

ISSN 1346-7328

国総研資料 第63号

平成15年3月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 63

March 2003

係留施設の船舶接岸時の性能設計法に関する基礎的研究

長尾 毅・岡田達彦・岩田直樹・松本英雄・石田 誠・佐藤祐司

A Study on the Performance-based Design of Quay Walls under Berthing Condition

Takashi NAGAO, Tatsuhiko OKADA, Naoki IWATA,
Hideo MATSUMOTO, Makoto ISHIDA
and Yuji SATOH

国土交通省 国土技術政策総合研究所

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

係留施設の船舶接岸時の性能設計法に関する基礎的研究

長尾 毅*・岡田達彦**・岩田直樹***・松本英雄****・石田 誠*****・佐藤祐司***

要 旨

次期港湾基準においては、信頼性設計法の全面的な導入が考えられている。本研究では、性能規定型の港湾構造物の設計法確立のため、係留施設のうち船舶の接岸に関する設計法に関する検討を行った。具体的には、船舶の接岸に関するパラメータの従う確率分布をもとに、防舷材の設計法の信頼性理論に基づく検討を行い、安全係数を提案した。さらに、船舶接岸時に防舷材反力の作用による安全性照査が必要になる栈橋の設計に関する現地観測実験を行った。その結果、観測対象の範囲においては船舶接岸時の栈橋の変形量は現行設計法による変形量と比較して非常に小さいことが明らかとなった。

キーワード：信頼性設計，防舷材，栈橋，接岸力

*港湾研究部港湾施設研究室長

**鳥取大学工学部

***港湾研究部港湾施設研究室研究員

****港湾研究部主任研究官

*****運輸施設整備事業団

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 phone : 0468-44-5029 fax : 0468-44-5081 E-mail : nagao-t92y2@ysk.nilim.go.jp

A Study on the Performance-based Design of Quay Walls under Berthing Condition

Takashi NAGAO*
Tatsuhiko OKADA**
Naoki IWATA***
Hideo MATSUMOTO****
Makoto ISHIDA*****
Yuji SATOH***

Synopsis

The performance-based design is going to be introduced to the technical standard for port and harbour facilities in the near future. We have focused on the fender related design method in the present study. Firstly, we proposed the reliability-based design method for fenders by using the First-Order Reliability Theory. Secondly, we have conducted field observations on the deformation of the pile supported wharves under berthing condition.

Key Words: reliability-based design, fender, pile-supported wharf, berthing force

*Head of Port Facilities Division, Port and Harbor Department

**Faculty of Engineering, Tottori University

***Researcher of Port Facilities Division, Port and Harbor Department

****Senior Researcher, Port and Harbor Department

*****Corporation for Advanced Transport & Technology

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Phone : +81-468-44-5029 Fax : +81-468-44-5029 E-mail : nagao-t92y2@ysk.nilim.go.jp

目 次

1. はじめに	1
2. 防舷材の性能設計	1
2.1 防舷材の性能設計に関する既往の研究	1
2.2 防舷材の性能設計法の検討	2
3. 栈橋の船舶接岸時の設計法に関する現地観測試験	6
3.1 試験の目的	6
3.2 現地観測方法	7
3.3 観測結果	10
3.4 現行設計法との比較	27
4. まとめ	30
5. おわりに	31
参考文献	31

1. はじめに

港湾構造物の設計には、基本的に安全率を用いた確率的設計法が長年にわたり採用されてきた。この方法は簡便ではあるものの、設計法が担保する安全性水準が明確ではないという非常に大きな問題点を有している。安全率は安全性水準を示す指標と受け止められることが多いが、実際には安全率は安全性水準を定性的に示す指標に過ぎない。何故なら、設計計算式に用いられるパラメータは何らかの確率変動を有するが、設計に用いている値（設計用値）がそのパラメータの確率分布の中でどの程度の超過確率値に設定されているかによって、同じ安全率を有していても破壊可能性はまったく異なる可能性があるためである。図-1はこのことを概念的に示す図である。耐力を R 、荷重効果を S と定義する。設計用値を添字 d で表す。通常の設計法においては R_d が S_d を、許容安全率以上の比で上回っていれば安全であると考えて設計計算が終了する。しかしながら、実際の破壊の可能性は、 R と S の2つの確率密度分布の重複領域により表現されるものであり、これは R_d と S_d の比の値とは一義的な関係にはない。また、設計計算で用いられる R_d や S_d の超過確率が変わると、同じ安全率を持ちながらも R と S の確率密度分布の重複領域の面積（すなわち、破壊確率）が異なってしまう。

