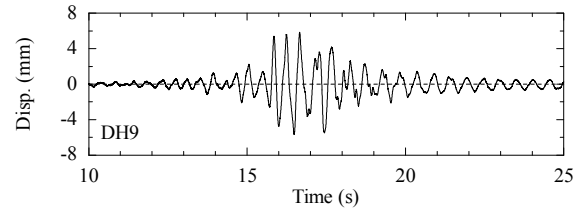
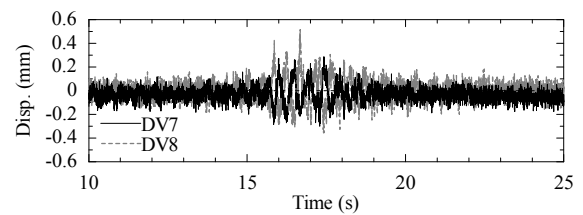
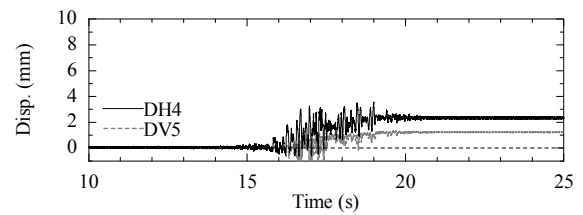
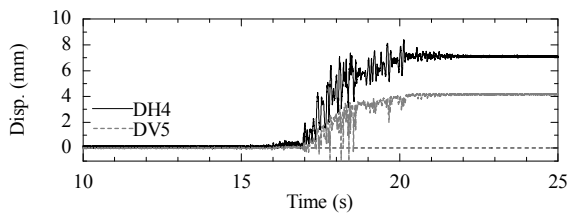
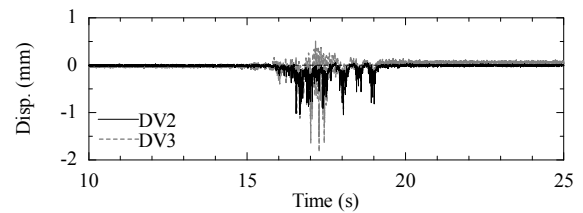
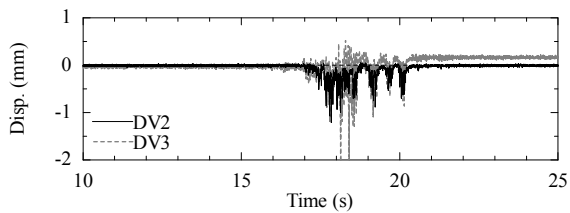
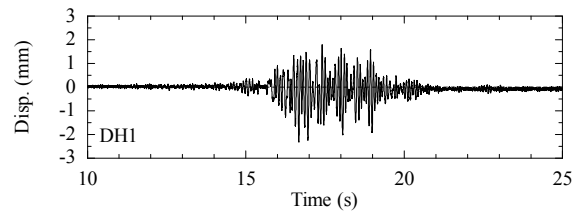
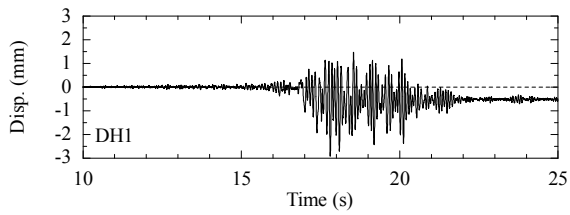
クレーン上部の水平変位 (DH9) は、栈橋上部の変位挙動 (DH1) と比較すると明らかに長周期化しており、最大で5.8mm (実スケールで約1.0m) の水平変位が発生している。

図-3.27の栈橋上部に取り付けた加速度応答 (AH5) は934Galを示し、入力地震動422Galに比べて加速度の最大値は2倍程度に増幅している。ハイブリッド重力式栈橋は、一般の栈橋と同様に上部工が柱体により支えられているため、上部工の振動により加速度応答が大きくなると考えられる。図-3.28は栈橋上部 (AH5) のフーリエスペクトルであるが、クレーン上載による栈橋の振動特性に変化は見られない。なお、クレーン上部 (AH17) の加速度応答は120Galであり、栈橋上部 (AH5) から概ね8分の1に減衰している。実験では免震機構を搭載したクレーンを想定し、固有周期を6秒に設定しているため、栈橋部とクレーンが共振しない振動特性を示している。

図-3.29～図-3.30には、栈橋部の最大海側・陸側変位時および時間最大 (絶対値) における柱体一本分の曲げモーメント分布を示している。曲げモーメント分布は3.1の正弦波実験と同様に弓型の形状を示し、図-3.30の「クレーンあり」を見ると、栈橋部 (DH1) が海側に最大変位した時刻では、クレーン (DH9) は π 分位相がずれて陸側に最大変位している。



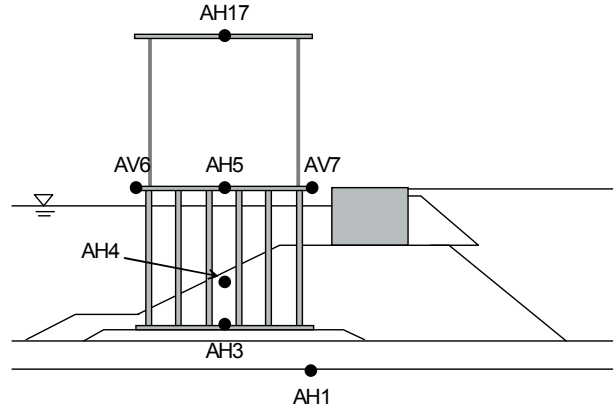
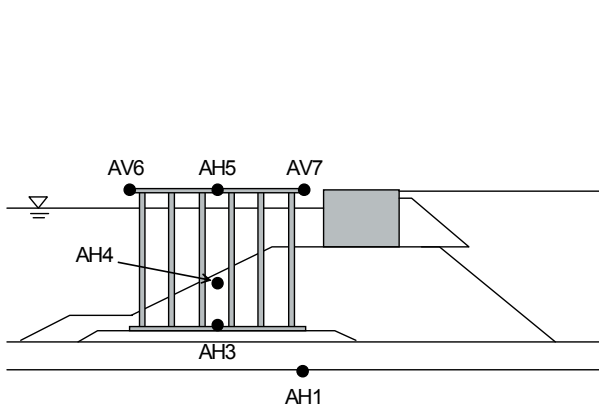
※矢印の向きが正の変位



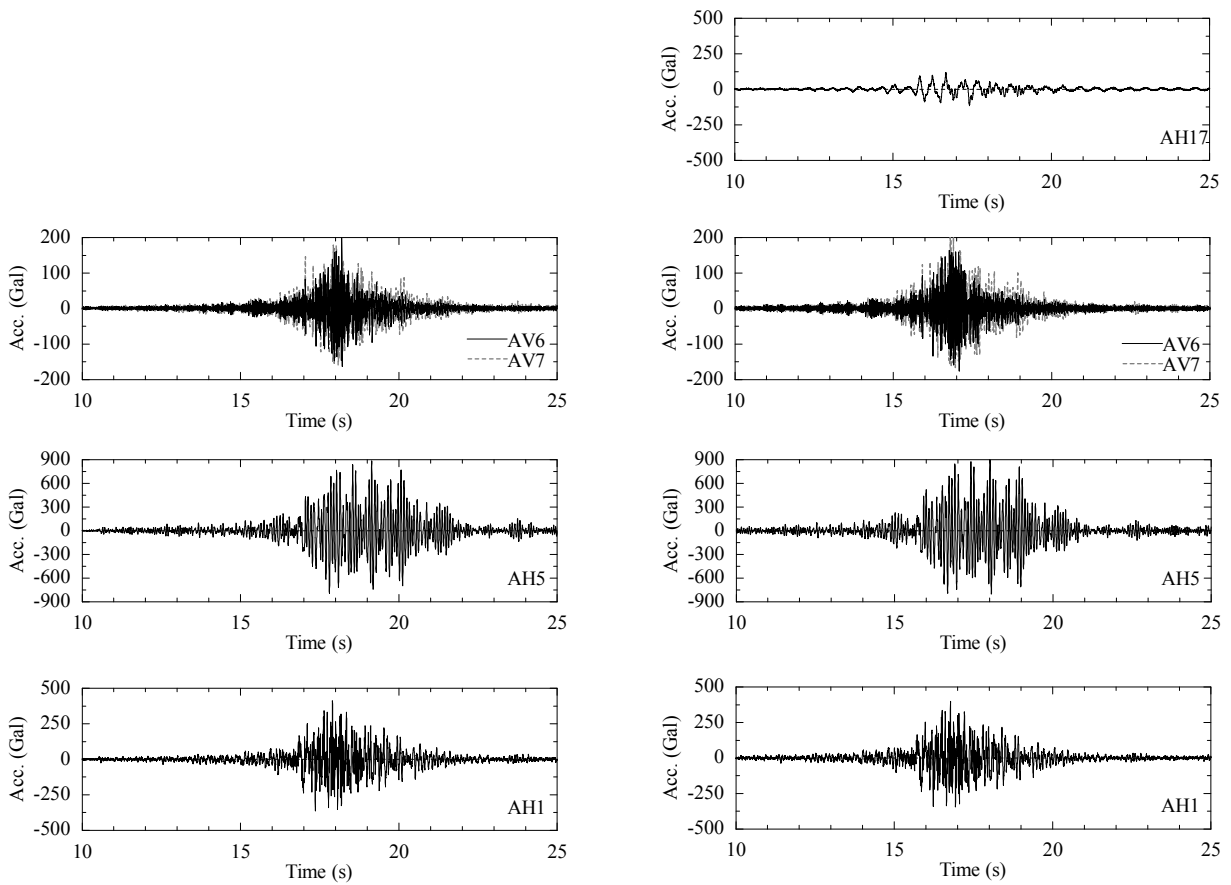
(a) クレーンなし

(b) クレーンあり

図-3.26 変位の時刻歴比較_栈橋部_模型スケール



※陸側が正の加速度（振動台が海側に変位する振動位相）



(a) クレーンなし

(b) クレーンあり

図-3.27 加速度の時刻歴比較_栈橋部_模型スケール

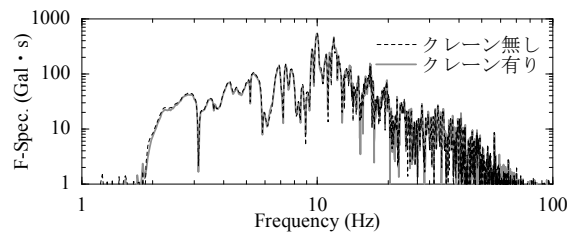
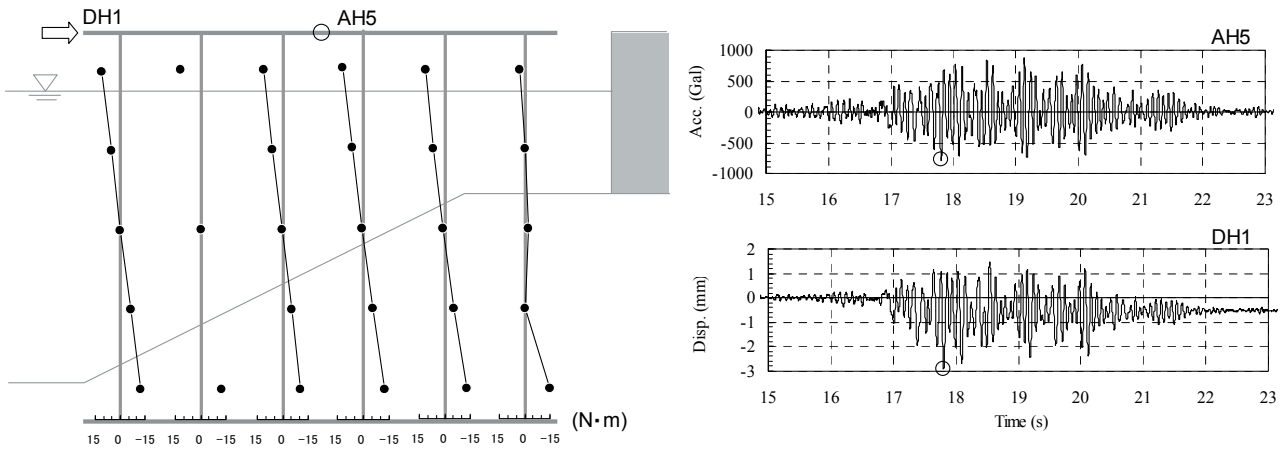
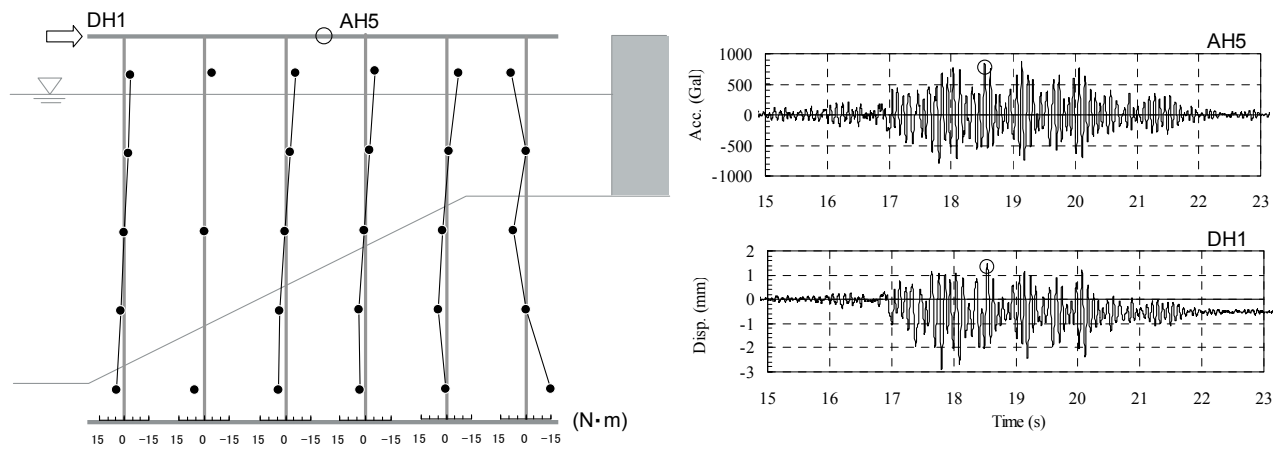


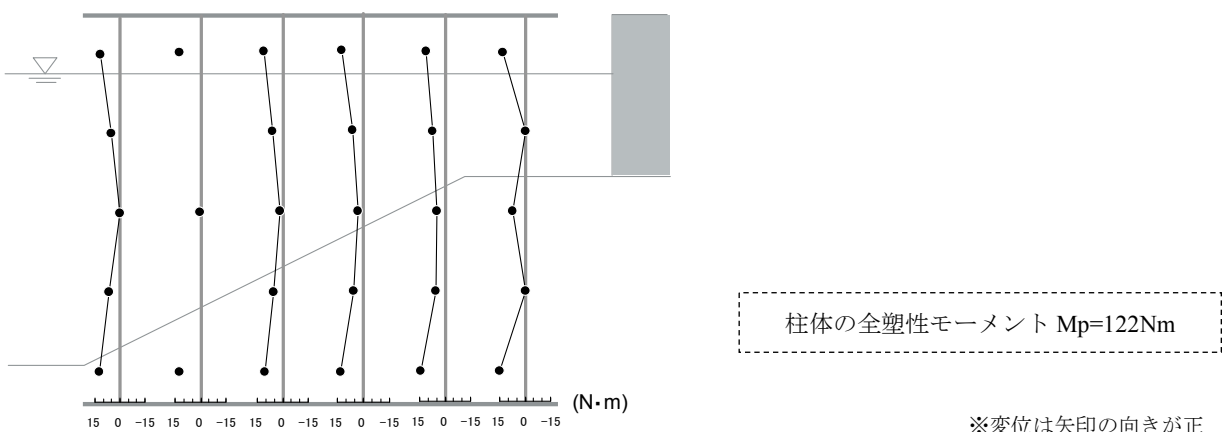
図-3.28 加速栈橋上部(AH5)のフーリエスペクトル比較



(a) 時刻 $t=17.804$ 秒 (栈橋部の最大海側変位時)



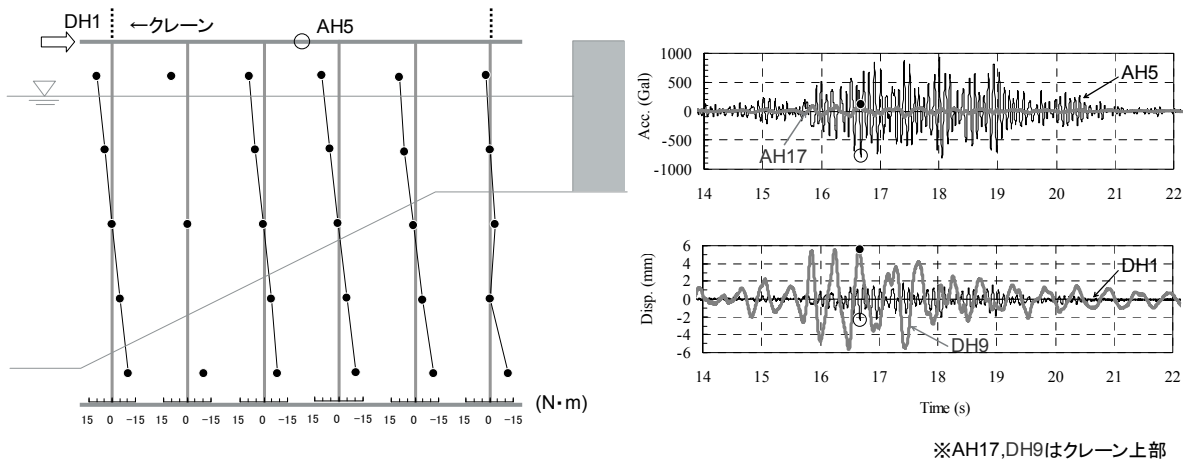
(b) 時刻 $t=18.547$ 秒 (栈橋部の最大陸側変位時)



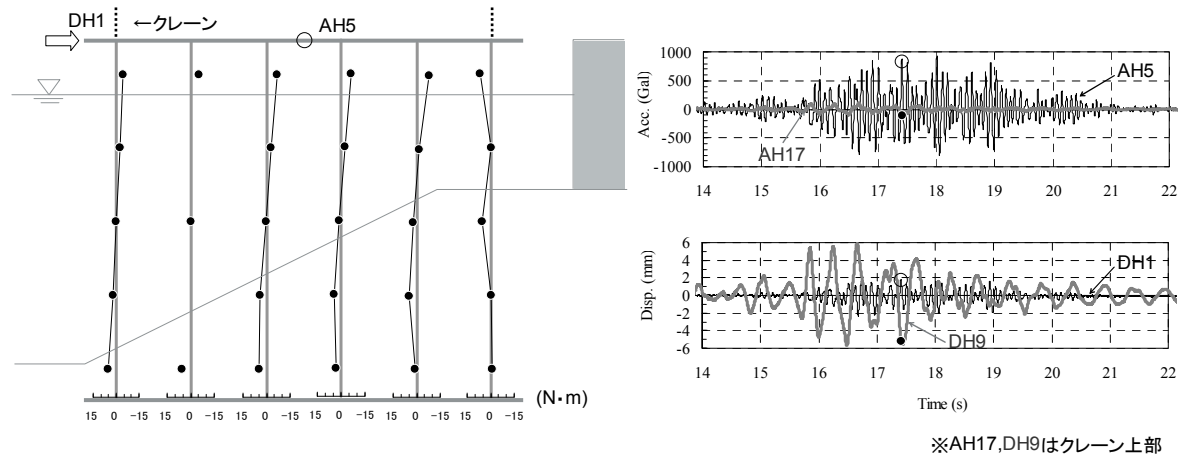
(c) 時間最大 (絶対値)

※変位は矢印の向きが正
 ※加速度は陸側が正

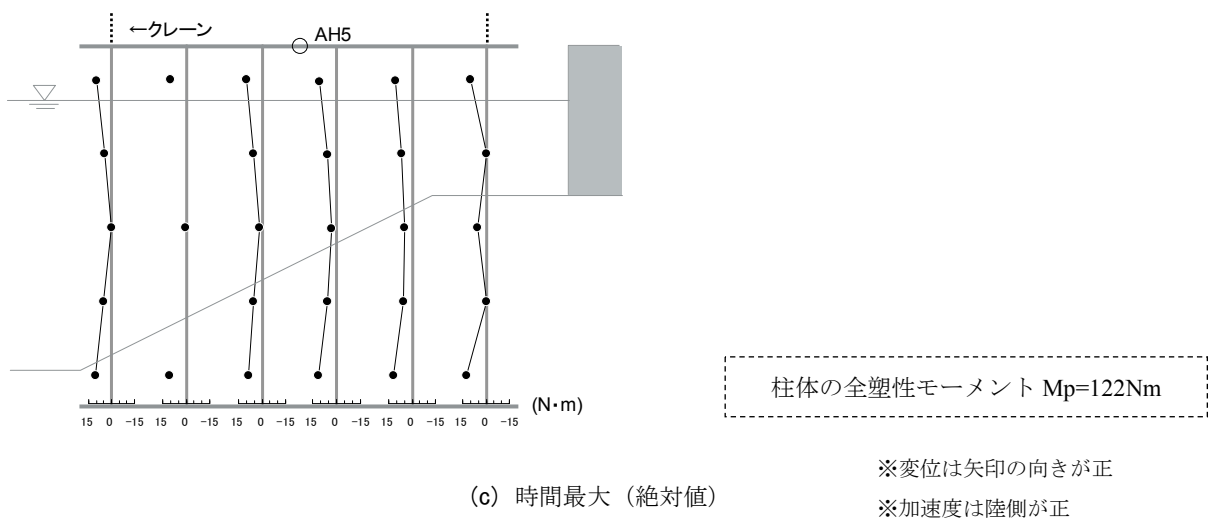
図-3.29 柱体一本分の曲げモーメント分布「クレーンなし」_模型スケール



(a) 時刻 $t=16.672$ 秒 (栈橋部の最大海側変位時)



(b) 時刻 $t=17.416$ 秒 (栈橋部の最大陸側変位時)



(c) 時間最大 (絶対値)

図-3.30 柱体一本分の曲げモーメント分布「クレーンあり」_模型スケール

4. 有効応力解析による検討

性能設計に基づく港湾施設の実務設計では、施設の要求性能に応じて、レベル2地震動に対する非線形有効応力解析による性能照査が実施される。図-4.1にレベル2地震動に対する耐震性能照査フローを示す。通常、構造形式によって照査する指標が異なり、重力式では変形量、矢板式では変形量および断面力、栈橋では変形量と損傷状態についての照査が行われる。上記の構造形式では、1995年兵庫県南部地震以来、被災事例あるいは模型実験の再現に対して有効応力解析プログラムFLIP¹⁴⁾をはじめとする非線形有効応力解析が実施され、その適用性が確認されている^{15), 16)}。

本研究で開発したハイブリッド重力式栈橋は、外観が栈橋に類似するが、栈橋自重および栈橋部に投入された基礎捨石の有効重量で、地震時の慣性力や土圧等に対して抵抗する重力式の構造物であり、両者の特徴を有するハイブリッド構造として有効応力解析による性能照査方法について確認しておく必要がある。

そこで、本章では有効応力解析プログラムFLIPを用いて、3.1の正弦波実験について模型スケールでの再現解析を試み、性能照査における本構造のFLIPの適用性について確認する。さらにガントリークレーンを上載した場合を想定し、数種類の入力地震波およびクレーンの固有周期を変化させた実スケールでの解析を実施し、堤体の残留変位および柱体の損傷度について考察した。

4.1 模型実験の再現解析

3.1の正弦波実験について、FLIPによる模型スケールでの再現解析を行い、動的挙動や変形量あるいは構造部材の損傷状態の再現性から、ハイブリッド重力式栈橋のモデル化方法について確認した。

(1) 地盤およびケーソン

ハイブリッド重力式栈橋は、重力式と栈橋の両方の特徴が取り入れられたハイブリッド構造であり、重力式係船岸および栈橋の既往のモデル化方法^{17), 18)}を参考にした。正弦波実験ではハイブリッド重力式栈橋について、「土留壁あり」・「土留壁なし」の2タイプを実施しているが、ここでは「土留壁あり」のモデル化方法について示す。

図-4.2に解析モデルを示す。図中の固化地盤を除く全ての地盤要素をマルチスプリング要素とし、水中部では非排水の間隙水要素を貼り合わせた。模型実験の加振前に行ったパルス波実験より評価した層中央での基準拘束圧 σ_{ma} におけるせん断波速度 V_s から、 $G_{ma}=\rho V_s^2$ よりせん断弾性係数 G_{ma} を求めた。また、体積弾性係数 K_{ma} はポアソン比 ν を0.33として G_{ma} から求めるとともに、 G_{ma} と合わせて拘束圧の0.5乗に依存させた。埋土地盤のせん断抵抗角 ϕ は別途実施した三軸CD試験から決定した。基礎捨石および裏込石は、地盤に比べて透水性がよいことから排水条件によるモデル化が望ましいが、本研究で使用している有効応力解析プログラムFLIPが非排水条件に基づいているため、マルチスプリング要素において間隙水の体積弾性係数 K_f を低減させ、見かけの透水性を与える方法を採用した^{17), 18)}。ケーソンは線形平面要素として、密度 ρ 以外は文献^{17), 18)}を参考に決定した。

解析に使用したパラメータを表-4.1に示す。

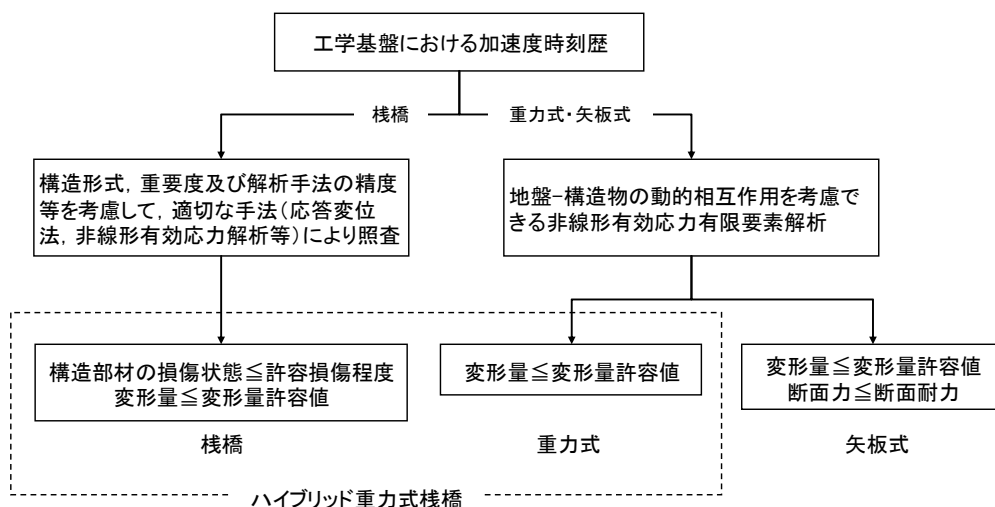


図-4.1 レベル2地震動に対する性能照査フロー (文献²⁾に加筆修正)

(2) ハイブリッド重力式栈橋

底版、上部工および土留壁を線形はり要素、それを連結する柱体をバイリニアの非線形はり要素でモデル化した。柱体は奥行幅1m当たりの物性値（岸壁法線方向の杭間隔で除した）とし、非線形はり要素と地盤要素のそれぞれ独立した2重節点を相互作用ばね要素で接続させて、杭間のすり抜け現象などを表現した¹⁸⁾。

地盤と接するケーソン背後および底面、栈橋部の底版

下には滑り・剥離挙動を再現するため、弾完全塑性型のジョイント要素を設定した。ジョイント要素の垂直方向については引張力を負担しないものである。ジョイント要素の入力パラメータは、過去の被災事例解析で用いられている値として、文献^{17), 18)}を参考にジョイント要素のせん断および垂直方向の接線剛性を $K_n=K_s=1.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ とし、せん断抵抗角をケーソンと裏込石間を $\phi_j=15$ 度、それ以外を別途実施した摩擦実験結果より $\phi_j=35$ 度とした。

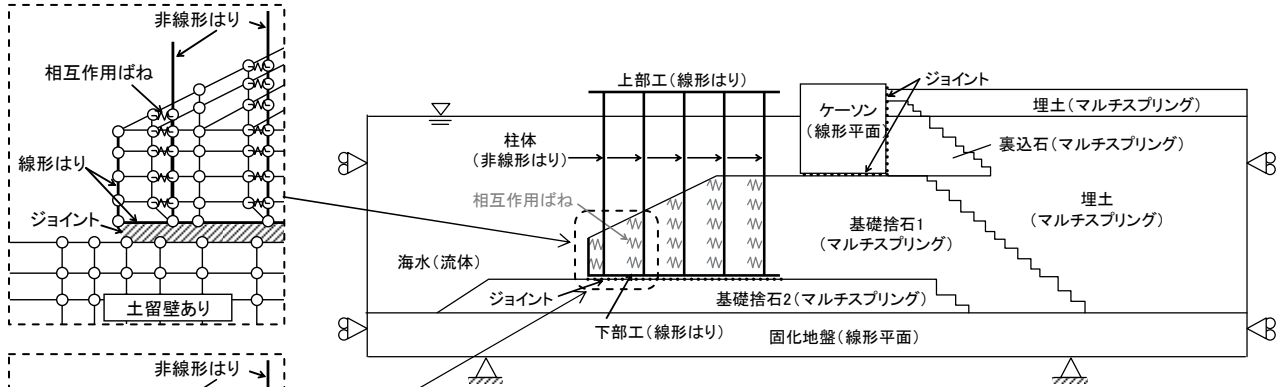


図-4.2 解析モデル「土留壁あり」

表-4.1 解析パラメータ一覧（奥行幅 1m）

線形平面要素		ケーソン	固化地盤
密度	ρ (t/m ³)	1.93	2.00
ヤング率	E (kN/m ²)	22,000,000	489,000
ポアソン比	ν	0.17	0.33

マルチスプリング要素		埋土	裏込石	基礎捨石1	基礎捨石2
密度	ρ (t/m ³)	1.96	1.87	1.96	1.96
基準拘束圧	σ_{ma}' (kN/m ²)	4.24	2.15	5.46	7.73
せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	10,633	7,582	9,203	29,828
体積弾性係数	K_{ma} (kN/m ²)	27,729	19,773	24,000	77,787
ポアソン比	ν	0.33	0.33	0.33	0.33
間隙率	n	0.45	0.45	0.45	0.45
せん断抵抗角	ϕ_r (deg)	42.0	35.0	35.0	35.0
粘着力	c (kN/m ²)	-	0.67	0.67	0.67
最大減衰定数	h_{max}	0.24	0.24	0.24	0.24
体積弾性係数(間隙水)	K_r (kN/m ²)	2,200,000	22,000	22,000	22,000

線形はり要素		上部工	下部工
密度	ρ (t/m ³)	7.85	7.85
せん断弾性係数	G (kN/m ²)	77,000,000	77,000,000
断面積	A (m ²)	0.009	0.012
断面2次モーメント	I (m ⁴)	0.00075	0.0010
ポアソン比	ν	0.30	0.30

非線形はり要素		柱体(アルミニウム管)
密度	ρ (t/m ³)	2.68
せん断弾性係数	G (kN/m ²)	27,600,000
断面積	A (m ²)	0
曲げ剛性1次勾配	EI_1 (kNm ²)	14.45
曲げ剛性2次勾配	EI_2 (kNm ²)	0.145
全塑性モーメント	M_p (kNm)	1.93
降伏軸力	N_y (kN)	157.53
ポアソン比	ν	0.30

(3) 境界条件および入力地震動

正弦波実験の境界条件と適合させるため、解析モデルの側面をx固定でy方向フリー、底面をxy固定とした。入力地震動は、実験で計測された固化地盤底面の加速度時刻歴をE+F波として用いた。また、数値解析上の安定性を確保するために用いた初期剛性比例型のReyleigh減衰 β は、自由地盤部の一次元解析を実施し、最大水平変位が安定する程度の小さい値として0.0002とした。

(4) 再現結果

実験と解析結果の比較について、図-4.3に時刻歴波形を示す。図-4.3を見ると、解析結果は実験と良い整合がみられ、概ね模型実験を再現していることが分かる。特に、水平変位 (DH1, DH2) の挙動については、解析の方が加振中のやや早い時刻で変位しているものの、残留変位については非常に良く対応している。栈橋海側上部

(DH1, DV3) と土留ケーソン海側上部 (DH6, DV5) の2次元的な挙動も非常に良く対応している。

基礎マウンド上の加速度計 (AH3) を見ると、時刻4.5s付近から解析の応答値は減衰しているが、実験では減衰しておらず、この影響を受けて、これより上方のAH4およびAH8は実験よりも解析の応答値は過小評価している。

底版下のジョイント要素における加振中の τ - σ 関係を図-4.4に示す。ジョイント要素は弾完全塑性型であり、せん断強度 ($\tau_f=c+\sigma \tan \phi_f$) に達すると滑動する。図-4.4を見ると、底版下の海側ジョイント要素 (elem2027-2030) では加振中に垂直方向の拘束圧 σ およびせん断強度 τ_f が増加するため、せん断強度線と平行に挙動している。一方、陸側ジョイント要素 (elem2031-2038) では、栈橋部が反時計回りに回転しようとするため、拘束圧 σ およびせん断強度 τ_f が減少し、局所的に滑動し易くなっているといえる。

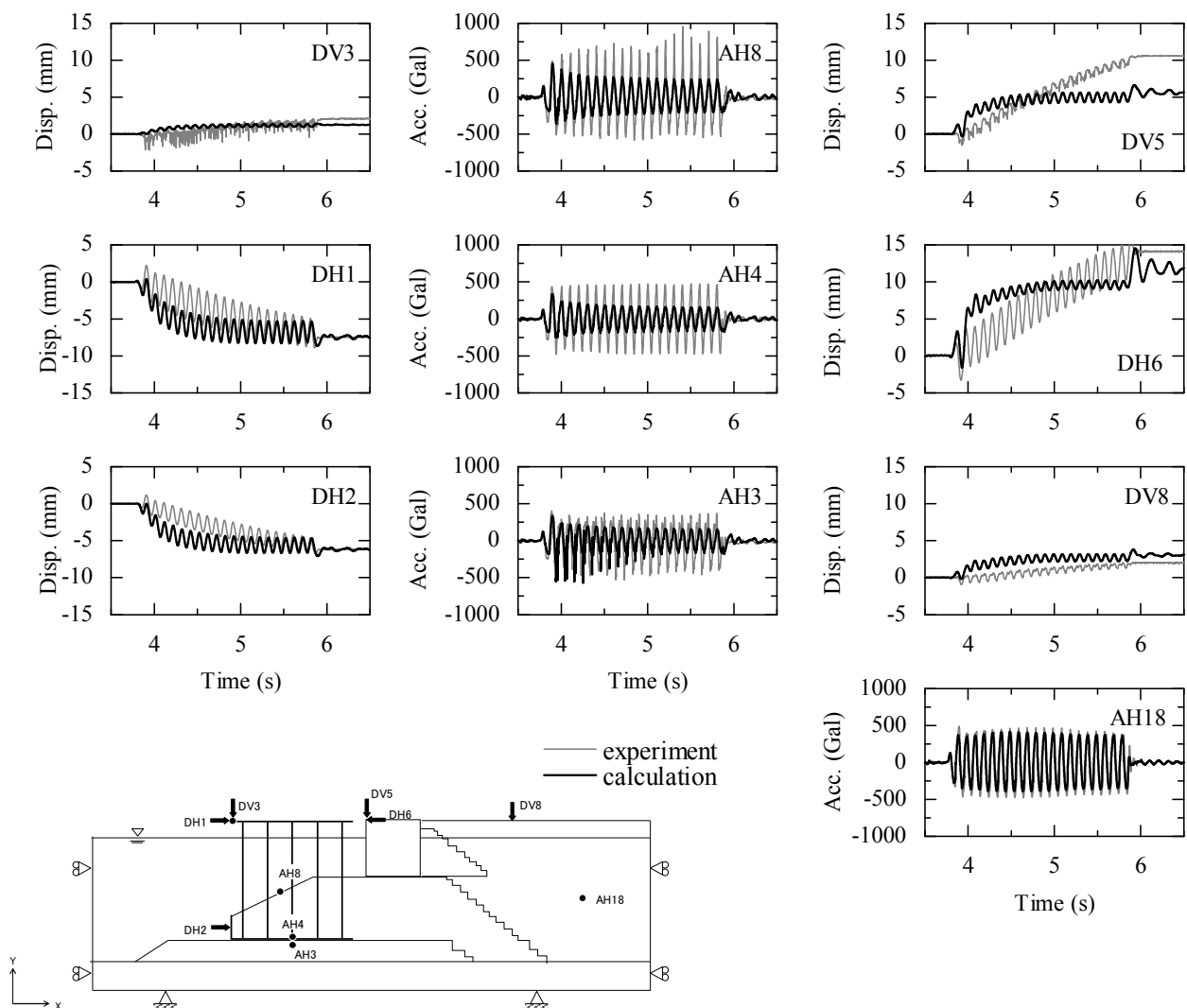
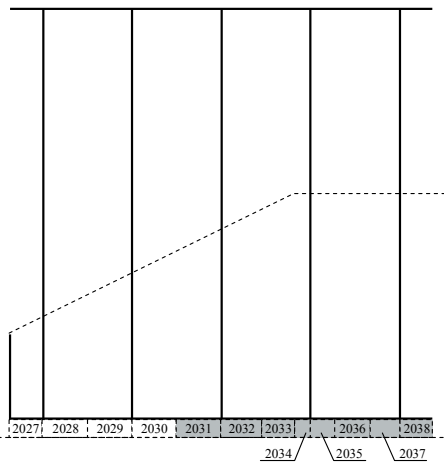
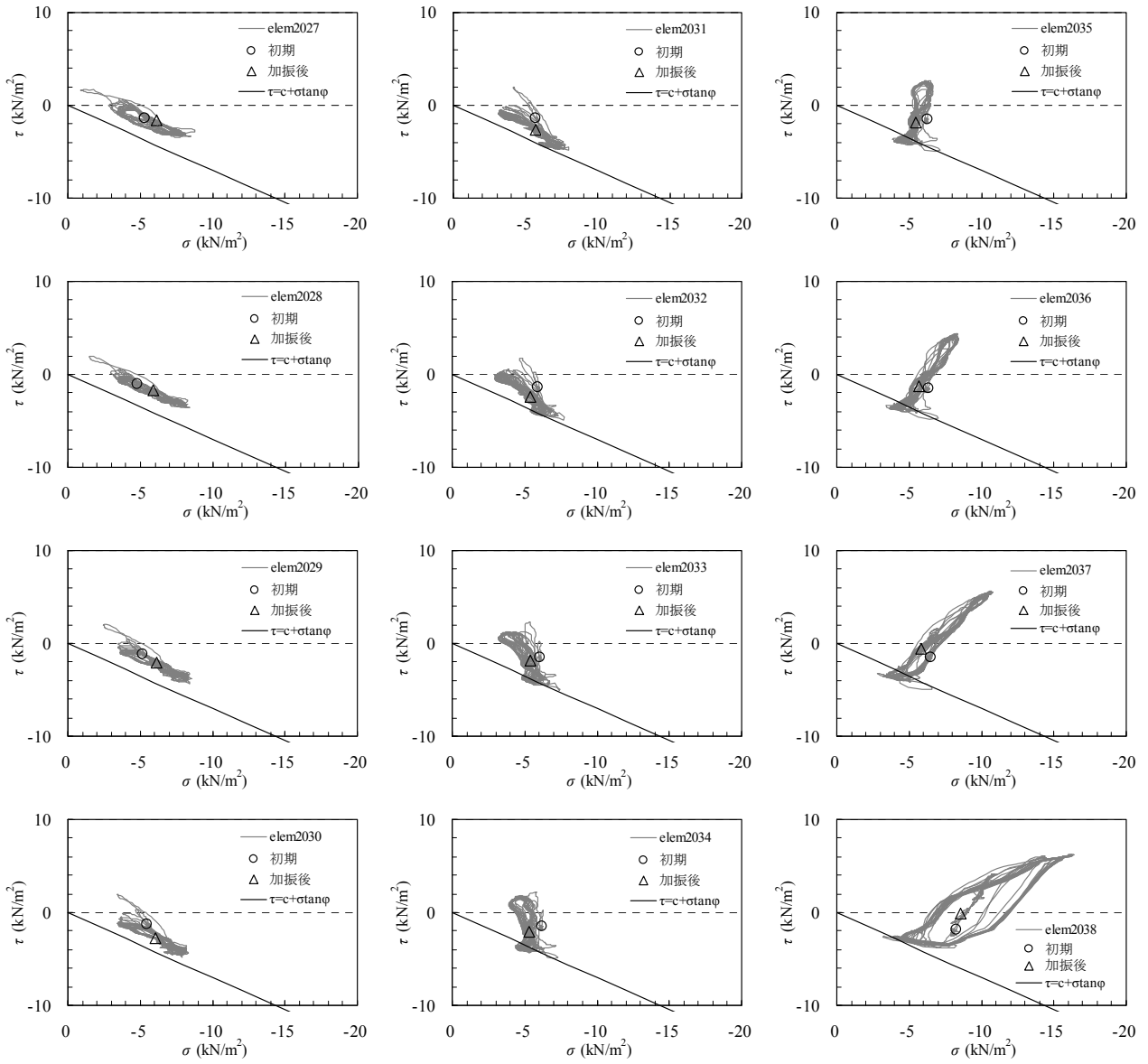


図-4.3 実験と解析の動的挙動「土留壁あり」_模型スケール



※数字は要素番号、ハッチングは滑動した要素

図-4.4 底版下のジョイント要素「土留壁あり」_模型スケール

柱体の損傷状態を比較するため、柱体単位幅当たりにおける加振中の最大・最小曲げモーメント分布を図-4.5に示す。実験では柱体の中央部で極小値をとり、上部工および底版にかけてモーメントが大きくなる弓形形状を呈しているが、解析でも同様の傾向が再現されている。ただし、柱体の端部付近については、実験よりも解析が発生モーメントを過小評価していることに注意する必要がある。この原因として、実験ではステップ加振のためモーメントが累積していること、杭と地盤の相互作用ばね要素や底版下のジョイント要素のパラメータの設定等、種々考えられるが、今後の課題としたい。

図-4.6および図-4.7に「土留壁なし」の解析結果を示す。ここで、実験結果としては、DH1とDV3のみ計測されている。また、底版上下に配置したジョイント要素の τ - σ 関係を図-4.8~図-4.9に示す。

図-4.6からは「土留壁なし」の実験データが十分でないため、解析の妥当性は検証できないが、DH1とDV3に関しては概ね対応しているといえる。実験では栈橋部前面の土留壁がないタイプの方が栈橋部の水平変位を抑える効果があったが、解析でも同様の傾向が確認された。図-4.8~図-4.9に示したジョイント要素の τ - σ 挙動は、底版上のジョイント要素は滑動せず(図-4.8)、底版下の陸側でのみ滑動している(図-4.9)と判断され、底版下のジョイント要素については「土留壁あり」の挙動と類似している。

図-4.10は底版海側の捨石要素について σ_y - σ_x 関係を示したものである。底版上の捨石要素と比べて、受働側の捨石要素elem277とelem327の σ_x が加振とともに著しく増加しており、栈橋部の滑動抵抗に寄与しているものと推察される。

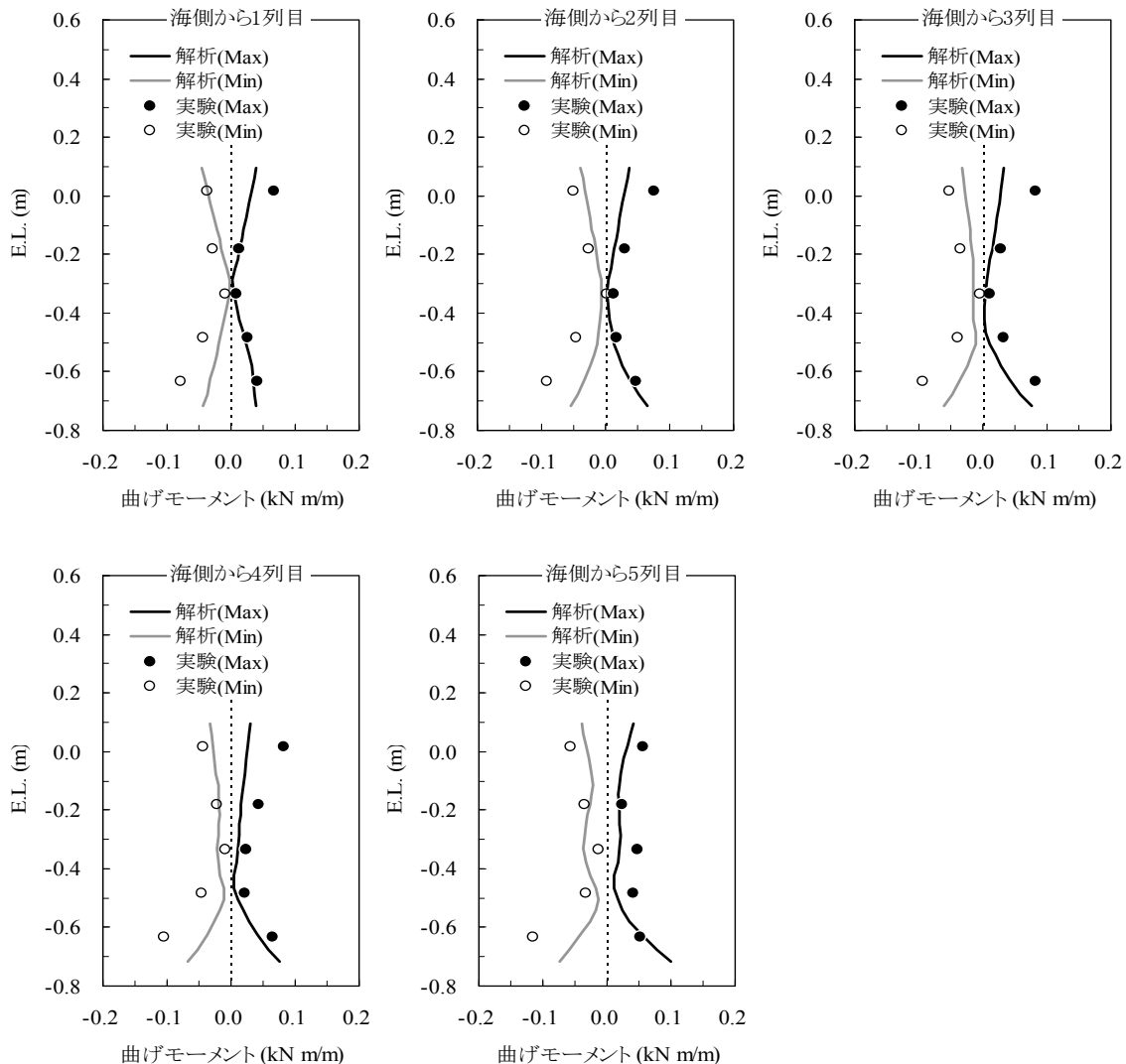


図-4.5 柱体単位幅当たりの曲げモーメント分布「土留壁あり」_模型スケール

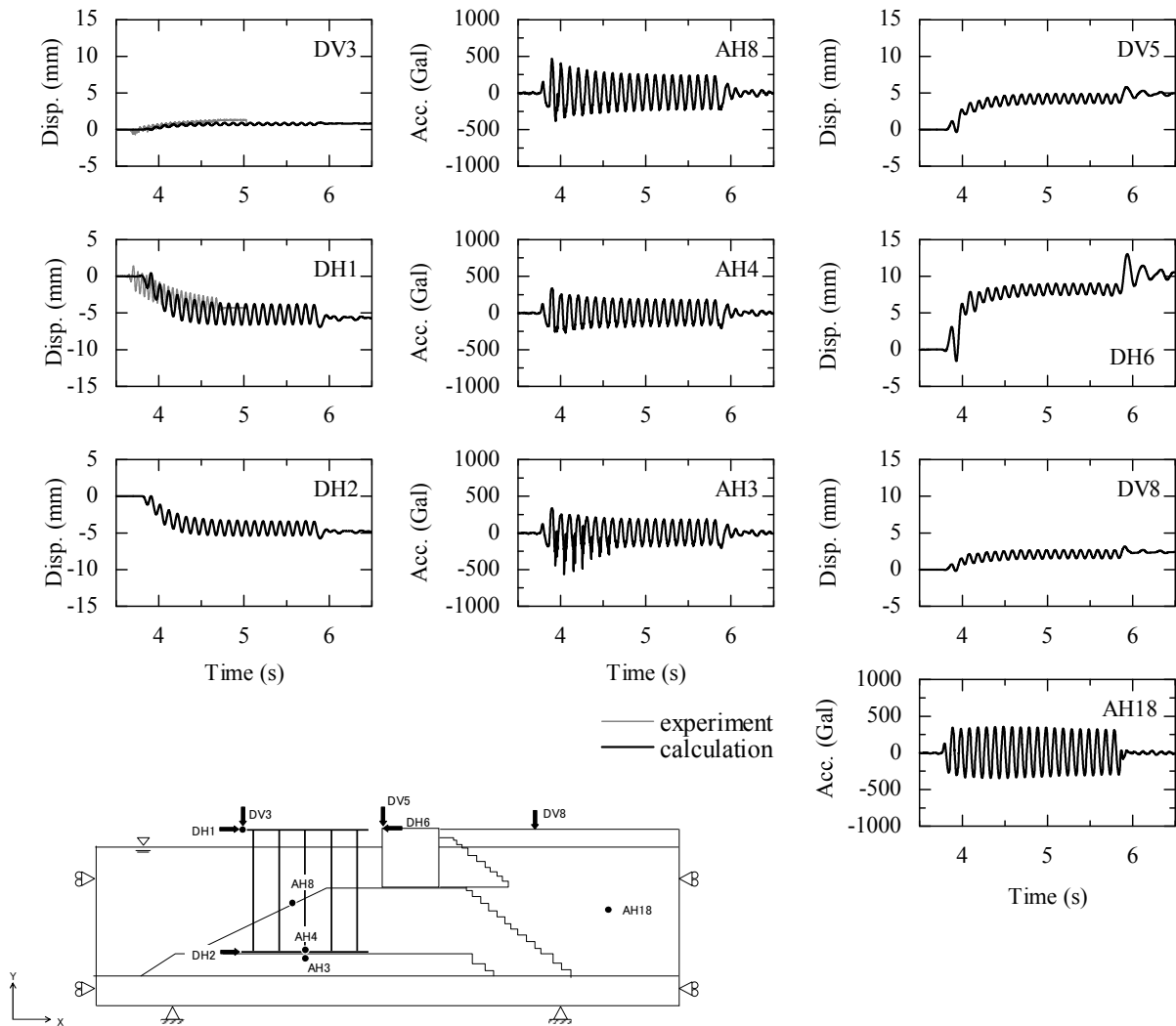


図-4.6 解析の動的挙動「土留壁なし」_模型スケール

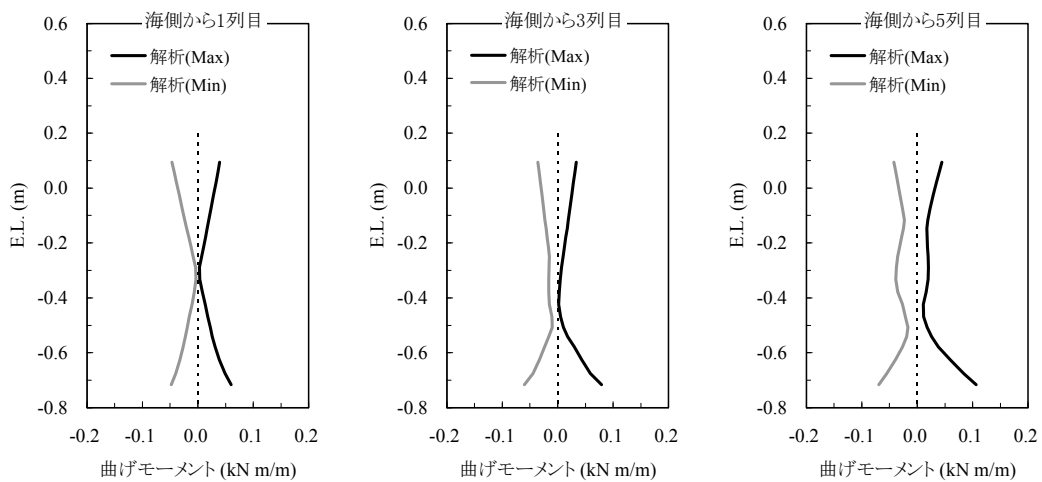


図-4.7 柱体単位幅当たりの曲げモーメント分布「土留壁なし」_模型スケール

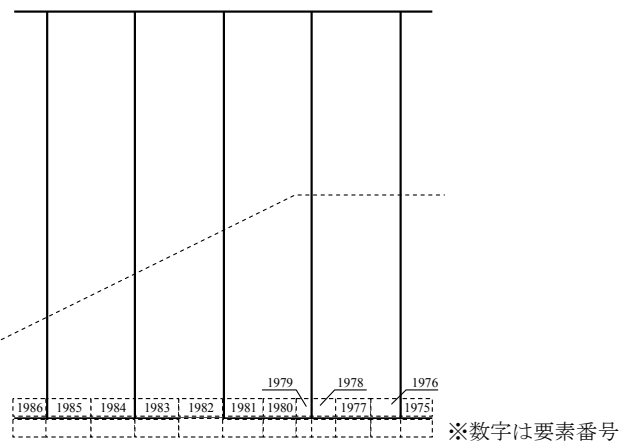
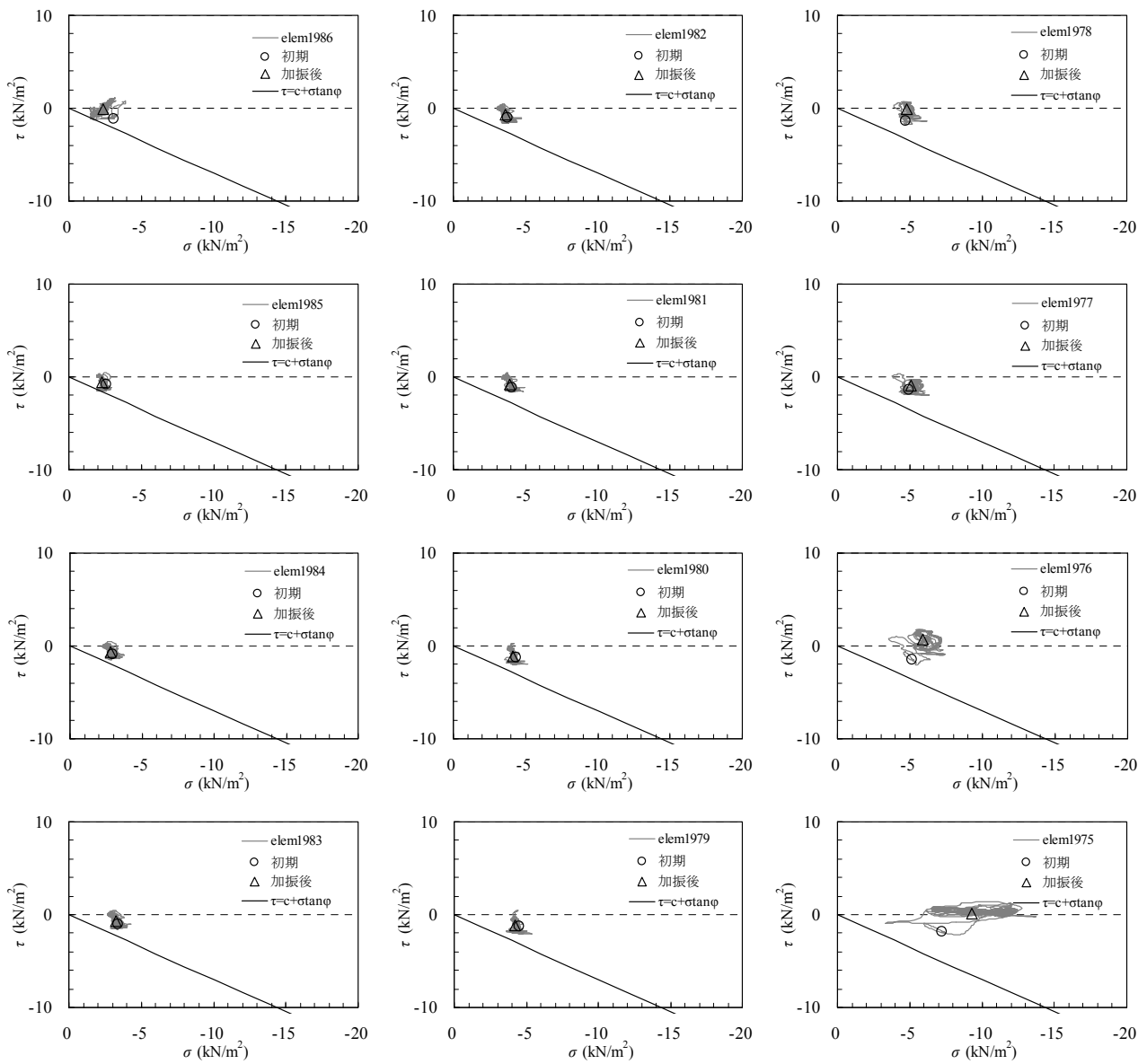


図-4.8 底版上のジョイント要素「土留壁なし」_模型スケール

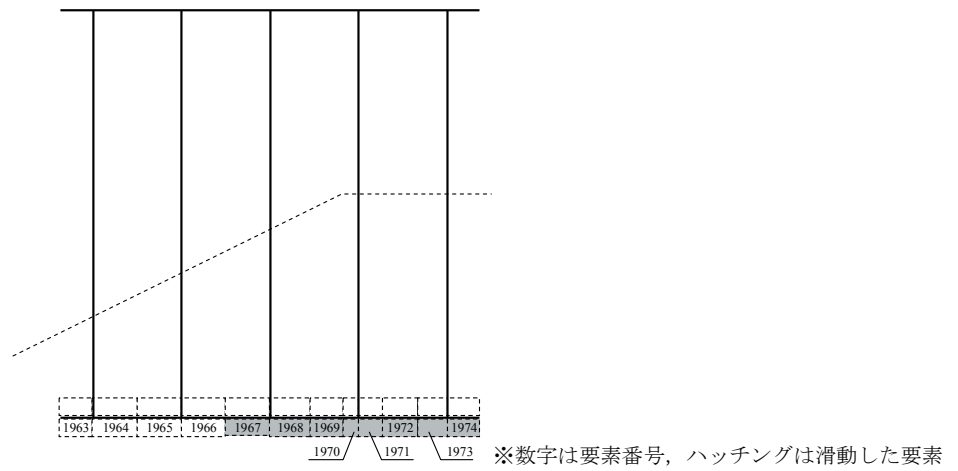
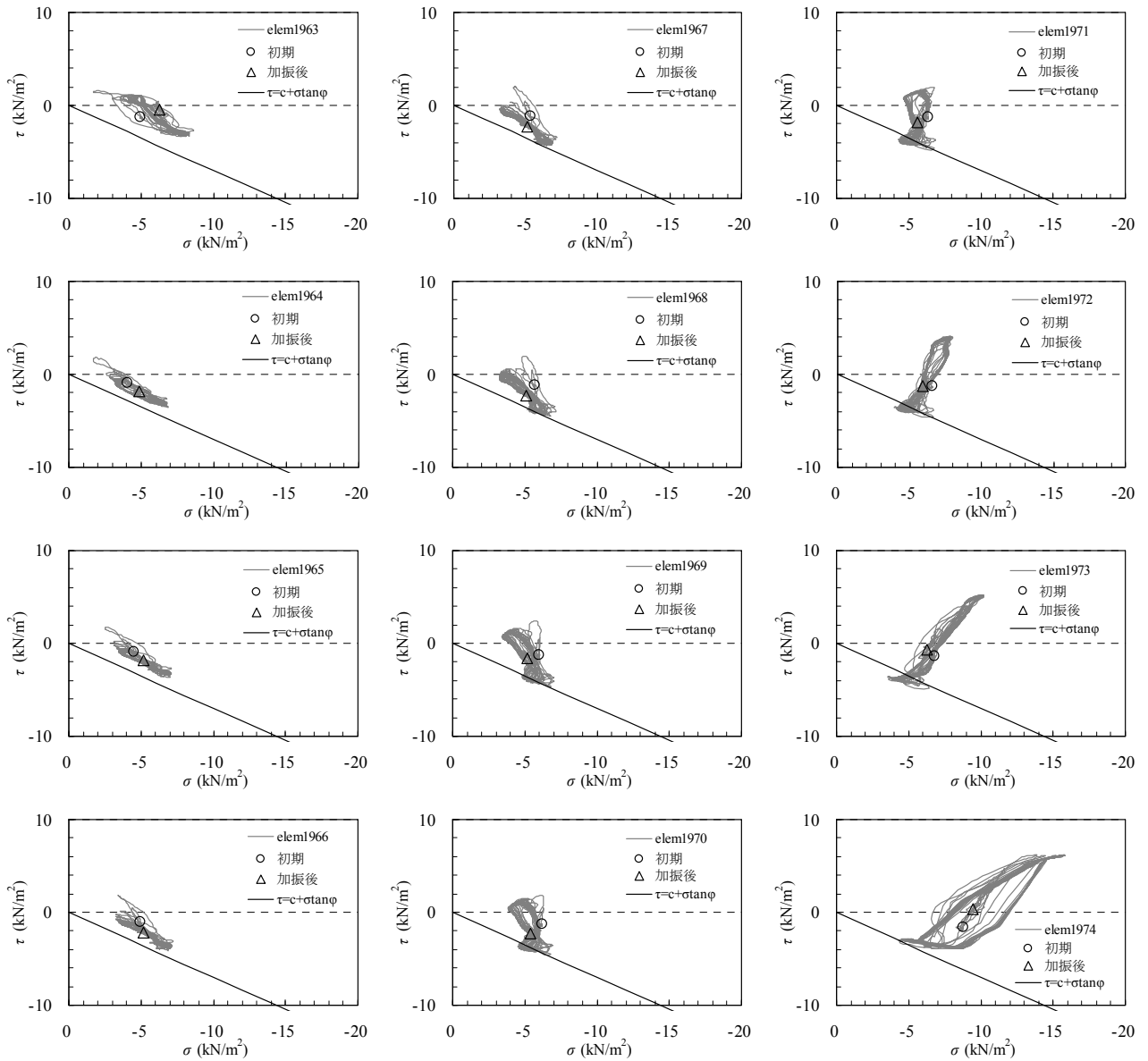


図-4.9 底版下のジョイント要素「土留壁なし」_模型スケール

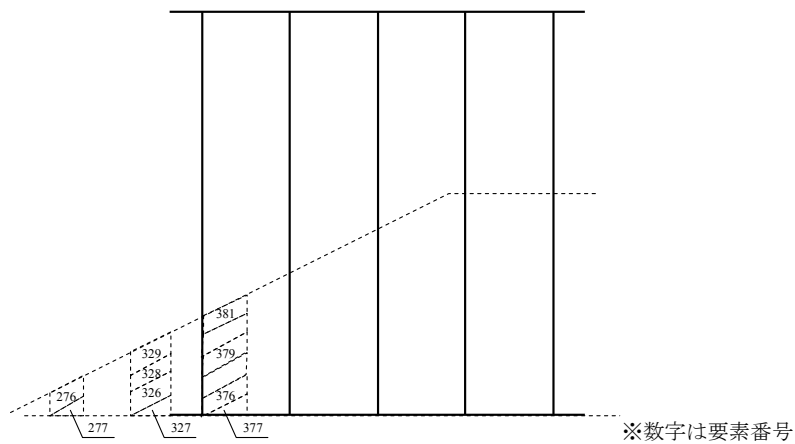
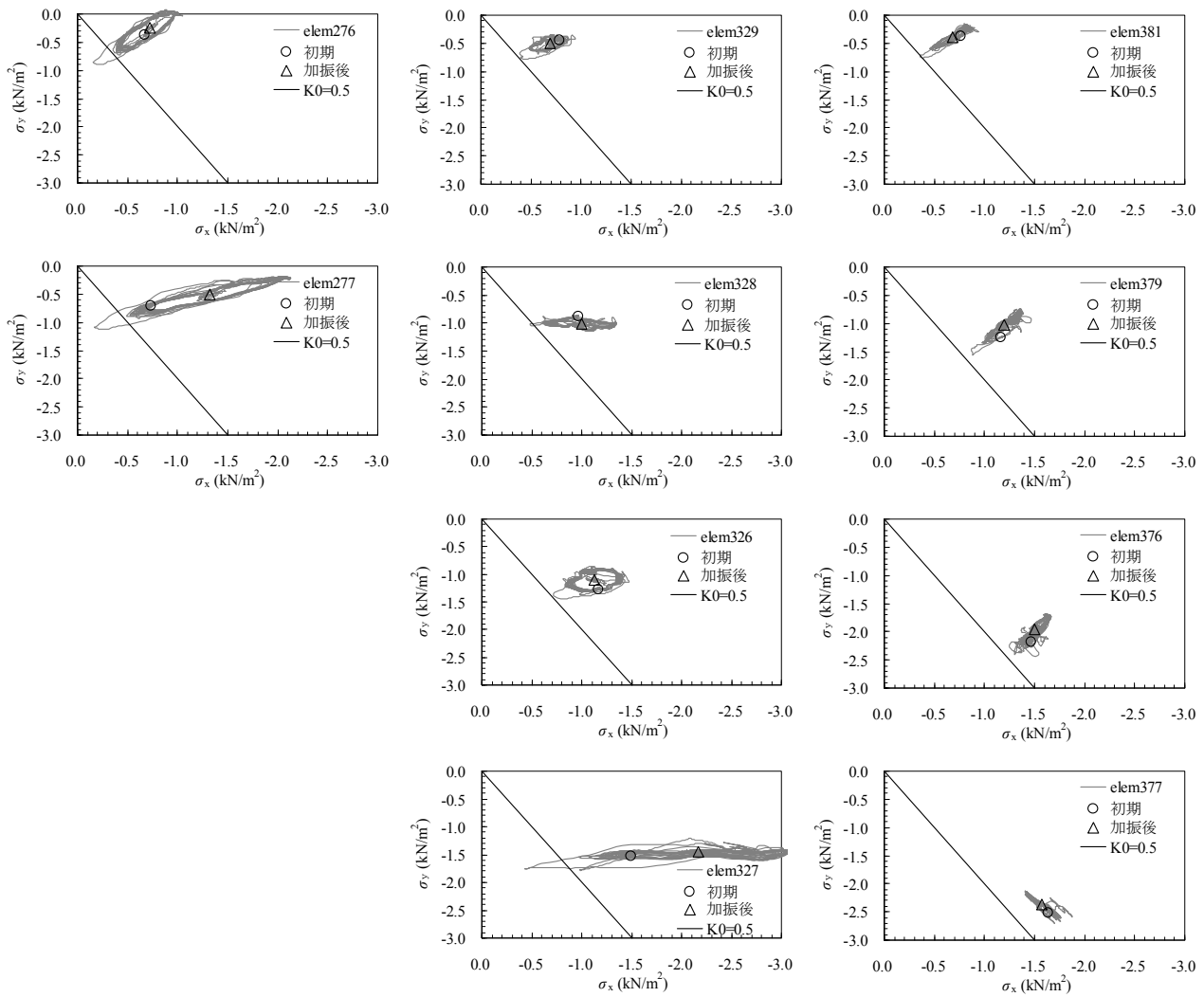
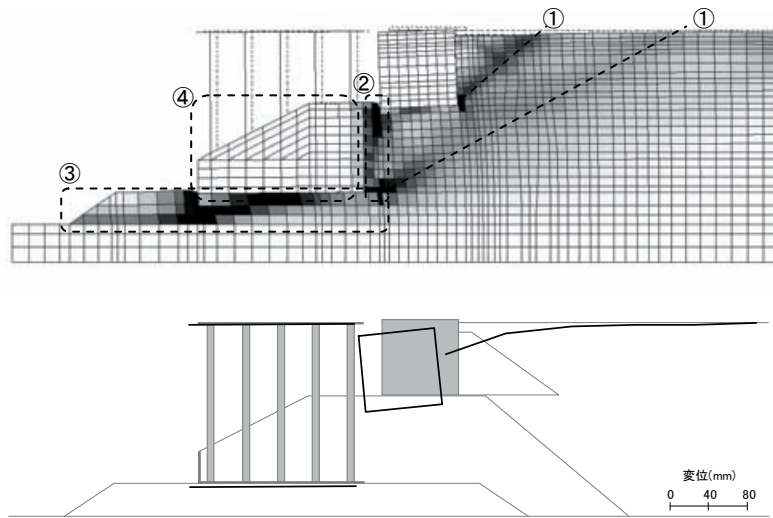


図-4.10 受働側捨石の挙動「土留壁なし」_模型スケール

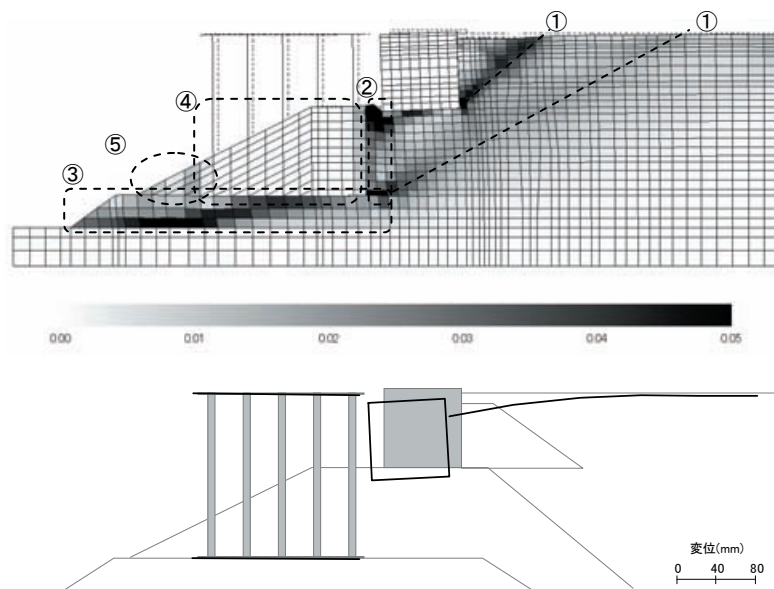
図-4.11には残留値として最大せん断ひずみ γ_{max} 分布をメッシュ変形図(変形倍率5倍)と合わせて示している。「土留壁あり」と「土留壁なし」の両ケースは、土留ケーソン下端および栈橋部底版下端の陸側より、右肩上がりの明瞭なせん断ライン(①)が確認できる。土留ケーソンは2本のせん断ライン上方に設置されているため、マウンド上の滑動に加えてせん断変形が累積された水平変位が発生すると考えられる。また、栈橋部が水平に移動しようとする際、背後の仮想壁面部(②)および底版下の基礎捨石(③)に大きなせん断ひずみを伴いながら変

形している。これに対して、底版上方の基礎捨石部(④)にはせん断ひずみが確認できないことから、栈橋底版と一体となって剛体として挙動している。図-4.11を見る限り、底版上方の捨石挙動に関して、土留壁の有無による差異はないようである。

「土留壁なし」のケースに着目すると、底版海側の捨石部(⑤)にも2%程度のせん断ひずみが発生しており、栈橋部の滑動に対してせん断変形を伴いながら抵抗している様子が解析的にも確認できる。



(a) 「土留壁あり」上段：解析，下段：実験



(b) 「土留壁なし」上段：解析，下段：実験

図-4.11 最大せん断ひずみ γ_{max} 分布(変形図は $\times 5$ 倍) 模型スケール

4.2 クレーンを考慮したケーススタディ

(1) クレーンの耐震設計

現行設計基準によると、耐震強化施設に設置される荷役機械であるコンテナクレーンは技術基準対象施設として位置づけられている。これにより、レベル2地震動に対する具体的な対応策が求められることになる。特に、耐震強化施設のうち特定（幹線貨物対応）の場合、軽微な修復により荷役機械の機能が回復できるレベルの損傷にとどめることが要求される（修復性）。ここで、クレーンの構造規格にはレベル2地震動の概念がないことから、永続作用およびレベル1地震動等の変動作用に対して構造規格を満足したうえで、港湾基準に基づくレベル2地震動に対する修復性も確保されていることが必要となる。現行設計基準では、コンテナクレーンのレベル2地震動に対する標準的な照査項目として、コンテナクレーンの脱輪の有無および免震機構ストロークが示されている。また、クレーン構造本体では、係留施設の地震応答解析（例えば、FEM解析）からレールスパンの変位量を求め、クレーン脚部の弾性変形範囲と免震機構ストローク（片振幅）の変位量以下であることを確認する。ここで、係留施設が栈橋式の場合には、クレーンとの動的相互作用を考慮した地震応答解析（例えば、2質点系解析）を実施する必要がある。しかしながら、設計実務においては、係留施設の設計段階においてクレーンに関する設計情報が不足することが多いこと、レベル2地震動に対する係留施設とコンテナクレーンの双方に要求される耐震性能（性能規定）や照査手法・項目が明確化されていないことが課題として残されている¹³⁾。

(2) 対象クレーンの主要諸元

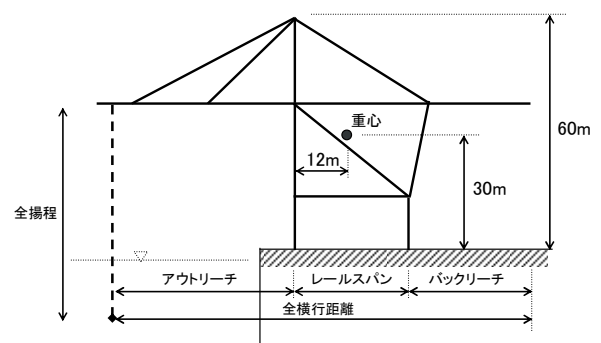
本研究で開発するハイブリッド重力式栈橋は、レールスパン30m級の大型コンテナクレーンが上載されることを想定している。宮田ら¹³⁾は、我が国のレールスパン30m級におけるコンテナクレーンを対象に主要諸元の特性を調べており、ここではその設定例で示されているクレーン自重15,868kNを採用した。なお、宮田ら¹³⁾が調査しているクレーンでは13,000kN程度の重量が最大であり、**3.2クレーンを上載した不規則波実験**ではこれを採用している。クレーンの主要諸元を表-4.2に示す。

(3) クレーンのモデル化

コンテナクレーンの解析モデルとして、図-4.12に示す4種類が考えられる¹⁹⁾。

表-4.2 対象クレーンの主要諸元

岸壁水深		22 m	
荷役性能	全横行距離×全揚程	7,446 m・m	
クレーン自重		15,868 kN	
輪荷重	作業時	海側	785 kN
		陸側	621 kN
	休止時	海側	952 kN
		陸側	1,155 kN
	地震時	海側	1,179 kN
		陸側	1,233 kN
レールスパン		30 m	



- ①「**3次元骨組モデル**：有限要素法（FEM）により、クレーンの各構造部材を梁としてモデル化した立体モデル
- ②「**2次元骨組モデル**：3次元骨組モデルを2次元平面に投影したモデル
- ③「**ラーメンモデル**：2次元骨組モデルをさらに簡略化したモデルであり、重心位置に集中質量（質点）を配置し、海側脚と陸側脚を無質量の弾性梁、水平桁及び水平桁と集中質量を結ぶ部材を無質量の剛梁でモデル化した平面モデル
- ④「**1質点モデル**：コンテナクレーン全体を1つの質点に置換え、クレーンの固有周期と減衰を再現するバネとダッシュポットなどにより構成される簡易モデル

上記いずれのモデルについても、コンテナクレーンの動的挙動を表現することが可能と考えられるが、ここでは比較的簡便にモデル化でき、クレーンの安定性（転倒や浮上がり）を評価できる手法として、③ラーメンモデルを採用する。

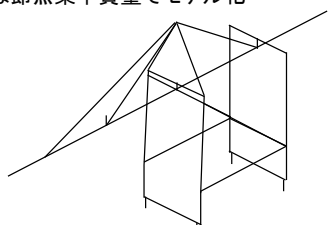
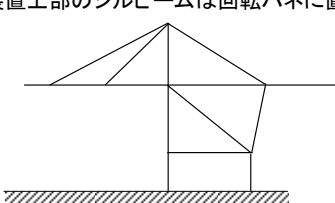
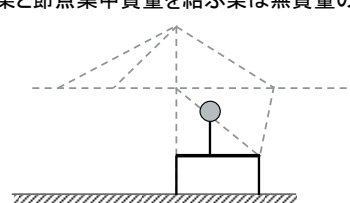
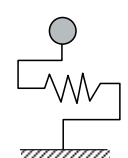
① 3次元骨組モデル	② 2次元骨組モデル
<ul style="list-style-type: none"> 各構造部材を3次元骨組でモデル化 各梁要素は、各構造部材の断面諸元を反映 重りは節点集中質量でモデル化 	<ul style="list-style-type: none"> 3次元骨組モデルを2次元に置き換え ブームを支えるアッパービームは水平、鉛直方向バネと回転バネに置き換え 走行装置上部のシルビームは回転バネに置き換え 
③ ラーメンモデル	④ 1質点モデル
<ul style="list-style-type: none"> 重心位置に節点集中質量を配置 脚部は無質量の弾性梁とし、剛性はクレーンの固有周期が一致するように設定 水平梁と節点集中質量を結ぶ梁は無質量の剛梁 	<ul style="list-style-type: none"> クレーン全体を1つの質点でモデル化 バネ定数はクレーンの固有周期から算定 

図-4.12 コンテナクレーンの解析モデル分類¹⁹⁾

ラーメンモデルとしたクレーンの解析モデルを図-4.13に示す。ラーメンモデルは、クレーン脚部を無質量の弾性梁、重心位置にクレーン質量の質点を置き、水平梁および水平梁と質点を結ぶ梁を無質量の剛梁としている。弾性梁の曲げ剛性 EI は、クレーンの固有周期 T と合うように次の方法で算定する¹⁹⁾。クレーンの固有周期 T は式(4.1)で表され、脚部の弾性梁は長さ L の片持梁とするとバネ定数 k_L は式(4.2)である。2脚の弾性梁 k_L とクレーンのバネ定数 K には $2k_L=K$ の関係があり、式(4.1)と式(4.2)から曲げ剛性 EI として式(4.3)で表される。したがって、クレーンの固有周期 T と質量 M 、脚長 L から弾性梁の曲げ剛性 EI が算定できることになる。なお、入力値として適当な弾性係数 E を仮定して、式(4.3)の曲げ剛性 EI になるように断面2次モーメント I を決定するため、部材の応力照査はできない。

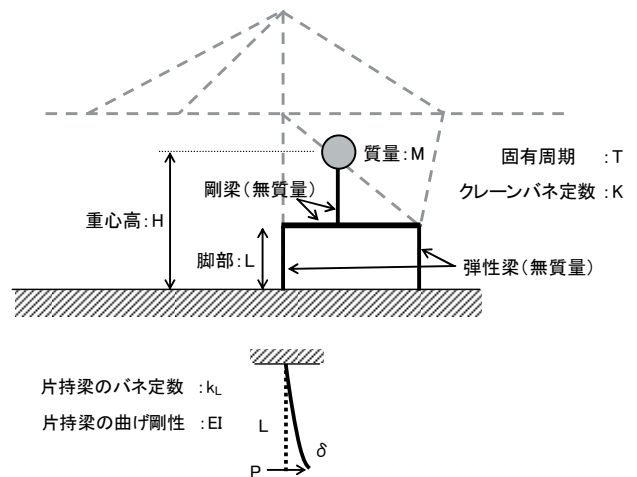


図-4.13 ラーメンモデル

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (4.1)$$

ここで、 T : クレーンの固有周期
 M : クレーン質量
 K : クレーンバネ定数

$$k_L = \frac{P}{\delta} = \frac{3EI}{L^3} \quad (4.2)$$

ここで、 k_L : 弾性梁のバネ定数
 EI : 弾性梁の曲げ剛性
 L : 弾性梁の長さ

$$EI = \frac{ML^3}{6} \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 \quad (4.3)$$

(4) 検討断面と解析モデル

検討対象は図-4.14に示す断面である。岸壁水深は-22m、軟弱粘性土の原地盤が-27mから-50mの範囲に存在し、支持力と円弧滑りを確保するために堤体直下にはSCP改良 ($A_s=70\%$) が施されている。

ハイブリッド重力式栈橋 (1スパン20m) の上部工と底版を連結する鋼管杭は、 $\phi 1300 \times t19$ (SKK490)で岸壁法線方向5m、法線直角方向6mごとに配置されている。なお、ハイブリッド重力式栈橋の構造タイプは「土留壁なし」である。上部工の床板梁は厚さ1.7m、岸壁法線方向の幅1.2m、床板スラブは厚さ0.3mを想定し、上部工の上に表-4.2で示したクレーンを上載することとする。

FLIPによる解析モデルを図-4.15に示す。解析モデルは水平方向に200m、鉛直方向に約60mの領域とし、側方および底面には粘性境界を設定した。その他のモデル化方法は図-4.2と同様である。

解析パラメータの一覧を表-4.3に示す。

a) ケーソン・ハイブリッド重力式栈橋・クレーン

ケーソンは、一般的な値として文献^{17),18)}を参考に設定した。ハイブリッド重力式栈橋は上部工および底版を線形はり要素、それを連結する鋼管杭をバイリニアの非線形はり要素でモデル化した。上部工は法線直角方向の梁部分についてモデル化したが、密度に関しては上部工自重と上載荷重を合わせた荷重強度を 30kN/m^2 と仮定して、法線直角方向の梁の体積で除した見かけの密度を用いた。また、鋼管杭と基礎捨石との間には相互作用ばねで接続した。クレーンはラーメンモデルとして、クレーン脚部を無質量の弾性梁、重心位置に所定のクレーン質量を節点集中質点、水平梁および質点を結ぶ梁を無質量の剛梁とした。

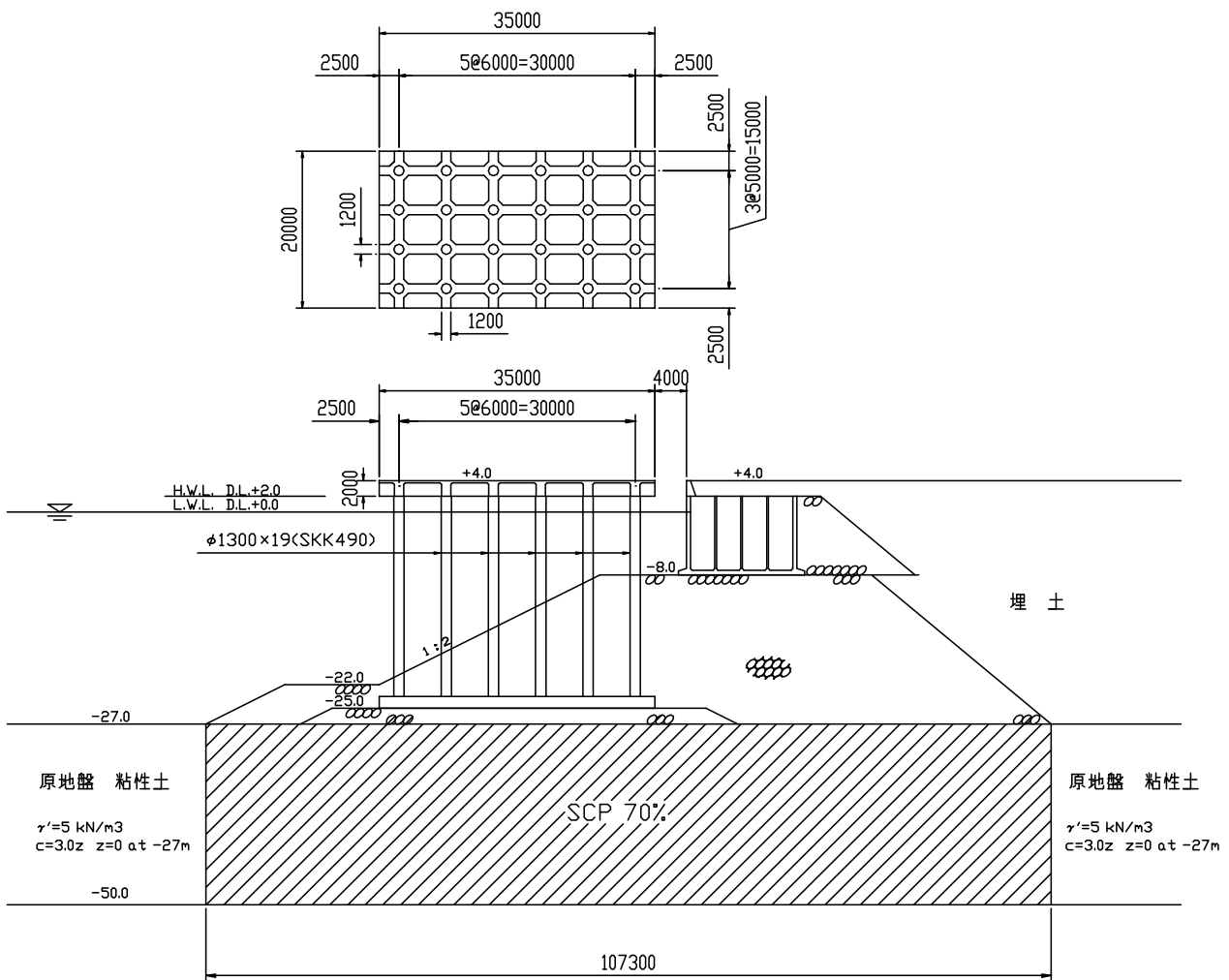


図-4.14 検討対象断面 (単位: mm) _実スケール

b) 埋土・裏込石・基礎捨石・基盤

埋土の変形特性は、等価 N 値=20および細粒分含有率 $F_c=0$ と仮定として簡易設定法²⁰⁾により設定し、ポアソン比 $\nu=0.33$ から算定される体積弾性係数 K_{ma} とともに拘束圧の0.5乗に依存させた。裏込石および基礎捨石の物性は、文献^{17), 18)}を参考に設定し、間隙水の体積弾性係数 K_f を通常 $1/100$ に低減した。基盤は、 N 値=50を仮定し、拘束圧依存がないものとしてせん断弾性係数を $G_{ma}=1440N^{0.68} \times 9.8$ (kN/m^2)で算定した。

c) SCP($A_s=70\%$)・原地盤(粘性土)

SCP改良部の解析物性値には、原地盤と砂杭の平均的な物性を使用する方法、原地盤の強度を考慮せずに砂杭の強度だけで評価する方法があるが、砂杭の間隙水圧の上昇が問題にならない場合にはどちらの方法でもよいとされており¹⁷⁾、ここでは後者の方法を採用した。改良率 A_s を考慮して砂杭と原地盤の平均密度 ρ を求め、剛性については砂杭のみを考慮した。なお、改良率を考慮した要素奥行幅に設定するため、求めた平均密度 ρ を0.7で割り戻した値を与えている。砂杭の変形特性は等価 N 値=20と仮定して、簡易設定法²⁰⁾により設定した。

原地盤は粘性土であることから、過圧密あるいは正規圧密の圧密状態の判定を行い、変形特性を設定した^{17), 18)}。すなわち、海側粘性土の層中央における粘着力 c と、正規圧密粘土の強度増加率を0.375と仮定したときの粘着力 c_n

とを比較し、前者の方が大きい場合には過圧密として標高依存の粘着力 c を用いる。この場合、せん断弾性係数 G_{ma} は、土層中央における基準拘束圧 σ_{ma}' での粘着力 c を用いて、 $G_{ma}=170 \times 2c$ から算定した。一方、陸側の粘性土のように正規圧密と判定される場合には、粘着力 c の代わりにせん断抵抗角 $\phi=30$ 度を与える。なお、海側と同じせん断弾性係数を用いて、拘束圧の0.5乗に依存させた。

d) その他

ジョイント要素は、ケーソン背面および底面、ハイブリッド重力式栈橋の底版下および底版上にそれぞれ配置した。入力した物性値は、4.1で示した方法と同様にジョイント要素のせん断および垂直方向の接線剛性を $K_n=K_s=1.0 \times 10^6 kN/m^2$ とし、せん断抵抗角をケーソンと裏込石間を $\phi_j=15$ 度、それ以外を摩擦増大マット(摩擦係数 $\mu=0.7$)の適用を想定して $\phi_j=35$ 度とした。

クレーンレール部の結合は(クレーン脚部と上部工の節点)、 x と y 方向のみ拘束し、回転を自由にしたピン条件とした。

解析安定化のために用いたReyleigh減衰 β は自由地盤部の一次元解析から、地表面水平変位が安定する程度の小さい値として0.002を全体の値として用い、クレーン部は減衰定数 h と固有周期 T に応じた値として、 $\beta=hT/\pi$ の関係式から個別にReyleigh減衰 β を設定した。

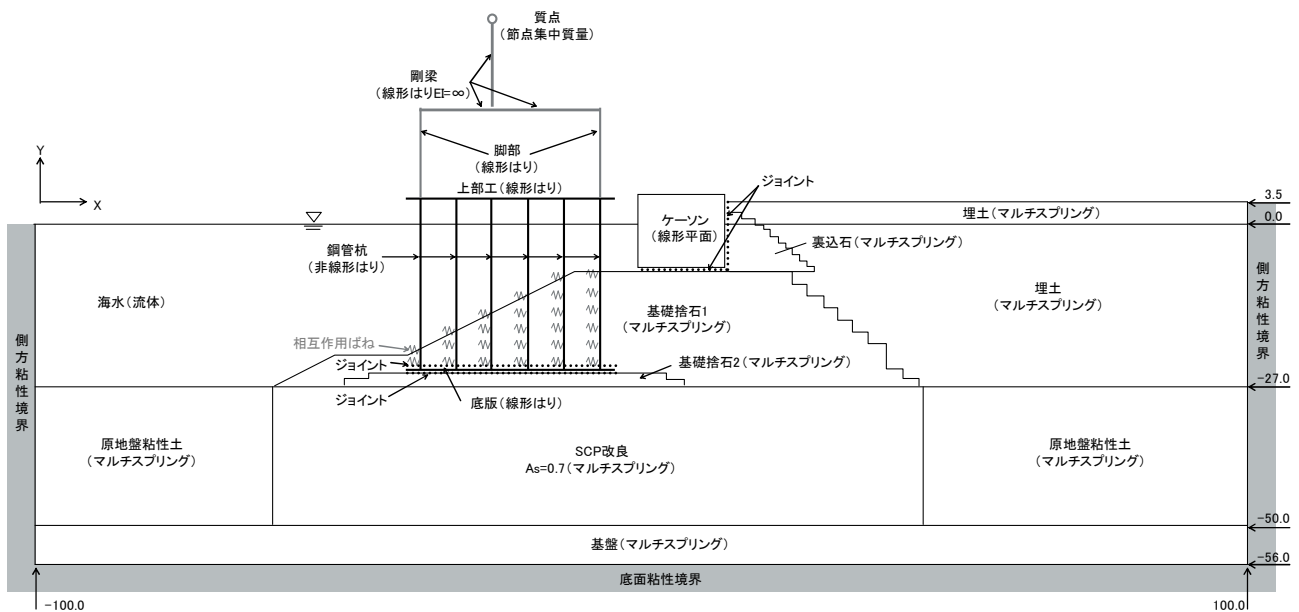


図-4.15 解析モデル (単位: m)

表-4.3 解析パラメーター一覧（奥行幅 5m）

線形平面要素		ケーソン
密度	ρ (t/m ³)	2.14
ヤング率	E (kN/m ²)	22,000,000
ポアソン比	ν	0.17

マルチスプリング要素		埋土	裏込石	基礎捨石	SCP(70%)	粘土(海側)	粘土(陸側)	基礎地盤
密度	ρ (t/m ³)	2.04	2.04	2.04	2.70	1.53	1.53	2.04
基準拘束圧	σ_{ma} (kN/m ²)	98.0	98.0	98.0	98.0	43.1	43.1	98.0
せん断弾性係数	G_{ma} (kN/m ²)	131,595	180,000	180,000	131,483	11,730	11,730	201,785
体積弾性係数	K_{ma} (kN/m ²)	343,179	469,412	469,412	342,887	30,590	30,590	526,224
ポアソン比	ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
間隙率	n	0.45	0.45	0.45	0.45	0.55	0.55	0.45
せん断抵抗角	ϕ_f (deg)	39.0	35.0	35.0	42.0	-	30.0	43.0
粘着力	c (kN/m ²)	-	20.0	20.0	-	34.5	-	-
最大減衰定数	h_{max}	0.24	0.24	0.24	0.24	0.20	0.20	0.24
体積弾性係数(間隙水)	K_f (kN/m ²)	2,200,000	22,000	22,000	2,200,000	2,200,000	2,200,000	2,200,000
備考		$N_{65}=20$			width=0.7m	過圧密	正規圧密	$N=50$

線形はり要素	上部工	底版	
密度	ρ (t/m ³)	6.38	2.45
せん断弾性係数	G (kN/m ²)	11,666,667	11,666,667
断面積	A (m ²)	0.480	1.500
断面2次モーメント	I (m ⁴)	0.160	0.2810
ポアソン比	ν	0.20	0.20

非線形はり要素(杭1本当たり)		鋼管杭SKK490 ϕ 1300/19
密度	ρ (t/m ³)	7.85
せん断弾性係数	G (kN/m ²)	76,923,077
断面積	A (m ²)	0.07646
曲げ剛性_1次勾配	EI_1 (kNm ²)	3,137,519
曲げ剛性_2次勾配	EI_2 (kNm ²)	31,375
全塑性モーメント	M_p (kNm)	9,822
降伏軸力	N_y (kN)	24,086
ポアソン比	ν	0.30

線形はり要素		クレーン固有周期 T (s)		
		非免震	免震	
			2.0	4.0
密度	ρ (t/m ³)	0.00	0.00	0.00
弾性係数	E (kN/m ²)	200,000,000	200,000,000	200,000,000
せん断弾性係数	G (kN/m ²)	83,333,333	83,333,333	83,333,333
断面2次モーメント	I (m ⁴)	0.00225	0.00056	0.00025
曲げ剛性	EI (kNm ²)	449,462	112,365	49,940
ポアソン比	ν	0.20	0.20	0.20
減衰定数	h	0.03	0.2	0.2
要素別レーレー減衰	β_e	0.019	0.255	0.382

節点集中質量	クレーン自重15,868kN	
質量	M (t/5m)	404.8

(5) 入力地震波

入力地震波は、1968年十勝沖地震の八戸波（最大加速度 210Gal）および加速度2倍波、1978年宮城県沖地震の大船渡波（最大加速度 275Gal）および加速度2倍波、1995年兵庫県南部地震のポートアイランド波（最大加速度 817Gal）、2011年東日本太平洋沖地震における高砂ふ頭推定波（最大加速度 539Gal）²¹⁾の6波を用いた。なお、八戸波・大船渡波・ポートアイランド波はいずれも地震計の特性を補正した波形である。

入力地震波の時刻歴波形 (Acc.) とフーリエスペクトル (F-Spec.) を図-4.16に示す。八戸波は1Hz以下の低周波

数帯、大船渡波は1Hz以上の高周波数帯の波成分が多く、ポートアイランド波は0.5-3.0Hzの周波数帯で非常に強い波成分が多く含まれている。高砂ふ頭推定波は、野津ら²¹⁾が2011年東日本太平洋沖地震で収録された強震観測点（仙台-G）の地震動が仙台塩釜港（仙台港区）高砂ふ頭に作用したものと異なる可能性を指摘し、高砂ふ頭における余震観測結果からサイト特性置換法により事後推定したものである。他の地震波に比べて継続時間が約3分と非常に長く、1.0-10.0Hzの幅広い周波数帯成分を多く含んでいる。