現在、構造物の設計を性能規定化すべきだとの議論が盛んになされている。構造物に要求される性能として何を用いるべきかは構造物の種類や重要度などの要因によって変化するものであり、ある特定の要素によって代表させることは難しいが、構造物の破壊確率をその候補の一つとして取り上げることは妥当であると考えられる。その際、性能規定型の設計法においては、設計者に課せ

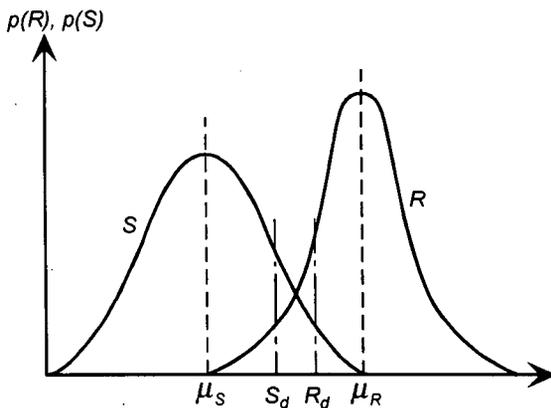


図-1 破壊確率の概念図

られる命題は「構造物の安全率をある特定の値以上に保つこと」ではなく、「構造物の破壊可能性をある特定の値以下に保つこと」となる。そして、そのような命題に対して、安全率を用いた従来型の設計法は解決方法を示すことが出来ない。従来型の設計法に変わる設計法として導入が期待されるものが信頼性設計法であり、構造物の破壊可能性を確率論的な方法を用いて許容値以下に収める手法である。ISO2394（構造物の設計法に関する一般原則）においても信頼性設計法が位置付けられており、信頼性設計法は次世代の設計法の国際標準となるものと考えられる。

このような背景のもと、次期港湾基準においては、信頼性設計法の全面的な導入が考えられている（長尾,2002）。本研究では、性能規定型の港湾構造物の設計法確立のため、係留施設のうち船舶の接岸に関する設計法に関する検討を行った。具体的には、防舷材の設計法の信頼性理論に基づく検討を行うとともに、船舶接岸時に防舷材反力の作用による安全性照査が必要になる棧橋の設計に関する現地観測実験を行った。

2. 防舷材の性能設計

2.1 防舷材の性能設計に関する既往の研究

防舷材は、船舶接岸エネルギー（荷重効果）が防舷材吸収エネルギー（耐力）を超えないように設計される。

ここで、荷重効果側の船舶接岸エネルギーは、船舶の仮想質量と接岸速度、偏心係数により算定される。これら諸量の実測値は設計値と比較して変動が非常に大きいことが特徴である。さらに、近年船型の大型化が進んだことから、たとえ喫水調整を行ったとしても、実際に入港する船舶が計画船型の排水トン数を超える可能性が存在し、この点も接岸エネルギーの確率変動に寄与する成分となる。

また、耐力側の防舷材の吸収エネルギーについても、製品ごとに規格値に対する確率変動を有することはいうまでもない。

このような点を考慮して、上田ら(2001,2002)および平野(2002)の一連の研究においては、防舷材の設計にかかわる諸元の統計的性質を考慮して、耐力を荷重効果が上回る確率（破壊確率）をモンテカルロシミュレーションなどにより算出している。さらに、部分安全係数を用いたレベル1信頼性設計法により試設計を実施し、試設計結果をもとに破壊確率を算出し、安全係数の提案を行っている。