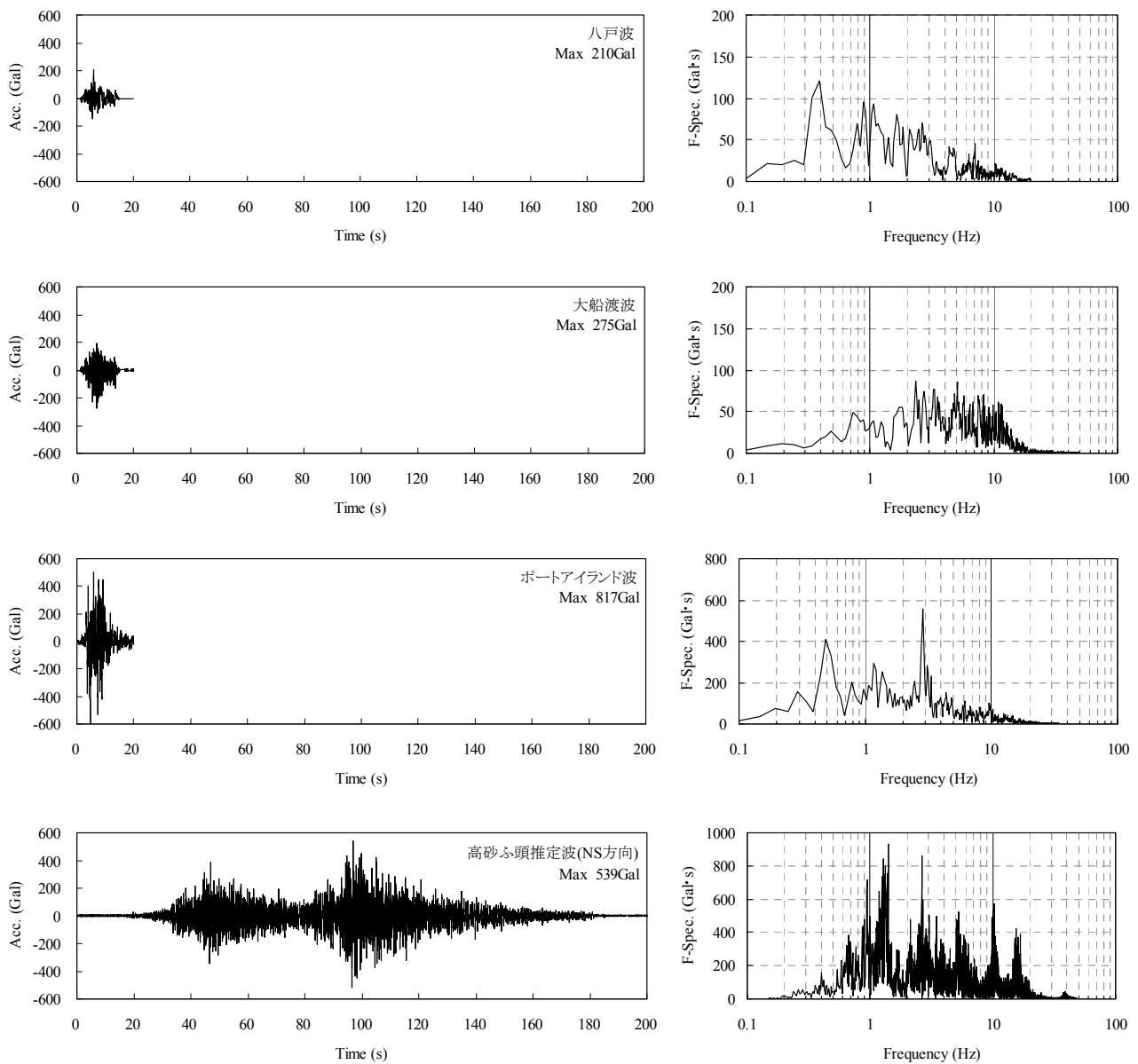


図-4.16 入力地震波の時刻歴波形とフーリエスペクトル

(6) 検討ケース

本検討では、上記6波に対してクレーンの固有周期を2.0, 4.0, 6.0sとパラメトリックに変化させて計18ケース実施した。検討ケースの一覧を表-4.4に示す。ここで、クレーンの固有周期 $T=2.0$ 秒のケースは非免震を想定し、減衰定数を $h=3\%$ 、固有周期 T が4.0と6.0秒のケースについては免震機構を搭載していると想定し、減衰定数を $h=20\%$ と設定した¹³⁾。なお、クレーンを上載したときの物性値は既に表-4.3で示している。

表-4.4 検討ケース一覧

地震動	最大加速度	クレーン	
		固有周期	減衰定数
八戸波	210Gal	$T=2.0$ s	$h=3\%$
八戸波(2倍)	420Gal		
大船渡波	275Gal	$T=4.0$ s	$h=20\%$
大船渡波(2倍)	550Gal		
ポートアイランド波	817Gal	$T=6.0$ s	$h=20\%$
高砂ふ頭推定波	539Gal		

(7) 検討結果

宮田ら¹³⁾はレールスパン30m級の全国既存コンテナクレーンを対象にした調査結果より、浮き上がり限界加速度の目安を示した。

浮き上がり限界加速度についての説明図を図-4.17に示す。海側へ慣性力が作用する際の重心位置加速度を $-\alpha$ （浮き上がり限界加速度）、重力加速度を g 、海側および陸側クレーン脚部における反力をそれぞれ V_1 および V_2 とすると、海側クレーン脚部まわりのモーメントの釣り合い式が式(4.4)となる。式(4.4)で脚部が浮き上がる条件（ $V_2=0$ ）を課すと、浮き上がり限界加速度が式(4.5)で評価できる。本検討対象のクレーンでは $l_1=12$ m、 $H=30$ mであるため、限界加速度 α は392Galと算定される。

$$BV_2 + HM(-\alpha) - b_1Mg = 0 \quad (4.4)$$

$$-\alpha = \frac{l_1}{H} g \quad (4.5)$$

代表的なケースとして、非免震クレーンを想定したクレーン固有周期 $T=2.0$ sおよび免震クレーンを想定した $T=6.0$ sにおける栈橋上(AH5)とクレーン重心(AH17)における加速度時刻歴および伝達関数（フーリエスペクトルの比=AH17/AH5）をそれぞれ図-4.18および図-4.19に示す。なお、八戸波および大船渡波は加速度を2倍で入力したケースのみ図示している。

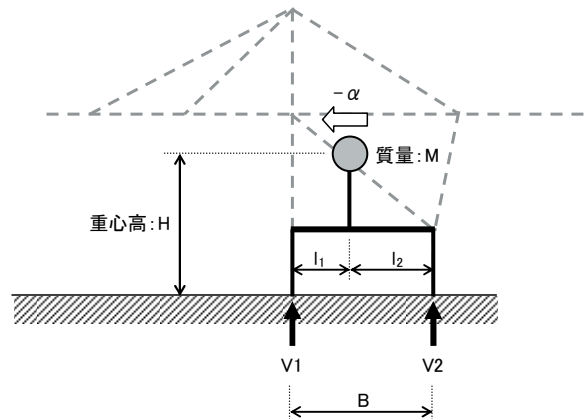
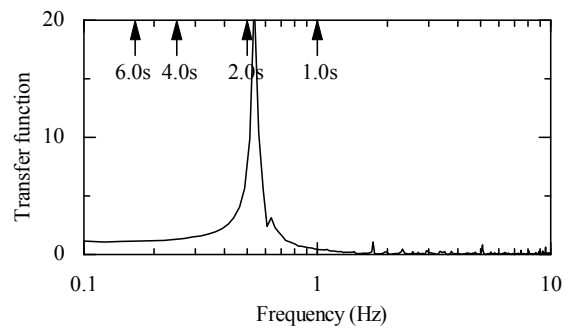
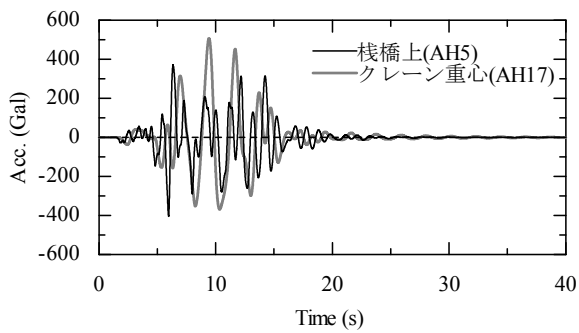


図-4.17 脚部浮き上がり加速度に関する説明図¹³⁾

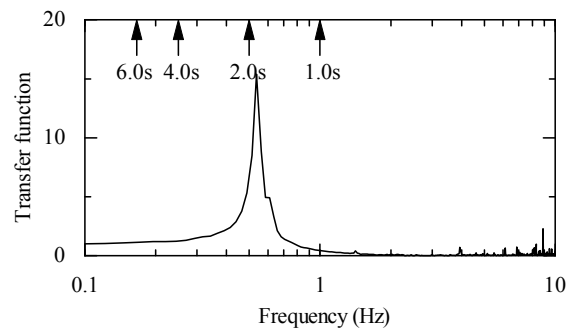
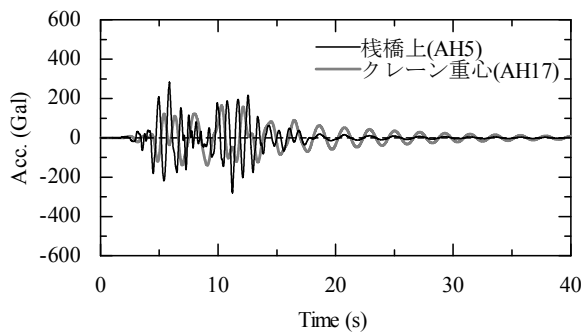
非免震クレーンを想定した図-4.18を見ると、大船渡波と高砂ふ頭推定波を除く地震波ケースで、栈橋上(AH5)よりもクレーン重心(AH17)位置での応答加速度が大きくなる。これは、図-4.16で示した地震波のスペクトル特性から明らかなように、1Hz以上の高周波数成分を比較的多く含む大船渡波と高砂ふ頭推定波では、0.5Hzの固有周波数を持つ非免震クレーン($T=2.0$ s)の影響を受けにくいと考えられる。一方、図-4.19で示す0.17Hzの固有周波数を持つ免震クレーンでは、全ての地震波において、クレーン重心(AH17)の応答加速度は栈橋上(AH5)で発生する値の半分以下である。

図-4.20は式(4.5)から評価した限界加速度と、各検討ケースにおけるクレーン重心の加速度（海側に慣性力が作用）を比較したものである。本検討条件の中では、いずれの地震波でもクレーン固有周期を $T=4.0$ s以上に設定することで（言い換えれば、免震機構を施すことで）、クレーンの転倒被害を回避でき、栈橋部の水平変位は50cm以下に抑えられている。

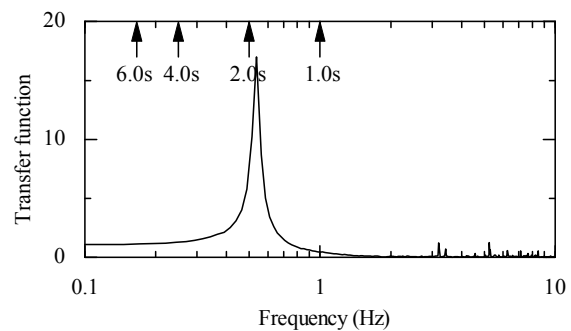
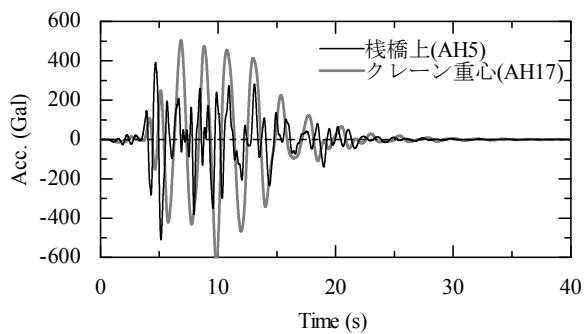
代表的な柱体一本当たりの曲げモーメント分布（正負の最大値）として、各ケースの海側から2本目と6本目についてそれぞれ図-4.21～図-4.24に示す。曲げモーメントの分布形状は、概ね、図-3.30で示した実験結果に調和的であるが、地表面から下方の分布は実験とやや異なる。これは、模型実験を重力場で実施しているため、底版上の捨石による柱体の拘束効果が実験と解析で異なることに起因すると考えられる。すなわち、柱体の仮想固定点が低拘束圧の重力場実験では底版近傍に存在し、実際の拘束圧に近い解析では地表面近傍に存在する。図-4.25に各ケースの最大曲げモーメントの推移を示す。柱体は海側から陸側にかけて最大曲げモーメントが増加する傾向にあるが、いずれも全塑性モーメント(=9822kNm)に至っていない。



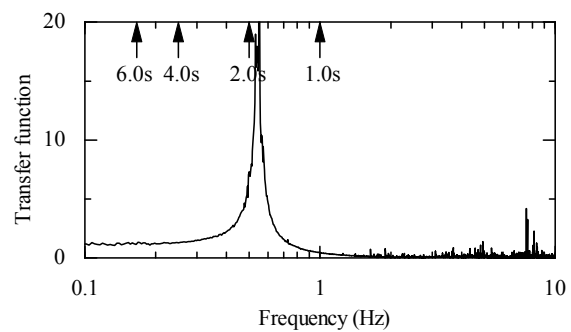
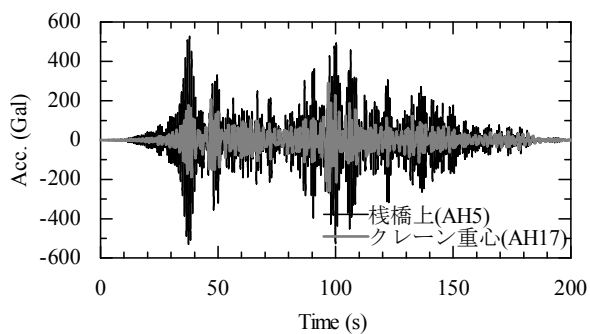
(a) 八戸波 2倍



(b) 大船渡波 2倍

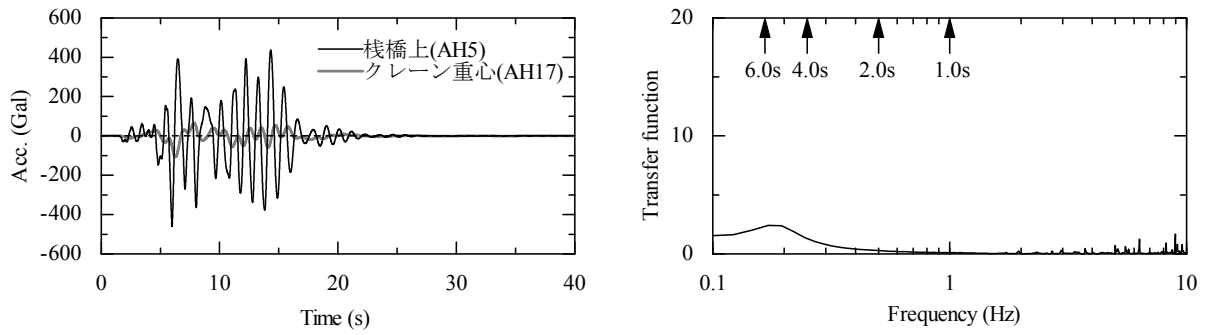


(c) ポートアイランド波

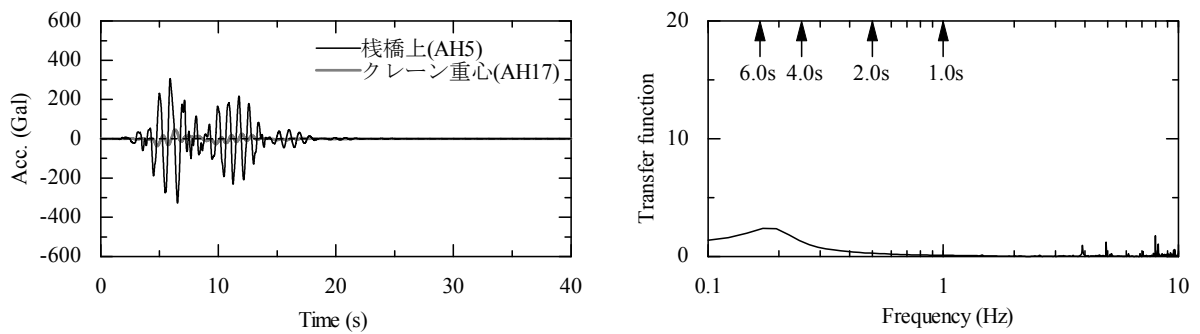


(d) 高砂ふ頭推定波

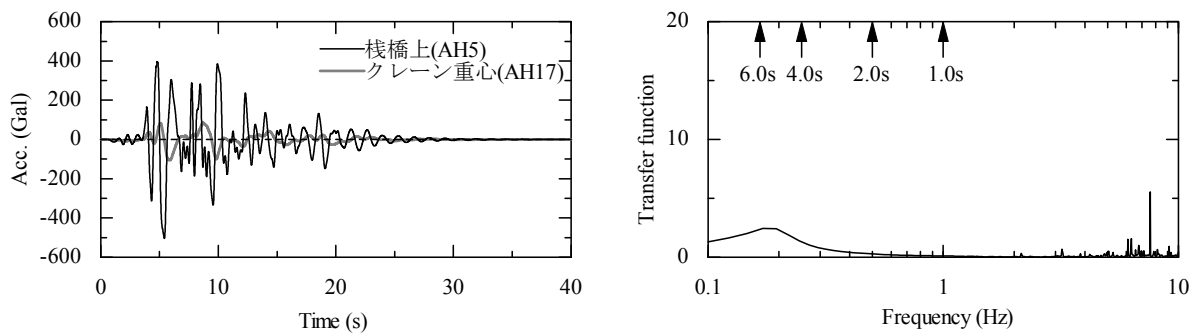
図-4.18 加速度時刻歴波形と伝達関数 (クレーン固有周期 $T=2.0s$) 非免震クレーン



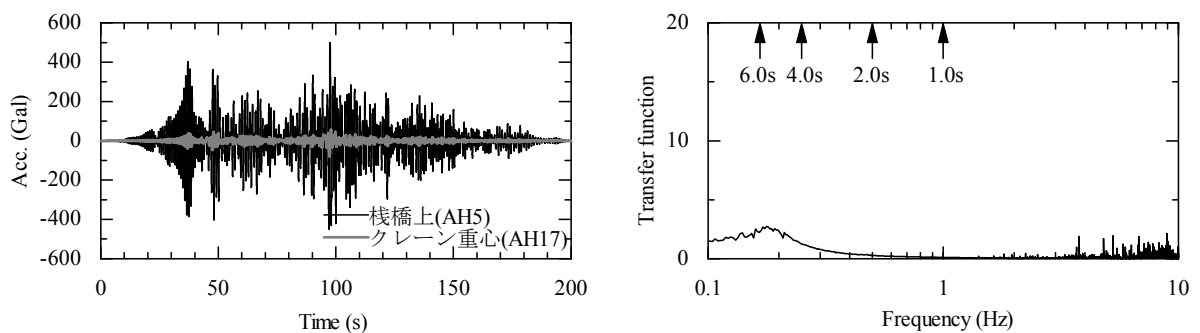
(a) 八戸波 2倍



(b) 大船渡波 2倍

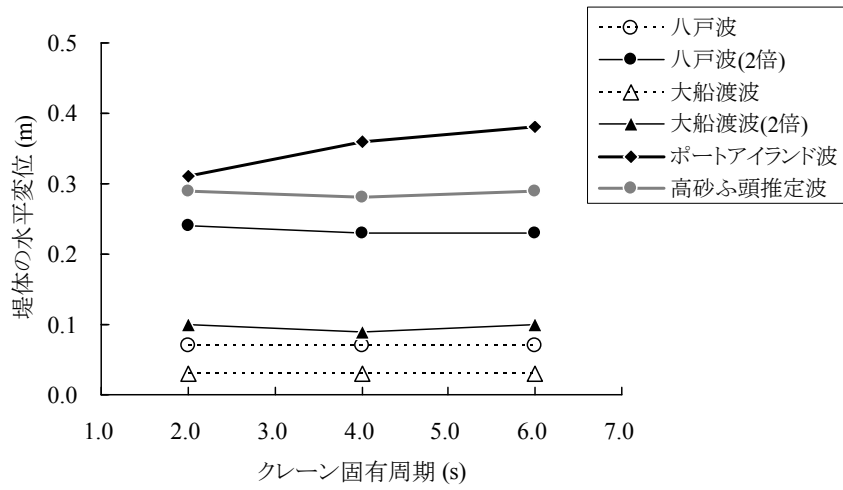


(c) ポートアイランド波

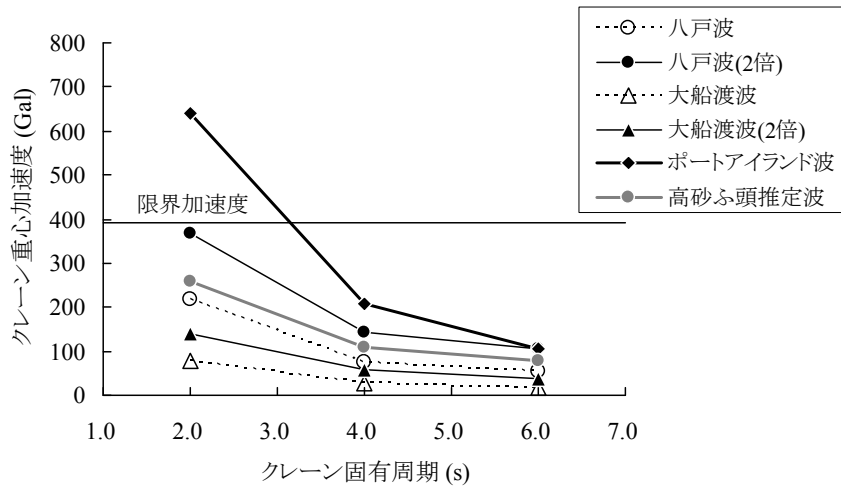


(d) 高砂ふ頭推定波

図-4.19 加速度時刻歴波形と伝達関数 (クレーン固有周期 $T=6.0s$) 免震クレーン

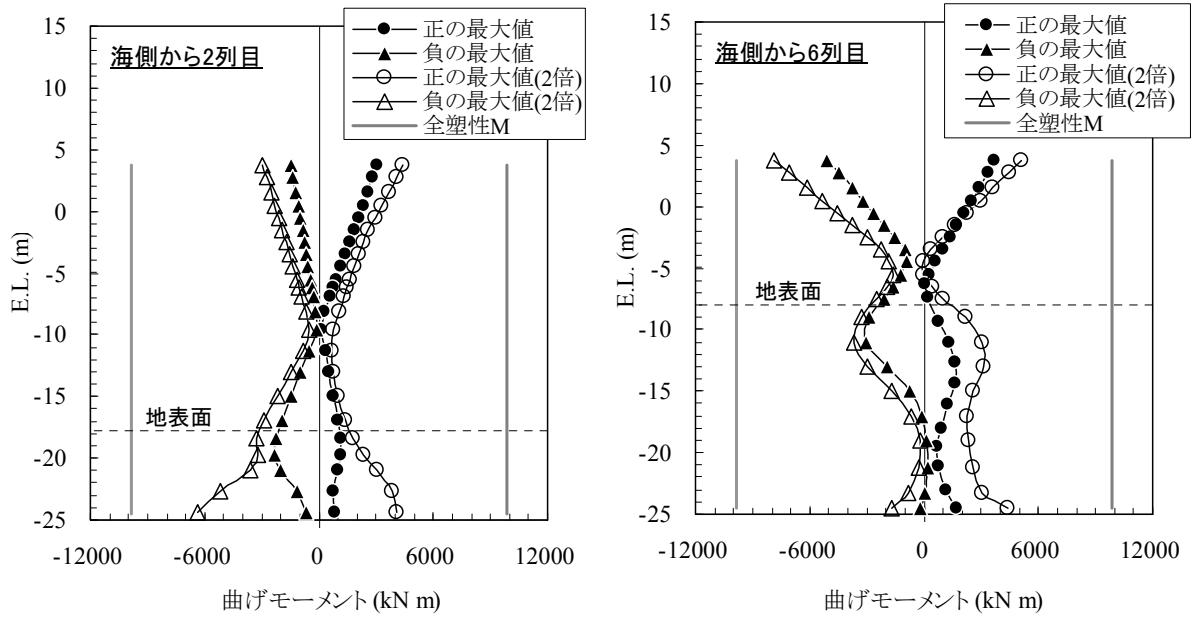


(a) 堤体の残留水平変位

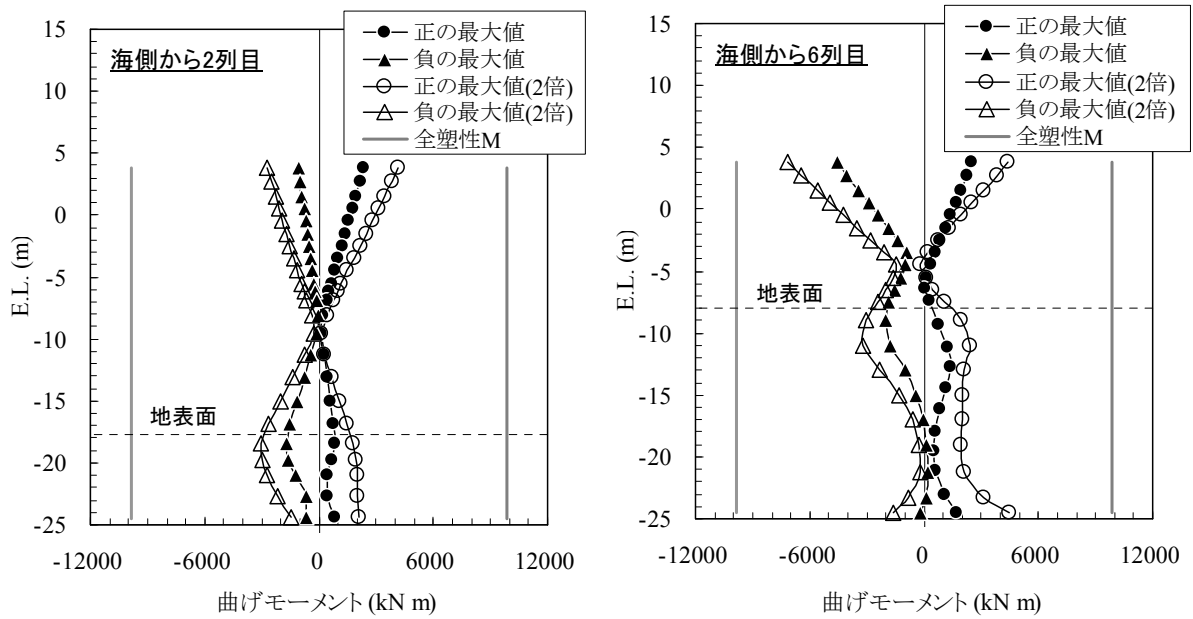


(b) クレーン重心加速度

図-4.20 各ケースの堤体水平変位とクレーン重心加速度

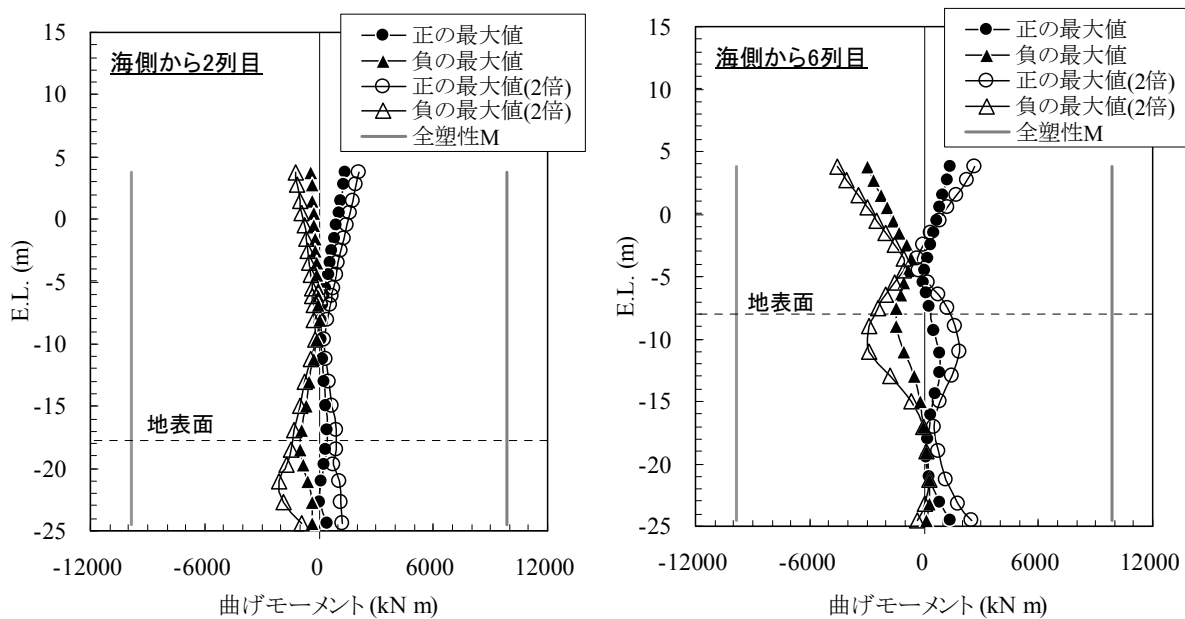


(a) クレーン固有周期 $T=2.0s$

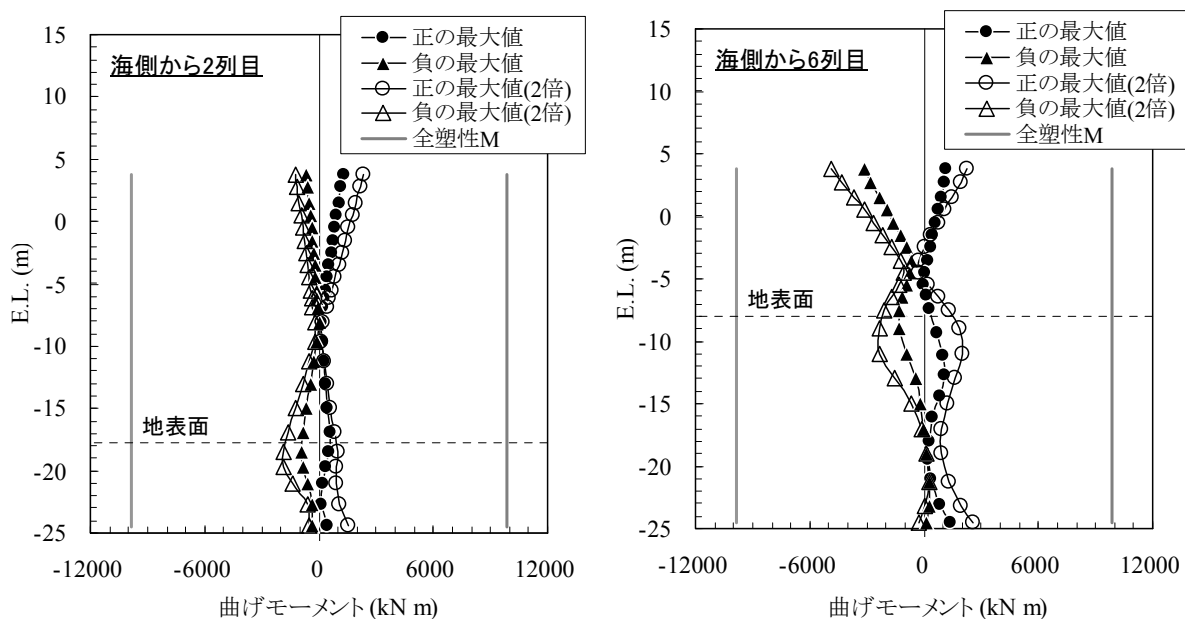


(b) クレーン固有周期 $T=6.0s$

図-4.21 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (八戸波)

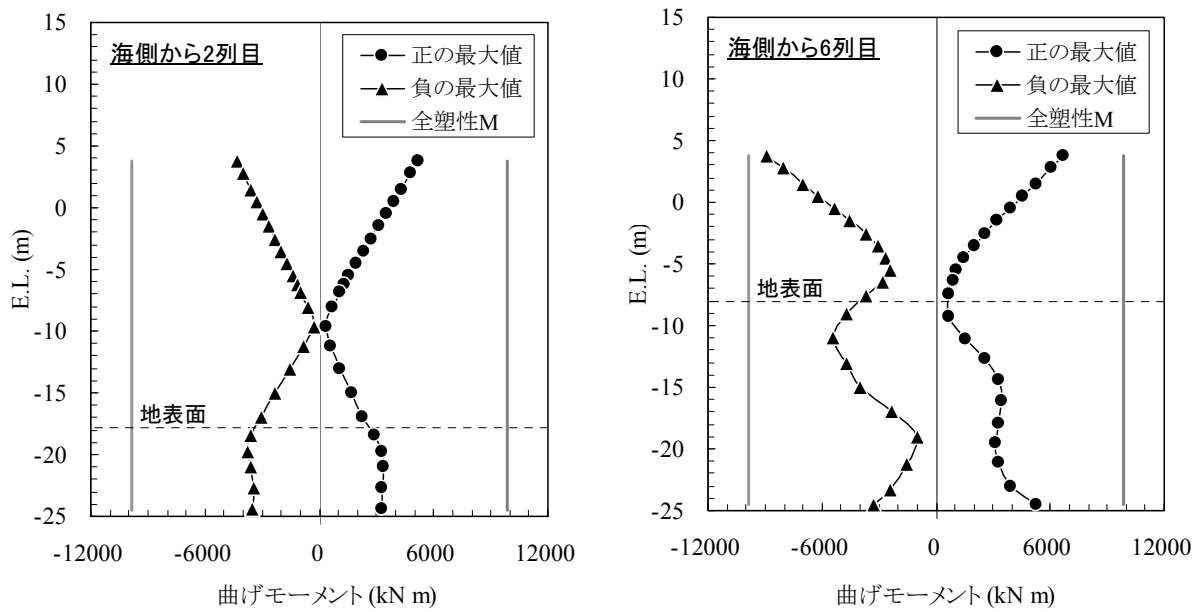


(a) クレーン固有周期 $T=2.0s$

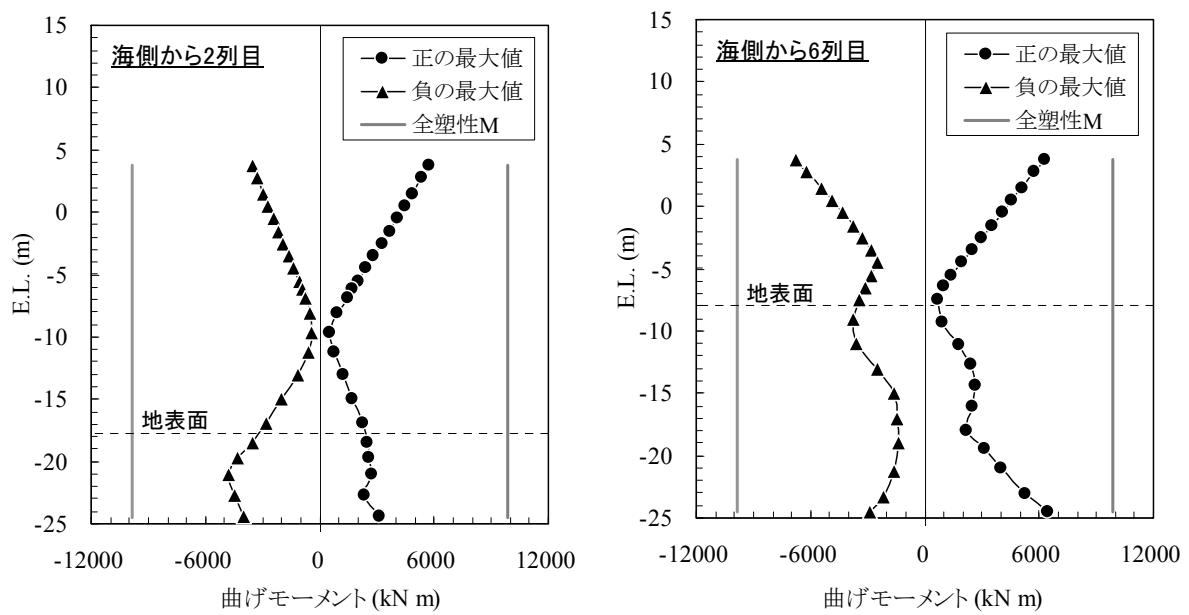


(b) クレーン固有周期 $T=6.0s$

図-4.22 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (大船渡波)

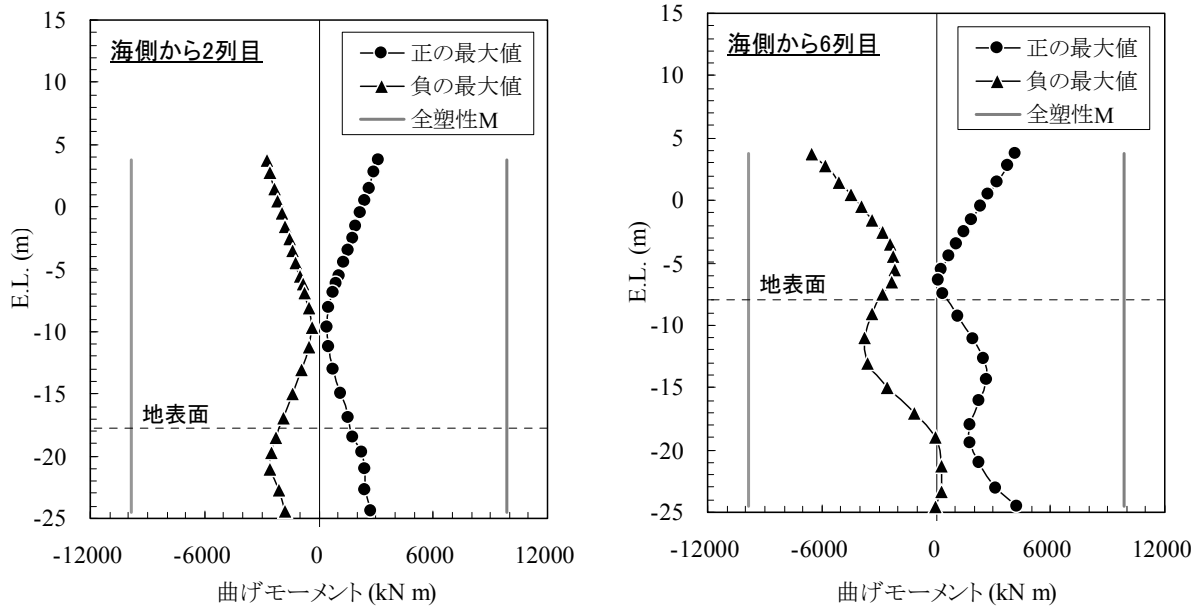


(a) クレーン固有周期 $T=2.0s$

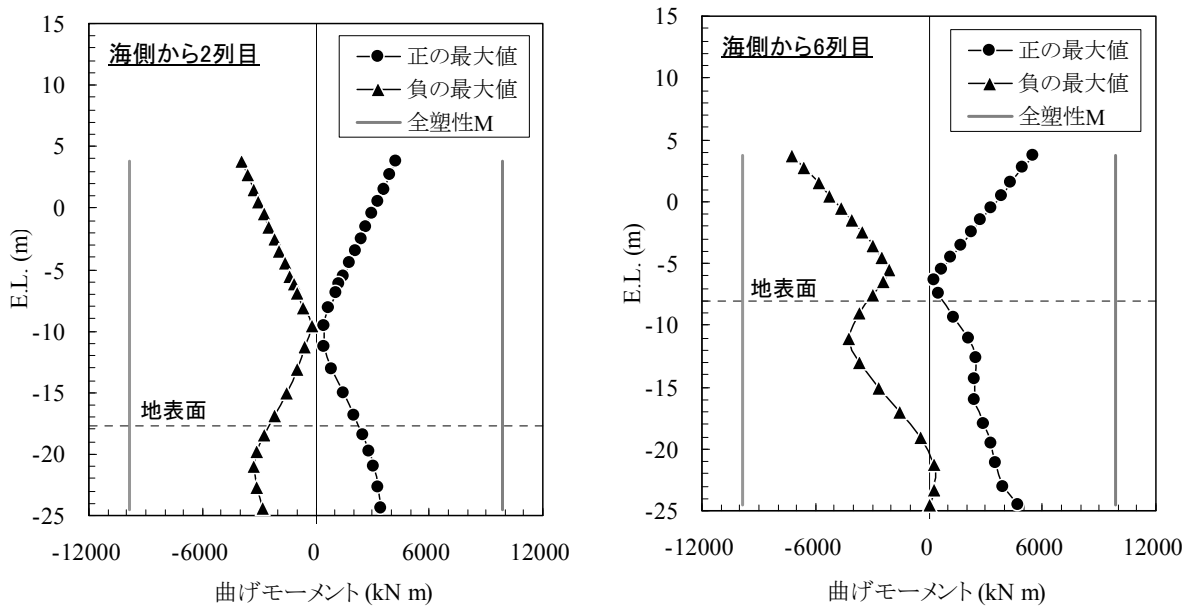


(b) クレーン固有周期 $T=6.0s$

図-4.23 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (ポートアイランド波)



(a) クレーン固有周期 $T=2.0s$



(b) クレーン固有周期 $T=6.0s$

図-4.24 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (高砂ふ頭推定波)

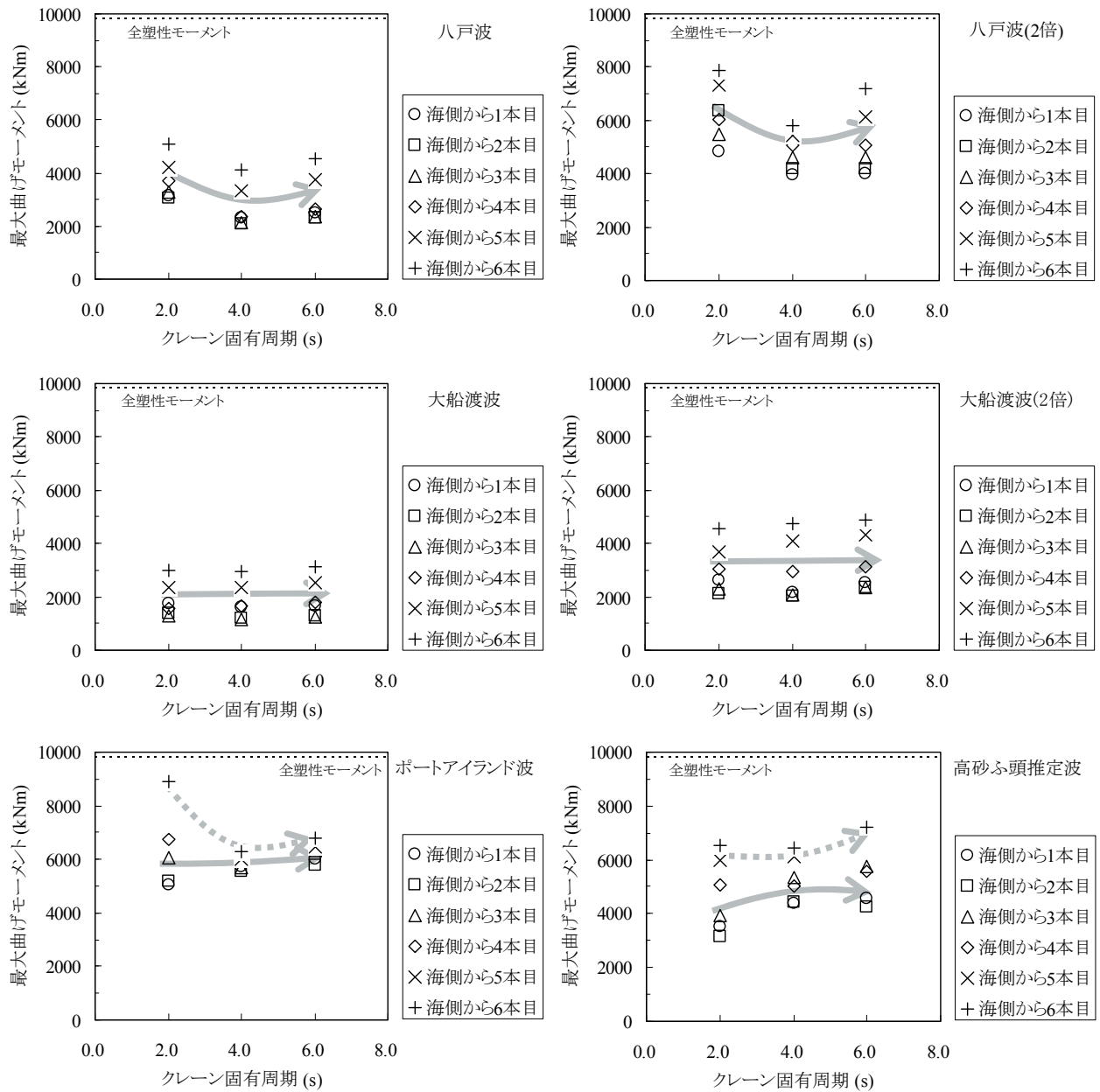


図-4.25 各ケースの最大曲げモーメントの推移

(8) 参考データ

参考データとして、図-4.26～図-4.37に各ケースの変位および加速度時刻歴波形を、図-4.38～図-4.49に各ケースの柱体一本当たりの曲げモーメント分布を示した。

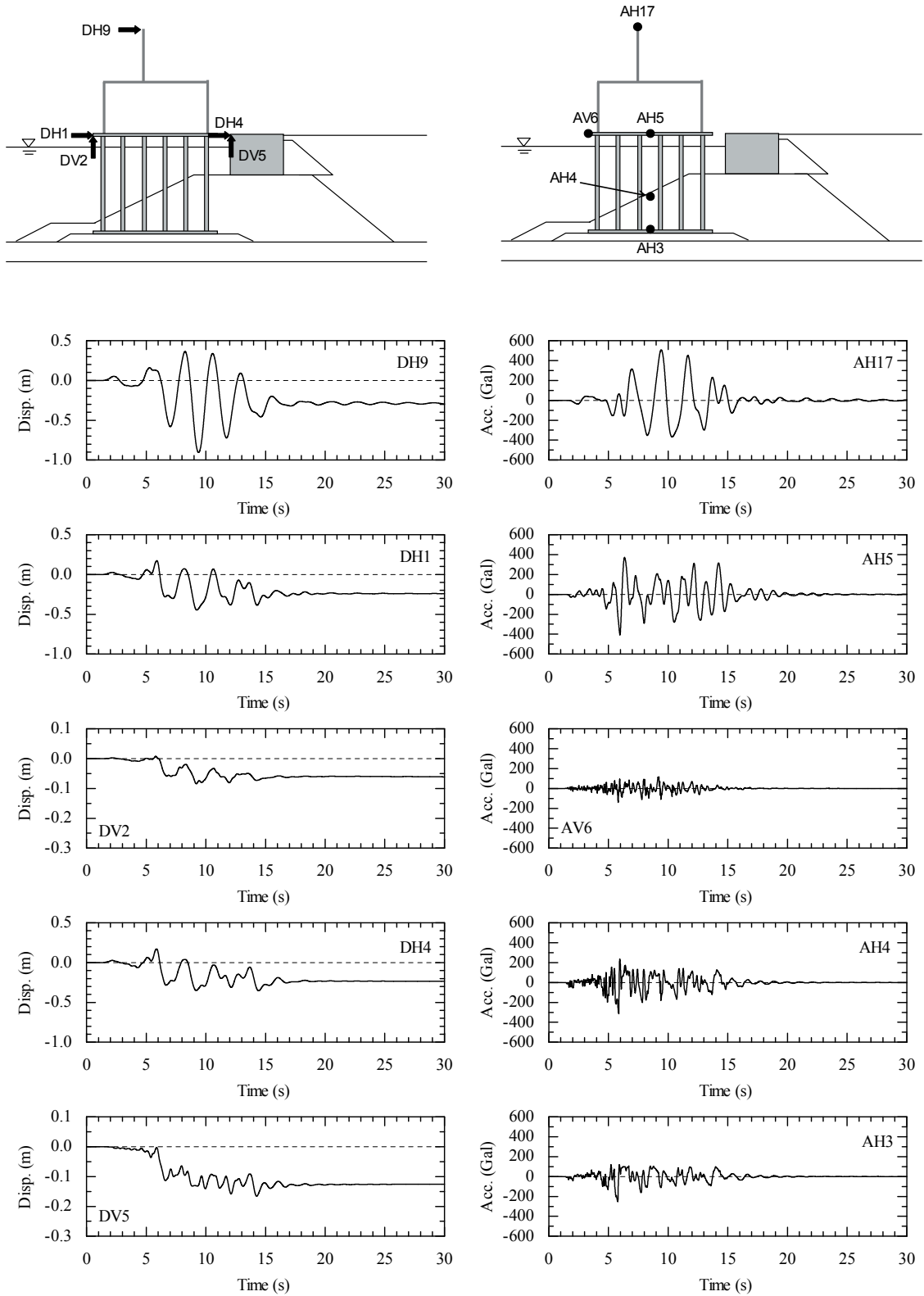


図-4.26 時刻歴波形（八戸波2倍）クレーン周期 $T=2.0s$

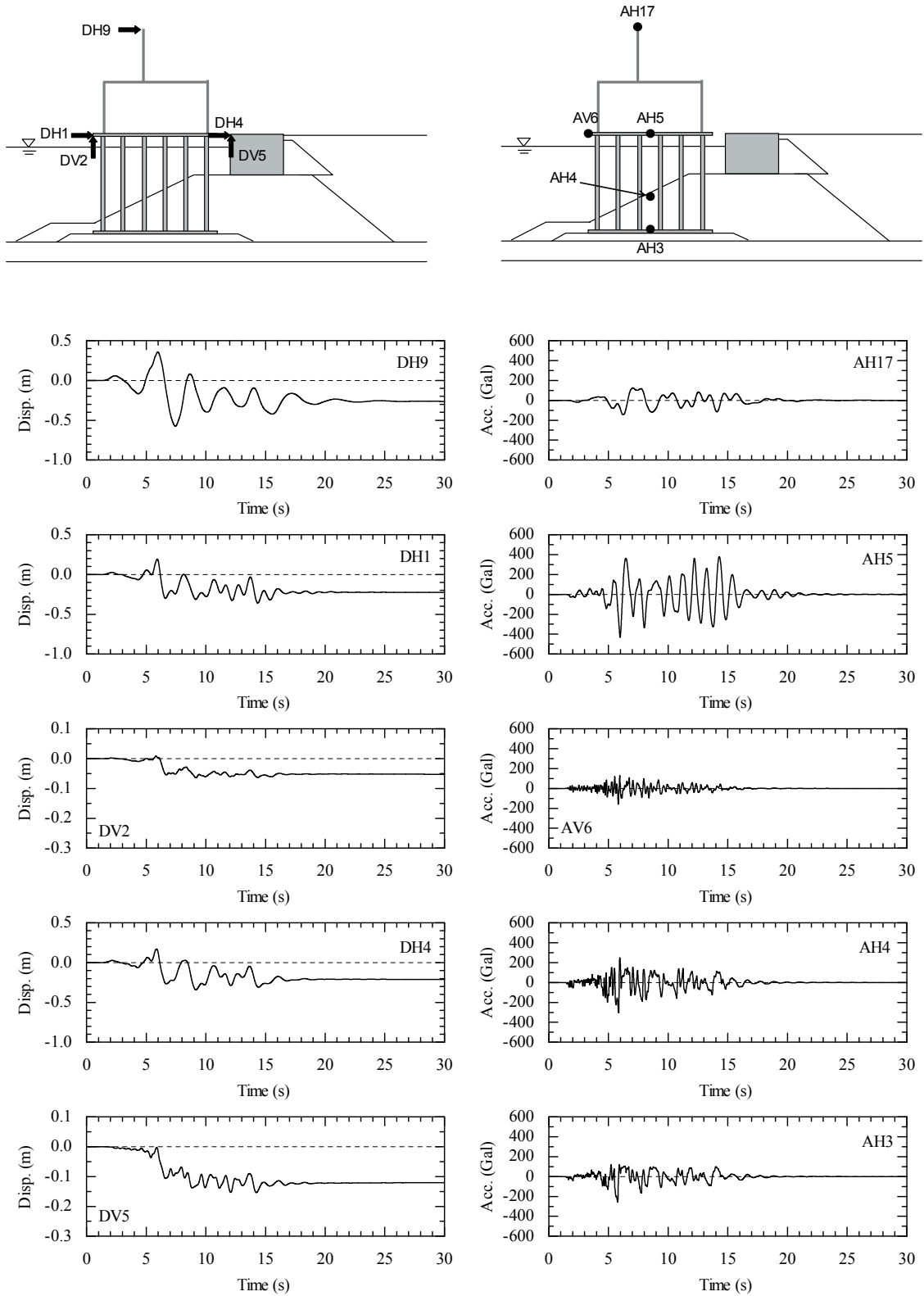


図-4.27 時刻歴波形（八戸波 2 倍）クレーン周期 $T=4.0s$

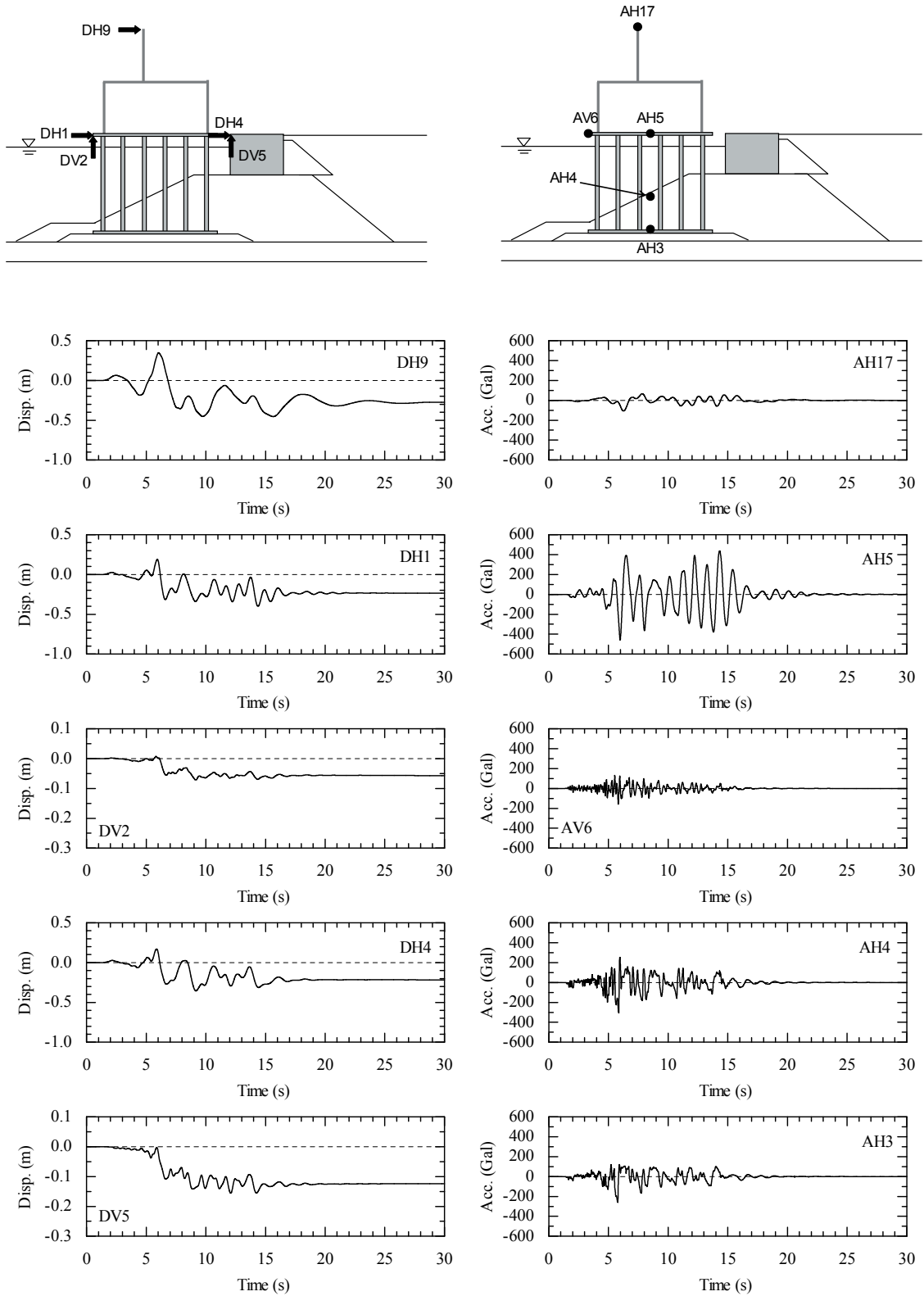


図-4.28 時刻歴波形（八戸波 2 倍）クレーン周期 $T=6.0s$

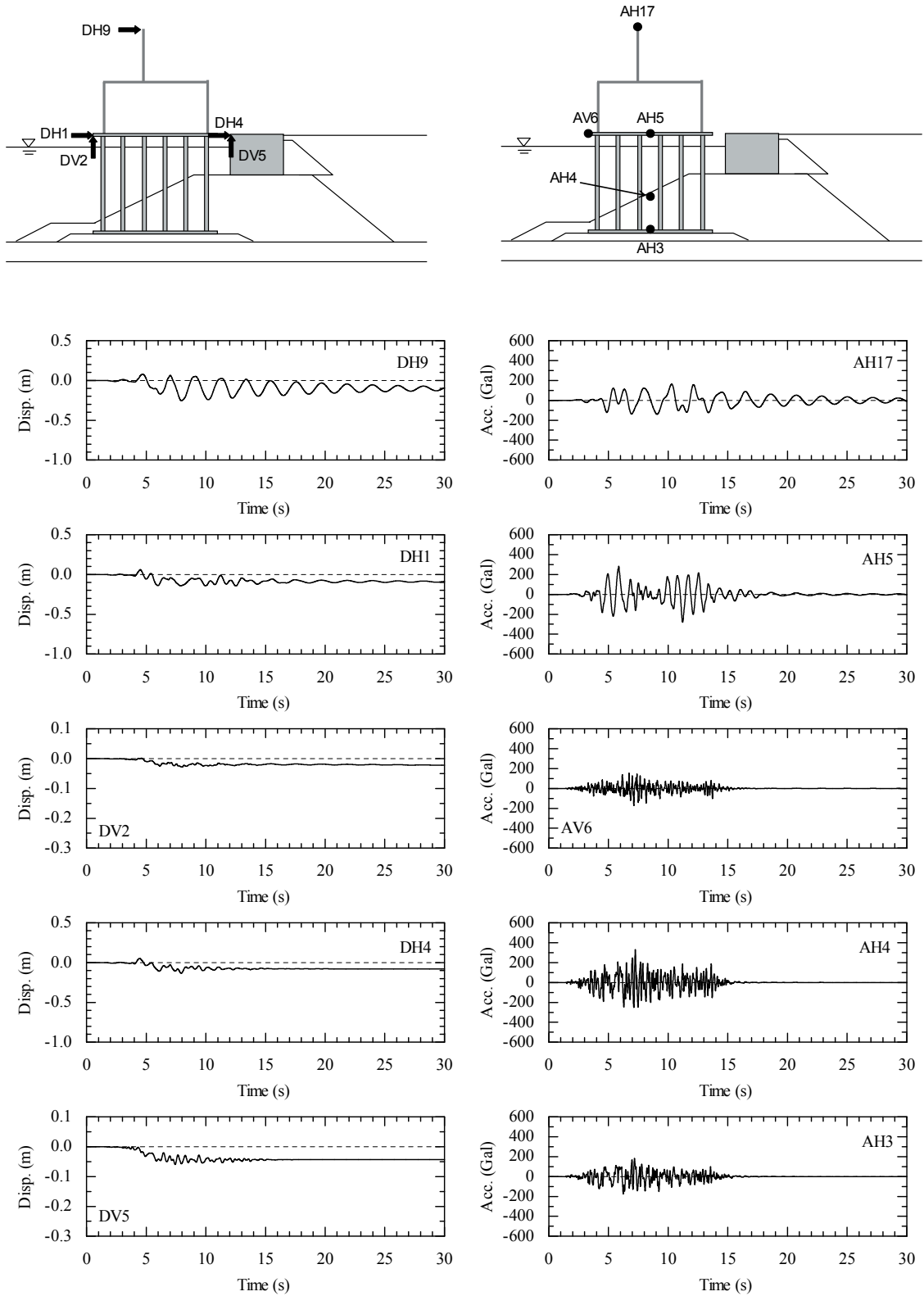


図-4.29 時刻歴波形（大船渡波 2 倍）クレーン周期 $T=2.0s$

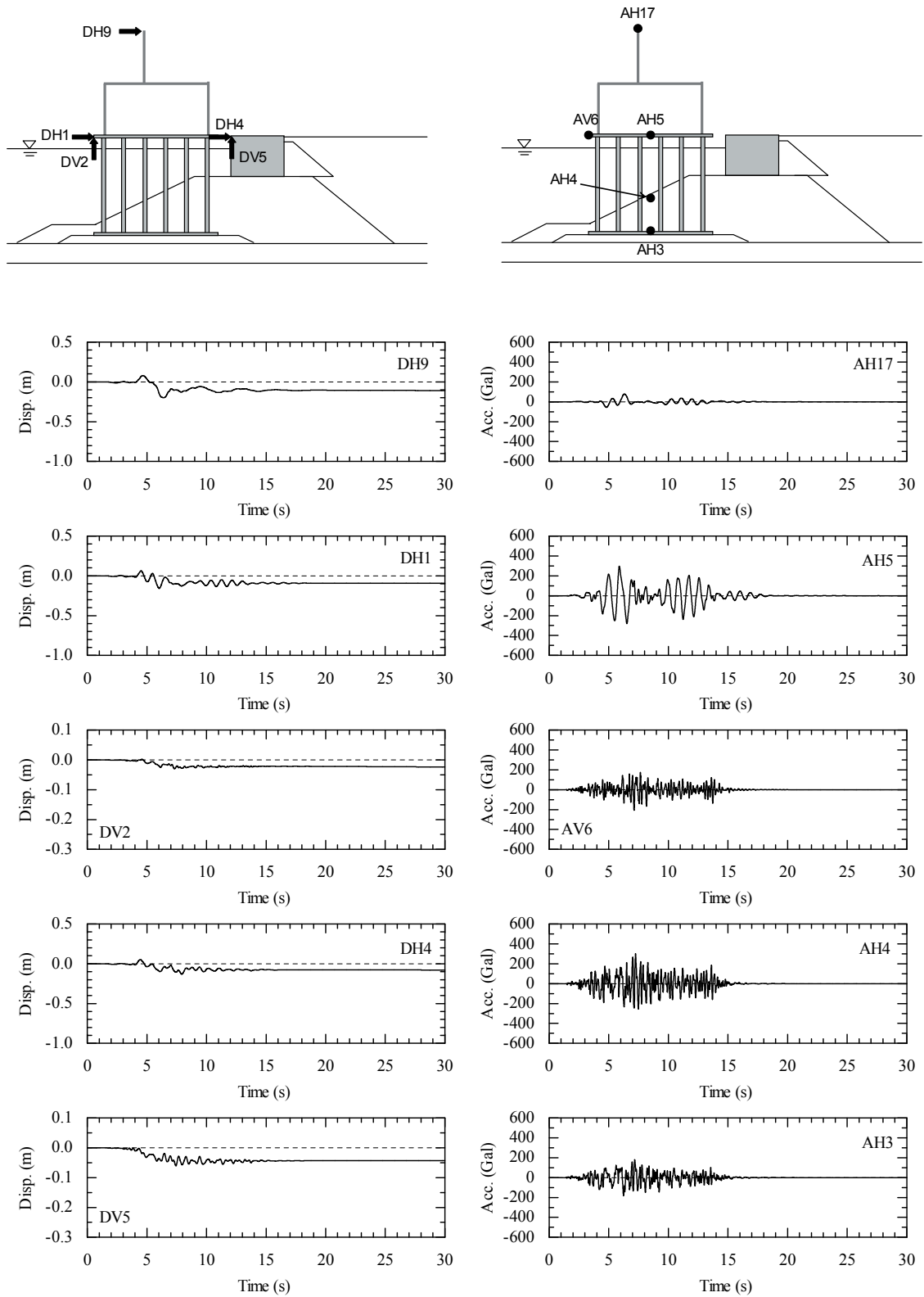


図-4.30 時刻歴波形（大船渡波 2 倍）クレーン周期 $T=4.0s$

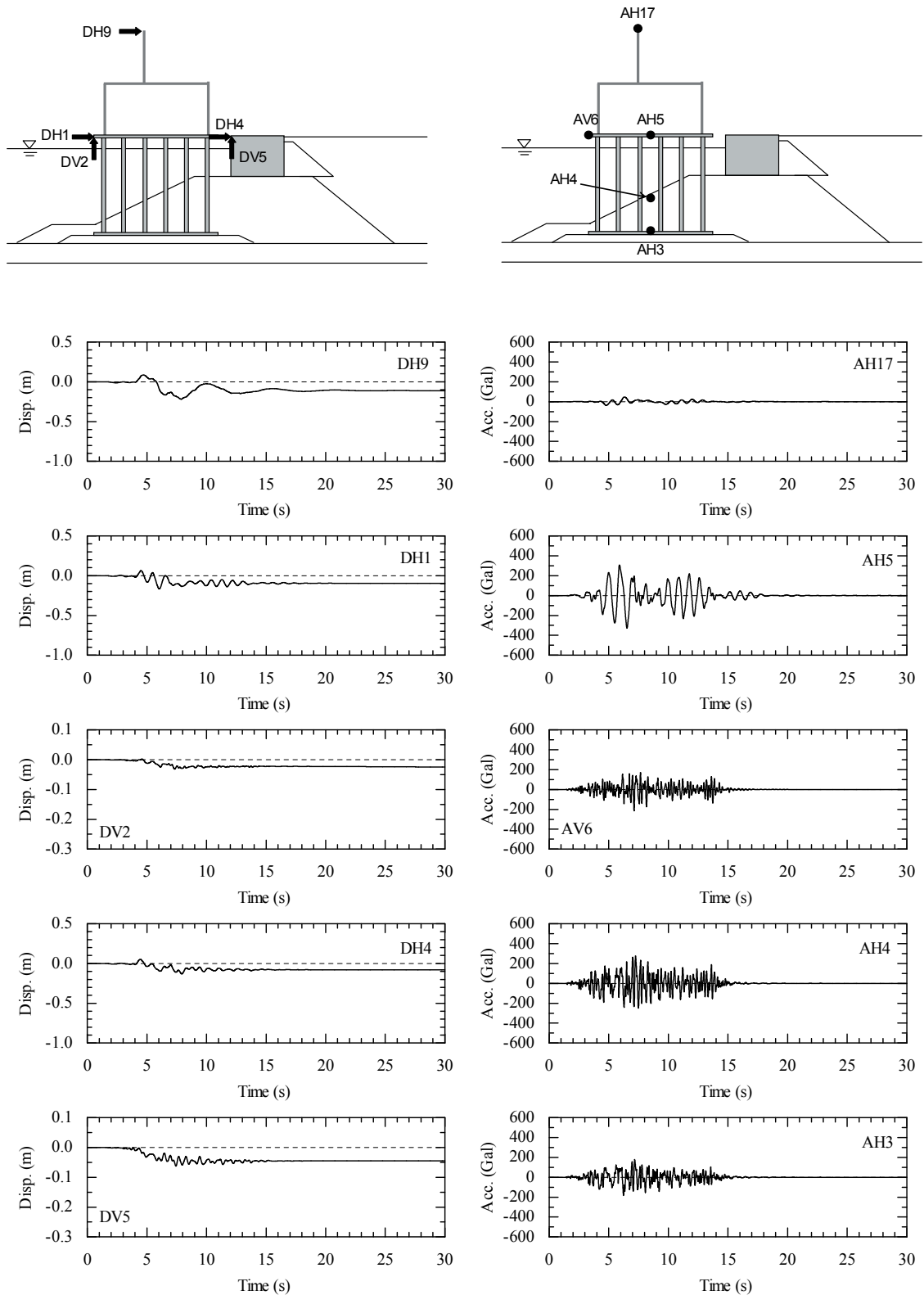


図-4.31 時刻歴波形（大船渡波 2 倍）クレーン周期 $T=6.0s$

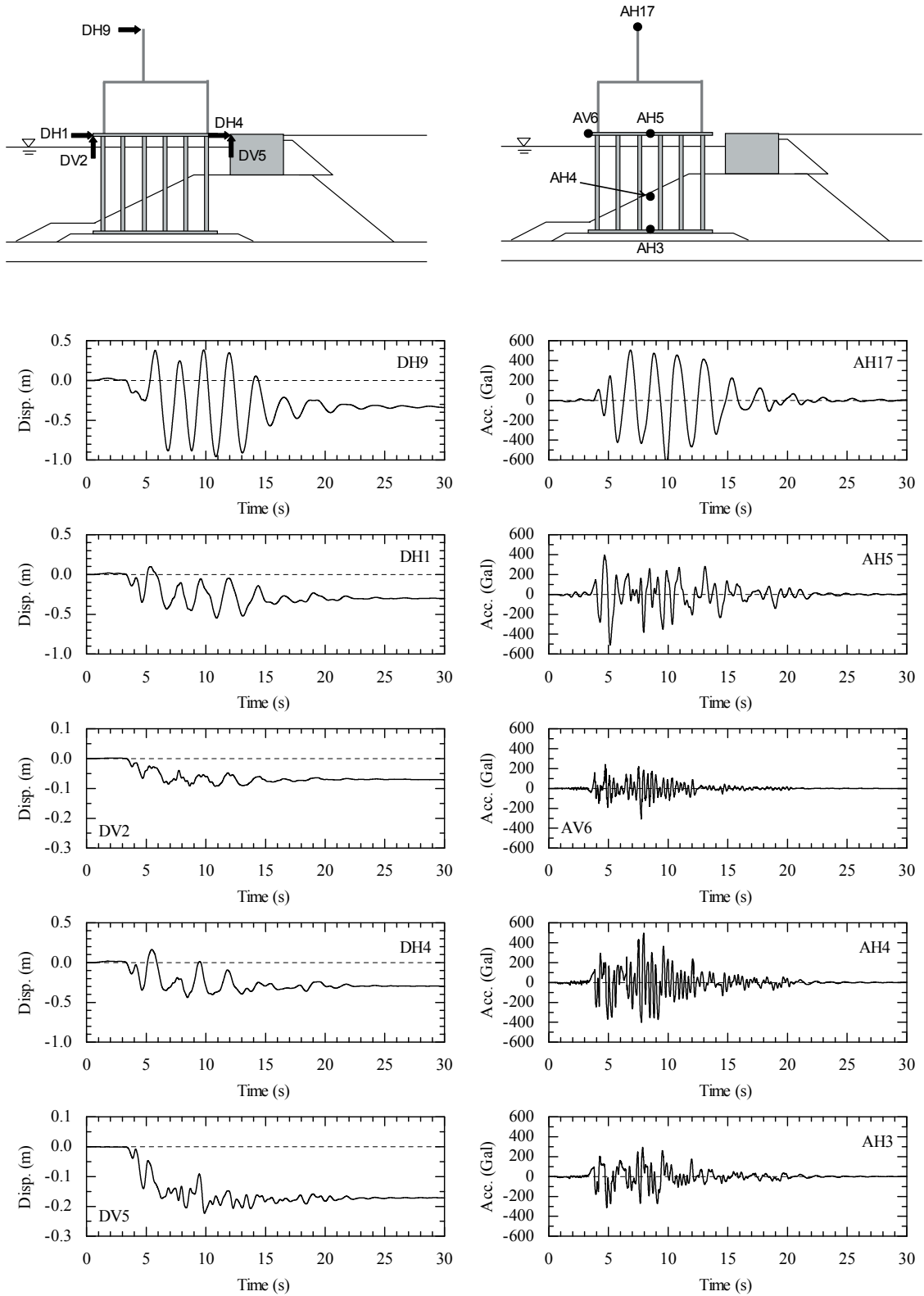


図-4.32 時刻歴波形（ポートアイランド波）クレーン周期 $T=2.0s$

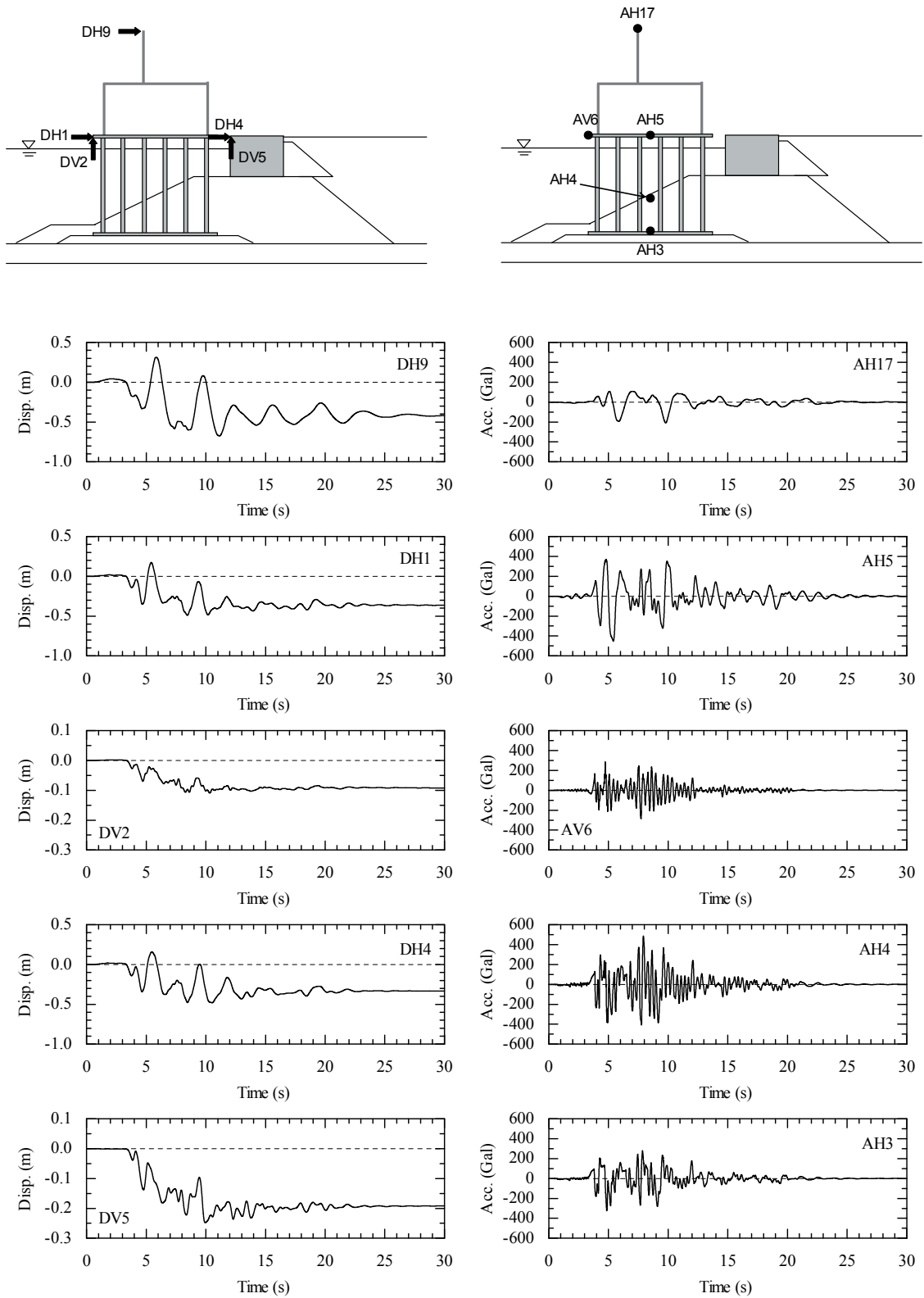


図-4.33 時刻歴波形（ポートアイランド波）クレーン周期 $T=4.0s$

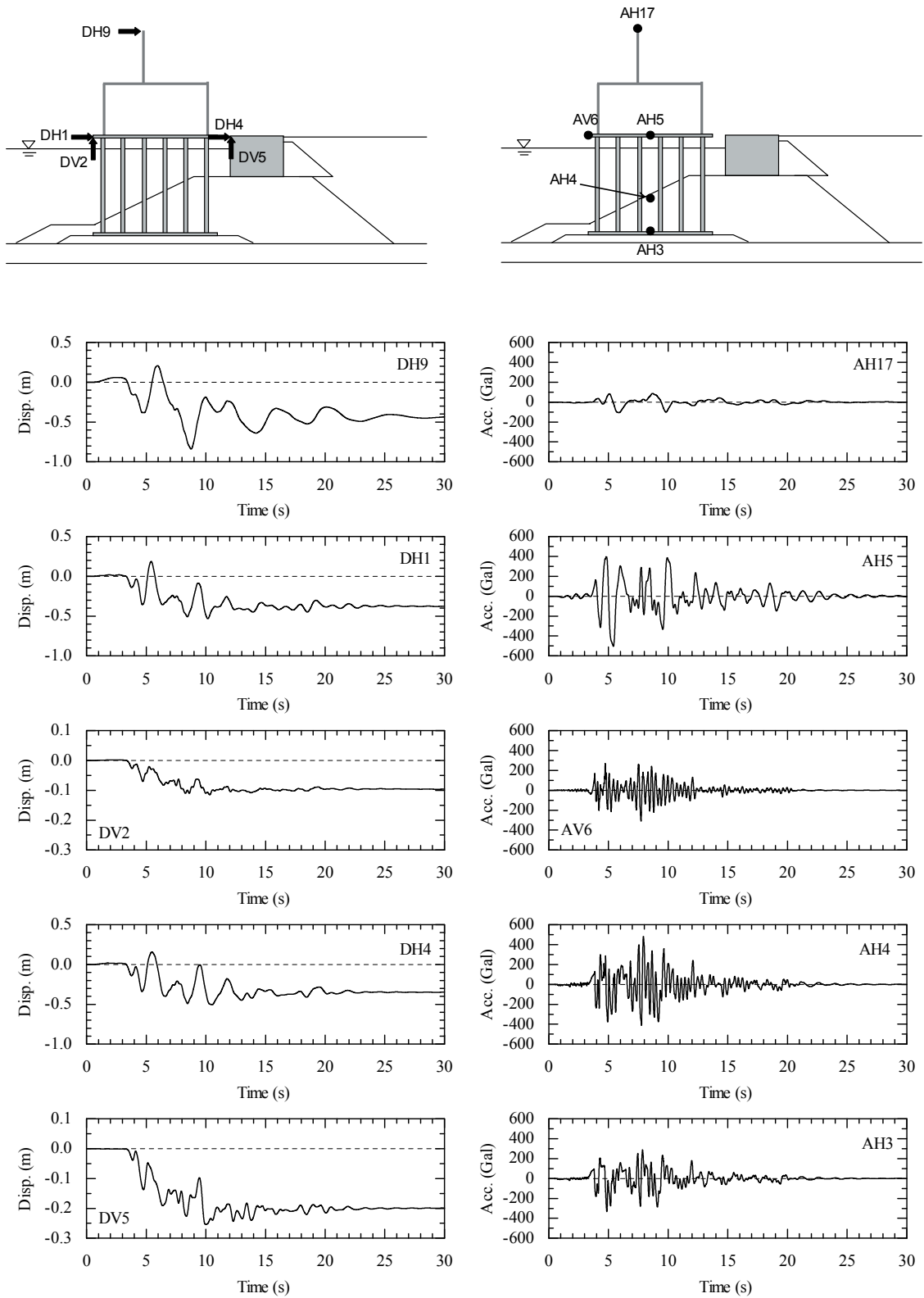


図-4.34 時刻歴波形（ポートアイランド波）クレーン周期 $T=6.0s$

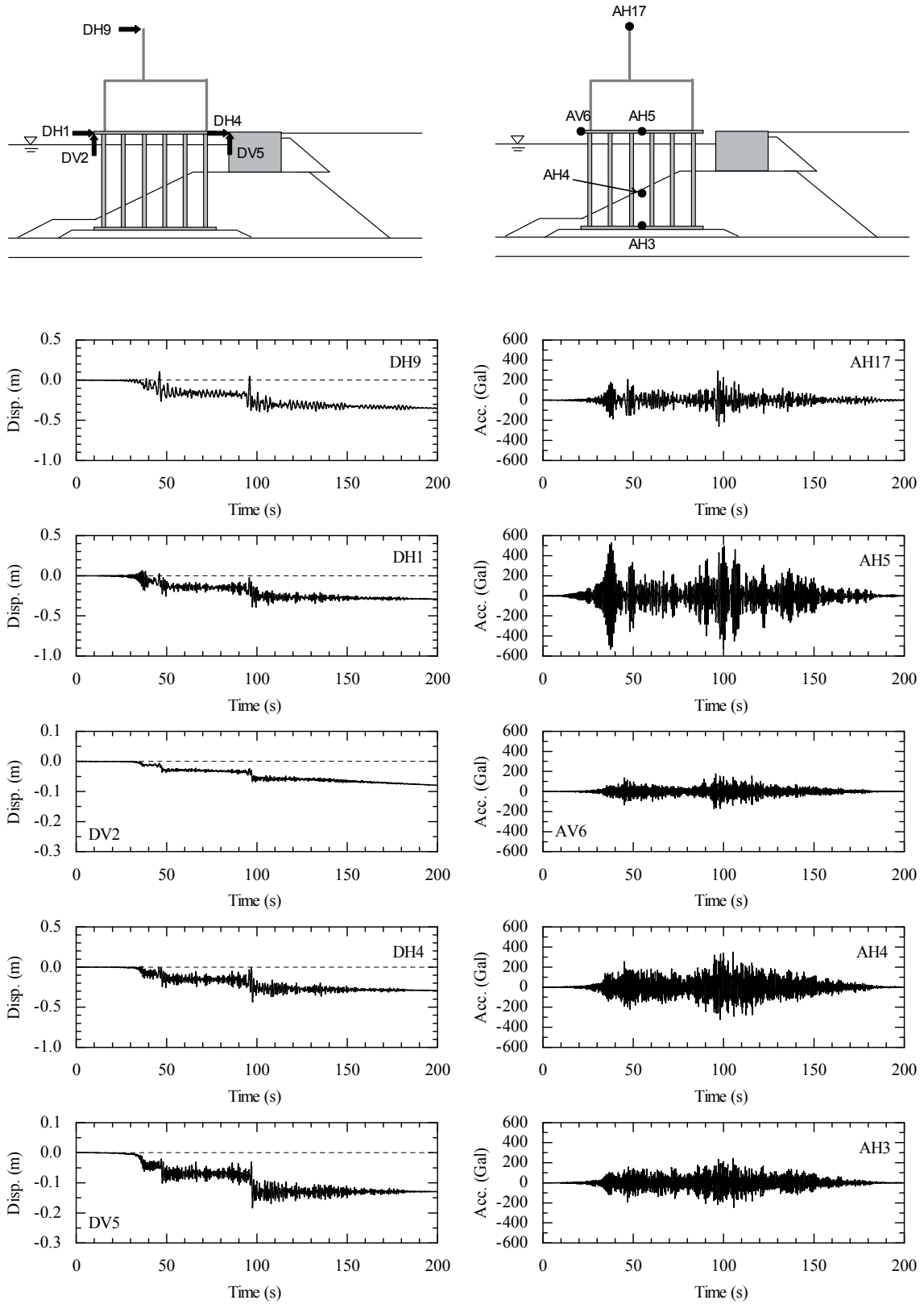


図-4.35 時刻歴波形（高砂ふ頭推定波）クレーン周期 $T=2.0s$

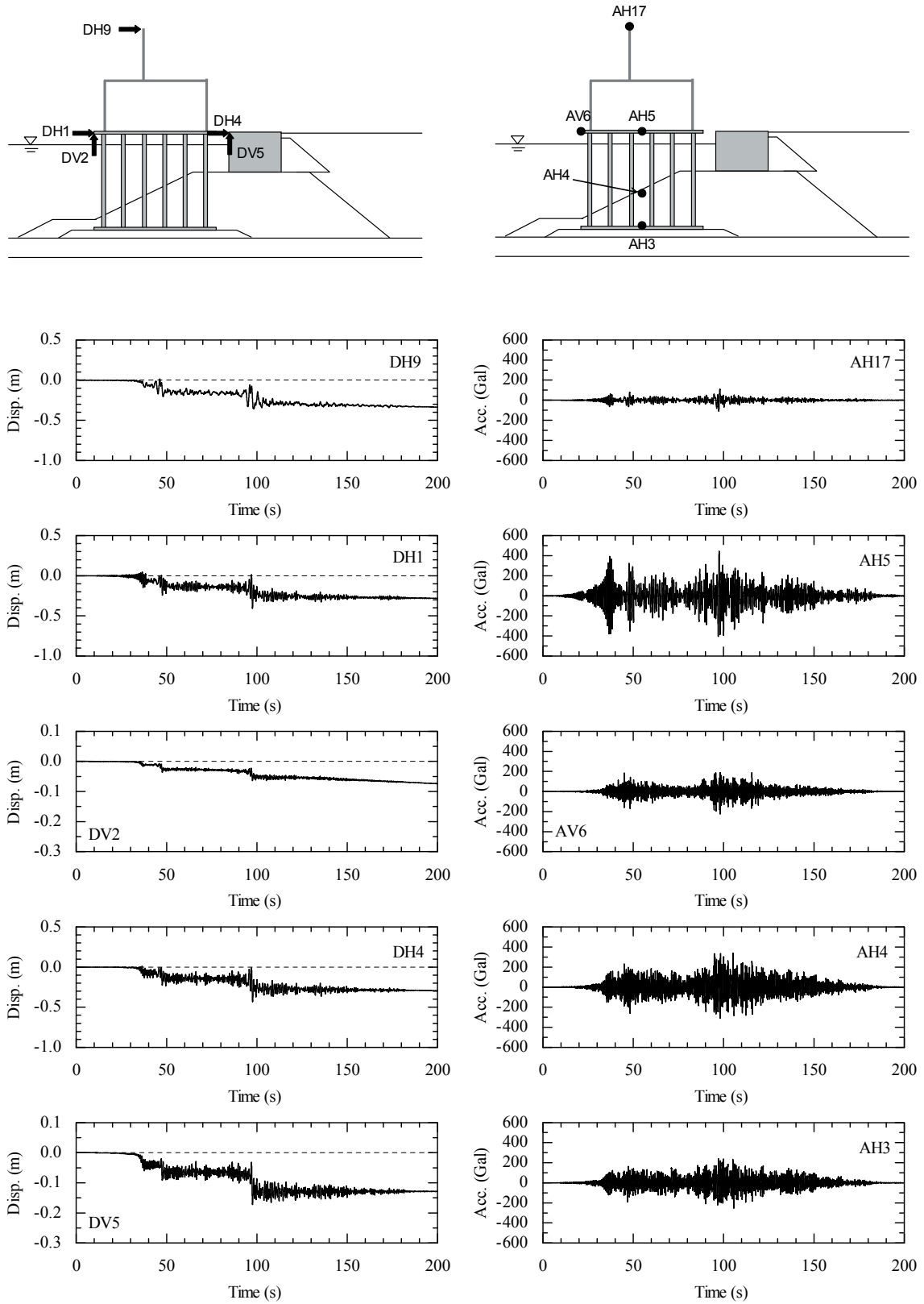


図-4.36 時刻歴波形（高砂ふ頭推定波）クレーン周期 $T=4.0s$

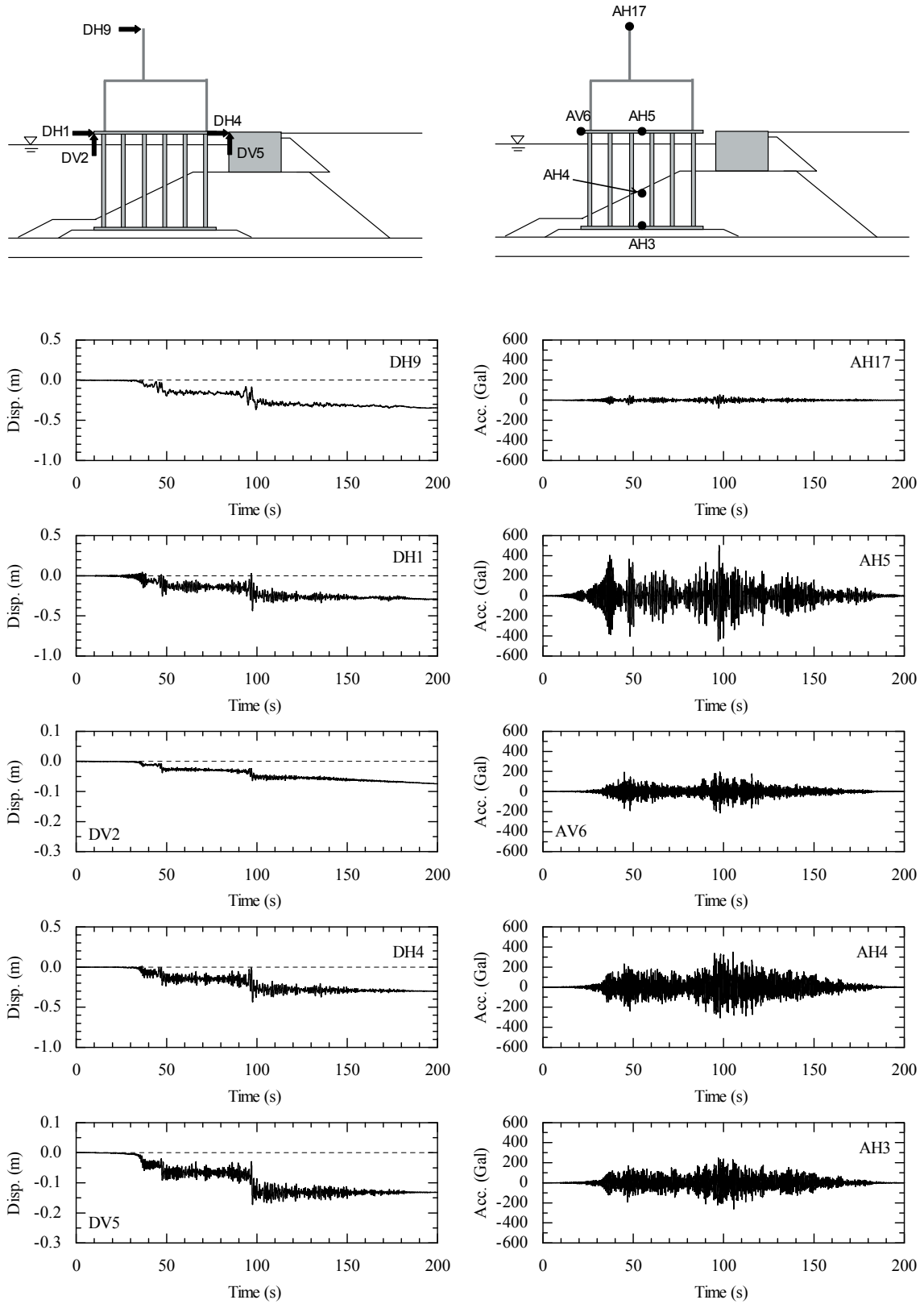


図-4.37 時刻歴波形（高砂ふ頭推定波）クレーン周期 $T=6.0$ s

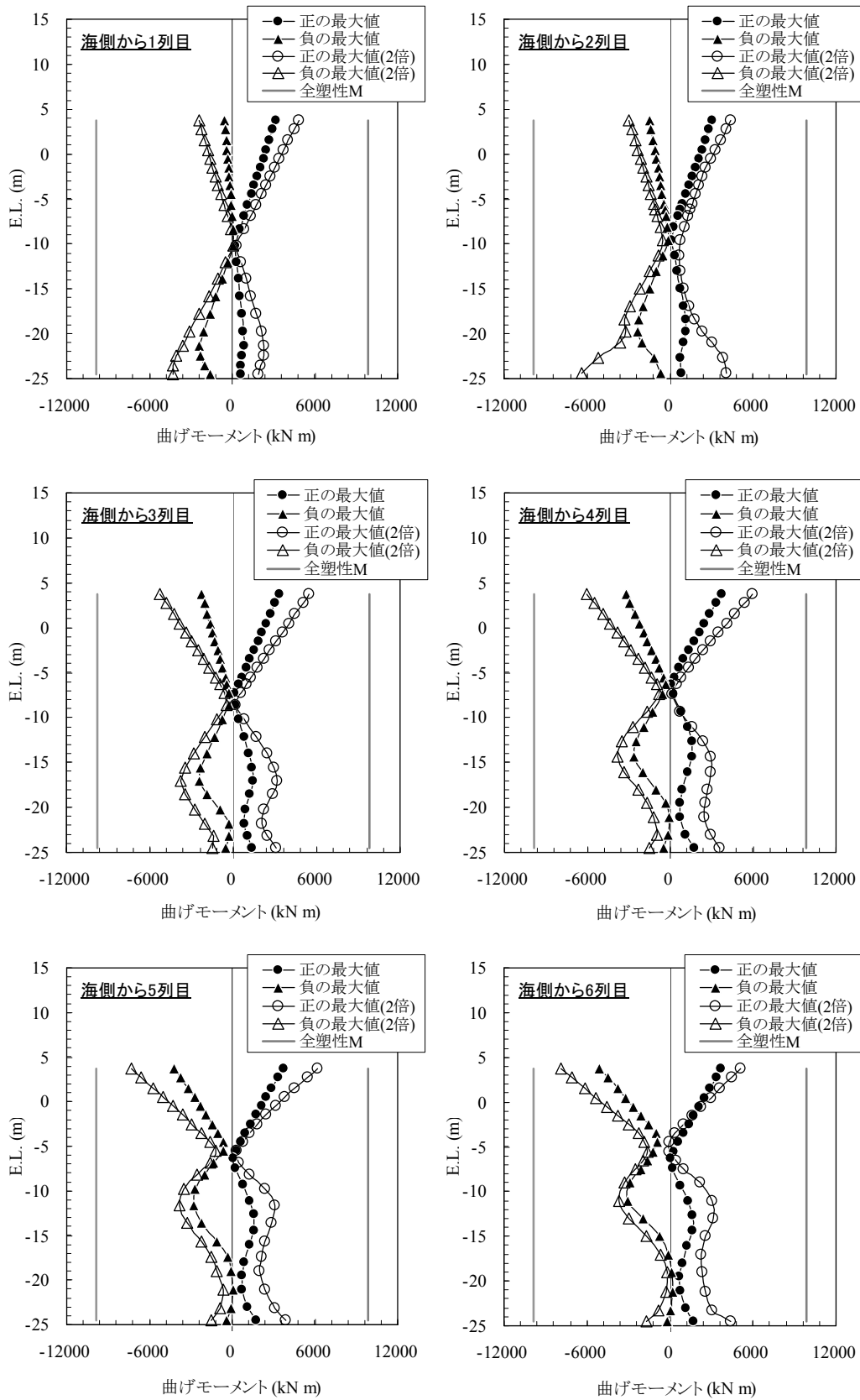


図-4.38 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (八戸波)