2.2 防舷材の性能設計法の検討

本研究では、上述した既往の研究により明らかにされている防舷材の設計にかかわる諸元の統計的性質を考慮して、1次信頼性理論 (FORM: First-Order Reliability Method) を用いた破壊確率の検討を行い、レベル1信頼性設計法における安全係数の検討を行う。ここで、既往の研究で用いられてきたモンテカルロシミュレーションに代わって FORM を用いる利点としては、破壊確率を解析的に算出することが可能になるほか、破壊確率算出時に付随的に算出される感度係数 (線形化近似係数) を用いることにより安全係数を合理的に設定することが可能になる点があげられる。

船舶接岸エネルギーに関する諸元 (船舶質量, 接岸速度, 仮想質量係数, 偏心係数) は、船舶の重量トン DWT の関数であり、既往の研究によると、これら諸元は両自然対数軸上の船舶の重量トン数のべき乗値に対して正規分布に従うと仮定できる。つまり、自然軸上の船舶の重量トン数に対しては対数正規分布に従う。そのため、船舶接岸エネルギーに関する諸元は、船舶の重量トン数のべき乗に対して対数正規分布に従う確率分布 P_X を乗じることで表現できることになる。また、重量トン数は日本のある主要な港における船舶の入港実績における確率分布を用い、入港実績に対する検討を行う。

船舶接岸エネルギーに関する諸元は、互いに独立な確率変数を用いて、式(1)~式(5)のように表現できる(平野,2002)。

①船舶質量 (排水トン数)

$$DT = P_{DT} \cdot DWT^{0.957} \quad (\text{コンテナ船}) \quad (1)$$

$$DT = P_{DT} \cdot DWT^{0.913} \quad (\text{一般貨物船}) \quad (2)$$

②接岸速度

$$V_b = P_{Vb} \cdot DWT^{-0.338} \quad (3)$$

③仮想質量係数

$$C_M = P_{CM} \cdot DWT^{0.022} \quad (4)$$

④偏心係数

$$C_e = P_{Ce} \cdot DWT^{-0.015} \quad (5)$$

ここで、各パラメータの従う確率分布は表-1 および表-2 のようになる。

また、防舷材の性能関数 G は式(6)により表現できる。

$$G = Z \cdot E_{cat} - \frac{1}{2} \cdot M \cdot V_b^2 \cdot C_M \cdot C_e \quad (6)$$

ここに、

- Z : 防舷材係数
- E_{cat} : 防舷材規格値
- M : 船舶質量 (排水トン数)
- V_b : 船舶接岸速度
- C_M : 仮想質量係数
- C_e : 偏心係数

ただし、 $E_{cat} = const$

式(1)~式(5)と式(6)を組み合わせることで、性能関数は式(7)のようになる。

$$G = g(Z, E_{cat}, M, V_b, C_M, C_e, DWT) \\ = Z \cdot E_{cat} - \frac{1}{2} (P_{DT} \times P_{Vb}^2 \times P_{CM} \times P_{Ce}) DWT^n \quad (7)$$

ただし、 $n=0.288$ (コンテナ船), 0.244 (一般貨物船) である。

次に、1次信頼性理論 FORM を用いて、実在バースでの入港実績に対する破壊確率、安全性指標 β および感度係数 α の算定を行う。解析にはプログラム「COMREL」を使用した。その際、各諸元の設計に用いる信頼度 (非

表-1 パラメータの従う確率分布 (コンテナ船)

		確率分布	μ	σ
P_{DT}	(船舶質量)	対数正規分布	2.131	0.156
P_{Vb}	(接岸速度)	対数正規分布	2.040	0.714
P_{CM}	(仮想質量係数)	対数正規分布	1.491	0.054
P_{Ce}	(偏心係数)	対数正規分布	0.621	0.019
Z	(防舷材係数)	正規分布	0.997	0.031
DWT	対象船舶=10,000DWT	対数正規分布	9322	6886
	対象船舶=15,000DWT		12345	7650
	対象船舶=20,000DWT		13318	10234
	対象船舶=35,000DWT		30265	15117

表-2 パラメータの従う確率分布 (一般貨物船)

		確率分布	μ	σ
P_{DT}	(船舶質量)	対数正規分布	3.128	0.238
P_{Vb}	(接岸速度)	対数正規分布	2.040	0.714
P_{CM}	(仮想質量係数)	対数正規分布	1.491	0.054
P_{Ce}	(偏心係数)	対数正規分布	0.621	0.019
Z	(防舷材係数)	正規分布	0.997	0.031
DWT	対象船舶=15,000DWT	対数正規分布	6729	6974

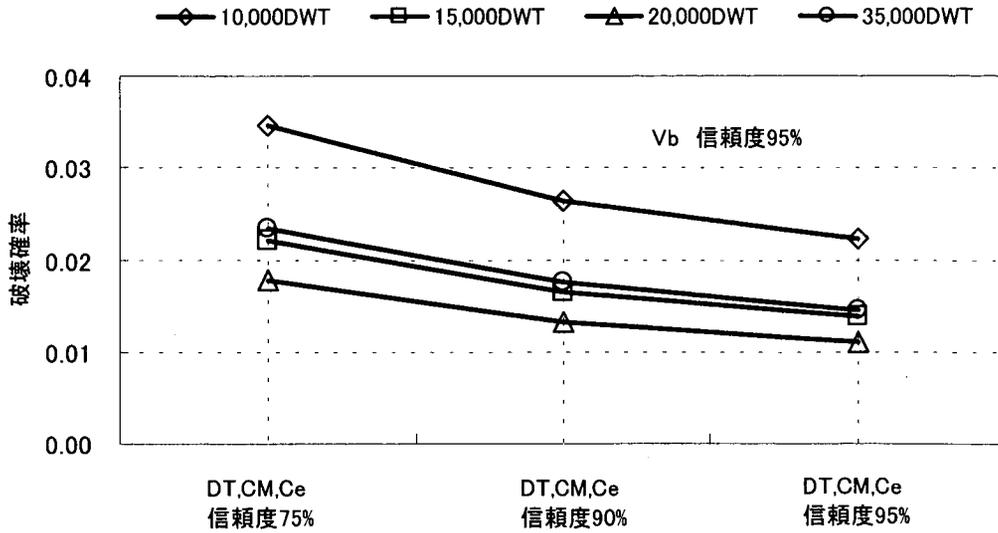


図-2 現行設計による破壊確率 (コンテナ船)

表-3 解析結果 (コンテナ船)

対象船舶 DWT	各諸元の信頼度				防舷材規格値 E_{cat} (kNm)	超過確率	β	α					
	V_b	DT	C_M	C_e				Z	P_{Vb}	P_{DT}	P_{CM}	P_{Ce}	DWT
10,000	95%	75%	75%	75%	174	0.0345	1.8180	0.0452	-0.9549	-0.1027	-0.0509	-0.0430	-0.2669
	95%	90%	90%	90%	189	0.0264	1.9360	0.0452	-0.9549	-0.1027	-0.0509	-0.0430	-0.2669
	95%	95%	95%	95%	199	0.0224	2.0070	0.0452	-0.9549	-0.1027	-0.0509	-0.0430	-0.2669
15,000	95%	75%	75%	75%	217	0.0221	2.0130	0.0456	-0.9636	-0.1036	-0.0514	-0.0434	-0.2327
	95%	90%	90%	90%	236	0.0165	2.1310	0.0456	-0.9636	-0.1036	-0.0514	-0.0434	-0.2327
	95%	95%	95%	95%	249	0.0138	2.2040	0.0456	-0.9636	-0.1036	-0.0514	-0.0434	-0.2327
20,000	95%	75%	75%	75%	236	0.0177	2.1030	0.0451	-0.9526	-0.1024	-0.0508	-0.0429	-0.2749
	95%	90%	90%	90%	257	0.0132	2.2200	0.0451	-0.9526	-0.1024	-0.0508	-0.0429	-0.2749
	95%	95%	95%	95%	270	0.0109	2.2920	0.0451	-0.9526	-0.1024	-0.0508	-0.0429	-0.2749
35,000	95%	75%	75%	75%	277	0.0234	1.9880	0.0460	-0.9719	-0.1045	-0.0518	-0.0437	-0.1943
	95%	90%	90%	90%	301	0.0175	2.1080	0.0460	-0.9719	-0.1045	-0.0518	-0.0437	-0.1943
	95%	95%	95%	95%	317	0.0146	2.1810	0.0460	-0.9719	-0.1045	-0.0518	-0.0437	-0.1943