クレーン固有周期 $T=2.0s$

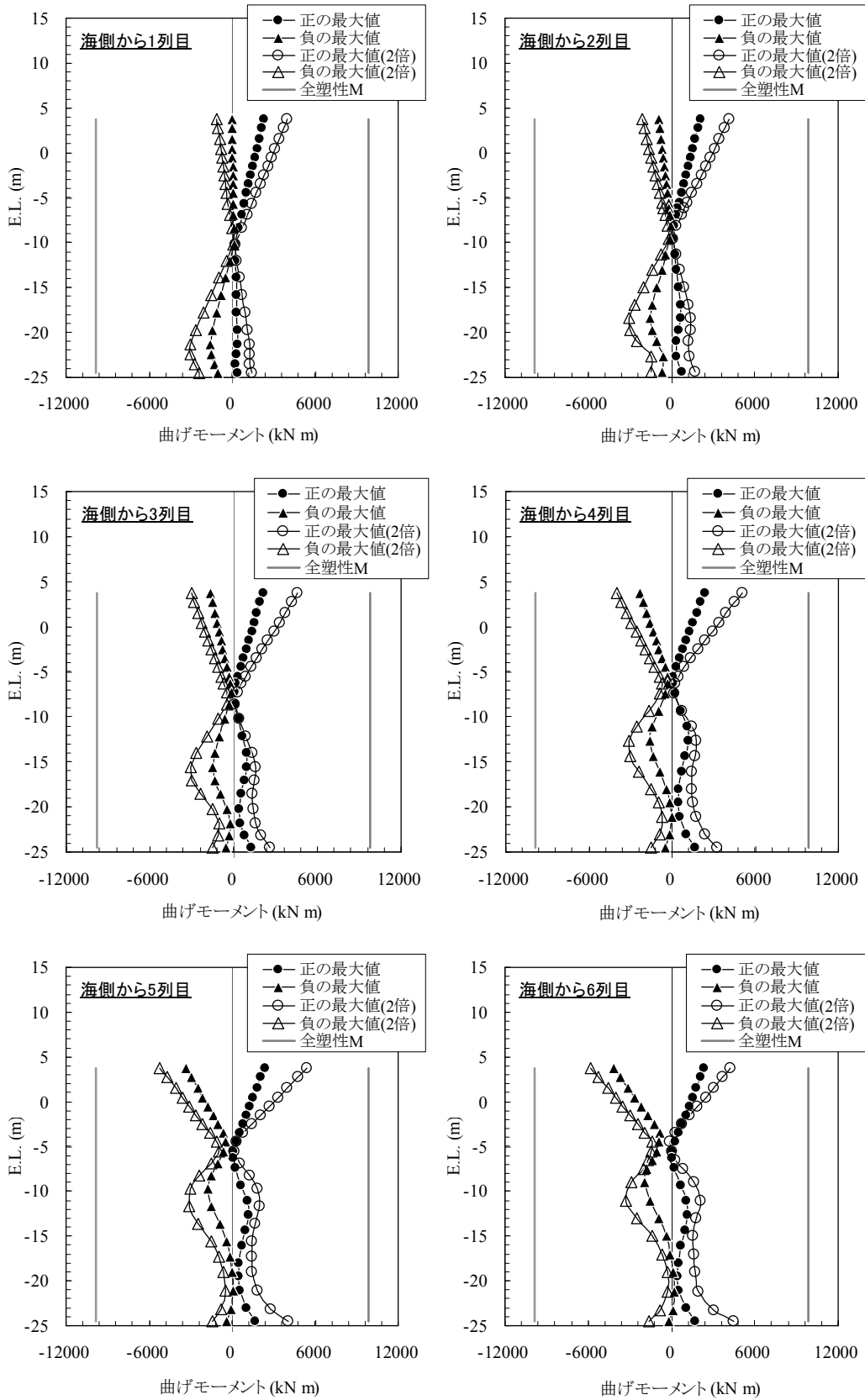


図-4.39 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (八戸波)

クレーン固有周期 $T=4.0s$

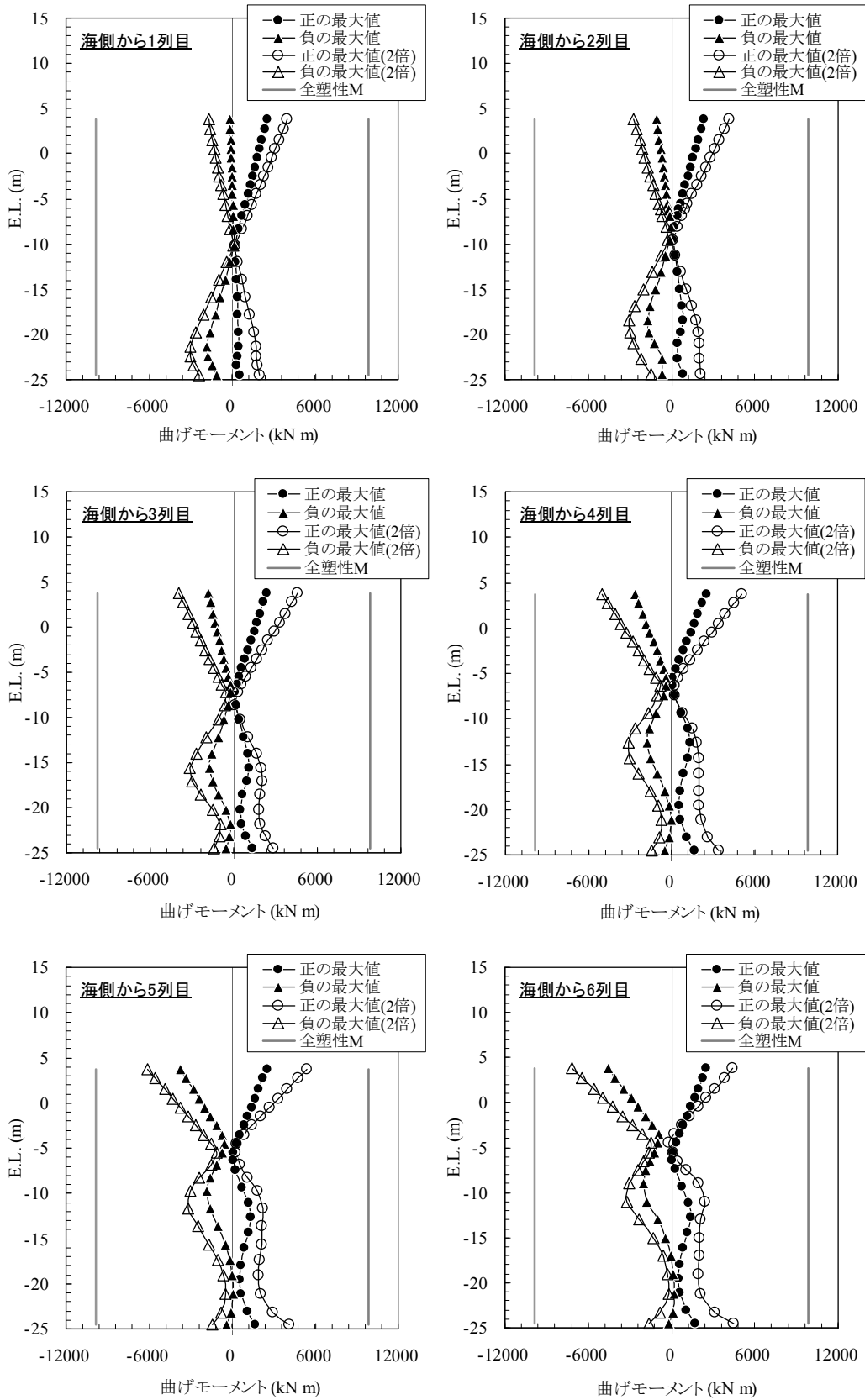


図-4.40 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (八戸波)

クレーン固有周期 $T=6.0s$

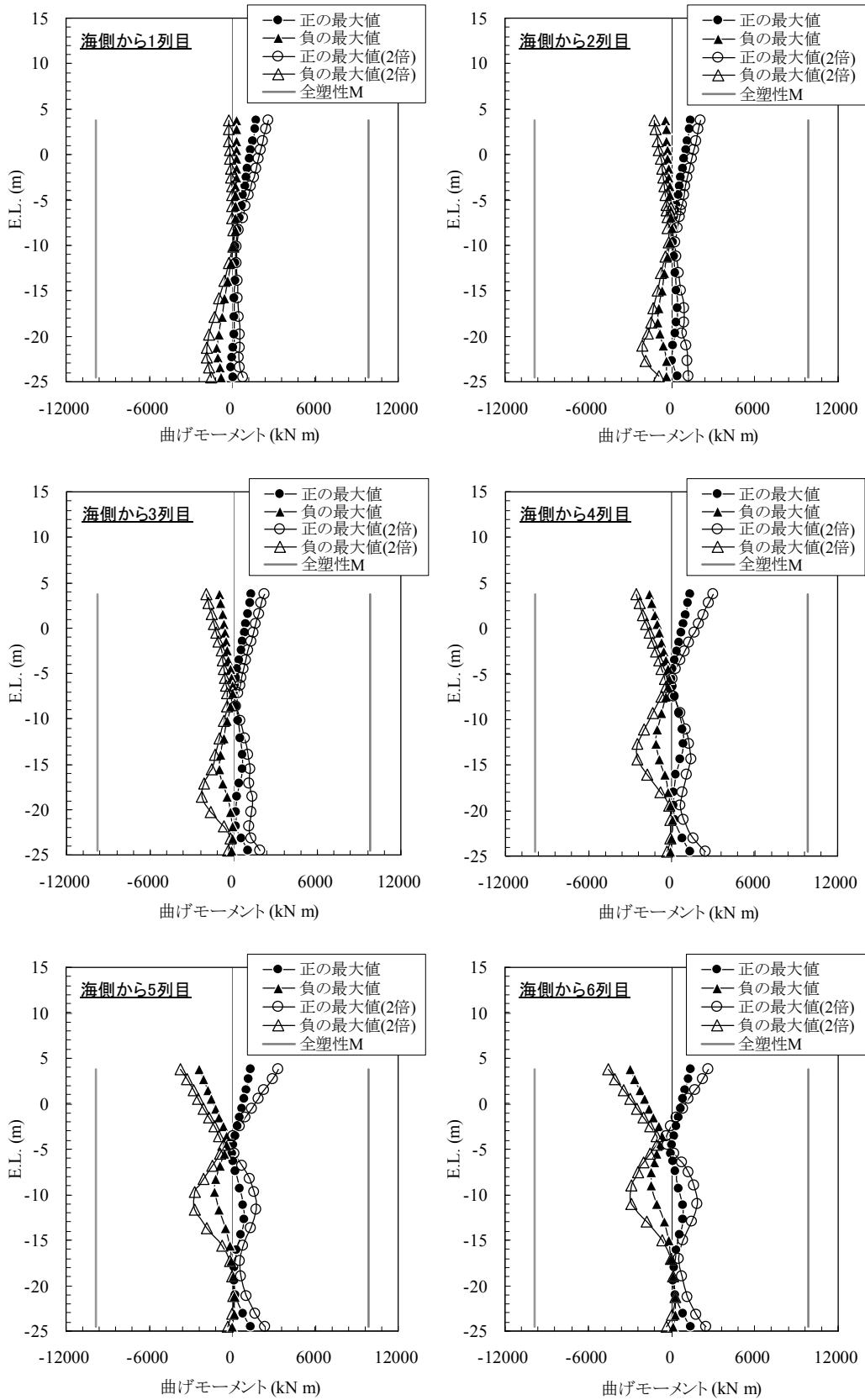


図-4.41 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (大船渡波)

クレーン固有周期 $T=2.0s$

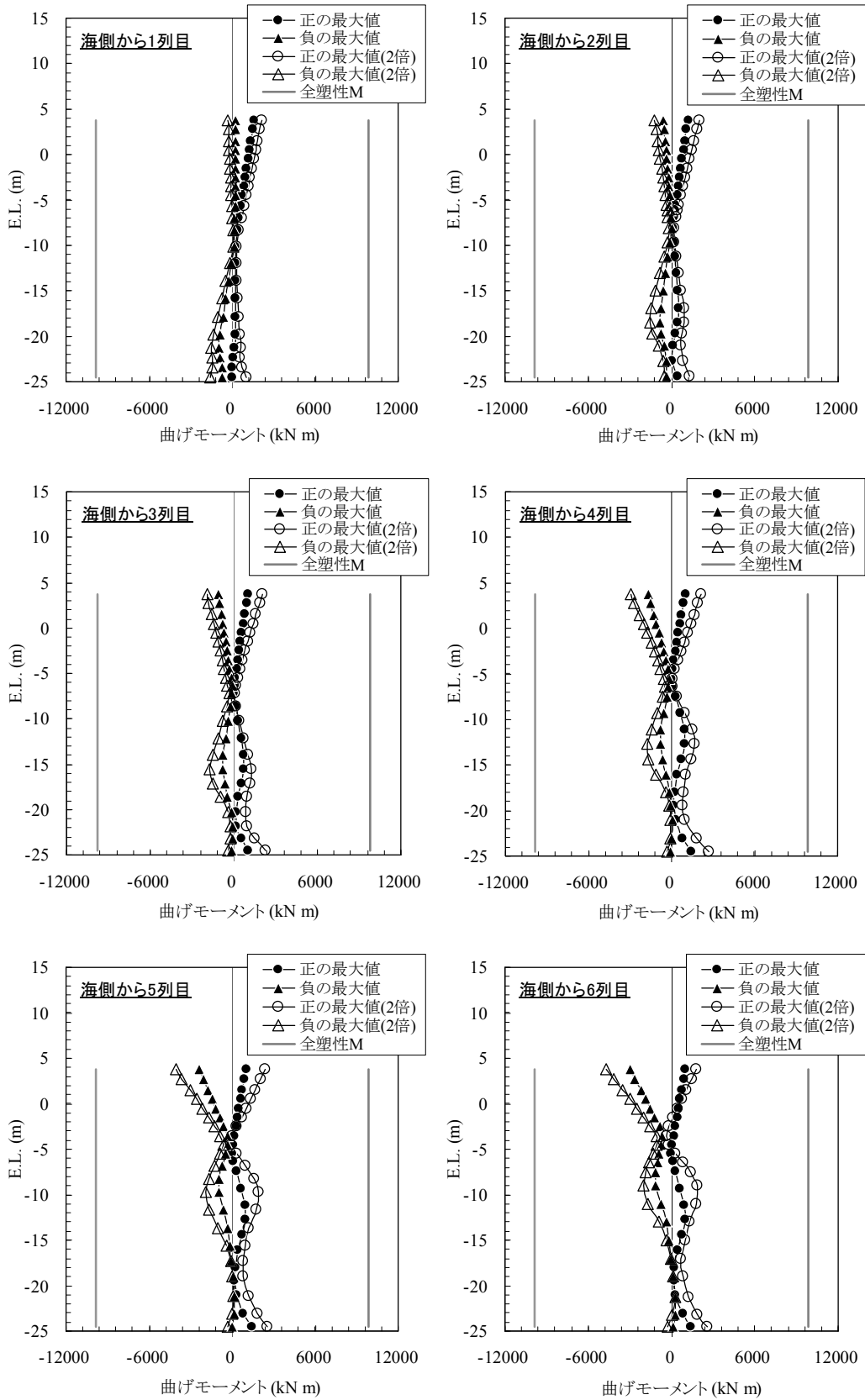


図-4.42 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (大船渡波)

クレーン固有周期 $T=4.0s$

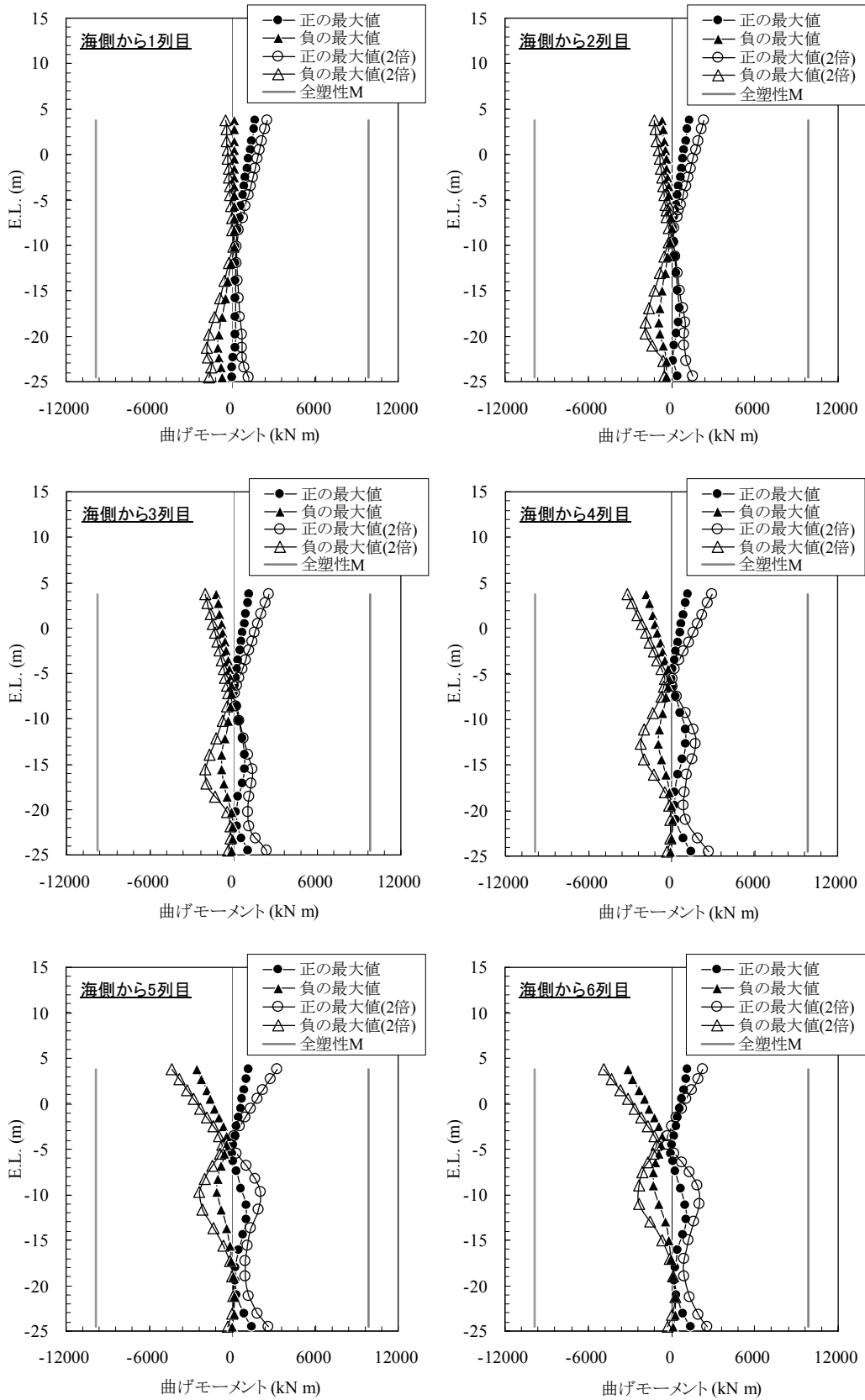


図-4.43 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (大船渡波)

クレーン固有周期 $T=6.0s$

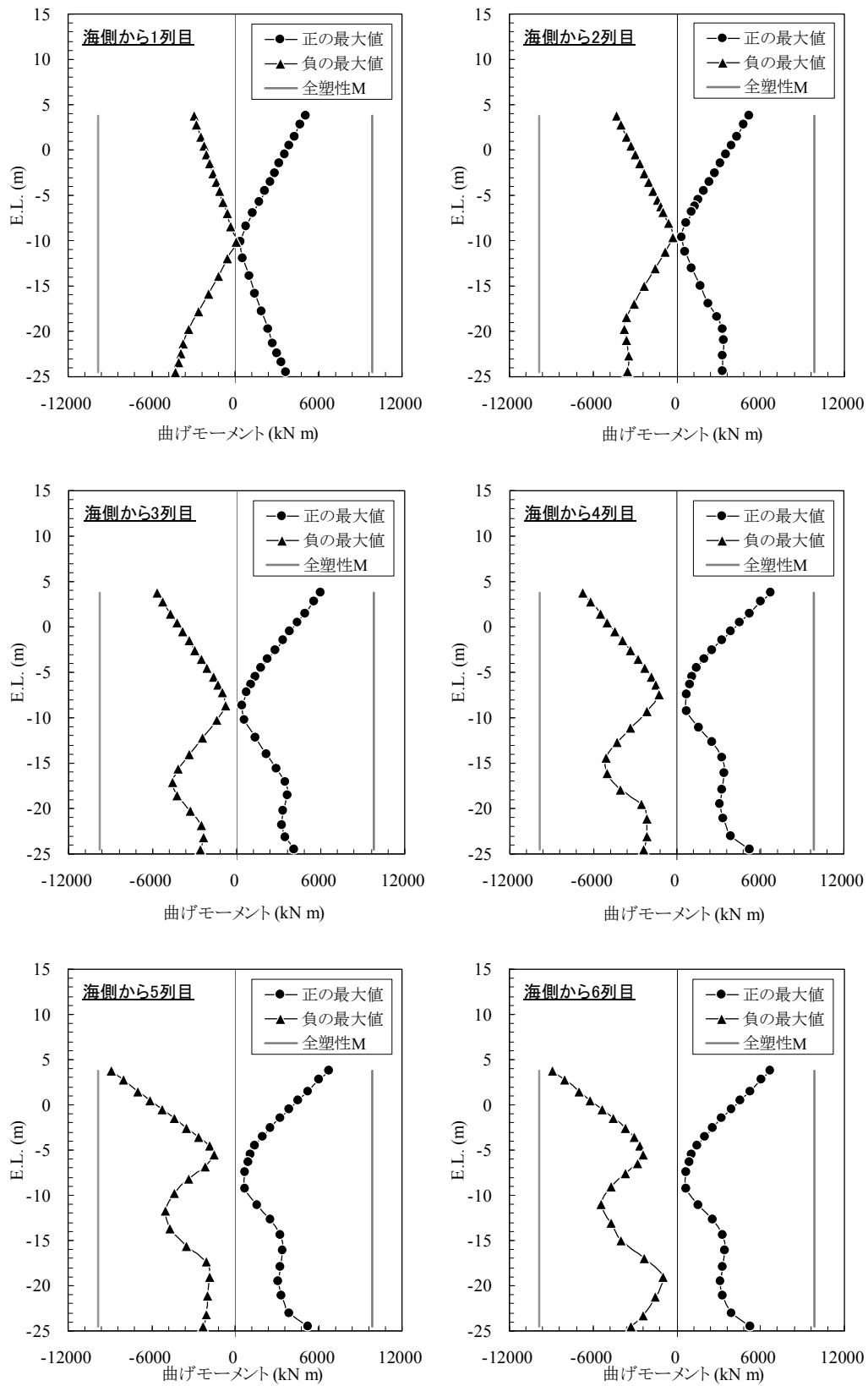


図-4.44 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (ポートアイランド波)
クレーン固有周期 $T=2.0s$

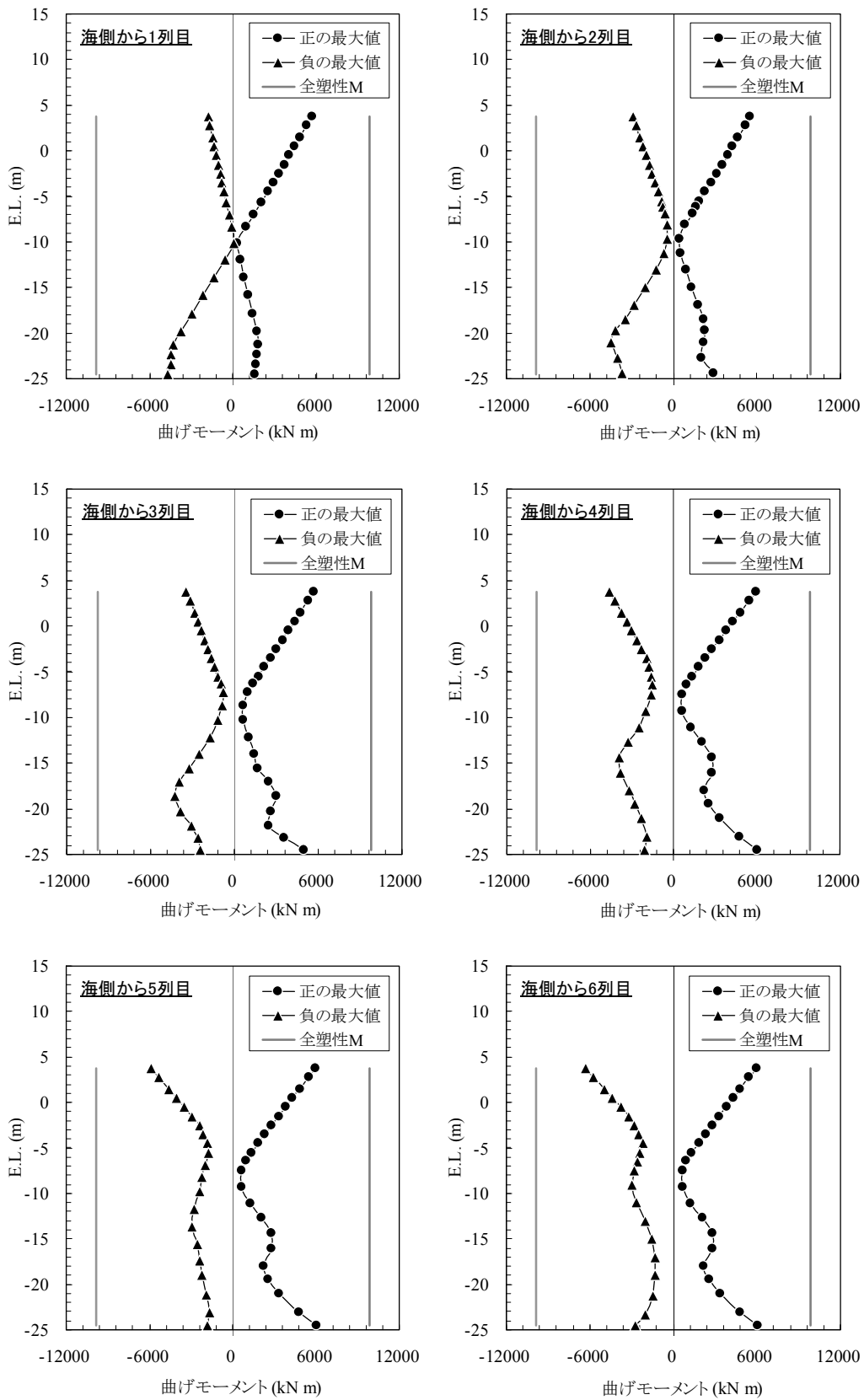


図-4.45 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (ポートアイランド波)
クレーン固有周期 $T=4.0s$

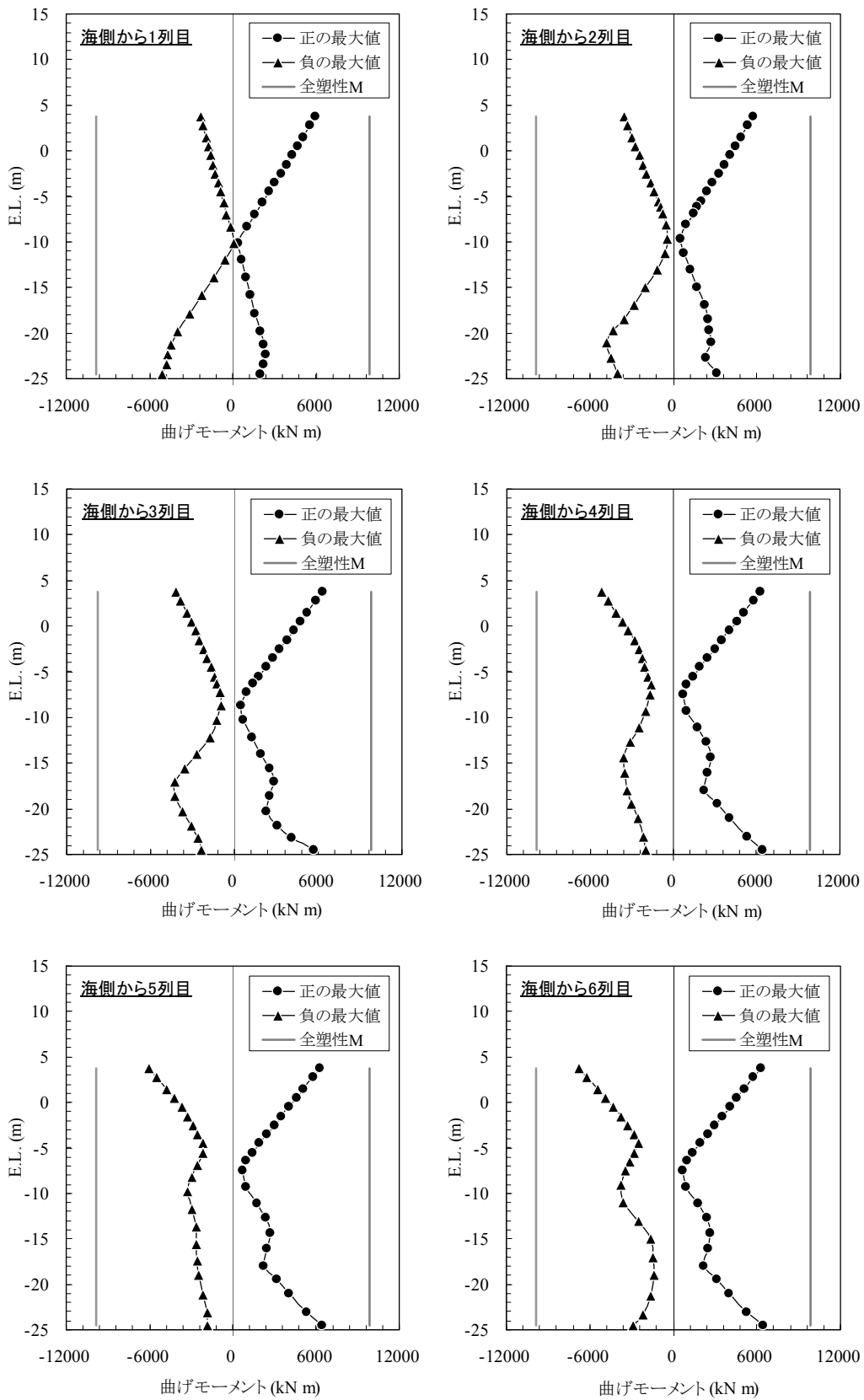


図-4.46 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (ポートアイランド波)
クレーン固有周期 $T=6.0s$

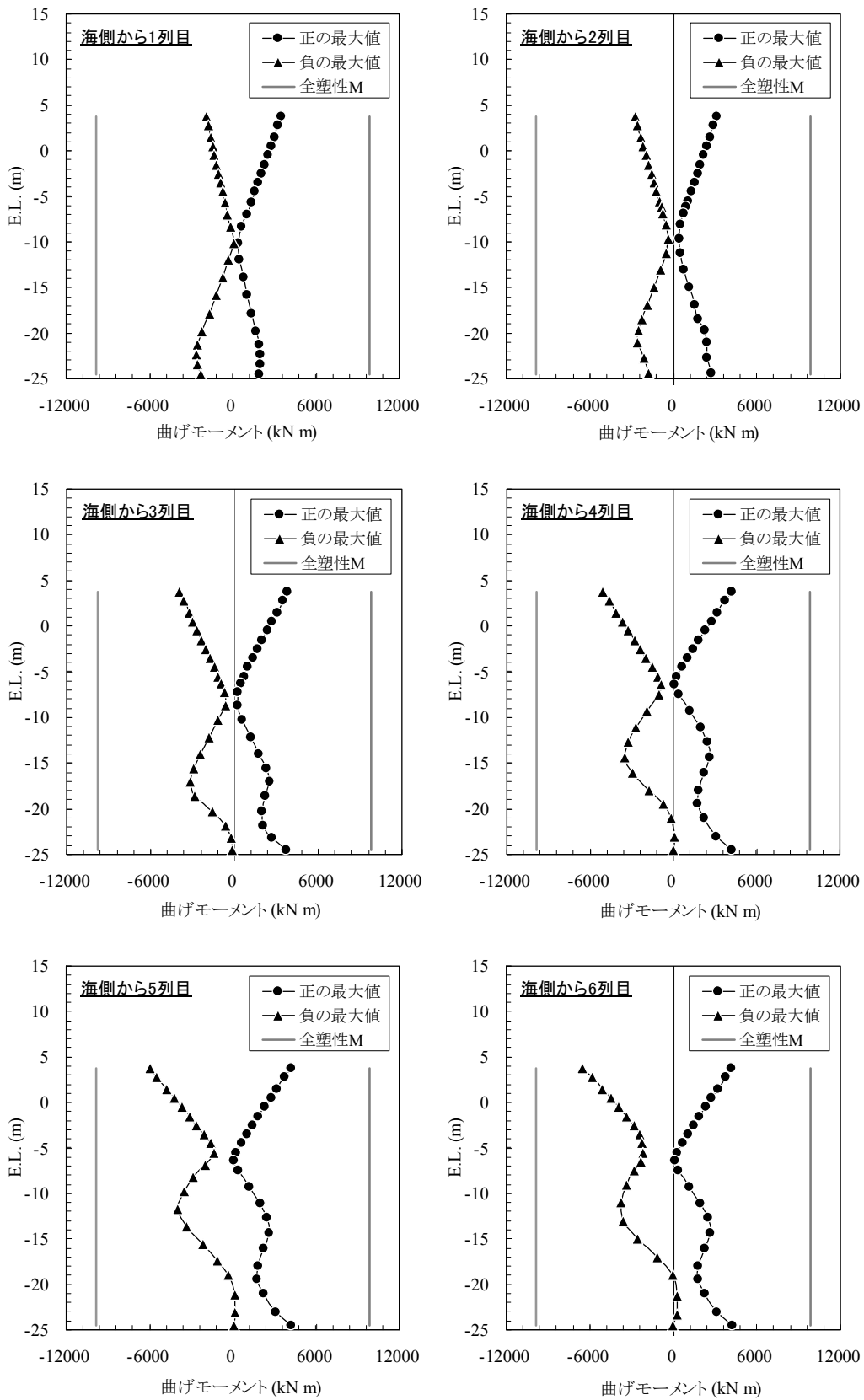


図-4.47 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (高砂ふ頭推定波)

クレーン固有周期 $T=2.0s$

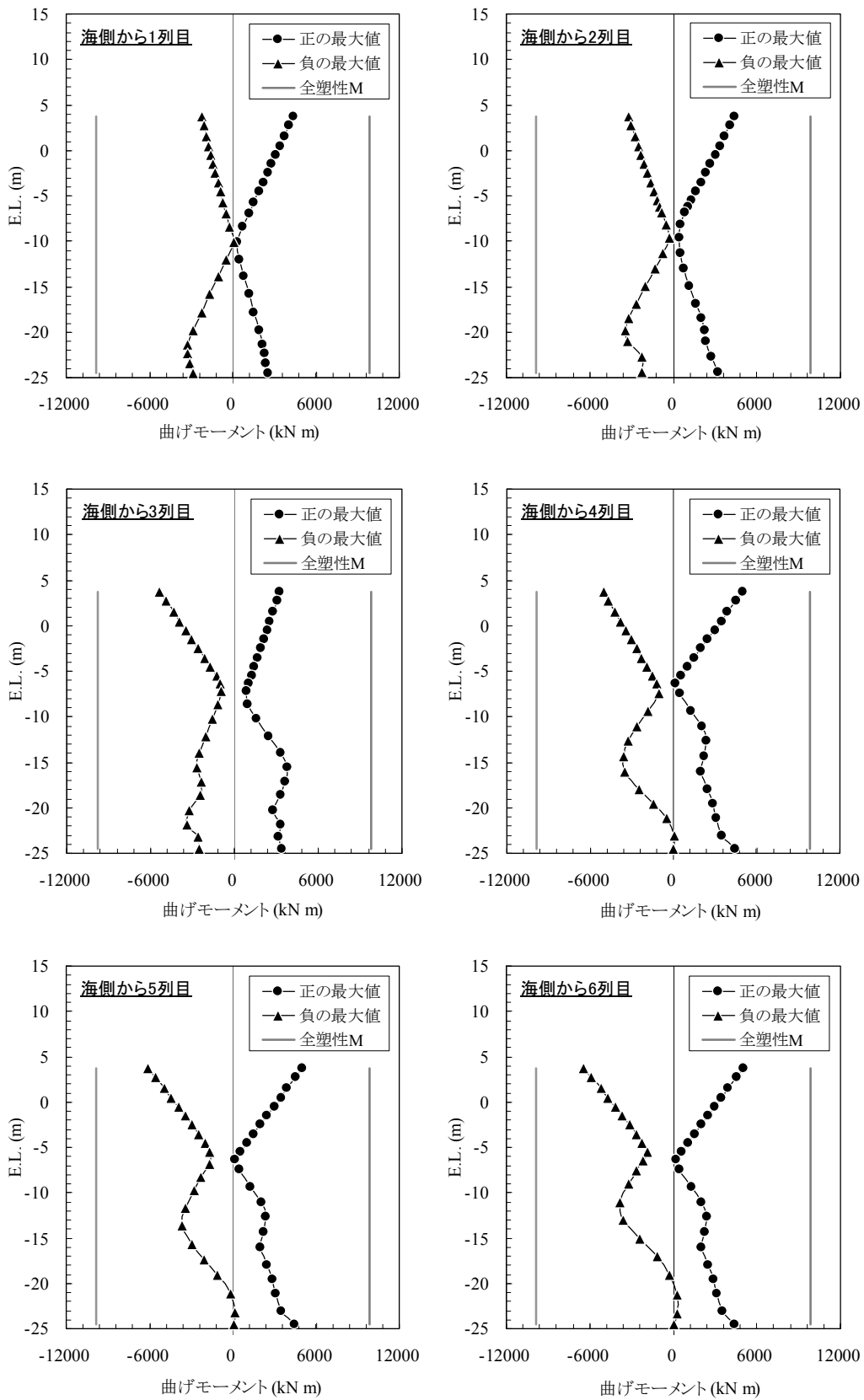


図-4.48 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (高砂ふ頭推定波)
クレーン固有周期 $T=4.0s$

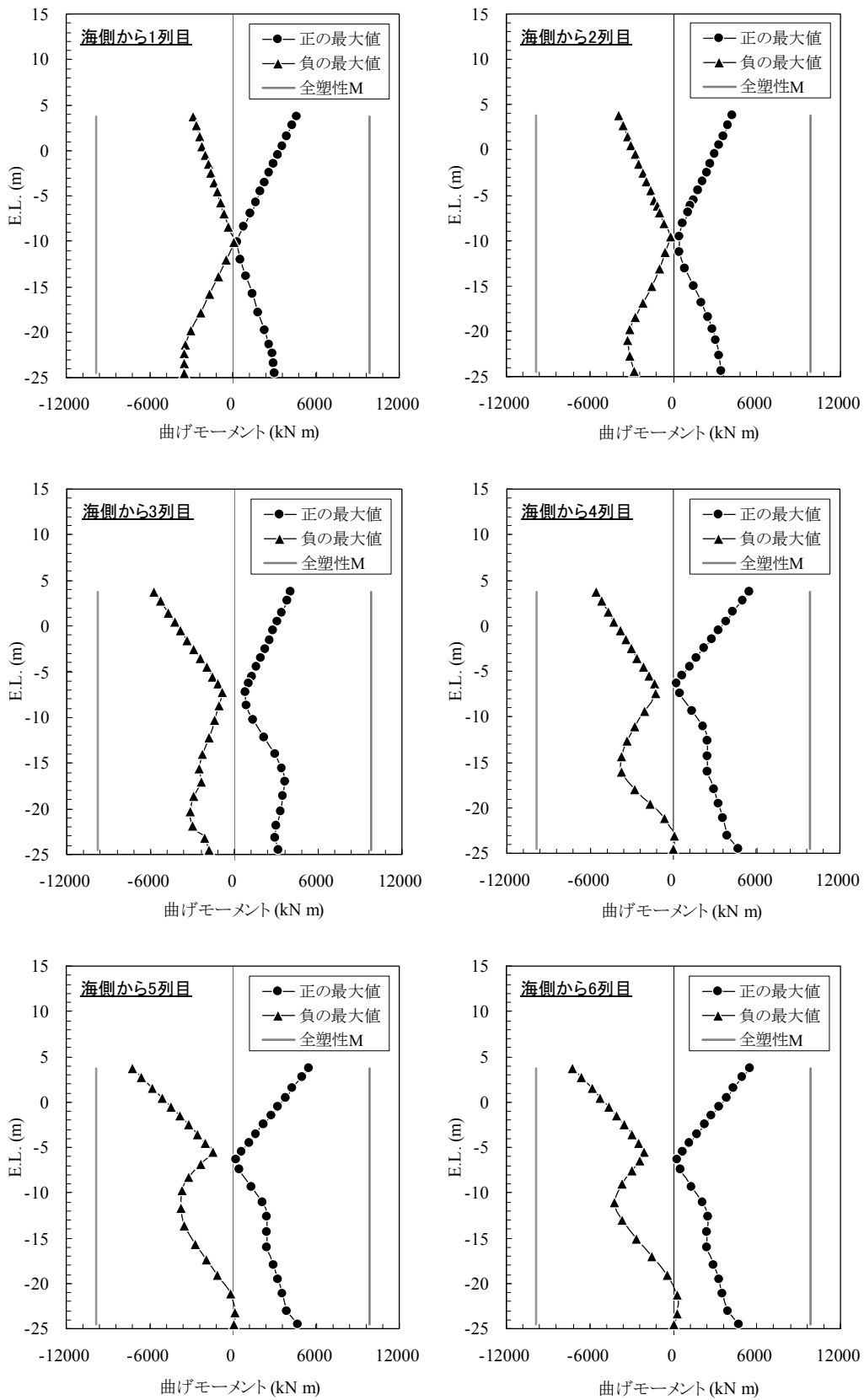


図-4.49 柱体一本当たりの曲げモーメント分布 (高砂ふ頭推定波)
クレーン固有周期 $T=6.0s$

5. まとめ

本資料では、著者らが開発したハイブリッド重力式栈橋の概要とその耐震性の検討結果について示した。具体的には、水中振動台を用いた正弦波実験を実施し、ハイブリッド重力式栈橋の耐震性能について重力式ケーソンと比較することで確認した。さらに、この正弦波実験から土留壁の有無による耐震性能の高い構造タイプを選定し、栈橋部にコンテナクレーンの設置を想定した不規則波実験を実施した。

また、ハイブリッド重力式栈橋が新しい構造形式であることを踏まえ、実務設計での性能照査方法について確認するため、模型実験の再現解析から有効応力解析プログラムFLIPの適用性について検討した。加えて、実スケール断面を仮定し、数種類の不規則波の入力および上載するクレーンの固有周期を変化させたケーススタディを実施した。得られた知見は以下の通りである。

<模型振動実験>

- 正弦波実験では、ハイブリッド重力式栈橋の底版前面に土留壁がある構造タイプは、底版上部の基礎捨石はその有効重量が鉛直下向きに作用し、栈橋底版部での水平抵抗力として寄与するものの、基礎捨石の水平慣性力が直接底版に作用するため、従来形式の重力式ケーソンよりも堤体に大きな水平変位が発生した。
- 一方、「土留壁なし」の構造タイプでは、底版上部の基礎捨石が水平慣性力として作用しないため、重力式ケーソンと同程度の水平変位であり、「土留壁あり」よりも耐震性能が高いことが分かった。
- 堤体の鉛直変位に着目すると、ハイブリッド重力式栈橋は重力式ケーソンに比べて、堤体が軽量であるため鉛直変位も小さく、また傾斜角も小さい。
- 不規則波実験では、免震機構を有する固有周期6sの「クレーンあり」は「クレーンなし」の堤体の水平変位よりも小さかった。これは、地震波とクレーンとの共振が避けられていることに加え、クレーンの重量が栈橋底版部での水平抵抗力として考慮できるためと推察される。

<FLIPによる解析的検討>

- 正弦波実験の再現解析から、既往の重力式係船岸および栈橋のモデル化を参考にした方法で、概ね、変形照査が可能な構造形式であることを確認した。
- 一方、柱体の曲げモーメント分布は、定性的に調和的であるものの、上部工および底版に接続する端部は解

析値が過小評価していた。これについては、今後の課題としたい。

- 「土留壁あり」に比べて「土留壁なし」の構造タイプが堤体の水平変位を抑えていた要因として、底版海側の捨石要素の σ_x が加振とともに増加していることから、受働側の捨石が滑動抵抗として寄与していると推察された。
- 数種類の地震波およびクレーン固有周期を変化させたケーススタディでは、固有周期 $T=4.0s$ 以上の免震機構を施した場合にはクレーンの浮き上がり限界を超えることはなかった。また、堤体部の残留水平変位も50cm以下であり、耐震強化岸壁として使用性および修復性を有する構造であると考えられた。

6. おわりに

本研究は、(独)港湾空港技術研究所と五洋建設(株)とで実施した共同研究「新形式岸壁構造の研究」の成果をとりまとめたものである。

本資料では、基本的な形状のハイブリッド重力式栈橋について水中振動台実験及び数値解析を行い、十分な耐震性能を有することを確認した。しかし、底版、柱体、上部工の詳細構造や施工方法についてはさまざまなバリエーションがあると考えられ、以下に示す内容について更なる検討の余地があることを追記する。

a) 柱体

柱体をコンクリート製とすることは、環境の厳しい海中における耐腐食性が高いことから耐久性やメンテナンス上メリットが大きいと考えられる。

b) 上部工

ハイブリッド重力式栈橋は、ケーソン等の一般の重力式と比較すると全体の重量が小さく、上部工重量の割合が相対的に大きい。特に大水深岸壁の場合には、地震時の上部工重量による動揺や柱体の耐力への影響が大きい。上部工の軽量化の方法としては高強度コンクリートや軽量コンクリートの使用が考えられる。

c) 施工方法

ハイブリッド重力式は軽量であるため、施工方法は大型の起重機船を用いて吊上・運搬を行うことによりマウンド上に設置する方法としている。大型の起重機船は、保有隻数が少なく施工費用も

高額であるため、大型の起重機船を必要としない施工方法についての検討は必要と考えられる。また、上部工のプレキャスト化等、既存の施工方法の適用できる。

d) 軽量化

各部の軽量化は特に施工時のメリットが大きい。前述した上部工の軽量化のほか、底版の中空構造や有孔構造による軽量化、底版のハイブリッド構造による中詰コンクリートや起重機船による運搬重量を小さくするための柱体の現地施工等、種々考えられる。

今後は、大水深岸壁の経済的な設計施工に向けて、これらの内容について検討を進めていく予定である。

(2012年8月10日受付)

参考文献

- 1) 平澤 興: 拡大する世界のコンテナ物流と我が国の現状, 港湾, (特集)国際海上コンテナ輸送の歩みと現在, 2009年, p.25.
- 2) 国土交通省港湾局: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(下巻), (社)日本港湾協会, 2007年, pp.929-936.
- 3) 老平武弘, 塩見雅樹: 直ぐい式横棧橋の構造諸元の統計的分析, 港湾技研資料, No.749, 1993年, pp.5-6.
- 4) 原 基久, 菅野高弘, 小濱英司, 吉田 誠: ハイブリッド重力式棧橋の地震時安定性に関する模型振動実験, 土木学会第66回年次学術講演会, VI-131, 2011年, pp.261-262.
- 5) 原 基久, 池野勝哉, 吉田 誠, 菅野高弘, 小濱英司: クレーンを積載したハイブリッド重力式棧橋の模型振動実験, 土木学会第67回年次学術講演会, VI-459, 2012年, pp.917-918.
- 6) 池野勝哉, 原 基久, 吉田 誠, 菅野高弘, 小濱英司: ハイブリッド重力式棧橋の開発とその耐震性能, 土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.68, No.4(地震工学論文集第31-b巻), 2011年, pp.I_899-I_906.
- 7) 諸星一信: 大水深・軟弱地盤海域における耐震強化岸壁の性能設計法に関する研究, 横浜国立大学博士論文, 2008年, pp.79-80.
- 8) 木村 玄, 菅野高弘, 三藤正明, 井戸慎一, 関口宏二: 斜底面ケーソン式岸壁の設計法と耐震強化岸壁への適用, 土と基礎, Vol.50, No.4, 2002年, pp.10-20.
- 9) 国土交通省港湾局: 現有作業船一覧, (社)日本作業船協会, 2011年.
- 10) 井合 進: 1g場での地盤-構造物-流体系の模型振動実験の相似則, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第3号, 1988年, pp.3-24.
- 11) 菅野高弘, 三藤正明, 及川 研: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その6) ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験, 港湾技研資料, No.813, 1995年, pp.207-252.
- 12) 高梨成次, 日野泰道: コンテナクレーンとジブクレーンの耐震性に関する研究, 産業安全研究所研究報告, NIIS-RR-2004(2005), 2005年, pp.71-80.
- 13) 宮田正史, 竹信正寛, 菅野高弘, 長尾 毅, 小濱英司, 渡部昌治: 耐震強化施設としてのコンテナクレーンの耐震性能照査手法に関する研究(その1), 国土技術政策総合研究所資料, No.455, 2008年, 35pp.
- 14) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, 1992, pp.16-20.
- 15) 井合 進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技研資料, No.813, 1995年, pp.253-279.
- 16) 井合 進: FLIPによる解析, 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム, 土質工学会, 1989年, pp.94-103.
- 17) (財)沿岸技術研究センター: 港湾構造設計事例集(平成19年改訂版)上巻, 第2編係留施設, 第1章ケーソン式係船岸, 2007年, pp.56-76.
- 18) (財)沿岸技術研究センター: 港湾構造設計事例集(平成19年改訂版)上巻, 第2編係留施設, 第2章直杭式横棧橋, 2007年, pp.43-54.
- 19) 菅野高弘, 塩崎禎郎: コンテナクレーンの地震時挙動に関する数値解析法の検討, 土木学会地震工学論文集, 2007年, pp.1270-1277.
- 20) 森田年一, 井合 進, Hanlong 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年, 36pp.
- 21) 野津 厚, 若井 淳: 東日本大震災で被災した港湾における地震動特性, 港湾空港技術研究所資料, No.1244, 2011年, 75pp.