表-4 解析結果 (一般貨物船)

対象船舶 DWT	各諸元の信頼度				防舷材規格値 E_{cat} (kNm)	超過確率	β	α					
	V_b	DT	C_M	C_e				Z	P_{Vb}	P_{DT}	P_{CM}	P_{Ce}	DWT
15,000	95%	75%	75%	75%	215	0.0115	2.2720	0.0449	-0.9476	-0.1059	-0.0505	-0.0426	-0.2905
	95%	90%	90%	90%	240	0.0076	2.4250	0.0449	-0.9476	-0.1059	-0.0505	-0.0426	-0.2905
	95%	95%	95%	95%	256	0.0059	2.5150	0.0449	-0.9476	-0.1059	-0.0505	-0.0426	-0.2905

超過確率)により破壊確率が異なると考えられるため、設計に用いられることが想定される信頼度の組み合わせを作成し、各信頼度の組み合わせに対して破壊確率をそれぞれ算定した。解析結果をコンテナ貨物船について図-2および表-3に、一般貨物船について表-4に示す。コンテナ貨物船の安全性指標は1.82~2.29、一般貨物船の安全性指標は2.27~2.52の範囲にある。

これら結果より分かるように、設計に用いる信頼度によって破壊確率には差が生じる。いま、信頼性設計法による目標安全性水準を現行設計法の平均安全性水準とすると、実際に用いられている信頼度の組み合わせの分布

が厳密には必要となる。しかしながら、実際にはそのようなデータを収集することは困難であるため、表-3および表-4に示した各諸元の信頼度の組み合わせは等しい確率で実際に用いられているものと仮定し、信頼性設計法による目標安全性水準を定めると、目標安全性指標 β_T は、コンテナ船については2.066、一般貨物船については2.392となる。さらに、レベル1信頼性設計法に用いる感度係数についても、設計パラメータの信頼度により異なるため、ここではコンテナ船、一般貨物船の各カテゴリーごとに平均した値を用いる。防舷材のレベル1信頼性設計法による性能関数は式(8)のようになる。

$$\begin{aligned}
 G &= Z_d E_{cat} \\
 &- \frac{1}{2} (P_{DT_d} \times P_{Vb_d}^2 \times P_{CM_d} \times P_{Ce_d}) DWT_d^n \\
 &= \gamma_Z Z_k E_{cat} \quad (8) \\
 &- \frac{1}{2} \{ \gamma_{P_{DT}} P_{DT_k} \times (\gamma_{P_{Vb}} P_{Vb_k})^2 \times \gamma_{P_{CM}} P_{CM_k} \\
 &\quad \times \gamma_{P_{Ce}} P_{Ce_k} \} \cdot (\gamma_{DWT} DWT_k)^n
 \end{aligned}$$

ここに、記号 γ はその添字に関する安全係数、添字 k は特性値であることを示す。

各パラメータの安全係数は一般的には式(9)により設定できる。また、特性値としては、これまでの設計で用いられてきた値を継承することが一般的と考えられる。ただしその場合、上述のように各パラメータについて用いられてきた信頼度が様々であるため、同じ目標安全性水準であっても特性値の信頼度に応じて安全係数は変化することとなる。ここでは、信頼度ごとの安全係数を提示することは煩雑であるので、平均値を特性値とした場

合の安全係数を提示する。すなわち、安全係数の算定式は式(10)のようになる。実際の設計において信頼度 $p\%$ の値(X_p)を使いたいときは、今後提示する安全係数を μ_X/X_p 倍すればよい。ただしその場合、計算結果は平均値を特性値とした場合とまったく同じである。

$$\gamma_X = (1 - \beta_T \alpha_X V_X) \frac{\mu_X}{X_k} \quad (9)$$

$$\begin{aligned}
 \gamma_X &= 1 - \beta_T \alpha_X V_X \\
 X_k &= \mu_X \quad (10)
 \end{aligned}$$

ここに、

α : 感度係数

V : 変動係数

μ : 平均値

表-3 および表-4 に示された感度係数を用いて式(10)により安全係数を求めた。安全係数は表-5 および表-6 のとおりである。得られた安全係数を用いて式(8)により試設計を実施した。設計結果をもとに FORM を用いて安全係数を表した結果を表-7 および表-8 に示す。

表-5 安全係数 (コンテナ船)

	β_T	α	安全係数 γ_X	
Z (防舷材係数)	2.066	0.045	0.997	
P_{DT} (船舶質量)		-0.103	1.016	
P_{Vb} (接岸速度)		-0.961	1.695	
P_{CM} (仮想質量係数)		-0.051	1.004	
P_{Ce} (偏心係数)		-0.043	1.003	
DWT		対象船舶=10,000DWT	-0.267	1.407
		対象船舶=15,000DWT	-0.233	1.298
	対象船舶=20,000DWT	-0.275	1.436	
	対象船舶=35,000DWT	-0.194	1.200	

表-6 安全係数 (一般貨物船)

	β_T	α	安全係数 γ_X	
Z (防舷材係数)	2.392	0.045	0.997	
P_{DT} (船舶質量)		-0.106	1.019	
P_{Vb} (接岸速度)		-0.948	1.793	
P_{CM} (仮想質量係数)		-0.051	1.004	
P_{Ce} (偏心係数)		-0.043	1.003	
DWT		対象船舶=15,000DWT	-0.291	1.720

表-7 試設計結果(コンテナ船)

対象船舶 DWT	設計用値 ($\gamma_X \cdot \mu_X$)					防舷材規格値 E_{cat} (kNm)	破壊確率	β	
	Z	P_{Vb}	P_{DT}	P_{CM}	P_{Ce}				
10,000	0.994	3.457	2.164	1.497	0.623	13119	186	0.0280	1.911
15,000						16022	197	0.0305	1.873
20,000						19130	207	0.0275	1.918
35,000						36333	249	0.0334	1.834

表-8 試設計結果(一般貨物船)

対象船舶 DWT	設計用値 ($\gamma_X \cdot \mu_X$)					防舷材規格値 E_{cat} (kNm)	破壊確率	β	
	Z	P_{Vb}	P_{DT}	P_{CM}	P_{Ce}				
15,000	0.994	3.658	3.188	1.498	0.623	11575	196	0.0161	2.143

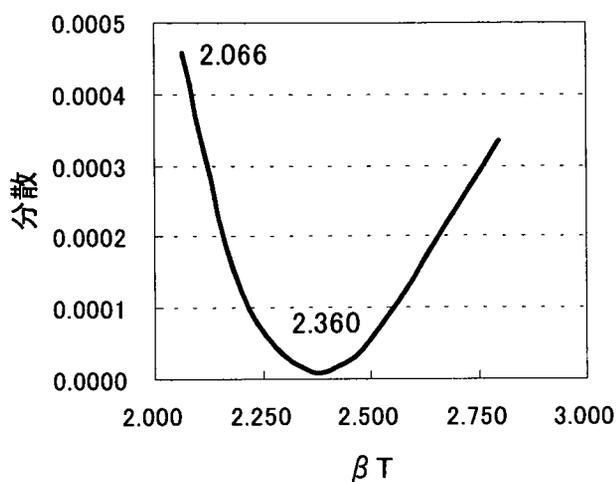


図-3 最適案判定結果 (コンテナ船)