ハイブリッド重力式栈橋 設計マニュアル(案)

平成24年7月

GH-Pier 設計マニュアル

目次

第1編 総則	1-1
第1章 適用範囲と適用基準	1-1
1.1 適用範囲	1-1
1.2 適用基準	1-2
第2章 用語の定義と記号	1-3
2.1 用語の定義	1-3
2.2 記号	1-5
第2編 設計	2-1
第1章 要求性能と性能規定	2-1
1.1 一般	2-1
1.2 設計供用期間	2-3
1.3 要求性能	2-4
1.4 性能規定	2-6
1.5 構造物の性能照査	2-12
第2章 構造一般	2-13
2.1 構造区分	2-13
2.2 ブロックの大きさおよび柱体位置	2-14
2.3 上部工の諸元	2-16
2.4 バースの大きさおよび水深	2-17
2.5 栈橋の天端高	2-17
2.6 設計水深	2-17
第3章 作用および材料強度条件	2-18
3.1 一般	2-18
3.2 気象・海象	2-18
3.2.1 風	2-18
3.2.1.1 風	2-18
3.2.1.2 風圧力	2-18
3.2.2 潮位	2-18
3.2.3 波浪	2-18
3.2.3.1 波浪	2-18
3.2.3.2 揚圧力	2-18

3.2.4	津波	2-18
3.2.5	水の流れ等	2-18
3.3	地盤条件	2-19
3.4	地震	2-19
3.4.1	地震動	2-19
3.4.1.1	性能照査に用いるレベル1地震動	2-19
3.4.1.2	性能照査に用いるレベル2地震動	2-19
3.4.2	地震作用	2-19
3.5	地盤の液状化	2-20
3.6	地盤の沈下等	2-20
3.7	船舶	2-20
3.7.1	対象船舶の主要諸元	2-20
3.7.2	防衝工反力	2-20
3.7.3	船舶牽引力	2-20
3.8	自重および載荷重	2-21
3.8.1	自重	2-21
3.8.2	載荷重	2-21
3.8.2.1	積載荷重	2-21
3.8.2.2	活荷重	2-21
3.9	その他の作用	2-22
3.10	材料	2-23
3.10.1	鋼材	2-23
3.10.1.1	鋼材の品質	2-23
3.10.1.2	鋼材の特性値	2-23
3.10.1.3	鋼材の防食	2-25
3.10.2	コンクリート	2-25
3.10.2.1	コンクリートの品質	2-25
3.10.2.2	コンクリートの特性値	2-25
第4章	永続状態と変動状態に対する性能照査	2-27
4.1	安定検討	2-27
4.1.1	一般	2-27
4.1.2	部分係数	2-35
4.2	柱体の性能照査	2-39
4.2.1	断面力の算出	2-39
4.2.2	応力の照査	2-41
4.3	底版および上部工の性能照査	2-47

4.3.1	一般	2-47
4.3.2	終局限界状態に対する検討	2-50
4.3.3	使用限界状態に対する検討	2-53
4.3.4	疲労限界状態に対する検討	2-55
4.3.5	性能の経時変化に対する検討	2-56
4.3.6	柱体と上部工の接合部	2-57
4.3.7	柱体と底版の接合部	2-59
第5章	偶発状態に対する性能照査	2-60
5.1	一般	2-60
5.2	性能照査方法	2-60
5.3	部材および地盤特性のモデル化	2-62
第6章	一般構造細目	2-65
6.1	かぶり	2-65
6.2	その他の構造部材の構造細目	2-65
第7章	付帯設備の設計	2-66

第1編 総則

第1章 適用範囲と適用基準

1.1 適用範囲

本マニュアルは港湾施設として用いられるハイブリッド重力式栈橋の設計法について示すものである。

このマニュアルに規定されない詳細な事項については、その事項に応じた分野の技術基準・示方書等に準ずるものとする。

〔解説〕

ハイブリッド重力式栈橋とは、基礎マウンド上に設置された底版と上部工を柱体で連結した構造物であり、土圧、水圧等の水平作用に対して自重によって抵抗する。背後護岸の基礎マウンドを底版上に構築することによって、その重量を抵抗力として考慮することができることが特徴である。

その他、基礎杭を有しないため、支持地盤の深い軟弱地盤においては長尺の基礎杭を打設が不要であること、重力式に比べて軽量であるため、重力式に比べて基礎地盤の強度を必要としないことが特徴として挙げられる。

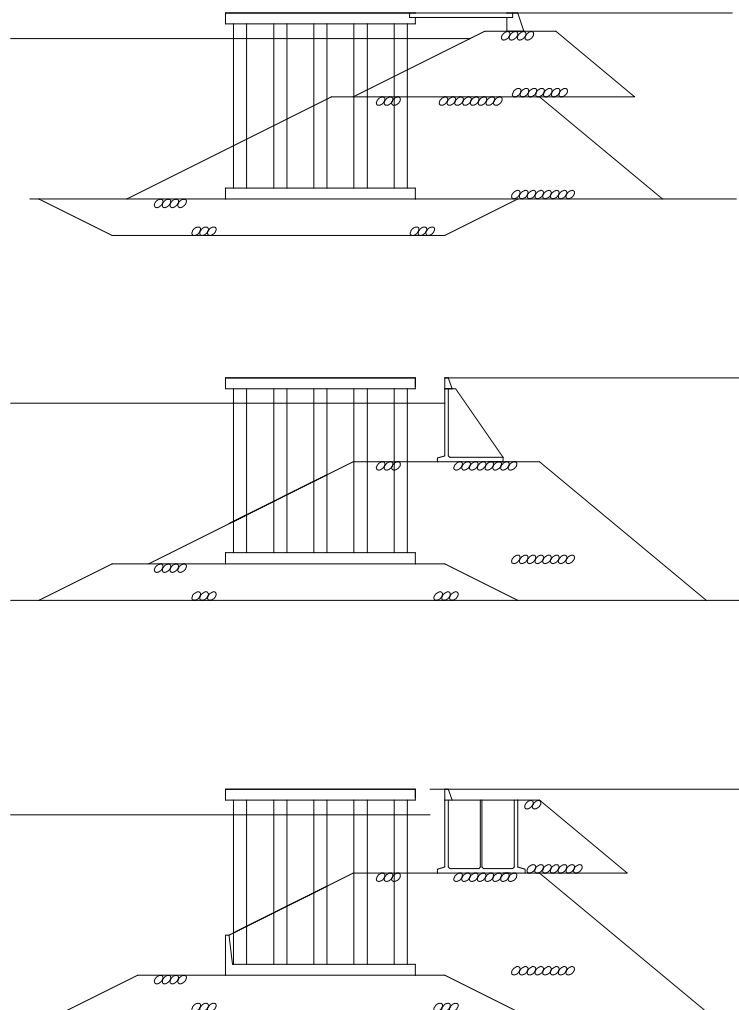


図-1.1.1 ハイブリッド重力式栈橋の断面例

1.2 適用基準

本マニュアルに示していない事項については次の基準等による。

- 1) **港湾の施設の技術上の基準・同解説**：国土交通省港湾局監修，平成 19 年 7 月，(社)日本港湾協会発行（以下，省令，告示をさす場合は**技術基準**，解説部分をさす場合は**技術基準・同解説**という）
- 2) 2007 年制定 **コンクリート標準示方書[設計編]**；平成 20 年 3 月，(社)土木学会
- 3) 2007 年制定 **コンクリート標準示方書[施工編]**；平成 20 年 3 月，(社)土木学会
- 4) 2007 年制定 **コンクリート標準示方書[維持管理編]**；平成 20 年 3 月，(社)土木学会

[解説]

本マニュアルは，1)～4)の基準類を基本にして作成した。したがって，本マニュアルに示していない事項についても 1)～4)の基準類によるものとした。また，これ以外の基準類を参考にした場合は，その都度，参考文献名を示した。

なお，本マニュアル内では，1)～4)の基準類を上記ゴシック体で示した部分のみを表記した。

第2章 用語の定義と記号

2.1 用語の定義

本マニュアルにおいては、用語を次のように定義する。

設計供用期間：施設の設計に当たって、当該施設の要求性能を満足し続けるものとして適切に設定されるべき期間

終局限界状態：構造物又は部材が破壊したり、転倒、座屈、大変形等を起こし、安定や機能を失う状態

使用限界状態：構造物又は部材が過度のひび割れ、変位、変形、振動等を起こし、正常な使用ができなくなったり、耐久性を損なったりする状態

疲労限界状態：構造物又は部材が繰返し作用により疲労破壊する状態

材料強度の特性値：定められた試験法による材料強度の試験値のばらつきを想定した上で、試験値がそれを下回る確率がある一定の値となることが保障される値

設計基準強度：設計において基準とするコンクリートの強度で、圧縮強度の特性値をとる

設計強度：材料強度の特性値を材料係数で除した値

材料係数：材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動、供試体と構造物中との材料特性の差異、材料特性が限界状態に与える影響、材料特性の経時変化等を考慮するための安全係数

荷重係数：作用の特性値からの望ましくない方向への変動、作用の算定方法の不確実性、設計供用期間中の作用の変化、作用が限界状態に与える影響、環境作用の変動等を考慮するための安全係数

構造物係数：構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的影響を考慮するための安全係数

構造解析係数：断面力算定時の構造解析精度の不確実性を考慮するための安全係数

部材係数：部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度、すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに構造物全体に与える影響等を考慮するための安全係数

設計断面力：性能照査に用いる作用により生じる断面力に構造解析係数を乗じた値

設計断面耐力：材料の設計強度を用いて算出した断面耐力を部材係数で除した値

線形解析：材料の応力-ひずみ関係を線形と仮定し、変形による二次的効果を見捨てる弾性一次理論による解析方法

非線形解析：材料の応力-ひずみ関係を非線形と仮定したり、ひび割れの発生、鉄筋の降伏等に伴う剛性の変化や、変形による二次的効果などの非線形性の影響を考慮した解析方法

かぶり：鉄筋あるいはその他鋼材とコンクリート表面の最短距離で計ったコンクリートの厚さ

要求性能：技術基準対象施設に必要とされる性能

変動波浪：技術基準対象施設を設置する地点において発生するものと想定される波浪のうち、当該施設の設計供用期間中に発生する可能性の高いもの

偶発波浪：技術基準対象施設を設置する地点において発生するものと想定される波浪のうち

ち、当該施設の設計供用期間中に発生する可能性が低く、かつ、当該施設に大きな影響を及ぼすもの

レベル1地震動：技術基準対象施設を設置する地点において発生するものと想定される地震動のうち、地震動の再現期間と当該施設の設計供用期間中との関係から当該施設の供用期間中に発生する可能性の高いもの

レベル2地震動：技術基準対象施設を設置する地点において発生するものと想定される地震動のうち、最大規模の強さを有するもの

耐震強化施設：港湾計画の基本的な事項に関する基準を定める省令(昭和49年運輸省令第35号)第16条に定める大規模地震対策施設又は大規模地震が発生した場合においてこれと同等の機能を有する必要がある施設であつて、技術基準対象施設であるもの

永続作用：自重、土圧、環境作用等、供用期間中に常に生じるものと想定される作用

変動作用：風、波浪、水圧、水の流れ、船舶の接岸および牽引による作用、レベル1地震動、載荷重等、設計供用期間中に生じる可能性が高いと想定される作用

偶発作用：津波、レベル2地震動、偶発波浪、船舶の衝突、火災等、設計供用期間中に生じる可能性が低く、かつ、当該施設におおきな影響を及ぼすと想定される作用

性能規定：性能照査を行えるよう、要求性能を具体的に記述した規定

性能照査：技術基準対象施設が性能規定を満足していることを確認する行為

永続状態：性能規定および性能照査で考慮する1の作用又は2以上の作用の組合せの状態のうち、主たる作用が永続作用であるもの

変動状態：性能規定および性能照査で考慮する1の作用又は2以上の作用の組合せの状態のうち、主たる作用が変動作用であるもの

偶発状態：性能規定および性能照査で考慮する1の作用又は2以上の作用の組合せの状態のうち、主たる作用が偶発作用であるもの

環境作用：腐食環境等の施設を構成する材料の劣化を引き起こし、施設の性能を損なうおそれのある力学的、物理的、化学的又は生物学的な作用

〔解説〕

材料強度の特性値のうちで、例えばコンクリートに圧縮強度の特性値とは従来の設計基準強度のことであり、設計用値とはそれを材料係数で除した値のことである。

2.2 記号

本マニュアルで用いた主な記号を次のように定義する。

A	: 断面積
E_c	: コンクリートのヤング係数
E_s	: 鋼材のヤング係数
f'_a	: コンクリートの支圧強度
f_{bc}	: コンクリートの曲げひび割れ強度
f'_c	: コンクリートの圧縮強度
f_k	: 材料強度の特性値
f'_{ck}	: コンクリートの圧縮強度の特性値, 設計基準強度
f_t	: コンクリートの引張強度
f_u	: 鉄筋の引張強度
f_y	: 鉄筋の降伏強度
h	: 断面の高さ
M	: 曲げモーメント
Z	: 断面係数
M_u	: 曲げ耐力
σ_t, σ_c	: 鋼材の引張応力度, 圧縮応力度
σ_{ty}, σ_{cy}	: 鋼材の引張降伏応力度, 軸方向圧縮降伏応力度
$\sigma_{by, y}$: 鋼材の曲げ圧縮降伏応力度
R	: 限界値または断面耐力
S	: 応答値または断面力
V	: せん断力
V_c	: せん断補強鋼材を用いない部材のせん断耐力
V_s	: せん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力
V_y	: せん断耐力
w	: ひび割れ幅
w_a	: 許容ひび割れ幅
γ_a	: 構造解析係数
γ_b	: 部材係数
γ_m	: 材料係数
γ_f	: 荷重係数
γ_i	: 構造物係数
μ	: 摩擦係数
δ	: 壁面摩擦角
ρ_w	: 海水密度
g	: 重力加速度
k_h	: 照査用震度
h	: 水深

γ	: 部分係数
b	: 底面幅
g	: 重力加速度
ϕ	: せん断抵抗角
g	: 重力加速度

〔解説〕

本マニュアルで使用する記号は，原則として**技術基準・同解説**および**コンクリート標準示方書**に準じるものとした．本文はそのうちの主なものを示したものである．

第2編 総則

第1章 要求性能と性能規定

1.1 一般

- (1) ハイブリッド重力式栈橋の設計にあたっては、当該施設の設計供用期間を適切に定め、設計供用期間にわたり要求性能を満足するように適切に設計しなければならない。
- (2) ハイブリッド重力式栈橋の性能照査にあたっては、作用、供用に必要な要件および当該施設の保有する性能の不確実性を考慮できる方法、または、その他の信頼性の高い方法によって照査しなければならない。
- (3) ハイブリッド重力式栈橋の要求性能を満足するように、ハイブリッド重力式栈橋を構成する各部材の性能規定を設定し、各部材がこれを満足することを確認することにより、ハイブリッド重力式栈橋の要求性能を満足しているものとみなしてよい。
- (4) ハイブリッド重力式栈橋の性能照査は、要求される性能から定まる性能規定に基づいて、限界状態設計法に置き換えて行うことができる。

〔解説〕

(1) ハイブリッド重力式栈橋は、設計供用期間を通じて、その機能を損なわず、船舶、人、貨物等の使用が継続して安全かつ円滑に行われなければならない。ハイブリッド重力式栈橋は、ほかの港湾構造物と同様に厳しい自然環境にさらされ、荷重作用および海水による劣化作用を受ける。この荷重および劣化作用により施工中および設計供用期間中に有害なひび割れ、過度の変位、異常な変形、コンクリートの劣化、コンクリートの剥離、鋼材の腐食等を起こしやすい。よって、これらの原因によりハイブリッド重力式栈橋の正常な使用ができなくなならないよう、あるいは破壊等を生じて使用不可能とならないように、設計時点から配慮しておく必要がある。

(2) 施設が要求性能を満足することを照査するための信頼性の高い方法として、信頼性設計法、模型実験または現地試験に基づく方法、数値解析法が挙げられる。本マニュアルでは、**技術基準・同解説**の考え方に従った方法として、永続状態および変動状態に対する性能照査には信頼性設計法（部分係数法）を、偶発状態に対する性能照査には数値解析法を採用している。

(3) 図-1.1.1 にハイブリッド重力式栈橋の一般的な設計手順を示す。ハイブリッド重力式栈橋は重力式係船岸と栈橋の両方の特徴を持つ構造であり、設計方法は**技術基準・同解説**に記載されているそれぞれの設計方法を準用したものとなっている。

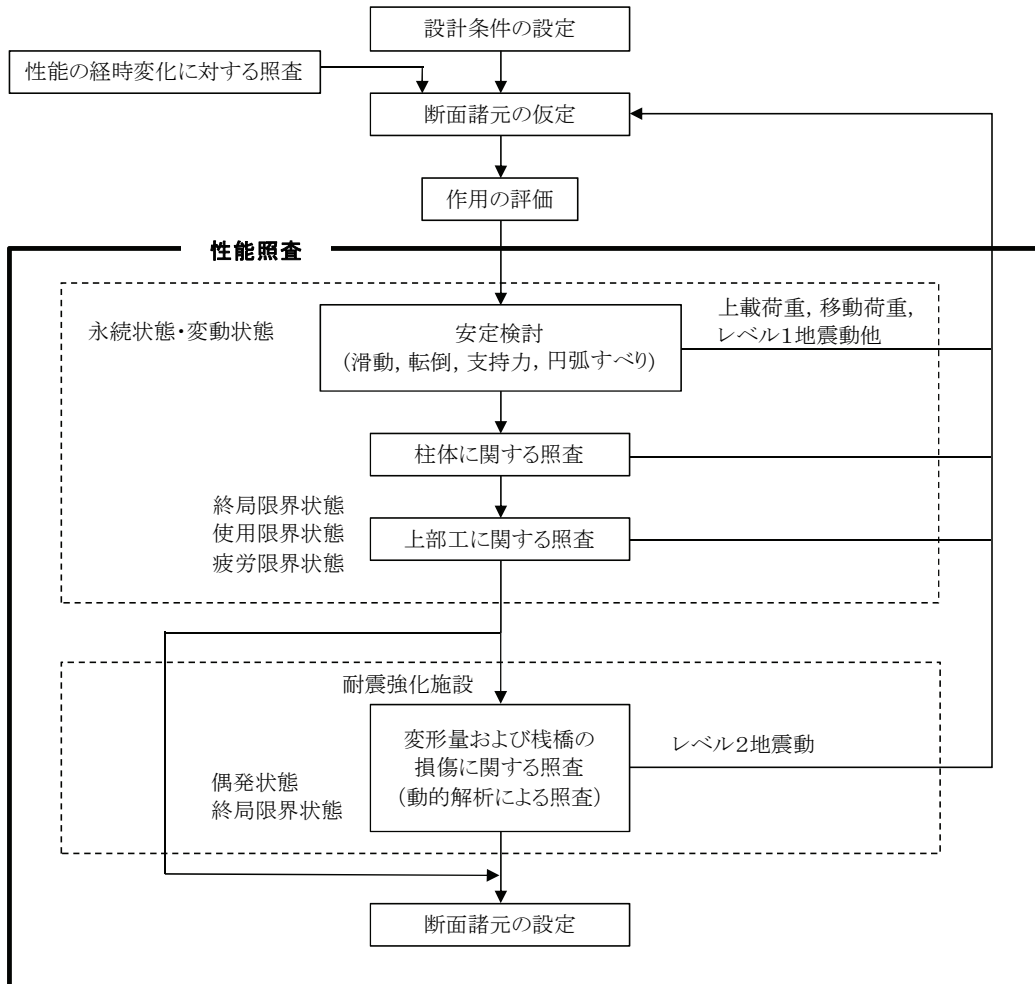


図-1.1.1 ハイブリッド重力式栈橋の設計手順

1.2 設計供用期間

ハイブリッド重力式栈橋の設計供用期間の設定に関しては、目的、他施設などの周辺利用状況との関係などハイブリッド重力式栈橋の利用状況等を適切に考慮するとともに、設計供用期間が性能照査における作用の設定および環境作用を考慮した材料の選定等に影響を及ぼすことに配慮する。

〔解説〕

設計供用期間の設定にあたっては、表-1.2.1 に示す IS02394(1998)における設計供用期間の概念分類を参考にすることができる。なお、ハイブリッド重力式栈橋の標準的な設計供用期間は標準的な港湾の施設と同様に表中のクラス3に基づいて設定するものとし、本マニュアルにおいてはクラス3を対象に記述している。

表-1.2.1 IS02394(1998)における設計供用期間の概念分類

クラス	想定設計供用期間(年)	例
1	1-5	仮設構造物
2	25	交換構造要素，例えば橋台梁やベアリング
3	50	建物とほかの公共構造物，下記以外の構造物
4	100 又はそれ以上	記念的建物，特別の又は重要な構造物，大規模橋りょう

また、その他の設計供用期間を対象とする場合においては、本マニュアルに準じた検討は可能であるが、地震等の作用の取扱い、耐久性、維持管理、疲労等については供用期間に応じた見直しが必要となる。例えば、地震作用の設定に関しては、レベル1地震動としての確率論的時刻歴波形の設定を再現期間75年の一様ハザードフーリエスペクトルに基づく事を標準としており、設定にあたっては文献【長尾，山田，野津：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. 801/1-73, pp. 141-158, 2005】などが参考になる。

1.3 要求性能

ハイブリッド重力式栈橋の要求性能は以下のとおりとする。

- 1)船舶の安全かつ円滑な係留，人の安全かつ円滑な乗降および貨物の安全かつ円滑な荷役がおこなえること。
- 2)自重，土圧，変動波浪，レベル1地震動，船舶の接岸および牽引，載荷重塔の作用による損傷等が，当該栈橋の機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと。
- 3)耐震強化施設にあっては，レベル2地震動等の作用による損傷等が，軽微な修復によるレベル2地震動の作用後にハイブリッド重力式栈橋に必要とされる機能の回復に影響を及ぼさないこと。ただし，更に耐震性を向上させる必要がある岸壁の要求性能にあっては，レベル2地震動の作用後にハイブリッド重力式栈橋に必要とされる機能を損なわず継続して使用することに影響を及ぼさないこと。

〔解説〕

要求性能とは，施設の目的を達成するためにハイブリッド重力式栈橋が保有しなければならない性能であり，ハイブリッド重力式栈橋の性能規定の根拠となるものである。また，公共の福祉の観点からハイブリッド重力式栈橋が保有すべき最低限の性能として定められる。

技術基準・同解説では，要求性能の分類を便宜的に適用する施設の範囲，性能の種別および許容する損傷の程度に応じて分類している。ここで適用する施設の範囲とは，当該要求性能が施設ごとに規定されるものか，すべての施設に共有するものとして規定されるものかの別のことであり，性能の種別とは該当要求性能が作用する構造的応答に関するものか，施設の供用や利便性の向上に必要な要件に関するものかの別のことである。これらの要求性能の分類を**図-1.3.1**に示す。

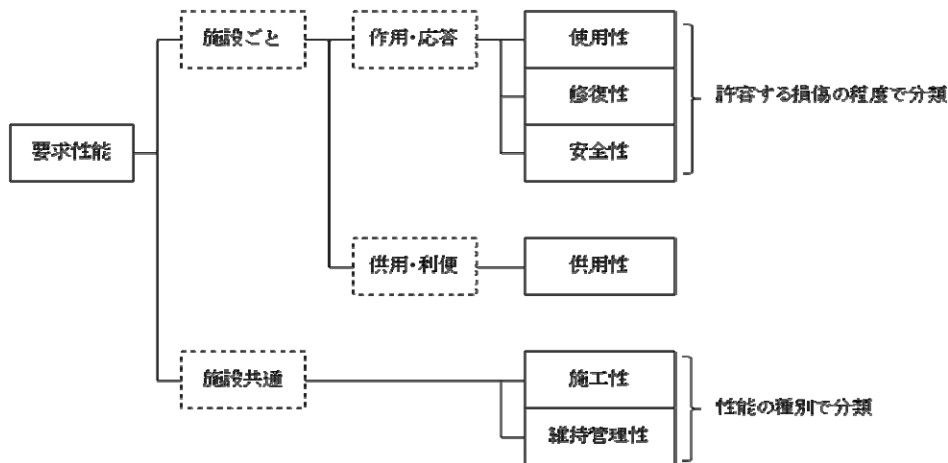


図-1.3.1 要求性能の分類

構造的な応答に関する性能は，許容される損傷の程度に応じて使用性，修復性，安全性に分類される。ここでいう使用性，修復性，安全性の定義は以下のとおりである。

- ①使用性：使用上の不都合を生じずに使用できる性能のことであり，想定される作用に対して損傷が生じないか，又は損傷の程度がわずかな修復により速やかに所要

の機能が発揮できる範囲に留まること。

②修復性：技術的に可能で経済的に妥当な範囲の修繕で継続的に使用できる性能のことであり，想定される作用に対して損傷の程度が，軽微な修復により短期間のうちに所要の機能が発揮できる範囲にとどまること。

③安全性：人命の安全等を確保できる性能のことであり，想定される作用に対してある程度の損傷が発生するものの，損傷の程度が施設として致命的とならず，人命の安全確保に重大な影響が生じない範囲に留まること。

すなわち，許容される損傷の範囲は，③安全性>②修復性>①使用性となり，**図-1.3.2**のように表すことができる。

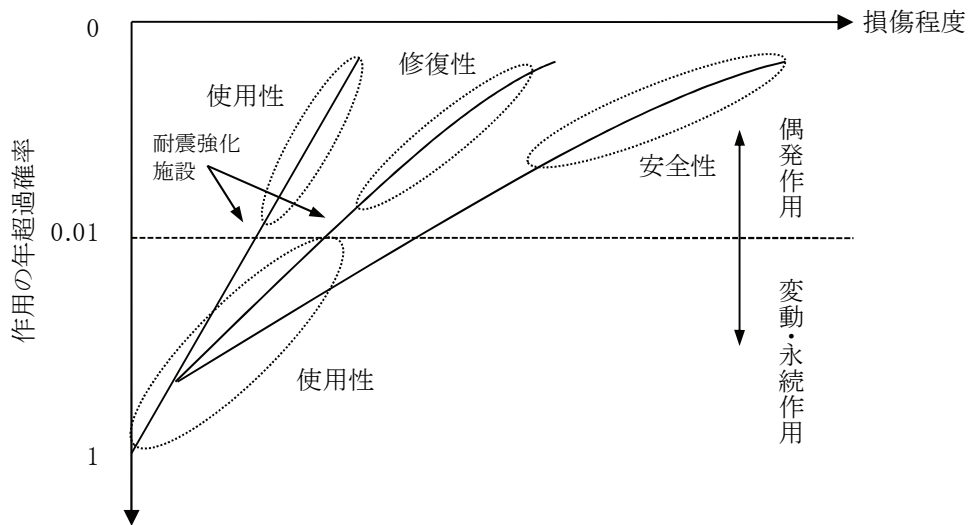


図-1.3.2 設計状態と要求性能の関係の概念

また，供用性，施工性，維持管理性の定義は以下のとおりである。

④供用性：施設の供用及び利便性の観点から施設が保有すべき性能のこと。具体的には施設が適正に配置されること，施設の構造的な諸元（施設の長さ，施設の幅，施設の水深，施設の天端高，施設の築造限界等）及び静穏度等が所要の値を満足すること，必要に応じて所要の附帯設備を有すること等である。

⑤施工性：信頼性のある適切な工法を用いることにより，妥当な工期で工事の安全を確保しながら施工できる性能のこと。

⑥維持管理性：施設の利用及び想定した作用による施設の劣化損傷に対して，技術的に可能でかつ経済的に妥当な範囲で補修・補強等を施すことにより，施設に必要な所要の性能を継続的に確保することができる性能のこと。

耐震強化施設についてはレベル2地震動の作用後に必要とされる機能およびこの機能を発揮するための修復に許容される期間に応じて，特定（緊急物資輸送対応），特定（幹線貨物輸送対応），標準（緊急物資輸送対応）に分類される。耐震強化施設の分類とレベル2地震動の作用後に必要とされる機能に関しては，**第5章 5.1 一般**に示す。

1.4 性能規定

性能規定は要求性能が満たされるために必要な照査に関する規定を技術的観点で記述したものである。したがって、ここに示す性能規定を満足すれば要求性能を満足するものとみなすことができる。以下にハイブリッド重力式栈橋の性能規定を示す。

(1) 岸壁に共通する性能規定

- 1) 対象船舶の諸元に応じた所要の水深及び長さを有すること。
- 2) 潮位の影響、対象船舶の諸元及び岸壁の利用状況に応じた所要の天端高を有すること。
- 3) 利用状況に応じた所要の付帯設備を有すること。

(2) 外部安定に関する性能規定

- 1) 主たる作用が自重である永続状態に対して、地盤のすべり破壊の生じる危険性が限界値以下であること。
- 2) 主たる作用が土圧である永続状態及び主たる作用がレベル1地震動である変動状態に対して、壁体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊の生じる危険性が限界値以下であること。

(3) 構造部材に関する性能規定

- ① 底版については、主たる作用が自重である永続状態ならびに主たる作用がレベル1地震動である変動状態に対して、底版の健全性を損なう危険性が限界値以下であること。
 - ② 渡版が次の基準を満たすこと
 - 1) 利用状況に応じて、荷役、乗降等を安全かつ円滑に行えるための所要の諸元を有すること。
 - 2) 栈橋の上部工に水平方向の荷重を伝達させないものであり、かつ、地震動等の作用により生じる栈橋部及び土留部の変形に対して落版しないこと。
 - ③ 主たる作用がレベル1地震動、船舶の接岸及び牽引並びに載荷重である変動状態に対して、次の基準を満たすこと。
 - 1) 上部工の部材の健全性を損なう危険性が限界値以下であること
 - 2) 柱体に生じる応力度が降伏応力度を超える危険性が限界値以下であること。
 - ④ 主たる作用が変動波浪である変動状態に対して、次の基準を満たすこと。
 - 1) 渡版に作用する揚圧力により渡版の安定性を損なう危険性が限界値以下であること。
 - 2) 上部工の部材の健全性を損なう危険性が限界値以下であること。
 - ⑤ 補剛部材を有する構造の場合にあっては、主たる作用が変動波浪、レベル1地震動、船舶の接岸及び牽引並びに載荷重である変動状態に対して、補剛部材及び格点部の健全性を損なう危険性が限界値以下であること。
- (4) 耐震強化施設である岸壁においては、主たる作用がレベル2地震動である偶発荷重に対して、要求性能に応じて、作用による損傷の程度が限界値以下であること。

〔解説〕

(1) 岸壁に共通する性能規定

岸壁の水深、長さ、天端高、付帯設備については、**技術基準・同解説 第4編 第5章 2.1.1 岸壁の諸元**を参考にして設定する。

(2) 外部安定に関する性能規定

ハイブリッド重力式栈橋の外部安定に関する性能規定および設計状態(偶発状態を除く)の設定は表-1.4.1に示すとおりとする。

表-1.4.1 性能規定及び設計状態(偶発状態を除く)の設定

要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	永続	自重	水圧, 載荷重	地盤の円弧すべり	自重及び土圧の永続状態のシステム破壊確率 (耐震強化施設: $P_f=1.0 \times 10^{-3}$) (耐震強化施設以外の施設: $P_f=4.0 \times 10^{-3}$)
		土圧	自重, 水圧, 載荷重	壁体の滑動・転倒, 基礎地盤の支持力	
	変動	L1地震動	自重, 土圧, 水圧, 載荷重	壁体の滑動・転倒, 基礎地盤の支持力	滑動に関する限界値 転倒に関する限界値 支持力に関する限界値 (岸壁天端の許容変形量: $D_a=10\text{cm}$)

(3) 構造部材に関する性能規定

① 上部工

主たる作用がレベル1地震動, 船舶の接岸及び牽引並びに載荷重である変動状態における性能規定及び設計状態(偶発状態を除く)に関する設定は表-1.4.2のとおりとする。

表-1.4.2 上部工に関する性能規定及び設計状態(偶発状態を除く)の設定

要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標	
	状態	主たる作用	従たる作用			
使用性	変動	船舶の接岸及び牽引	自重, 載荷重	上部工の断面破壊	設計断面耐力(終局限界状態)	
		L1地震動	自重, 載荷重			
		載荷重(荷役作業時の載荷重を含む)	自重, 荷役機械及び船舶に作用する風			
		載荷重(荷役作業時の載荷重を含む)	自重, 荷役機械及び船舶に作用する風	上部工の断面の使用性		曲げひび割れ幅の制限値(使用限界状態)
		繰り返し作用する載荷重	自重	上部工の疲労破壊		設計疲労強度(疲労限界状態)
		変動波浪	自重	上部工の断面破壊		設計断面耐力(終局限界状態)

1) 上部工の断面破壊

上部工に生じる設計断面力が設計断面耐力を超える危険性が限界値以下であることを照査する。

2) 上部工の断面の使用性

上部工に生じる曲げひび割れ幅がひび割れ幅の制限値を超える危険性が限界値以下であることを照査する。

3) 上部工の疲労破壊

上部工に生じる設計変動断面力が設計疲労強度を超える危険性が限界値以下であることを照査する。

② 柱体

主たる作用がレベル1地震動、船舶の接岸及び牽引並びに載荷重である変動状態における性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定は表-1.4.3のとおりとする。

表-1.4.3 柱体に関する性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）の設定

要求性能	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標
	状態	主たる作用		
使用性	変動	船舶の接岸及び牽引	自重, 載荷重	杭の降伏 船舶の接岸及び牽引の変動状態の破壊確率 (耐震強化施設: $P_f=9.1 \times 10^{-4}$) (耐震強化施設以外の施設: $P_f=1.9 \times 10^{-3}$)
		L1地震動	自重, 載荷重	レベル1地震動の変動状態の破壊確率 (耐震強化施設(特定): $P_f=1.3 \times 10^{-4}$) (耐震強化施設(標準): $P_f=3.8 \times 10^{-3}$) (耐震強化施設以外の施設: $P_f=1.4 \times 10^{-2}$)
		載荷重(荷役作業時の載荷重を含む)	自重, 荷役機械及び船舶に作用する風	船舶の接岸及び牽引の変動状態の破壊確率に準じる

③ 底版

主たる作用が自重の永続状態における性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定は表-1.4.4のとおりとする。

表-1.4.4 底版に関する性能規定及び設計状態（主たる作用が自重の永続状態）の設定

要求性能	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標
	状態	主たる作用		
使用性	永続	自重	水圧, 地盤反力, 載荷重, 土圧	底版の断面破壊 設計断面耐力(終局限界状態)
				底版の断面の使用性 曲げ圧縮応力度の制限値(使用限界状態)
				底版の柱体からの抜け出し(鉄筋の降伏) 設計降伏応力度

主たる作用がレベル1地震動である変動状態における性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定は表-1.4.5のとおりとする。

**表-1.4.5 底版に関する性能規定及び設計状態
（主たる作用が浮遊時の水圧及びレベルー地震動の変動状態）の設定**

要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	変動	浮遊時の水圧	自重	底版の断面破壊	設計断面耐力(終局限界状態)
				底版の断面の使用性	曲げ圧縮応力度の制限値(使用限界状態)
	L1地震動	自重, 水圧, 地盤反力		底版の断面破壊	設計断面耐力(終局限界状態)
				底版の柱体からの抜け出し(鉄筋の降伏)	設計降伏応力度

④渡版

ハイブリッド重力式栈橋の渡版に関する性能規定および設計状態(偶発状態を除く)に関する設定は表-1.4.6のとおりとする。

表-1.4.6 渡版に関する性能規定及び設計状態（偶発状態を除く）に関する設定

要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
	状態	主たる作用	従たる作用		
使用性	変動	変動波浪	自重	渡版に作用する揚圧力	設計断面耐力(終局限界状態)

渡版の構造及び断面諸元の設定にあたっては、栈橋の安全かつ円滑な利用が可能となるように、想定される当該施設の利用状況を適切に考慮する必要がある。また、栈橋の性能照査における渡版の構造及び断面諸元の設定に当たっては、地震動作用時の栈橋の本体と土留部の相対変位量及び渡版の水平方向の稼動量を考慮して適切に設定する必要がある。

(4) レベル2地震動に関する偶発状態における性能規定

耐震強化施設であるハイブリッド重力式栈橋のレベル2地震動に関する偶発状態における性能規定および設計状態に関する設定は表-1.4.7のとおりとする。

表-1.4.7 耐震強化施設の性能規定及び設計状態（偶発状態に限る）に関する設定

要求性能	設計状態		照査項目	標準的な限界値の指標	
	状態	主たる作用			従たる作用
修復性・使用性	偶発	L2地震動	自重, 載荷重	法線の変形	残留変形量の限界値
				上部工, 底版の断面破壊	設計断面耐力(終局限界状態)
				柱体の全塑性	全塑性モーメント

1) 法線の変形

耐震強化施設であるハイブリッド重力式栈橋のレベル2地震動に関する偶発状態における変形量の標準的な限界値については、以下の値とすることができる。ただし、施設の建設される地点の状況、施設の要求性能および構造形式等を勘案して、総合的な判断に基づき変形量を設定する場合にあってはこの限りではない。

(a) 耐震強化施設(特定(緊急物資輸送対応))

耐震強化施設(特定(緊急物資輸送対応))の残留変形量の限界値は、機能上の観点から標準的には30~100cm程度、残留傾斜角の限界値は3°程度とすることができる。例えば、緊急修復用の材料が常備されており、かつ応急復旧の体制が整備されているため、大きな変形が生じても使用性が確保されると判断される場合には残留変形量の限界値を100cm程度とすることができる。また、緊急時の船舶の接岸に対しては、残留変形量よりも係留施設の法線の出入り(凹凸変化量)が重要であるとの指摘もあり、凹凸変位量の限界値を先ず設定し、次に、凹凸変化量と残留変形量との相関性を利用して残留変形量の限界値を導く考え方もある。

(b) 耐震強化施設(特定(幹線貨物輸送対応))

耐震強化施設(特定(幹線貨物輸送対応))の残留変形量の限界値は、所期の機能を回復できるまでの期間に基づいて定める。

耐震強化施設(特定(幹線貨物輸送対応))には、一般に、係留施設の耐震性とクレーンの耐震性を同等とするために、免震・制震機構を有するクレーンを設置する。この場合、係留施設とクレーンの動的相互作用を考慮した地震応答解析を実施し、クレーンの構造部材の応答を弾性限界以内とする。また、レールスパンの相対変形量の限界値は、搭載する荷役機械の特性に合わせて設定するものとする。例えば、クレーンの脚の弾性変形範囲が70cm、免震機構の限界値(変位ストローク)が30cmであれば、レールスパンの相対変形量の限界値は100cmとすることができる。

(c) 耐震強化施設(標準(緊急物資輸送対応))

耐震強化施設(標準(緊急物資輸送対応))の残留変形量の限界値は、レベル2地震動

作用後の一定期間の後に荷役が行えることを勘案して設定する必要があり、おおよそ残留水平変形量 100cm 以上の適切な値とすることができる。

2) 上部工及び底版の断面破壊

上部工及び底版に生じる設計断面力が設計断面耐力を超える危険性が限界値以下であることを照査する。

3) 柱体の全塑性

(a) 耐震強化施設(特定(緊急物資輸送対応))

柱体の中に、二箇所以上で全塑性に達している柱体が存在しないことを照査する。全塑性に達している柱体とは、柱体に生じる曲げモーメントが全塑性モーメントに達している柱体のことである。

(b) 耐震強化施設(特定(幹線貨物輸送対応))

耐震強化施設(特定(緊急物資輸送対応))に準じる。

(c) 耐震強化施設(標準(緊急物資輸送対応))

柱体の中に、一箇所のみで全塑性に達している又は全塑性に達していない柱体が存在することを照査する。全塑性に達している柱体とは、柱体に生じる曲げモーメントが全塑性モーメントに達している柱体のことである。

1.5 構造物の性能照査

性能照査は、作用、供用に必要な要件および当該施設の保有する性能の不確実性を考慮できる方法又はその他の方法であって信頼性の高い方法によって行われなければならない。性能照査にあたっては、設計供用期間中に当該施設がおかれる状況を考慮して、次の項目を行うことを基本とする。

- 1) 当該施設の置かれる自然状況を考慮して、作用を適切に設定すること。
- 2) 主たる作用と従たる作用が同時に生じる可能性を考慮して、作用の組合せを適切に設定すること。
- 3) 材料の特性、環境作用の影響等を考慮して材料を選定するとともに、その物性値を適切に設定すること。

〔解説〕

性能照査とは性能規定が満足されることを照査する行為のことであり、性能照査を行う者の責任ある判断により、信頼性の高い方法によって行われなければならない。

技術基準には設計状態ごとに推奨される照査方法をまとめたものとして、**表-1.5.1** が示されている。

表-1.5.1 設計状態ごとに推奨される性能照査の方法

設計状態	主たる作用	性能照査の方法
永続状態 変動状態	自重、土圧、風、波浪、水圧、船舶の接岸及び牽引による作用、載荷重	信頼性設計法（部分係数法等）
		模型実験、又は現地試験に基づく方法
永続状態 変動状態	レベル1地震動	信頼性設計法（部分係数法等）
		数値解析法（地盤－構造物の動的相互作用を考慮した非線形地震応答解析法）
		模型実験に基づく方法
偶発状態	船舶の衝突、津波、レベル2地震動、偶発波浪、火災	数値解析法（変形量や損傷の程度を具体的に評価できる方法）
		模型実験、又は現地試験に基づく方法

技術基準では、原則として永続状態及び変動状態に対する性能照査には信頼性設計法を、偶発状態に対する性能照査には数値解析法を想定している。ただし、現在の技術的知見が不十分等の理由により適切な方法が無く、**表-1.5.1** に示す方法によりがたい場合には、過去の経験に基づく方法によることができるとしている。

第2章 構造一般

2.1 構造区分

ハイブリッド重力式栈橋は、次の部材からなる上部工と下部工とで構成する。

- 1)上部工：梁，床版
- 2)下部工：底版，柱体

〔解説〕

図-2.1.1 に構造区分例を示す。

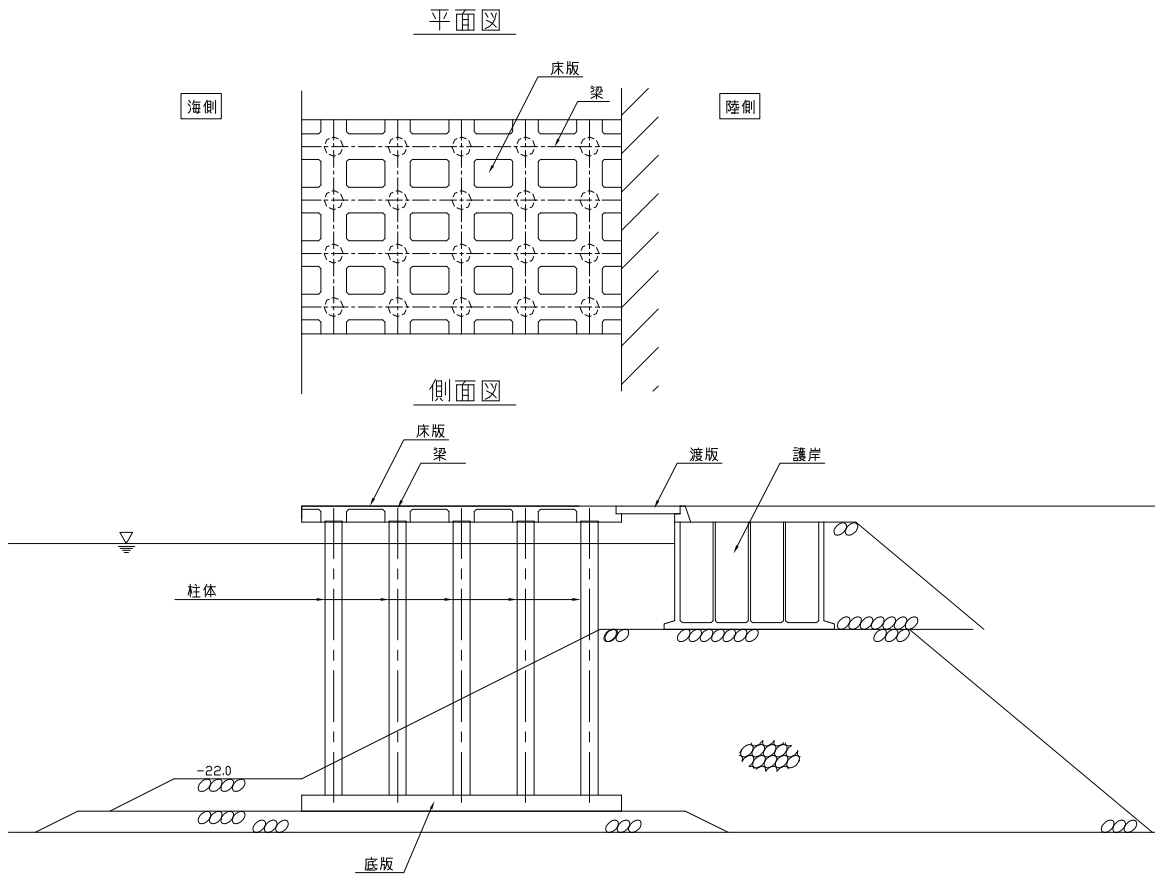


図-2.1.1 構造区分例

2.2 ブロックの大きさおよび柱体位置

ハイブリッド重力式栈橋のブロックの大きさおよび杭配置は、**技術基準・同解説第4編第5章5.2.2基本断面の設定**に準じて適切に決定する。

〔解説〕

(1) ブロックの大きさ

ハイブリッド重力式栈橋のブロックの大きさおよび柱体配置，柱体間隔を決定する際に考慮する主な事項は次のとおりである。

- 1) エプロン幅
- 2) 上屋の位置
- 3) 海底地盤，特にのり面の安定
- 4) 既設護岸
- 5) 載荷重，特にクレーンの諸元

ハイブリッド重力式栈橋のブロックの大きさは，大きいほど防衝工反力，牽引力などの外力に対して剛性が大きくなり好ましいが，一方，不同沈下に対し弱くなる。また，コンクリート打設能力からも大きさは限られてくる。大型係船岸では，一般に20m～30mが標準の長さである。また，ブロックがあまり大きくなると堤体重量が増大し，起重機船によって堤体を運搬設置する場合には施工が困難になる。また，法線直角方向のブロックの大きさは，滑動・転倒・支持力等の安定性から底版上の捨石を含めた必要重量が定まる場合が多い。

(2) 柱体

柱体配置及び柱体列数は，杭の断面形状と共に種々の場合について経済比較をし，施工上の制約を検討したうえで決められる。軌条走行式クレーンやアンローダ等が計画されているふ頭では，それらの軌間や作用の状態に制約されることが多い。一般の大型係船岸（対象船舶1万トン級）でクレーンが計画されているものでは，杭間隔5m程度，断面方向杭列3～4列の事例が多い。上部工が場所打ち鉄筋コンクリートである場合には，コンクリート打設の施工上の問題からも，杭間隔は4～6m程度とすることが多い。プレストレスコンクリートの場合には杭間隔を大きくできることがある。

本マニュアルで対象とする柱体は鋼管または鋼管杭を用いた構造とするが，状況に応じてRCコンクリート製またはPCコンクリート製とすることも検討することが望ましい。

(3) 土留構造物

斜面の背後には土留構造物が設けられるが，土留構造物の位置は，斜面の安定を考慮して適切に定める必要がある。土留構造物の位置は，実験等で確認を行わない場合には，法先より下式で示される法勾配を引いた斜面よりも前面に設けることは避けることが望ましい。

$$\alpha = \phi - \varepsilon$$

ここに、 α ：斜面の水平面となす傾斜角(°)

ϕ ：斜面の主要構成材のせん断抵抗角(°)

$$\varepsilon = \tan^{-1} k_h'$$

k_h' ：見かけの水平震度

見かけの水平震度を算定する際の照査用震度には、土留部の検討において算定された値を用いることができる。

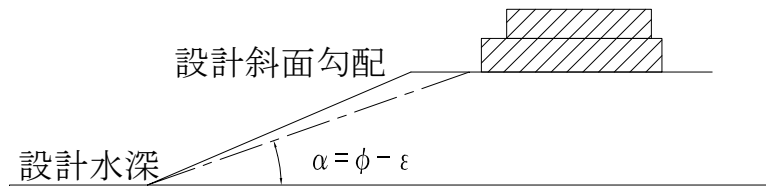


図-2.2.1 斜面状の土留構造物の位置

斜面の法勾配は1 : 1.5~2程度とし、土留構造物前面の法肩をできるだけとって洗掘による影響又は局部的崩壊の影響を構造物の前趾に及ぼさないようにすることが望ましい。

(4) 附帯施設

コンテナクレーン等の荷役機械を設置する場合には、栈橋上かあるいは土留上かのいずれかに独立させることが望ましい。例えば、一脚を栈橋上に、ほかの一脚を土留部というように応答性の異なる構造物にまたいで設置すれば、不同沈下、地震動の悪影響を受けやすい。なお、コンテナクレーン等の荷役機械を設置する場合には、荷役機械と栈橋の連成振動を考慮した地震応答解析を行う必要がある。

2.3 上部工の諸元

上部工の諸元は次の事項を考慮して適切に設定する。

- ①杭間隔および杭列数並びに杭の形状寸法
- ②型枠，支保工の施工上の問題
- ③地盤の良否
- ④係船柱の位置
- ⑤防舷材の配置，形状及び寸法

〔解説〕

1ブロックの長さが20～30mの通常の大規模係留施設に，防衝工としてゴム防舷材を用いる場合は，一般に，1ブロックに2箇所設置し，その間隔は8～13mであることが多い。防舷材および係船柱又は係船環は，栈橋のブロックに偏心した外力ができるだけ作用しないように配置する。

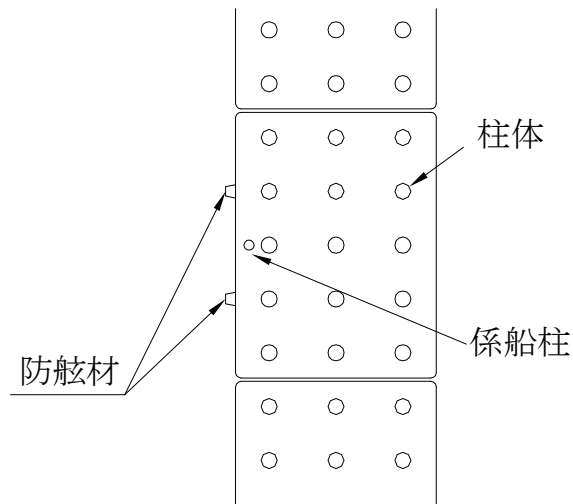


図-2.3.1 附帯設備の配置

2.4 バースの長さおよび水深

バースの長さおよび水深は、**技術基準・同解説 第4編 第5章 2.1.1 岸壁の諸元(2)** バースの長さ、水深及び配置による。

2.5 棧橋の天端高

ハイブリッド重力式棧橋の天端高は、**技術基準・同解説 第4編 第5章 2.1.1 岸壁の諸元(3) 岸壁の天端高**による。

2.6 設計水深

設計水深は、**技術基準・同解説 第4編 第5章 2.1.1 岸壁の諸元(5) 設計水深**による。

第3章 作用および材料強度条件

3.1 一般

ハイブリッド重力式栈橋の性能照査にあたっては、設計条件として、当該施設に求められる性能およびハイブリッド重力式栈橋のおかれた状況に応じて、作用および材料強度条件等を適切に設定する必要がある。

3.2 気象・海象

3.2.1 風

3.2.1.1 風

ハイブリッド重力式栈橋および係留中の船舶に作用する風速は、**技術基準・同解説 第3編 第2章 2 風**による。

3.2.1.2 風圧力

風圧力の特性値は、**技術基準・同解説第3編第2章 2.3 風圧力**による。

3.2.2 潮位

性能照査に用いる潮位は、**技術基準・同解説 第3編 第2章 3 潮位**による。

3.2.3 波浪

3.2.3.1 波浪

性能照査に用いる波浪は、**技術基準・同解説 第3編 第2章 4 波浪**による。

3.2.3.2 揚圧力

揚圧力の特性値の算定は、**技術基準・同解説 第3編 第2章 4.7.4 水面付近の構造物に作用する波力**を参照することができる。

〔解説〕

波浪の来襲が予想される地点では、ハイブリッド重力式栈橋の上部工および渡版に対して揚圧力が作用し、個の揚圧力により部材が決定されることがある。揚圧力に対しては、次の項目を検討すべきである。

- 1) 渡版の揚圧力に対する安定および杭の引抜抵抗
- 2) 上部工の揚圧力に対する部材強度

3.2.4 津波

性能照査に用いる津波は、**技術基準・同解説 第3編 第2章 5 津波**による。津波については、既往の津波記録または数値解析をもとに、津波高さ等を適切に設定するものとする。

3.2.5 水の流れ等

ハイブリッド重力式栈橋の柱体に作用する流れによる力の特性値は、**技術基準・同解説 第3編 第2章 6.5 流れに伴う流体力**による。

3.3 地盤条件

性能照査に用いる地盤条件は、**技術基準・同解説 第3編 第3章 地盤条件**による。

3.4 地震

3.4.1 地震動

3.4.1.1 性能照査に用いるレベル1地震動

性能照査に用いるレベル1地震動は、**技術基準・同解説 第3編 第4章 1.2 施設の性能照査に用いるレベル1地震動**による。

3.4.1.2 性能照査に用いるレベル2地震動

性能照査に用いるレベル2地震動は、**技術基準・同解説 第3編 第4章 1.3 施設の性能照査に用いるレベル2地震動**による。

3.4.2 地震作用

ハイブリッド重力式栈橋の耐震性能の照査に用いる地震作用は、**技術基準・同解説 第3編 第4章 2 地震作用**による。

〔解説〕

(1) レベル1地震動

ハイブリッド重力式栈橋は、重力式係船岸と栈橋の両方の特性を持つ構造物であるため、レベル1地震動に対する耐震性能の照査にあたってはハイブリッド重力式栈橋の特性に応じた地震作用を考慮する。

- 1) 壁体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊の生じる危険性が限界値以下であることの照査に用いる照査用震度は、**技術基準・同解説 第4編 第5章 2.2.2 作用**（重力式係船岸の照査に用いる照査用震度の設定方法）に基づき設定する。
- 2) 上部工部材の健全性および柱体の応力度の照査時に用いる照査用震度は、**技術基準・同解説 第4編 第5章 5.2.3 作用**（栈橋の照査に用いる照査用震度の設定方法）に基づき設定する。
- 3) 底版部材の健全性および柱体の応力度の照査時に用いる照査用震度は、**技術基準・同解説 第4編 第5章 2.2.2 作用**に基づき設定する。ただし、柱体から底版に伝達される断面力は、柱体の応力度の照査時に用いた照査用震度の特性値を用いて算出するものとする。

(2) レベル2地震動

対象施設が耐震強化施設の場合には、レベル2地震動に対する耐震性能の照査を行う。レベル2地震動のような非常に強い地震動に対しては、変形が生じることを前提に変形が許容値以下に収まるように設計することが求められ、震度法でなく地盤－構造物系の地震応答解析を実施する必要がある。

レベル2地震動に対する動的解析法を用いた性能照査は、当該施設のおかれる状況、重要度および解析手法の精度等を考慮して、適切に実施されなければならない。

3.5 地盤の液状化

地盤の液状化については、**技術基準・同解説 第3編 第6章 地盤の液状化**を参照して、液状化の有無およびその対策について適切に検討する。

〔解説〕

技術基準・同解説 第4編 第5章 2.2.2 作用に示されるレベル1地震動に対する照査用震度算定法は、液状化を発生させない条件で構築されているため、液状化が発生する場合には適用性について検討する必要がある。

3.6 地盤の沈下等

地盤の沈下の影響については、**技術基準・同解説 第3編 第7章 1.1 地盤の沈下**、**第4編 第2章 2.5 基礎の沈下**を参考に、適切な手法により評価する。

3.7 船舶

3.7.1 対象船舶の主要諸元

対象船舶の主要諸元は、**技術基準・同解説 第3編 第8章 1 対象船舶の主要諸元**による。

3.7.2 防衝工反力

防衝工反力の特性値は、**技術基準・同解説 第3編 第8章 2.2 船舶の接岸による作用**、**2.3 船舶の動揺による作用**および**第4編 第5章 9.2 防衝設備**による。

3.7.3 船舶牽引力

船舶牽引力の特性値は、係船柱に作用する牽引力とし、**技術基準・同解説 第3編 第8章 2.4 船舶の牽引による作用**による。

3.8 自重および載荷重

3.8.1 自重

自重の特性値は、**技術基準・同解説 第3編 第10章 2 自重**による単位体積重量を用いて算定することができる。

〔解説〕

単位体積重量の標準値を以下に示す。ただし、重量の明らかなものはその値を用いる。

表-3.8.1 材料の単位体積重量の特性値

材料	単位体積重量の特性値 (kN/m ³)
鋼及び鋳鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.0
無筋コンクリート	22.6
木材	7.8
アスファルトコンクリート	22.6
石材(花こう岩)	26.0
石材(砂岩)	25.0
砂, 砂利及び割ぐり石(乾燥状態)	16.0
砂, 砂利及び割ぐり石(湿潤状態)	18.0
砂, 砂利及び割ぐり石(飽和状態)	20.0

鉄筋コンクリート上部工の計算については、上部工の諸元に基づいて各寸法を仮定し、容積計算をしたうえで上表の単位体積重量を乗じることにより算定する。しかし、柱体や底版の照査は試行によって行われるものであり、上部工が基本断面の設定でなく構造部材の性能照査によって確定することを考えると、柱体や底版の性能照査を行う場合、鉄筋コンクリート上部工自重の算定にあたっては、上部工床面積 1m²あたり 21kN としてもよい。この上部工単位面積当たりの重量は、大型係留施設の事例から算定したものである。小型係留施設においても柱体の間隔及び上部工寸法を極端に変えなければ、この値を用いてもよい。

3.8.2 載荷重

3.8.2.1 積載荷重

積載荷重の特性値は、**技術基準・同解説 第3編 第10章 3.1 積載荷重**による。

3.8.2.2 活荷重

自動車荷重・荷役機械荷重および群衆荷重などの活荷重の特性値は、**技術基準・同解説 第3編 第10章 3.2 活荷重**による。

3.9 その他の作用

その他の作用の特性値は、適切に定める。

〔解説〕

その他の作用とは、例えば雪荷重や海上空港にハイブリッド重力式栈橋を適用する際の航空機荷重、ヘリポートに利用する際のヘリコプター荷重等が考えられる。なお、航空機、ヘリコプターの荷重については、**空港舗装構造設計要領及び設計例**（国土交通省航空局監修、平成20年7月、(財)港湾空港建設技術サービスセンター発行）を参考にできる。

3.10 材料

3.10.1 鋼材

3.10.1.1 鋼材の品質

鉄筋，鋼管，その他の鋼材は，**技術基準・同解説 第3編 第11章 2 鋼材**に示す品質規格および形状規格に適合するものを使用することを標準とする。

〔解説〕

ハイブリッド重力式栈橋に用いられる代表的な鋼材について以下に示す。

表-3.10.1 鋼材の品質規格

規格		記号
JIS A 5525	鋼管ぐい	SKK400, SKK490
JIS G 3444	一般構造用炭素鋼鋼管	STK400, STK490
JIS G 3112	鉄筋コンクリート用棒鋼	SD295A, SD295B, SD345

3.10.1.2 鋼材の特性値

鉄筋，鋼管，その他の鋼材の特性値は，**技術基準・同解説 第3編 第11章 2.2 鋼材の特性値**による。

〔解説〕

- (1) 性能照査において必要な鋼材の各定数の特性値は，強度特性等を考慮して適切に設定する。
- (2) 鋼材のヤング係数，せん断弾性係数，ポアソン比および線膨張係数の特性値は**表-3.10.2**に示す数値を用いることができる。

表-3.10.2 鋼材の定数

ヤング係数	E	2.0×10^5	N/mm ²
せん断弾性係数	G	7.7×10^4	N/mm ²
ポアソン比	ν	0.30	
線膨張係数	α	12×10^{-6}	1/°C

- (3) 鋼材の降伏応力度の特性値は**表-3.10.3**に示す数値を用いることができる。

表-3.10.3 鋼材の降伏応力度の特性値

鋼種	(N/mm ²)	
	STK400	SKK490
応力度の種類	SKK400	STK490
軸方向引張応力度(純断面積につき)	235	315
曲げ引張応力度(純断面積につき)	235	315
曲げ圧縮応力度(総断面積につき)	235	315
せん断応力度(総断面積につき)	136	182

軸方向圧縮降伏応力度は表-3.10.4の式により算定することができる。

表-3.10.4 軸方向圧縮降伏応力度 (N/mm²)

SKK400 SHK400 SHK400M SKY400	SKK490 SHK490M SKY490
a) $\frac{\ell}{r} \leq 18$ のとき 235	a) $\frac{\ell}{r} \leq 16$ のとき 315
b) $18 < \frac{\ell}{r} \leq 92$ のとき $235 - 1.38 \left(\frac{\ell}{r} - 18 \right)$	b) $16 < \frac{\ell}{r} \leq 79$ のとき $315 - 2.04 \left(\frac{\ell}{r} - 16 \right)$
c) $\frac{\ell}{r} > 92$ のとき $\frac{2.01 \times 10^6}{6.7 \times 10^3 + \left(\frac{\ell}{r} \right)^2}$	c) $\frac{\ell}{r} > 79$ のとき $\frac{2.04 \times 10^6}{5.0 \times 10^3 + \left(\frac{\ell}{r} \right)^2}$

ℓ : 部材の有効座屈長, r : 部材総断面の断面二次半径

3.10.1.3 鋼材の防食

鋼材の防食は、**技術基準・同解説 第3編 第11章 2.3 防食**による。

〔解説〕

鋼材の防食は、電気防食工法と被覆防食工法を条件により適切に組み合わせる。電気防食工法は平均干潮面(M.L.W.L.)以下に適用することを原則とし、被覆防食工法は朔望平均干潮面(L.W.L.)の-1m以上に適用することを原則とする。

なお、防食については、**技術基準・同解説**によるほか、**港湾鋼構造物防食・補修マニュアル(2009年版)**(平成21年11月、(財)沿岸技術研究センター)が参考となる。

3.10.2 コンクリート

3.10.2.1 コンクリートの品質

コンクリートは、**技術基準・同解説 第3編 第11章 3 コンクリート**に示す品質規格および形状規格に適合するものを使用することを標準とする。

〔解説〕

(1) コンクリート材料

コンクリートの材料は、施設の要求性能を達成するために必要な品質を有するものでなくてはならない。この条件を満足するものの一例として日本工業規格がある。

セメント、混和材(剤)、骨材は日本工業規格に規定されているものを用いることを標準とし、それ以外のものについては試験、過去の実績等によってその性能を確認する必要がある。

練混ぜ水は上水道又は **JSCE-B101 コンクリート用練混ぜ水の品質規格(案)**に適合したものをを用いる。

また、コンクリート中の塩化物イオン量、アルカリ骨材反応対策等のその他のコンクリートの品質についても**技術基準・同解説**によることを標準とする。

(2) コンクリートの品質

コンクリートは品質のばらつきが小さく、作業に適するワーカビリティを有するとともに、所要の強度、耐久性、水密性、ひび割れ抵抗性、及び鋼材を保護する性能を有する必要がある。また、環境作用や、波浪、漂流固形物の衝撃及び磨耗等の機械的作用による劣化に対する抵抗性を有するものでなくてはならない。

3.10.2.2 コンクリートの特性値

コンクリートの特性値は、**コンクリート標準示方書[設計編]5.2 コンクリート**による。

〔解説〕

コンクリートの強度の特性値は、適切な試験に基づいて、又は、コンクリートの種類、当該施設のおかれる自然状況、施工条件等を考慮して適切に設定する。

試験を行わない場合は、コンクリートの引張強度の特性値 f_{tk} 、付着強度の特性値 f_{bok} および指圧強度の特性値 f'_{ak} は、圧縮強度の特性値 f'_{ck} (設計基準強度)に基づいて次式によりそれぞれ算出してよい。

引張強度 $f_{tk} = 0.23f_{ck}'^{2/3}$

付着強度 JIS G 3112の規定を満足する異形鉄筋について、

$$f_{bok} = 0.28f_{ck}'^{2/3}$$

ただし、 $f_{bok} \leq 4.2 \text{ N/mm}^2$

支圧強度 $f_{ak}' = \eta \cdot f_{ck}'$

ただし、 $\eta = \sqrt{A/A_a} \leq 2$

ここに、 A ：コンクリート面の支圧分布面積

A_a ：支圧を受ける面積

式(3.10.1)

表-3.10.5 コンクリートの各強度の特性値

		(N/mm ²)							
圧縮強度の特性値	f_{ck}	24	27	30	40	50	60	70	80
引張強度の特性値	f_{tk}	1.9	2.1	2.2	2.7	3.1	3.5	3.9	4.3
付着強度の特性値	f_{bok}	2.3	2.5	2.7	3.3	3.8	4.2	4.2	4.2

コンクリートの曲げひび割れ強度の特性値 f_{bck} は次式により算出してよい。

$$f_{bck} = k_{0b}k_{1b}f_{tk}$$

式(3.10.2)

ここに、 $k_{0b} = 1 + \frac{1}{0.85 + 4.5(h/l_{ch})}$

$$k_{1b} = \frac{0.55}{\sqrt[4]{h}} \quad (\geq 0.4)$$

k_{0b} ：コンクリートの引張軟化特性に起因する引張強度と曲げ強度の関係を表す係数

k_{1b} ：乾燥、水和熱など、その他の原因によるひび割れ強度の低下を表す係数

h ：部材の高さ(m) (>0.2)

l_{ch} ：特性長さ(m) ($= G_F E_c / f_{tk}^2$)

E_c ：ヤング係数

G_F ：破壊エネルギー($= 10(d_{\max})^{1/3} \cdot f_{ck}'^{1/3}$)

f_{tk} ：引張強度の特性値

コンクリートのヤング係数 E_c は、一般に表-3.10.6に示す値としてよい。

表-3.10.6 コンクリートのヤング係数

f_{ck} (N/mm ²)		18	24	30	40	50	60	70	80
E_c (kN/mm ²)	普通コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
	軽量骨材コンクリート※	13	15	16	19	-	-	-	-

※骨材を全部軽量骨材とした場合

第4章 永続状態と変動状態に対する性能照査

4.1 安定検討

4.1.1 一般

ハイブリッド重力式栈橋は壁体の重量によって安定を保つものであるため、永続状態、レベル1地震動に関する変動状態においては、次の事項について照査する。

- ①壁体の滑動
- ②基礎地盤の支持力
- ③壁体の検討
- ④円弧すべり
- ⑤沈下

〔解説〕

(1)壁体のとり方

ハイブリッド重力式栈橋の壁体は、壁体後趾と壁体前趾を通る鉛直面の間の部分としてよい。壁体背後の護岸基礎捨石の一部は底版の上に載っており、この部分は壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を下図のように設定する。

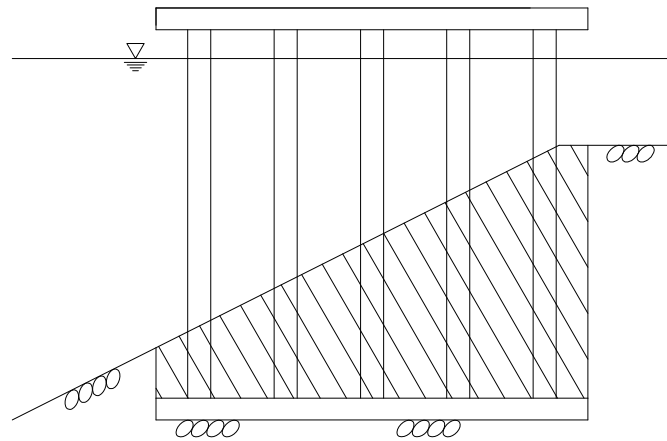


図-4.1.1 壁体のとり方

(2) 永続状態，レベル1地震動に関する変動状態における壁体の滑動に対する検討

壁体の滑動に対する安定の検討は，次式によって行う．次式において，記号 γ はその添字に関する部分係数であり，添字 k 及び d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す．

$$\mu_d (W_d + P_{V_d} - P_{B_d}) \geq \gamma_a (P_{H_d} + P_{w_d} + P_{dw_d} + P_{F_d}) \quad \text{式(4.1.1)}$$

ここに，

μ ：壁体底面と基礎との摩擦係数

W ：壁体を構成する材料の重量(kN/m)

P_V ：壁体に作用する鉛直土圧合力(kN/m)

P_B ：壁体に作用する浮力(kN/m)

P_H ：壁体に作用する水平土圧合力(kN/m)

P_w ：壁体に作用する残留水圧合力(kN/m)

P_{dw} ：堤体に作用する動水圧合力(kN/m)(地震動作用時の場合のみ)

P_F ：堤体に作用する慣性力(kN/m)(地震動作用時の場合のみ)

γ_a ：構造解析係数

式中の設計用値は，以下の式により算出することができる．

$$\mu_d = \gamma_f \mu_k$$

$$P_{H_d} = \gamma_{PH} P_{Hk}$$

$$P_{V_d} = \gamma_{PV} P_{Vk} \text{ (水平成分を用いて } P_{V_d} = \gamma_{PH} P_{Hk} \tan(\delta + \psi) \text{ としてもよい)}$$

$$P_{dw_d} = \frac{7}{12} \gamma_{kh} k_{hk} \rho_w g h^2$$

$$P_{F_d} = \gamma_{kh} k_{hk} W_d$$

式(4.1.2)

ここに，

δ ：壁面摩擦角(°)

ψ ：壁面が鉛直となす角度(°)

ρ_w ：海水密度(t/m³)

g ：重力加速度(m/s²)

h ：壁体前面水深（壁体底面から壁体前面水位までの深さ)(m)

k_h ：照査用震度

土圧の水平成分，鉛直成分の特性値は，**技術基準・同解説第3編第5章 1.2.1 砂質土の土圧**による．なお，ハイブリッド重力式栈橋においては，一般に残留水位は考慮しなくともよい．また，土圧算出時の仮想壁面の壁面摩擦角は，L型ブロックと同様 $\delta = \phi$ とする考え方もあるが，仮想壁面に作用する土圧については不明な点が多いため，一般のケーソン式岸壁と同様せん断抵抗角の1/2程度(15°～20°)とすることを標準とする．

壁体の重量の設計用値は W_d は，上部工，柱体，底版及び底版上の捨石の重量の特性値 w_k を用いて，次式により算定する．

$$W_d = \sum \gamma_w w_k \quad \text{式(4.1.3)}$$

摩擦係数については、**技術基準・同解説 第3編 第11章 9 摩擦係数**に示される値を用いてよい。

(3) 永続状態，レベル1地震動に関する変動状態における基礎地盤の支持力に対する検討
壁体の底面の地盤の支持力に対する安定の検討は，**式(4.1.4)**によって行う。ここに示す方法は簡易ビショップ法であり，分割法による円弧すべり計算法の1つである。次式において，記号 γ はその添字に関する部分係数であり，添字 k 及び d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$\frac{\sum [c'_d s + (w'_d + q_d) \tan \phi'_d] \sec \theta / (1 + \tan \theta \tan \phi'_d / F_f)}{\left[\gamma_a \left[\sum \{ (w'_d + q_d) \sin \theta \} + a P_{H_d} / R \right] \right]} = F_f \geq 1.0 \quad \text{式(4.1.4)}$$

ここに，

c' ：粘性土地盤の場合においては，非排水せん断強さ，砂湿度地盤の場合においては，排水条件における見かけの粘着力(kN/m²)

s ：分割細片の幅(m)

w' ：分割細片の重量(kN/m)

q ：分割細片に作用する上載荷重(kN/m)

ϕ' ：有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角(°)

F_f ：1.0以上であれば耐力の設計用値が作用の設計用値を上回ることを示すパラメータ

a ： P_{H_d} の作用位置の円弧すべりのすべり円中心からの腕の長さ(m)

P_{H_d} ：円弧すべりのすべり円内の土塊の水平作用の設計用値(kN/m)

R ：すべり円弧の半径(m)

γ_a ：構造解析係数

式中の設計用値は，**式(4.1.2)**を参照するほか，以下の**式(4.1.5)**によって算出する。

$$c'_d = \gamma_c \cdot c'_k$$

$$w'_d = \gamma_w \cdot w'_k$$

$$q_d = \gamma_q \cdot q_k$$

$$\tan \phi'_d = \gamma_{\tan \phi'} \cdot \tan \phi'_k$$

式(4.1.5)

滑り面の始点は図-4.1.2 に示すように、荷重の着力点に対して近いほうの基礎の端と対称の点とする。この場合、壁体底面への鉛直方向の作用は壁体底面前趾と滑り面の始点の間に作用する等分布荷重に換算する。水平力は壁面底面に作用させる。ただし、地震動作用時の計算に際してはマウンド及び地盤には地震動による作用を考慮しないものとする。

$$\text{地盤反力が台形分布の場合} \quad ; q = \frac{(p_1 + p_2)}{4b'} B$$

$$\text{地盤反力が三角形分布の場合} ; q = \frac{p_1 b}{4b'}$$

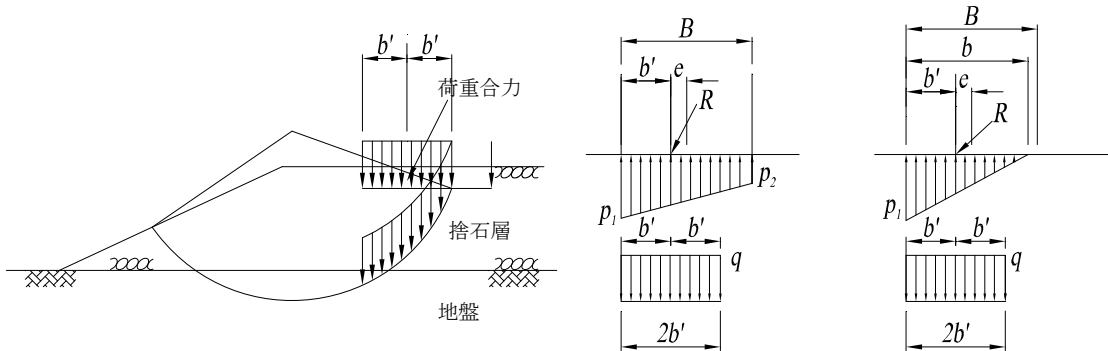


図-4.1.2 偏心傾斜した作用の支持力の解析

壁体に作用する底面反力は下式により算定する。

$$(a) e \leq \frac{1}{6} b \text{ の場合}$$

$$p_1 = \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \frac{V}{b}$$

$$p_2 = \left(1 - \frac{6e}{b}\right) \frac{V}{b}$$

式(4.1.6)

$$(b) e > \frac{1}{6} b \text{ の場合}$$

$$p_1 = \frac{2}{3} \frac{V}{\left(\frac{b}{2} - e\right)}$$

$$b' = 3 \left(\frac{b}{2} - e\right)$$

式(4.1.7)

なお、 e は下式により求めることができる。

$$e = \frac{b}{2} - x$$

$$x = \frac{M_w - M_h}{V}$$

式(4.1.8)

ここに,

p_1 : 前趾における反力の特性値(kN/m²)

p_2 : 後趾における反力の特性値(kN/m²)

V : ケーソン法線方向単位長さあたりの鉛直合力の特性値(kN/m)

H : ケーソン法線方向単位長さあたりの水平合力の特性値(kN/m)

e : 全合力の偏心量(m)

b : 底部の幅(m)

b' : $e > \frac{1}{6}b$ の場合の底面反力の作用幅(m)

M_w : 鉛直合力によるA点周りのモーメントの特性値(kN・m/m)

M_h : 水平合力によるA点周りのモーメントの特性値(kN・m/m)

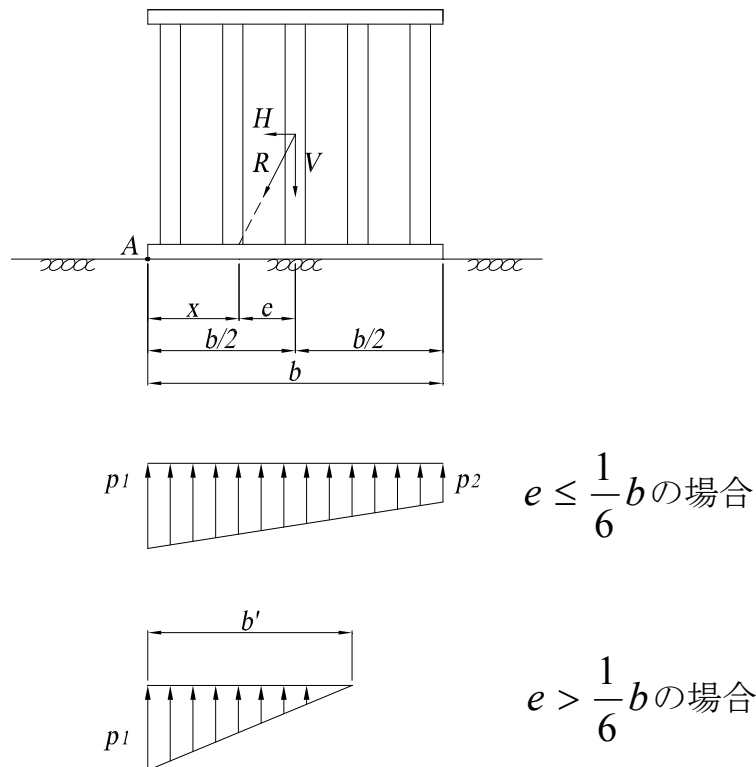


図-4.1.3 底面反力

永続状態における分割細片に作用する上載荷重の特性値及び分布幅に関しては、**技術基準・同解説 第4編 第4章 3.1.4 性能照査**を参照して、各設計因子の平均値の偏り μ/X_k と特性値 X_k を用いて算出した平均値 $\mu/X_k \cdot X_k$ を用いることを標準とする。

支持力の検討は壁体部に載荷重がかからない場合について行う。しかし、壁体部に載荷重がかかる場合、偏心量は減少するが、鉛直分力は増大することになるので必要に応じて検討を行う。

・マウンド材及び基礎地盤の強度定数

①マウンド材

捨石の強度定数を性格に推定するには、相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましいが、強度試験を行わない場合には、一般に用いられている通常の捨石に

対する標準的な強度定数として、粘着力 $C_f=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_f=35^\circ$ の値を用いてよい。これらの標準値が適用できるのは、母岩の強度が 30MN/m^2 以上の石材である。母岩の強度が 30MN/m^2 以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合、強度定数はほぼ $C_f=20\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_f=30^\circ$ となる。

②基礎地盤

基礎地盤の ϕ_f については、以下の値を設計用値として用いてよい。

N 値が 10 未満の砂地盤 $\phi_f=40^\circ$

N 値が 10 以上の砂地盤 $\phi_f=45^\circ$

地盤が粘性土の場合には、**技術基準・同解説 第3編 2.3.3 せん断特性**に述べられている方法で強度を設定することができる。

・基礎マウンド厚さ

基礎マウンドの厚さは、基礎地盤の支持力不足による破壊の検討のほか、本体据付けのための平坦性、部分的な応力集中の緩和等の検討により決定することができる。その最小厚さは次の値とする。

①水深 4.5m 未満の係船岸については、0.5m 以上、ただし捨石の直径の 3 倍以上。

②水深 4.5m 以上の係船岸については、1.0m 以上、ただし捨石の直径の 3 倍以上。

(4) 永続状態，レベル1地震動に関する変動状態における壁体の転倒に対する検討

壁体の転倒に対する安定の検討は，式(4.1.9)によって行う．次式において，記号 γ はその添字に関する部分係数であり，添字 k 及び d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す．

$$aW_d - bP_{B_d} + cP_{V_d} \geq \gamma_a (dP_{H_d} + eP_{w_d} + hP_{dw_d} + iP_{F_d}) \quad \text{式(4.1.9)}$$

ここに，

W ：壁体を構成する材料の重量(kN/m)

P_B ：壁体に作用する浮力(kN/m)

P_V ：壁体に作用する鉛直土圧合力(kN/m)

P_H ：壁体に作用する水平土圧合力(kN/m)

P_w ：壁体に作用する残留水圧合力(kN/m)

p_{dw} ：堤体に作用する動水圧合力(kN/m)(地震動作用時の場合のみ)

P_F ：堤体に作用する慣性力(kN/m)(地震動作用時の場合のみ)

a ：壁体重量合力の作用線から堤体前趾までの距離(m)

b ：浮力の作用線から壁体前趾までの距離(m)

c ：鉛直土圧合力の作用線から壁体前趾までの距離(m)

e ：残留水圧合力の作用線から堤体底面までの距離(m)

h ：動水圧合力の作用線から堤体底面までの距離(m)(地震動作用時の場合のみ)

i ：慣性力の作用線から堤体底面までの距離(m)(地震動作用時の場合のみ)

γ_a ：構造解析係数

式中の設計用値は，式(4.1.2)により算出することができる．式中の壁体を構成する材料の重量の設計用値 W_d は，式(4.1.3)に準じてよい．なお，ハイブリッド重力式栈橋においては，一般に残留水位は考慮しなくともよい．

(5) 永続状態における壁体のすべり破壊に対する検討

基礎地盤が軟弱な場合は、壁体後趾を通る鉛直な面と捨石下面の交点より背後の任意の点を通る円弧すべりについて検討する。

自重に関する永続状態における基礎地盤の円弧すべりの照査は、式(4.1.10)によって行う。次式において、記号 γ はその添字に関する部分係数であり、添字 k 及び d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。

$$\sum \left[\left\{ c'_d s + (w'_d + q_d) \cos^2 \theta \tan \phi'_d \right\} \sec \theta \right] \geq \sum \left\{ (w'_d + q_d + q_{RWL_d}) \sin \theta \right\}$$

式(4.1.10)

ここに、

c' ：粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さ、砂湿度地盤の場合においては、排水条件における見かけの粘着力(kN/m²)

s ：分割細片の幅(m)

w' ：分割細片の有効重量(kN/m)

q ：分割細片に作用する上載荷重(kN/m)

q_{RWL} ：施設の背面の残留水位(RWL)が施設前面の潮位(LWL)よりも高い場合、これらの水位差分の分割細片の水の重量 $\rho_w g(RWL - LWL)s$ (kN/m)

ϕ' ：有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角(°)

θ ：分割細片底面が水平面となす角(°)

式中の設計用値は、次式により算出することができる。

$$c'_d = \gamma_c c'_k$$

$$q_d = \gamma_q q_k$$

$$\tan \phi'_d = \gamma_{\tan \phi} \tan \phi'_k$$

$$q_{RWL_d} = \rho_w g(RWL_d - LWL)s$$

式(4.1.11)

残留水位は背後護岸構造物の背面について考慮する。残留水位の設計用値は下式による。

$$RWL_d = \gamma_{RWL} RWL_k$$

式(4.1.12)

分割細片の重量の設計用値 w'_d は考慮する土層(水面下を i 、水面上を j とする)の単位体積重量とその土層厚を用いて、式(4.1.13)で算定することができる。なお、分割細片の重量を算定する際に用いる土層及びマウンド等の単位体積重量は、作用側及び耐力側の両方に寄与することになるため、これらの位置関係を考慮して土層及びマウンド等の単位体積重量を図-4.1.4に示すように w_1 、 w_2 、 w_3 に分類し、各々に対する部分係数 γ_1 、 γ_2 、 γ_3 を用いる。

$$w'_d = \sum_i \left(\gamma_{w_{ni}} w_{ni_k} - P_{B_{id}} \right) + \sum_j \gamma_{w_{nj}} w_{nj_k}$$

式(4.1.13)

ここに、

w' : 分割細片の有効重量(kN/m)

w_{n_i} : 分割細片を構成する土層等の重量(kN/m)

n : 土層の種類を示す.($n = 1, 2, 3$ 図-4.1.4参照)

P_{B_i} : i 番目の土層のうち、考慮している分割細片に作用する浮力(kN/m)

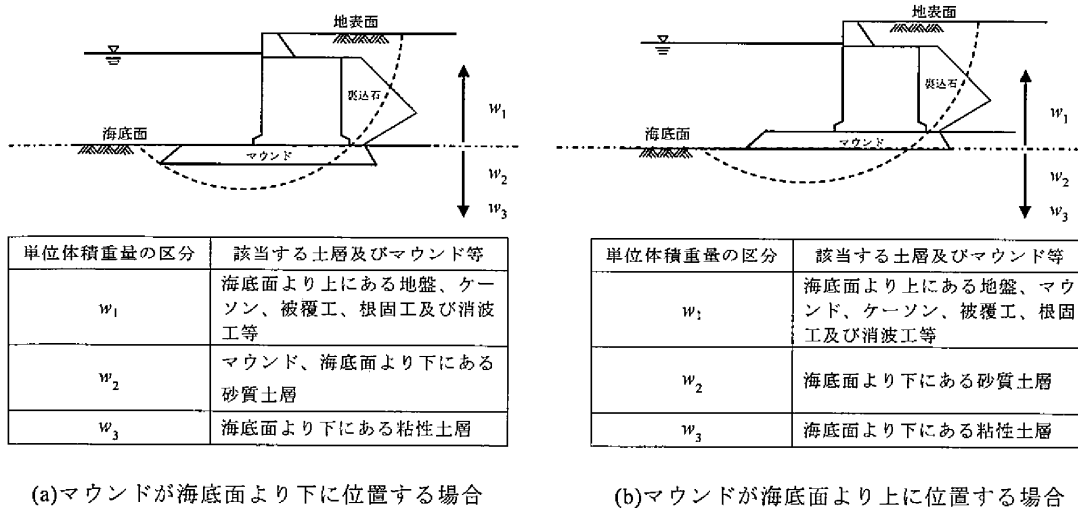


図-4.1.4 分割細片の重量の分類

(6) 沈下に対する検討

沈下の生じる恐れのある基礎地盤では、十分な土質調査を行い、**技術基準・同解説 第3編 第7章1 地盤の沈下**により沈下量を推定し、その値により施設が設計断面となるように基礎面を高く設定しておくことや、天端高を所定の高さに仕上げるため、上部工において最終的な調整が行える構造にしておくことが望ましい。また、不同沈下により目地部の破壊及び不整合、上部工および舗装の破壊等を生じやすいので注意が必要である。

4.1.2 部分係数

ハイブリッド重力式栈橋の永続状態における壁体の滑動、転倒、基礎地盤の支持力破壊及び円弧すべりに関する標準的なシステム破壊確率に対する部分係数については、**技術基準・同解説**に示されている重力式係船岸に対する値(**表-4.1.1**)を用いる。円弧すべりに関する部分係数について、壁体下部を置換率30~80%のサンドコンパクションパイル工法を用いて地盤改良を行う場合は、**表-4.1.2**の値を用いる。レベル1地震動に関する変動状態に対しては、**表-4.1.3**の値を用いる。

表-4.1.1 標準的な部分係数(永続状態)

			耐震強化施設				耐震強化施設以外				
目標信頼性指標 β_T			3.1				2.7				
目標破壊確率 P_{fT}			1.0×10^{-3}				4.0×10^{-3}				
γ の計算に用いる目標信頼性指標 β_T'			3.31				2.89				
			γ	α	μ/X_k	V	γ	α	μ/X_k	V	
滑動	γ_f	摩擦係数	0.55	0.946	1.06	0.15	0.60	0.935	1.06	0.15	
	γ_{PH}, γ_{PV}	土圧合力	1.15	-0.288	1.00	0.12	1.15	-0.316	1.00	0.12	
	γ_{RWL}	残留水位	1.00	-0.024	1.00	0.05	1.00	-0.027	1.00	0.05	
	γ_{WR}	RCの単位体積重量	0.95	0.026	0.98	0.02	0.95	0.028	0.98	0.02	
	γ_{WNC}	NC, 鋼材の単位体積重量	1.00	0.009	1.02	0.02	1.00	0.01	1.02	0.02	
	γ_{WSAND}	中詰砂の単位体積重量	1.00	0.143	1.02	0.04	1.00	0.157	1.02	0.04	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	
転倒	γ_{PH}, γ_{PV}	土圧合力	1.35	-0.832	1.00	0.12	1.30	-0.842	1.00	0.12	
	γ_{RWL}	残留水位	1.05	-0.092	1.00	0.05	1.05	-0.092	1.00	0.05	
	γ_{WR}	RCの単位体積重量	0.95	0.097	0.98	0.02	0.95	0.094	0.98	0.02	
	γ_{WNC}	NC, 鋼材の単位体積重量	1.00	0.035	1.02	0.02	1.00	0.034	1.02	0.02	
	γ_{WSAND}	中詰砂の単位体積重量	0.95	0.538	1.02	0.04	0.95	0.521	1.02	0.04	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	
	基礎地盤の支持力	γ_{PH}, γ_{PV}	土圧合力	1.15	-0.328	1.00	0.12	1.15	-0.345	1.00	0.12
$\gamma_{W'}$		基礎地盤の単位体積重量	1.00	0.032	1.00	0.03	1.00	0.033	1.00	0.03	
γ_q		載荷重	1.00	0.031	1.00	0.04	1.00	0.032	1.00	0.04	
$\gamma_{\tan\phi'}$		地盤強度:せん断抵抗角の正接	0.70	0.903	1.00	0.10	0.70	0.894	1.00	0.10	
$\gamma_{c'}$		地盤強度:粘着力	0.90	0.252	1.00	0.10	0.90	0.257	1.00	0.10	
γ_{RWL}		残留水位	1.00	-0.023	1.00	0.05	1.00	-0.024	1.00	0.05	
γ_a		構造解析係数	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	
円弧すべり	$\gamma_{c'}$	地盤強度:粘着力	0.90	0.407	1.00	0.04	0.90	0.406	1.00	0.04	
	$\gamma_{\tan\phi'}$	地盤強度:せん断抵抗角の正接	0.90	0.330	1.00	0.04	0.90	0.32	1.00	0.04	
	γ_{wi}	マウンドが海底面より下に位置する場合	1 海底面より上にある地盤, 消波工等	1.10	-0.176	1.00	0.03	1.10	-0.173	1.00	0.03
			2 マウンド, 海底面より下にある砂質土	0.90	0.227	1.00	0.03	0.90	0.227	1.00	0.03
			3 海底面より下にある粘性土	1.00	0.000	1.00	0.03	1.00	0	1.00	0.03
	γ_{wi}	マウンドが海底面より上に位置する場合	1 海底面より上にある地盤, マウンド, 消波工等	1.10	-0.176	1.00	0.03	1.10	-0.173	1.00	0.03
			2 海底面より下にある砂質土	0.90	0.227	1.00	0.03	0.90	0.227	1.00	0.03
			3 海底面より下にある粘性土	1.00	0.000	1.00	0.03	1.00	0	1.00	0.03
	γ_q	載荷重	1.80	-0.543	1.00	0.40	1.70	-0.551	1.00	0.40	
	γ_{RWL}	残留水位	1.10	-0.014	1.00	0.05	1.10	-0.015	1.00	0.05	

※1: α :感度係数, μ/X_k :平均値の偏り(平均値/特性値), V :変動係数である.

※2: RC:鉄筋コンクリート, NC:無筋コンクリートである.

※3: 土圧合力を算出する際の, 地盤強度, 壁面摩擦角, 単位体積重量, 残留水位及び上載荷重等は, 特性値(部分係数を考慮しない値)を用いる.

※4: 上載荷重(円弧すべりの場合を除く), 潮位は, 部分係数を考慮せずに設定する.

※5: $\gamma_{w1}, \gamma_{w2}, \gamma_{w3}$ は分割細片の重量に対する部分係数で, 図-4.1.4の分類に従うものとする.

※6: 消波工等には, 消波工, 被覆工, 根固工等が含まれる.

※7: 堤体上部の土や舗装の単位体積重量の部分係数は, 中詰め砂の単位体積重量と同様とすることができる.

表-4.1.2 標準的な部分係数（サンドコンパクション工法により地盤改良を行う場合）

(a) 永続状態(耐震強化施設)

				耐震強化施設			
目標信頼性指標 β_T				3.1			
γ の計算に用いた目標信頼性指標 β				3.1			
				γ	α	μ/X_k	V
円弧すべり	$\gamma_{c'}$	粘着力	埋立土	1.00	0.001	1.00	0.10
			原地盤粘性土	0.95	0.092	1.00	0.10
	$\gamma_{\tan\phi'}$	せん断抵抗の正接	マウンド, 裏込石等	0.95	0.218	1.00	0.10
			SCP $\tan\phi_s' = 0.70$	0.80	0.861	1.00	0.05
	γ_{wi}		海底面より上にある地盤, ケーソン等	1.00	-0.041	0.98	0.03
			マウンド, 裏込石等	1.05	-0.041	1.02	0.03
			海底面以下の砂質土(SCP)	1.00	0.069	1.00	0.03
			海底面以下の粘性土	1.00	0.009	1.00	0.03
	γ_q		上載荷重	1.35	-0.270	1.00	0.40
	γ_{RWL}		残留水位	1.00	-0.022	1.00	0.05

(b) 永続状態(護岸及び岸壁)

				その他			
目標信頼性指標 β_T				2.7			
γ の計算に用いた目標信頼性指標 β				2.7			
				γ	α	μ/X_k	V
円弧すべり	$\gamma_{c'}$	粘着力	埋立土	1.00	0.001	1.00	0.10
			原地盤粘性土	1.00	0.092	1.00	0.10
	$\gamma_{\tan\phi'}$	せん断抵抗の正接	マウンド, 裏込石等	0.95	0.218	1.00	0.10
			SCP $\tan\phi_s' = 0.70$	0.80	0.861	1.00	0.05
	γ_{wi}		海底面より上にある地盤, ケーソン等	1.00	-0.041	0.98	0.03
			マウンド, 裏込石等	1.00	-0.041	1.02	0.03
			海底面以下の砂質土(SCP)	1.00	0.069	1.00	0.03
			海底面以下の粘性土	1.00	0.009	1.00	0.03
	γ_q		上載荷重	1.30	-0.270	1.00	0.40
	γ_{RWL}		残留水位	1.00	-0.022	1.00	0.05

表-4.1.3 標準的な部分係数（レベル1地震動に関する変動状態）

要求性能			すべての施設			
			使用性			
			γ	α	μ/X_k	V
滑動	γ_f	摩擦係数	1.00	-	-	-
	γ_{PH}, γ_{PV}	土圧合力	1.00	-	-	-
	γ_{kh}	照査用震度	1.00			
	γ_{RWL}	残留水位	1.00	-	-	-
	γ_{WRC}	RCの単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_{WNC}	NCの単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_{WSAND}	中詰砂の単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-
転倒	γ_{PH}, γ_{PV}	土圧合力	1.00	-	-	-
	γ_{kh}	照査用震度	1.00	-	-	-
	γ_{RWL}	残留水位	1.00	-	-	-
	γ_{WRC}	RCの単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_{WNC}	NCの単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_{WSAND}	中詰砂の単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_a	構造解析係数	1.10	-	-	-
基礎地盤の支持力	γ_{PH}, γ_{PV}	土圧合力	1.00	-	-	-
	γ_{kh}	照査用震度	1.00	-	-	-
	$\gamma_{W'}$	基礎地盤の単位体積重量	1.00	-	-	-
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-
	$\gamma_{\tan\phi'}$	地盤強度:せん断抵抗角の正接	1.00	-	-	-
	$\gamma_{c'}$	地盤強度:粘着力	1.00	-	-	-
	γ_{RWL}	残留水位	1.00	-	-	-
γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	

※1: α :感度係数, μ/X_k :平均値の偏り(平均値/特性値), V :変動係数である.

※2: RC:鉄筋コンクリート, NC:無筋コンクリートである.

※3: 土圧合力を算出する際の, 地盤強度, 壁面摩擦角, 単位体積重量, 残留水位及び上載荷重等は, 特性値(部分係数を考慮しない値)を用いる.

※4: 上載荷重, 潮位は, 部分係数を考慮せずに設定する.

※5: $\gamma_{w1}, \gamma_{w2}, \gamma_{w3}$ は分割細片の重量に対する部分係数で, 図-4.1.4の分類に従うものとする.

※7: 堤体上部の土や舗装の単位体積重量の部分係数は, 中詰め砂の単位体積重量と同様とすることができる.

4.2 柱体の性能照査

4.2.1 断面力の算出

柱体の断面力の設計用値は、設計用値を算出する際に、地盤反力係数、水平方向の作用などの確率変数として扱うパラメータの特性値に部分係数を乗じて、適切な手法により算出する。

〔解説〕

(1) 仮想地表面

柱体の横抵抗等の計算において、各柱体の仮想地表面は適切な高さに定める。

斜面が相当急な場合、柱体の横抵抗の算定において、各柱体の仮想地表面は、各柱体の軸線上の位置で前面水深と実斜面との 1/2 の高さのところとしてもよい。

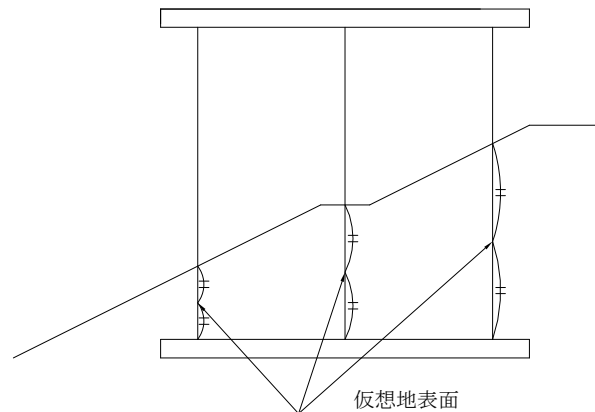


図-4.2.1 仮想地表面

(2) 横方向地盤反力係数

柱体の横抵抗を計算する際、土の横方向地盤反力係数は、横方向載荷試験によって求めることが望ましいが、実測ができない場合には、横抵抗試験結果から導かれる適切な算定方法によって求めるべきである。

栈橋の杭の場合のように杭の降伏点近くまで水平方向力をかけた場合の横方向地盤反力係数については、若干の実測例があり、 N 値と関連付けられたものがあるが、 N 値から地盤反力係数を精度よく推定することはできないので、実測により求めることが望ましい。

工期が短くてその余裕がないなどの理由で実測ができない場合は杭の横抵抗試験結果から逆算した値の下限值と中央値の間を使用することとするが、下式によって求めてもよい。

$$k_{CH} = 1.5N \quad \text{式(4.2.1)}$$

ここに、

k_{CH} : 横方向地盤反力係数(N/cm^3)

N : 地盤の $1/\beta$ 付近までの平均 N 値

β : 柱体を杭とみなしたときの杭の特性値

ただし、捨石の横方向地盤反力係数については、上式により求められる結果よりも低いとする現地観測結果があり、 $N=5$ 程度として考えるものとする¹⁾。

¹⁾ 菊池喜昭，小椋卓実，石丸守，近藤武司：捨石地盤の横方向地盤反力係数，土木学会第 53 回 年次学術講演会，1998

(3)断面力の算出

柱体の断面力の設計用値は、設計用値を算出する際に、地盤反力係数、水平方向の作用などの確率変数として扱うパラメータの特性値に部分係数を乗じて、適切な手法により算出する。

ハイブリッド重力式栈橋は柱体が複数の柱列から構成され、柱体と上部工の結合は剛結構造とすることが多い。このような場合、柱体の下端部を固定支点としたラーメン構造として柱体の断面力を求めてよい。

柱体下端の固定支点の位置は底版との結合位置とするが、捨石以下の柱体部分が長い場合には仮想地表面以下 $1/\beta$ を仮想固定点としてもよい。 β は下式により算定することができる。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_{CH}D}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1}) \quad \text{式(4.2.2)}$$

ここに、

k_{CH} : 横方向地盤反力係数(N/cm^3)

D : 柱体の直径または幅(cm)

EI : 柱体の曲げ剛性($\text{N}\cdot\text{cm}^2$)

柱体の曲げモーメントの計算は、栈橋法線直角方向と栈橋法線平行方向について行うことが望ましい。

4.2.2 応力の照査

レベル2地震動に関する偶発状態以外の設計状態における柱体の性能照査は、柱体に発生する設計応力度が設計降伏応力度を超える危険性が限界値以下であることを照査する。

〔解説〕

(1) 応力照査

ハイブリッド重力式栈橋の柱体に発生する応力に関する照査は、下式により行う。以降の式において、記号 γ はその添字に関する部分係数であり、添字 d , k はそれぞれ設計用値及び特性値を示す。

(a) 軸方向力が引張の場合

$$\sigma_{t_d} + \sigma_{bt_d} \leq \sigma_{ty_d} \quad \text{かつ} \quad \sigma_{t_d} + \sigma_{bc_d} \leq \sigma_{ty_d} \quad \text{式(4.2.3)}$$

(b) 軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_{c_d}}{\sigma_{cy_d}} + \frac{\sigma_{bc_d}}{\sigma_{by_d}} \leq 1.0 \quad \text{式(4.2.4)}$$

ここに、

σ_t, σ_c : 断面に作用する軸方向引張力による引張応力度及び軸方向圧縮力による圧縮応力度(N/mm²)

σ_{bt}, σ_{bc} : 断面に作用する曲げモーメントによる最大引張応力度及び最大圧縮応力度(N/mm²)

σ_{ty}, σ_{cy} : 引張降伏応力度及び弱軸に関する軸方向圧縮降伏応力度(N/mm²)

σ_{by} : 曲げ圧縮降伏応力(N/mm²)

式中の設計用値は、式(4.2.5)により算出することができる。式中の部分係数は表-4.2.1に示される値を用いることができる。

$$\sigma_{t_d} = \frac{P_d}{A}, \quad \sigma_{c_d} = \frac{P_d}{A}, \quad \sigma_{bt_d} = \frac{M_d}{Z}, \quad \sigma_{bc_d} = \frac{M_d}{Z},$$

$$\sigma_{ty_d} = \gamma_{\sigma_y} \sigma_{tyk}, \quad \sigma_{cy_d} = \gamma_{\sigma_y} \sigma_{cyk}, \quad \sigma_{by_d} = \gamma_{\sigma_y} \sigma_{byk} \quad \text{式(4.2.5)}$$

ここに、

A : 柱体の断面積(mm²)

P : 柱体の軸方向力(N)

Z : 柱体の断面係数(mm³)

M : 柱体の曲げモーメント(N/mm)

(2) 部分係数

柱体に発生する応力に関する部分係数については**技術基準・同解説第4編第5章 5.2 直杭式横棧橋 5.2.4(7)**に準じて下表の値を用いるものとする。

表-4.2.1 標準的な部分係数

1) 船舶の作用による変動状態(船舶接岸時, 牽引時), 載荷重による変動状態(作業時)
(a) SKK400 使用時

			耐震強化施設				
目標信頼性指標 β_T			3.2				
目標破壊確率 P_{fT}			9.1×10^{-4}				
			γ	α	μ/X_k	V	確率分布
杭の 応力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	1.00	0.719	1.260	0.08	正規
	γ_{kCH}	地盤反力係数	0.60	0.257	1.333	0.76	対数正規
	γ_{PH}	水平力	1.35	-0.645	0.870	0.25	正規
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	
			耐震強化施設以外				
目標信頼性指標 β_T			2.9				
目標破壊確率 P_{fT}			1.9×10^{-3}				
			γ	α	μ/X_k	V	確率分布
杭の 応力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	1.00	0.719	1.260	0.08	正規
	γ_{kCH}	地盤反力係数	0.60	0.257	1.333	0.76	対数正規
	γ_{PH}	水平力	1.30	-0.645	0.870	0.25	正規
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	

※1: α : 感度係数, μ/X_k : 平均値の偏り(平均値/特性値), V : 変動係数である。

※2: 水平力として, 防舷材反力(船舶接岸時), 牽引力(牽引時), クレーン水平力(クレーン作業時)がある。

(b) SKK490 使用時

			耐震強化施設				
目標信頼性指標 β_T			3.2				
目標破壊確率 P_{fT}			9.1×10^{-4}				
			γ	α	μ/X_k	V	確率分布
杭の 応力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	0.95	0.719	1.196	0.08	正規
	γ_{kCH}	地盤反力係数	0.60	0.257	1.333	0.76	対数正規
	γ_{PH}	水平力	1.35	-0.645	0.870	0.25	正規
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	
			耐震強化施設以外				
目標信頼性指標 β_T			2.9				
目標破壊確率 P_{fT}			1.9×10^{-3}				
			γ	α	μ/X_k	V	確率分布
杭の 応力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	0.95	0.719	1.196	0.08	正規
	γ_{kCH}	地盤反力係数	0.60	0.257	1.333	0.76	対数正規
	γ_{PH}	水平力	1.30	-0.645	0.870	0.25	正規
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	

※1: α : 感度係数, μ/X_k : 平均値の偏り(平均値/特性値), V : 変動係数である。

※2: 水平力として, 防舷材反力(船舶接岸時), 牽引力(牽引時), クレーン水平力(クレーン作業時)がある。

2) 載荷重(暴風時)に関する変動状態

			すべての施設			
			γ	α	μ/X_k	V
杭の 応力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	1.00	-	-	-
	γ_{kCH}	地盤反力係数	1.00	-	-	-
	γ_{PH}	水平力	1.00	-	-	-
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-
	γ_a	構造解析係数	1.12	-	-	-

※1: α : 感度係数, μ/X_k : 平均値の偏り(平均値/特性値), V : 変動係数である。

3) レベル1地震動による変動状態

(a) SKK400 使用時

			耐震強化施設(特定)				
目標信頼性指標 β_T			3.65				
目標破壊確率 P_{fT}			1.3×10^{-4}				
			γ	α	μ/X_k	V	確率分布
杭の応力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	1.00	0.423	1.260	0.08	正規
	γ_{kCH}	地盤反力係数	0.66	0.194	1.333	0.76	対数正規
	$\gamma_{\kappa H}$	照査用震度	1.68	-0.885	1.000	0.20	対数正規
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	
			耐震強化施設(標準)				
目標信頼性指標 β_T			2.67				
目標破壊確率 P_{fT}			3.8×10^{-3}				
			γ	α	μ/X_k	V	確率分布
杭の応力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	1.00	0.443	1.260	0.08	正規
	γ_{kCH}	地盤反力係数	0.72	0.215	1.333	0.76	対数正規
	$\gamma_{\kappa H}$	照査用震度	1.36	-0.870	1.000	0.20	対数正規
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	
			耐震強化施設以外				
目標信頼性指標 β_T			2.19				
目標破壊確率 P_{fT}			1.4×10^{-2}				
			γ	α	μ/X_k	V	確率分布
杭の応力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	1.00	0.455	1.260	0.08	正規
	γ_{kCH}	地盤反力係数	0.80	0.195	1.333	0.76	対数正規
	$\gamma_{\kappa H}$	照査用震度	1.23	-0.869	1.000	0.20	対数正規
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	

※ α :感度係数, μ/X_k :平均値の偏り(平均値/特性値), V :変動係数である.

(b) SKK490 使用時

			耐震強化施設(特定)				
目標信頼性指標 β_T			3.65				
目標破壊確率 P_{fT}			1.3×10^{-4}				
			γ	α	μ/X_k	V	確率分布
杭 の 応 力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	1.00	0.423	1.196	0.08	正規
	γ_{kCH}	地盤反力係数	0.66	0.194	1.333	0.76	対数正規
	$\gamma_{\kappa H}$	照査用震度	1.77	-0.885	1.000	0.20	対数正規
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	
			耐震強化施設(標準)				
目標信頼性指標 β_T			2.67				
目標破壊確率 P_{fT}			3.8×10^{-3}				
			γ	α	μ/X_k	V	確率分布
杭 の 応 力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	1.00	0.443	1.196	0.08	正規
	γ_{kCH}	地盤反力係数	0.72	0.215	1.333	0.76	対数正規
	$\gamma_{\kappa H}$	照査用震度	1.43	-0.870	1.000	0.20	対数正規
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	
			耐震強化施設以外				
目標信頼性指標 β_T			2.19				
目標破壊確率 P_{fT}			1.4×10^{-2}				
			γ	α	μ/X_k	V	確率分布
杭 の 応 力	γ_{sy}	鋼材降伏強度	1.00	0.455	1.196	0.08	正規
	γ_{kCH}	地盤反力係数	0.80	0.195	1.333	0.76	対数正規
	$\gamma_{\kappa H}$	照査用震度	1.30	-0.869	1.000	0.20	対数正規
	γ_q	載荷重	1.00	-	-	-	
	γ_a	構造解析係数	1.00	-	-	-	

※ α : 感度係数, μ/X_k : 平均値の偏り(平均値/特性値), V : 変動係数である.

柱体に SKK400 と SKK490 が混在している場合には、表-4.2.1 に示したレベル 1 地震動に関する変動状態における照査用震度の部分係数が異なるため、骨組解析に用いることができない。この場合は、以下の手順によることができる。

- (a) 表-4.2.2(1) に示す部分係数を用いて骨組解析により断面力を算定する。
- (b) (a) で得られた断面力を表-4.2.2(2) に示す断面力に関する係数で除す。
- (c) (b) で得られた断面力を用いて柱体に発生する応力の照査を行う。

表-4.2.2 柱体の材質が混在している場合に用いる部分係数

(1) 部分係数

		耐震強化施設(特定)	耐震強化施設(標準)	耐震強化施設以外
γ_{kCH}	地盤反力係数	0.66	0.72	0.80
γ_{kh}	照査用震度	1.86	1.55	1.43
γ_q	載荷重	1.00	1.00	1.00
γ_a	構造解析係数	1.00	1.00	1.00
γ_{σ}	鋼材降伏強度	1.00	1.00	1.00

(2) 断面力に関する係数

			耐震強化施設(特定)	耐震強化施設(標準)	耐震強化施設以外
γ_{sec}	断面力に関する係数	SKK400	1.00	1.14	1.16
		SKK490	1.05	1.08	1.10

4.3 底版および上部工の性能照査

4.3.1 一般

底版および上部工の性能照査は、**技術基準・同解説 第4編 第2章 1 構造物の部材**に準じて行うものとする。

〔解説〕

(1) 限界状態設計法

底版および上部工の性能照査は、性能規定に基づいて部材の限界状態に置き換えて行う。その際、一般に終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態に置き換えてよい。それぞれの限界状態については、以下のとおりである。

- ①終局限界状態：最大荷重により断面破壊が生じる限界状態
- ②使用限界状態：設計供用期間中にしばしば生じる規模の作用によって機能上の不都合が生じる限界状態
- ③疲労限界状態：設計供用期間中に作用する繰り返し作用により終局限界状態と同様な破壊が生じる限界状態

限界状態設計法によって部材の安全の検討を行う場合においては、材料係数、荷重係数、構造解析係数、部材係数、及び構造物係数の5種類の部分係数について、限界状態の種別に応じて施設の特性、材料及び荷重の特性等を勘案した適切な数値を設定する必要がある。部材の照査においては、**表-4.3.1**に示す部分係数を用いることができる。

表-4.3.1 部分係数一覧

部分係数		限界状態の種別		
		終局限界	使用限界	疲労限界
材料係数 γ_m	コンクリート	1.3	1.0	1.3
	鉄筋及びPC鋼材	1.0	1.0	1.05
	上記以外の鋼材	1.05	1.0	1.05
荷重係数 γ_f	永続作用	1.0~1.1 (0.9~1.0)	1.0	1.0
	変動作用			
	波力	1.2	1.0	1.0
	波力以外の作用	1.0~1.2 (0.8~1.0)		
	偶発作用	1.0	-	-
	施工時の作用	1.0	-	-
構造解析係数 γ_a		1.0	1.0	1.0
部材係数 γ_b		1.1~1.3	1.0	1.0
構造物係数 γ_i		1.0~1.2	1.0	

注1) 表中括弧内は、作用を小さく考えた方が危険な場合に適用する。

注2) 終局限界状態検討時の部材係数は、以下の値を用いることができる。

- ・ 曲げ及び軸方向耐力を算定する場合：1.1
- ・ 軸圧縮耐力の上限値を算定する場合：1.3
- ・ コンクリートのせん断耐力分担分を算定する場合：1.3
- ・ せん断補強筋のせん断耐力分担分を算定する場合：1.1

注3) 終局限界状態に関する構造物係数は、以下に示す値を用いることができる。

		永続状態	変動状態	偶発状態
栈橋上部工	スラブ	1.2	1.2	1.0
	梁	1.1	1.1	1.0
防波堤		1.0	1.1	1.0
岸壁（ケーソン等）		1.0	1.1 (地震時のみ1.0)	1.0
その他（矢板の上部工等）		1.0	1.0	1.0

(2) 作用の組合せと荷重係数

① 底版

底版の供用時の安定性の性能照査における作用は、**図-4.3.1** に示す作用の組合せを考慮して、**表-4.3.2** に示す算定式にしたがって求める。

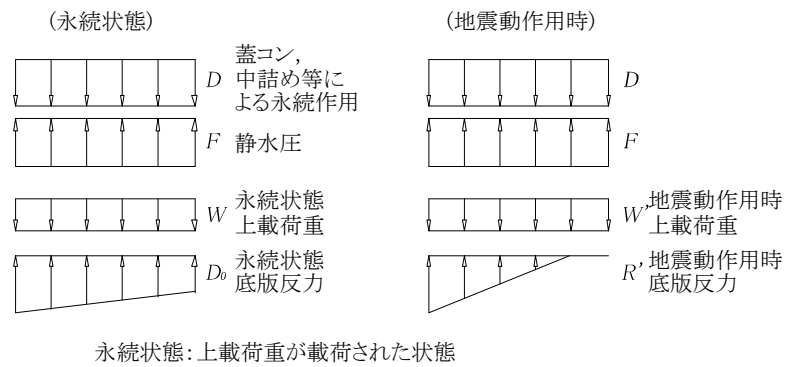


図-4.3.1 底版に生じる作用

表-4.3.2 作用の組み合わせと荷重係数

設計状態	終局限界状態	使用限界状態
永続状態	$0.9D + 1.1D_0 + 1.1F + 0.8W$	$1.0D + 1.0D_0 + 1.0F + 0.5W$
レベル1 地震動に関する変動状態	$1.0D + 1.0F + 1.0R' + 1.0W'$	検討しない

②上部工

底版の供用時の安定性の性能照査における作用は、表-4.3.3 に示す算定式にしたがって求める。

表-4.3.3 作用の組み合わせと荷重係数

限界状態種別	作用の組合せ	適用
終局限界	$1.1(0.9)D+1.2(0.8)S$	
	$1.1(0.9)D+1.2(0.8)W_m$	
	$1.1(0.9)D+1.2(0.8)S+1.2(0.8)H_b$	
	$0.9(1.1)D+1.0W_U$	
	$1.1(0.9)D+1.0S+1.0W_m+1.0E_Q$	レベル2地震動作用時
使用限界	$1.0D+0.5S$	
	$1.0D+0.5W_m$	
	$1.0D+0.5S+0.5H_b$	
	$1.0D+0.5S+0.5W_m+0.5E_Q$	レベル1地震動作用時
疲労限界	$1.0D+1.0W_m$	

ここに、

D :自重, H_b :船舶接岸力, 牽引力, E_Q :地震作用

S :積載荷重, W_m :車輛荷重, 荷役機械荷重, W_U :揚圧力

4.3.2 終局限界状態に対する検討

終局限界状態に対する検討は、設計荷重のもとで構造部材が断面破壊の終局限界状態に至らないことを確認することにより行う。

〔解説〕

断面破壊の終局限界状態に対する検討は、設計断面力 S_d の設計断面耐力 R_d に対する比に構造物係数 γ_i を乗じた値が 1.0 以下であることを確認することで行う。

$$\gamma_i S_d / R_d \leq 1.0 \quad \text{式(4.3.1)}$$

設計断面力 S_d は、設計荷重 F_d を用いて断面力 S (S は F_d の関数) を算定し、これに構造解析係数 γ_a を乗じた値を合計して求めることができる。

$$S_d = \sum \gamma_a S(F_d) \quad \text{式(4.3.2)}$$

設計断面耐力 R_d は、設計強度 f_d を用いて部材断面の耐力 R (R は f_d の関数) を算定し、これを部材係数 γ_b で除して求めることができる。

$$R_d = R(f_d) / \gamma_b \quad \text{式(4.3.3)}$$

曲げモーメント、軸方向力、せん断力に対する設計断面耐力は、**コンクリート標準示方書[設計編]**に準じて算定することができる。

① 曲げ耐力

曲げ耐力の設計用値 M_{ud} は次式により算出する。

$$M_{ud} = A_s f_{yd} d \left(1 - \frac{p_w}{1.7} \times \frac{f_{yd}}{f'_{cd}} \right) / \gamma_b \quad \text{式(4.3.4)}$$

ここに、

A_s : 引張鉄筋量(mm²)

p_w : 鉄筋比(= $A_s / (b_w \cdot d)$)

d : 有効高さ(mm)

f_{yd} : 鉄筋の設計引張降伏強度(N/mm²)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)

γ_b : 部材係数(=1.1)

②せん断耐力

せん断耐力の設計用値は次式により算出する.

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad \text{式 (4.3.5)}$$

V_{cd} : コンクリートの受持つせん断耐力の設計用値(N)

V_{sd} : せん断補強筋により受持たれるせん断耐力の設計用値(N)

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d / \gamma_b \quad \text{式 (4.3.6)}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \times (f'_{cd})^{1/3} \quad (N/mm^2)$$

$$\beta_d = (100/d)^{1/4} \quad (d : cm, \beta_d > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \text{ とする})$$

$$\beta_p = (100 p_w)^{1/3} \quad (\beta_p > 1.5 \text{ の場合は } 1.5 \text{ とする})$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \quad (N'_{cd} \geq 0)$$

$$p_w = A_s / (b_w d)$$

ここに,

N'_{cd} : 設計軸方向圧縮力(N)

M_d : 設計曲げモーメント($N \cdot m$)

M_0 : 引張縁に軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な
曲げモーメント($N \cdot m$)

b_w : 部材の腹部幅(mm)

d : 断面の有効高さ(cm)

A_s : 引張鉄筋の断面積(mm^2)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm^2)

γ_b : 部材係数(=1.3)

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin a_s + \cos a_s) / S_s\} Z / \gamma_b \quad \text{式 (4.3.7)}$$

ここに,

A_w : 区間 S_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積(mm^2)

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度の設計値($400 N/mm^2$ 以下とする)

Z : 全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面の図新までの距離($d/1.15$ としてよい)

a_s : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

S_s : せん断補強鉄筋の配置間隔(mm)

γ_b : 部材係数(=1.1)

③腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力

$$V_{wcd} = f_{wcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad \text{式 (4.3.8)}$$

ここに,

$$f_{wcd} = 1.25 \sqrt{f'_{cd}} \quad \text{ただし, } f_{wcd} \leq 7.8 \quad (N/mm^2)$$

γ_b : 一般に1.3としてよい.

ねじれに対しては、一般にねじりモーメントの影響が小さいか変形適合ねじりモーメントが作用する場合が多いので、一般に検討を省略することができる。

4.3.3 使用限界状態に対する検討

使用限界状態に対する検討は、コンクリートの圧縮応力度及びひびわれ幅を指標として行うことができる。

(1) 曲げひび割れに対する検討

① 曲げひび割れに対する照査は下式により行うことができる。

$$w \leq w_a \quad \text{式 (4.3.9)}$$

ここに、

w : ひび割れ幅(mm)

w_a : ひび割れ幅の限界値(mm)

② 曲げひびわれ幅 w は、下式により算出することができる。

$$w = 1.1k_1k_2k_3[4c + 0.7(c_s - \phi)] \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad \text{式 (4.3.10)}$$

ここに、

w : ひび割れ幅(mm)

k_1 : 鉄筋の表面形状がひび割れ形状に及ぼす影響を表す係数(異形鉄筋の場合1.0)

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7$$

f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²). 一般に圧縮強度の設計用値 f'_{cd} としてよい。

k_3 : 引張鉄筋の段数の影響を表す係数

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

n : 引張鉄筋の段数

c : かぶり(mm)

c_s : 鉄筋の中心間隔(mm)

ϕ : 引張鉄筋径で、最小鉄筋の公称径(mm)

E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm²)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮及びクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値. 一般の場合、 150×10^{-6} 程度、高強度コンクリートの場合には 100×10^{-6} 程度としてよい。

σ_{se} : 表面に近い位置にある鉄筋応力度の増加量(N/mm²)

③鉄筋応力度の増加量 σ_{se} は、断面が弾性範囲にあるとして、下式により求めることができる。

$$\sigma_{se} = \frac{M_d}{A_s j d} \quad \text{式(4.3.11)}$$

ここに、

M_d : 使用限界状態検討時の曲げモーメントの設計用値(N/mm²)

$$j = 1 - k/3$$

k : 中立軸比(= $\sqrt{2np_w + (np_w)^2} - np_w$)

n : ヤング係数比(= E_s/E_c)

p_w : 鉄筋比(= $A_s/(b_w d)$)

d : 有効高さ(mm)

b_w : 部材の腹部幅(mm)

A_s : 鉄筋の断面積(mm²)

④ひびわれ幅の限界値は、**コンクリート標準示方書[構造性能照査編]**に基づき、一般に下表に示す値とする。ただし、下表が適用できるのはかぶりが100mm以下の場合に限る。

表-4.3.4 曲げひび割れ幅の限界値

環境区分	異形鉄筋・普通丸棒	PC鋼材
特に厳しい腐食性環境	0.0035c	-
腐食性環境	0.004c	-
一般の環境	0.005c	0.004c

(c はかぶり)

底版や上部工下面については、海水に常時接している環境であり、特に厳しい腐食性環境として取り扱う。上部工床版に舗装が敷設される場合については一般の環境を適用してもよい。

(2) 圧縮応力度に対する検討

永続状態におけるコンクリートの圧縮応力度に対する照査は下式により行うことができる。

$$\gamma_i \sigma'_c \leq 0.4 f'_{ck} \quad \text{式(4.3.12)}$$

$$\sigma'_c = \frac{2M_d}{kjBd^2}$$

ここに、

σ'_c : 永続作用によりコンクリートに生じる圧縮応力度(N/mm²)

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値(N/mm²)

(3)上部工に荷役機械による作用が比較的大きく、荷役に支障が出る程度のたわみの発生が予想される場合には、必要に応じたわみを指標として使用性の照査を行う。その場合のたわみの限界値は、クレーンの性能や**道路橋示方書・同解説**(日本道路協会)などを参考にし
て定めることができる。

4.3.4 疲労限界状態に対する検討

作用のうち変動作用の占める割合およびその程度が大きい場合には、疲労に対する検討を行う。

〔解説〕

作用のうち変動作用の占める割合およびその程度が大きい場合には、疲労に対する検討を行う。

疲労限界状態の検討にあたっては、繰り返し作用を適切にランク分けし、各々の疲労破壊に対する影響度を計算した上で、全ての作用ランクに対する影響度を総計して、疲労破壊に対する安全性を判定する。疲労破壊に対する安全性には作用の大きさだけでなく、繰り返し作用回数が大きく影響するので、適切に定める必要がある。なお、200万回を越えて疲労限界に達しないランクの作用による影響は無視してよい。

4.3.5 性能の経時変化に対する検討

底版・上部工等の構造部材の保有する性能は、設計供用期間に生じる材料劣化等により、要求される性能を下回ってはならないため、以下の項目に関する照査を行うものとする。

- 1) 中性化による鉄筋腐食
- 2) 塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食
- 3) 凍結誘拐作用
- 4) 化学的侵食
- 5) アルカリ骨材反応

〔解説〕

(1) 次の条件を満足する場合には、性能の経時変化に対する検討を省略することができる。

①鉄筋のかぶりとして、外側（海水に接する側）鉄筋については、**6.1 かぶりの表-6.1.1** に示す特に厳しい腐食性環境、内側（海水に接しない側）鉄筋については同様に一般の環境で示される標準値以上の値が設定されていること。

②下表に示される水セメント比のコンクリートが用いられること。

表-4.3.5 構造部材別のコンクリート配合条件の参考表

種類	構造部材の種類例	配合条件		
		最大水セメント比(%)		粗骨材の最大寸法(mm)
		凍結融解がしばしば繰返される地域	氷点下の気温となることがまれな地域	
無筋コンクリート	防波堤上部工，蓋コンクリート，本体ブロック，異形ブロック（消波・被覆），根固めブロック，袋詰めコンクリート	65	65	40
	係船岸上部工，胸壁，係船直柱基礎(重力式)	60		
鉄筋コンクリート	係船柱基礎（杭式） 胸壁，係船岸上部工 ^{※1)}	60	65	20, 25, 40
	栈橋上部工	-	-	-
	ケーソン，ウェル，セルラーブロック，L型ブロック	50	50	20, 25, 40
	消波ブロック	55	55	20, 25, 40
	控壁，控杭上部工	60	60	20, 25, 40
	エプロン舗装	-	-	25(20) ^{※2)} , 40

※1) 栈橋上部工は除く。 ※2) 砂利の場合25mm，碎石の場合20mmとする。

③入念な施工が行われること。

(2)性能の経時変化に対する検討

以下の項目に対する検討は**技術基準・同解説第4編第2章 1.1.7 性能の経時変化に対する検討**によって行う。

- 1) 中性化による鉄筋腐食
- 2) 塩化物イオンの侵入による鉄筋腐食
- 3) 凍結誘拐作用
- 4) 化学的侵食
- 5) アルカリ骨材反応

4.3.6 柱体と上部工の接合部

柱体と上部工との接合部においては、作用する曲げモーメント、軸力、及びせん断力に対して、終局限界状態に達しないことを照査する。

〔解説〕

柱体頭部において鉄筋の座屈、かぶりコンクリートのはく落が生じた場合には、応答値の算定で仮定した剛結条件が満足されなくなり、計算上期待する応答値と実際の応答値が乖離することになるので注意が必要である。

(1)鋼管による柱体を上部工内に埋め込む構造とする場合には、以下に示す方法で照査を行うことができる。はりの鉄筋は柱体頭部に設けられる鋼板に溶接するなどの方法で定着を確実にするとともに、はりと柱体との力の伝達を円滑にする必要がある。

①はりに伝達できる曲げモーメント

はりに伝達できる曲げモーメント M_{ud} は、鉄筋連結プレートや必要に応じて設けられる縦リブを無視して次式により算出してよい。

$$M_{ud} = \frac{DL^2 f'_{cd}}{6\gamma_b} \quad \text{式(4.3.13)}$$

ここに、

M_{ud} : 柱体のはり内埋込み部分で伝達できる曲げモーメント($N \cdot mm$)

D : 柱体の直径(mm)

L : 柱体の埋込長(mm)

f'_{cd} : はりコンクリートの圧縮強度の設計用値(N/mm^2)

γ_b : 部材係数

②はりに伝達できる軸力

軸力は、柱体外周面，及び必要に応じて設ける縦リブとコンクリートの付着のみによって伝えるものとする。その際，伝達できる軸力 P_{ud} は次式により算出できる。

$$P_{wd} = \frac{1}{\gamma_b} (L\varphi + 2A_p) f_{bo_d} \quad \text{式(4.3.14)}$$

ここに，

P_{wd} : 柱体のはり内埋込み部分で伝達できる軸力(N)

L : 柱体の埋込長(mm)

φ : 柱体の外周(mm)

f_{bo_d} : 柱体とコンクリートの付着強度の設計用値(N/mm²)

$$f_{bo_d} = 0.11 f_{ck}'^{2/3} / \gamma_c$$

f_{ck}' : コンクリートの圧縮強度の特性値(N/mm²)

γ_c : コンクリートの材料係数(=1.3)

A_p : 縦リブのコンクリートに付着する面積(mm²)

γ_b : 部材係数(=1.0としてよい)

③水平方向押抜きせん断耐力

はり端部に埋め込まれた柱体では，水平力によるはりの水平方向の押抜きせん断力に対して破壊しないことを照査する。この場合の押抜きせん断耐力 V_{pcd} は次式により算出できる。

$$V_{pcd} = 0.2 \sqrt{f_{cd}'} \beta_d \beta_p \beta_\gamma A_\tau / \gamma_b \quad \text{式(4.3.15)}$$

ここに，

V_{pcd} : 水平方向の押抜きせん断耐力の設計用値(N)

f_{cd}' : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad \text{ただし, } \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする.}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_w} \quad \text{ただし, } \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする.}$$

d : 有効高さ(m)

p_w : 鉄筋比

$$\beta_\gamma = 1.0$$

A_τ : せん断抵抗面積(mm²)

γ_b : 部材係数(=1.3としてよい)

(2)外力が大きく柱体の上部工への埋め込み長が大きくなる場合には，**道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 12.9.3 杭とフーチングの結合部**に示される方法Bによってもよい。

4.3.7 柱体と底版の接合部

柱体と底版との接合部においては，作用する曲げモーメント，軸力，及びせん断力に対して，終局限界状態に達しないことを照査する。

柱体と底版の接合部についても，**4.3.6 柱体と上部工の接合部**と同様な考え方によって設計を行ってよい。

第5章 偶発状態に対する性能照査

5.1 一般

耐震強化施設であるハイブリッド重力式栈橋については、想定される偶発状態に対して所要の性能を有していることを照査する。

〔解説〕

耐震強化施設であるハイブリッド重力式栈橋においては、主たる作用がレベル2地震動である偶発状態に対して、作用による損傷の程度が要求性能に応じた制限値以下であることを照査する。表-5.1.1に耐震強化施設の分類と要求性能を示す。

表-5.1.1 耐震強化施設の分類と要求性能

	耐震強化施設		
	特定		標準
	緊急物資輸送対応	幹線貨物輸送対応	緊急物資輸送対応
レベル2地震動の作用後に必要とされる機能	地震後、構造的な安定が保たれ、速やかに、船舶の利用、人の乗降及び緊急物資等の荷役を行うことができる	地震後、構造的な安定が保たれ、速やか(短期間の後)に、船舶の利用及び幹線貨物の荷役を行うことができる	地震後、構造的な安定が保たれ、一定期間の後に、緊急物資等の荷役を行うことができる
	地震後に必要な機能(本来の機能は不要)	本来の機能	地震後に必要な機能(本来の機能は不要)
要求性能	使用性 [*]	修復性	修復性 [*]
許容される修復の程度	軽微な修復	軽微な修復	ある程度の修復

※この要求性能は、地震後に必要な機能(緊急物資輸送)に対するものであり、施設の本来の機能に対するものとは異なる。

ハイブリッド重力式栈橋の性能照査の方法は、**技術基準・同解説 第4編 第5章 5.2.4 性能照査**に準じる。照査手順としては、一般にレベル2地震動以外の作用に対して断面を設定し、これについてレベル2地震動に対する耐震性能を照査する。

5.2 性能照査方法

レベル2地震動に関する偶発状態における性能照査は、適切な地震応答解析により具体的に施設の変形量等を算定して**1.4 性能規定**に示す項目について照査を行う。

〔解説〕

レベル2地震動に関する偶発状態における性能照査は、動的解析法により構造部材の損傷の程度と変形量を照査する。具体的な照査方法については、**技術基準・同解説 第4編 第5章 5.2.4(11)レベル2地震動に対する動的解析法による照査**を参考にできる。

性能照査方法の例としては、質点系の動的解析により照査用断面を設定し、その後、柱体と地盤の3次元動的相互作用を考慮した非線形地震応答解析により栈橋と地盤の一体解析を実施する方法、又は、同様な方法により照査用断面を設定し、その後、別途算定された柱体周辺部の地盤の変形量を用いて、栈橋の骨組み構造を用いた応答変位法を実施する方法等が挙げられる。

質点系の動的解析による照査用断面の設定にあたっては、弾塑性解析から得られた栈橋構造系の荷重-変位関係の骨格曲線をモデル化したばねを有する1質点系(コンテナクレ

ーン等が設置される場合2質点系) のバネマスモデル非線形動的解析を用いることができる。

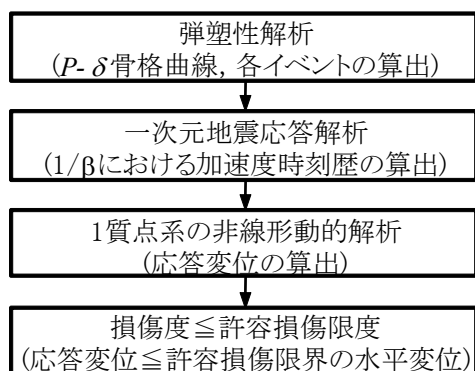


図-5.2.1 解析手順

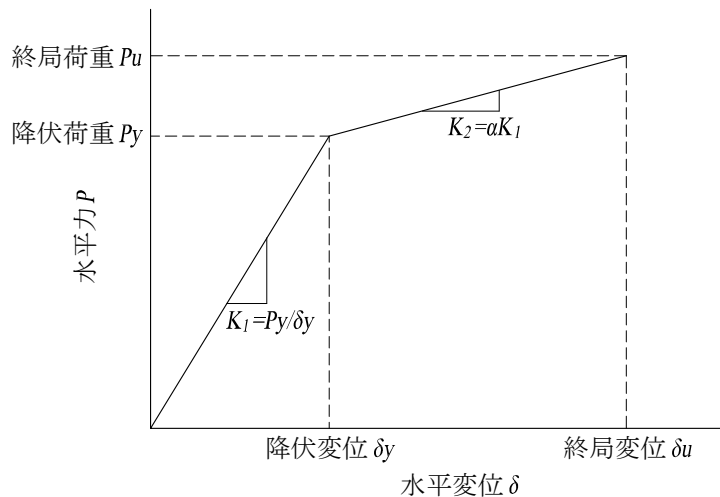


図-5.2.2 P-δ骨格曲線

終局状態は、以下のように定義される。

- ①上部工に生じる設計断面力が設計断面耐力を超えないこと。
- ②耐震強化施設（特定）の場合，柱体頭部及び地中部の双方で全塑性に達する柱体が存在しないこと，耐震強化施設（標準）の場合，柱体頭部及び地中部の双方で全塑性に達する柱体の一部にとどまること。

上部工及び底版については動的解析法による断面力等の算出結果を用い，**技術基準・同解説 第4編 第2章 15 構造物の部材**に準じ，終局限界状態に至らないことを照査する。

5.3 部材および地盤特性のモデル化

レベル2地震動に関する偶発状態における性能照査において、弾塑性解析や非線形動的解析法による照査を行う場合には、適切に部材特性及び地盤特性をモデル化する。

〔解説〕

(1) RC部材

上部工および底版等のRC部材の部材特性のモデル化については、**コンクリート標準示方書[設計編:本編]7章 7.2.2.2(3)**に示される曲げモーメントー曲率関係として定まる弾塑性モデル等が参考となるが、限界状態設計により算出される**図-5.3.1**のようなモデルを用いても良い。

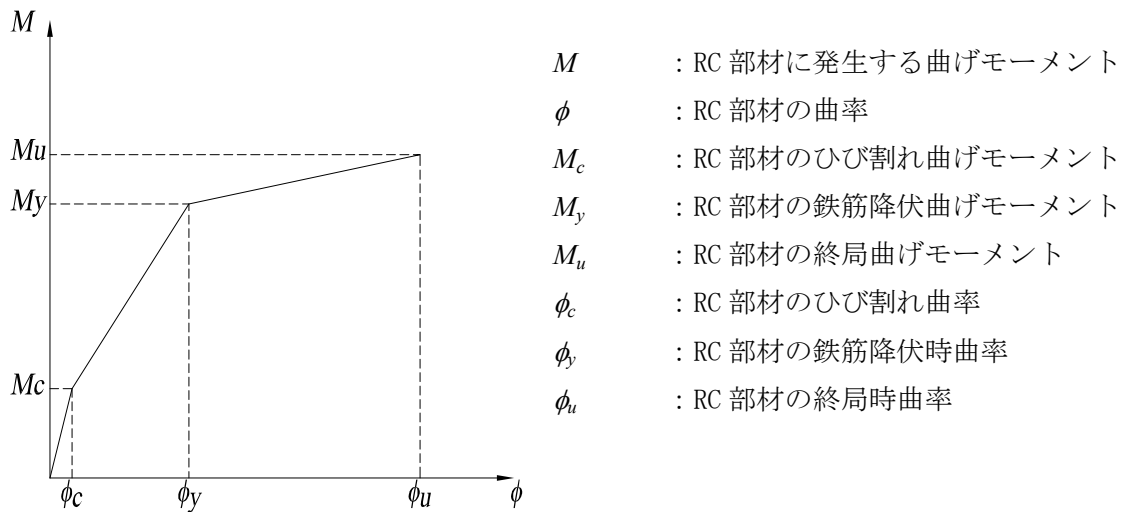


図-5.3.1 RC部材のM- ϕ 曲線の例

非線形動的解析において塑性後の挙動を評価する場合、復元力特性を評価する必要がある。RC部材に関しては武田モデル等の剛性低下型トリリニアモデルが多く用いられている。

(2)柱体

鋼管を用いた柱体については、**図-5.3.2**のような全塑性モーメントを上限とするバイリニア（またはトリリニア）型の弾塑性モデルを用いても良い。

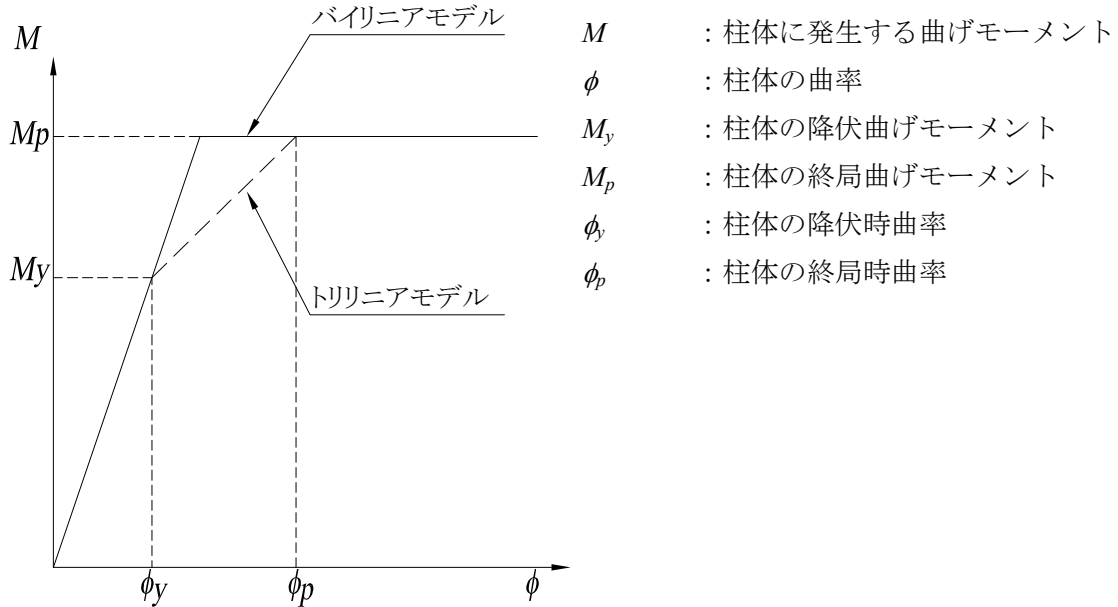


図-5.3.2 柱体のM-φ曲線の例

全塑性モーメント M_p 、降伏モーメント M_y 、降伏時曲率 ϕ_y 及び全塑性時曲率 ϕ_p は下式により求める。

$$M_p = M_{p0} \cos\left[\frac{\alpha\pi}{2}\right] \tag{5.3.1}$$

$$M_y = \left[f_y - \frac{N}{A}\right] Z_e$$

$$\phi_y = \frac{M_y}{EI}, \quad \phi_p = \frac{M_p}{M_y} \phi_y$$

ここに、

M_{p0} : 軸力がない場合の鋼管の全塑性モーメント(= $Z_p f_y$)(N・mm)

Z_p : 鋼管の降伏点強度(N/mm²)

r : 鋼管の半径(mm)

t : 鋼管の肉厚(mm)

α : 曲げモーメントがない場合の作用軸力 N と降伏軸力 N_0 の比(= $A f_y$)

A : 鋼管の断面積(mm²)

Z_e : 弾性域の鋼管の断面係数(mm³)

EI : 鋼管の曲げ剛性(N・mm²)

(2) 横方向地盤反力

レベル2地震動の変動状態に対する弾塑性解析に用いる横方向地盤反力と変位の関係は、地盤反力の最大値 P_{max} と横方向地盤反力係数を設定するバイリニアモデルとしてよい。地盤反力の最大値は、レベル1地震動に関する照査用震度における受働土圧として算定する。地震応答解析に用いる横方向地盤反力係数は下式で算定してよい。

$$k_{CHk} = 2 \times 1.5N(N/m^3) \quad \text{式(5.3.2)}$$

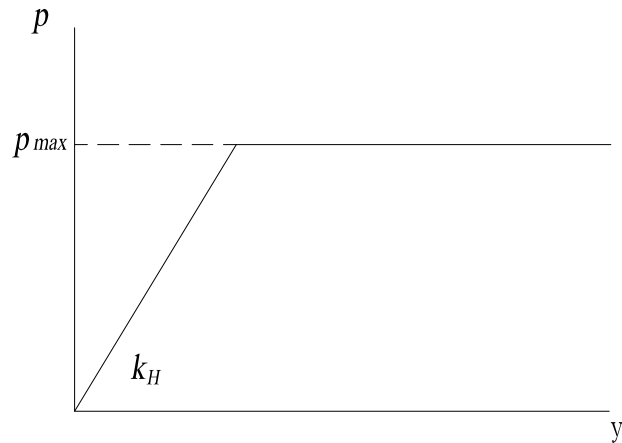


図-5.3.3 横方向地盤の荷重-変位関係

第6章 一般構造細目

6.1 かぶり

かぶりは、**技術基準・同解説 第4編 第2章 1.1.9 構造細目**による。

〔解説〕

かぶりは鉄筋とコンクリートとの付着強度を確保するとともに、塩化物イオンの侵入や中性化による鉄筋腐食に密接に関係し部材の耐久性に大きな影響を及ぼす。よって、かぶり必要な耐久性、施設の機能、施工誤差等を考慮して適切に設定されなければならない。

鉄筋コンクリート部材のかぶりは**表-6.1.1**の値以上とする。ただし、100mmを超えるかぶりを採用する場合には、ひび割れ幅の制御に十分留意する必要がある。また、性能照査においては、施工の際に適切に管理・検査されることを前提として、このかぶりに対する施工誤差は考えなくても良い。

表-6.1.1 かぶりの標準値

環境区分	かぶり(mm)	摘要
特に厳しい腐食性環境	70	海水に直接接する部分、 海水で洗われる部分、 厳しい潮風を受ける部分
一般の環境	50	上記以外の部分

工場製品等で、十分な検討がなされた場合には、**表-6.1.1**のかぶりを低減することができる。

6.2 その他の構造部材の構造細目

その他の構造部材の構造細目は、**コンクリート標準示方書[設計編]**による。

〔解説〕

鉄筋のあき、鉄筋の定着長、用心鉄筋、最小・最大鉄筋量等の構造細目は**コンクリート標準示方書[設計編]**による。

第7章 付帯設備の設計

付帯設備の性能照査は、**技術基準・同解説 第4編 第5章 9 係留施設の付帯設備等**による。

〔解説〕

付帯設備としては一般に以下のものがある。

- ①防衝工
- ②係船柱
- ③車止め
- ④給排水施設
- ⑤階段、はしご
- ⑥その他

上部工の強度等の検討にあたっては、係船柱、防衝工に加わる力を考慮する。

港湾空港技術研究所資料 No.1259

2012. 12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社シーケン

Copyright © (2012) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。



古紙配合率70%再生紙を使用しています