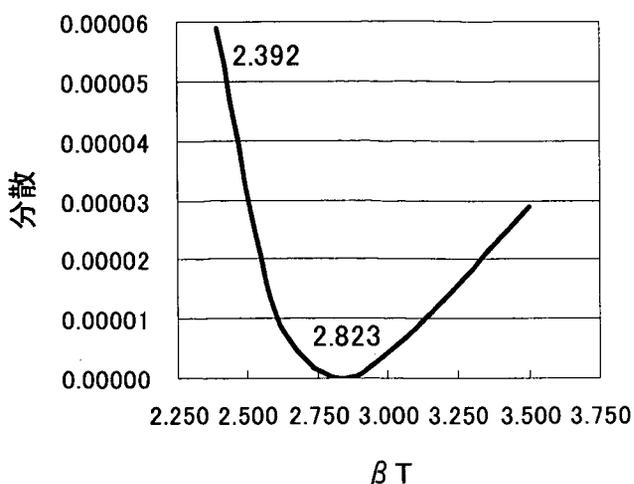


図-4 最適案判定結果 (一般貨物船)

表-9 最適案の安全係数 (コンテナ船)

		β_T	γ_x
Z	(防舷材係数)	2.360	0.997
P_{DT}	(船舶質量)		1.018
P_{vb}	(接岸速度)		1.794
P_{CM}	(仮想質量係数)		1.004
P_{Ce}	(偏心係数)		1.003
DWT	対象船舶=10,000DWT		1.465
	対象船舶=15,000DWT		1.340
	対象船舶=20,000DWT	1.499	
	対象船舶=35,000DWT	1.229	

表-10 最適案の安全係数 (一般貨物船)

		β_T	γ_x
Z	(防舷材係数)	2.823	0.996
P_{DT}	(船舶質量)		1.023
P_{vb}	(接岸速度)		1.936
P_{CM}	(仮想質量係数)		1.005
P_{Ce}	(偏心係数)		1.004
DWT	対象船舶=15,000DWT		1.850

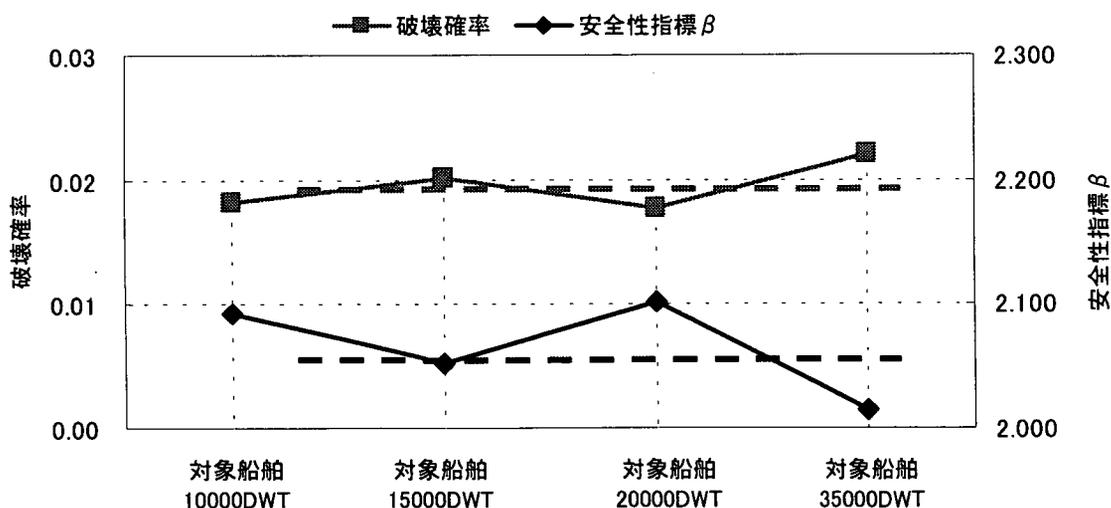


図-5 最適案による設計結果 (コンテナ船)

表よりわかるように、試設計結果は目標安全性指標に必ずしも近い結果とはならず、いずれも目標安全性指標よりも低い値が安全性指標として算出される。これは、性能関数の非線形性のための誤差であると考えられる。そこで、式(10)に用いる感度係数 α の値は固定とし、目標安全性指標の値を当初の目標値から変化させて試設計を実施し、目標とする安全性水準と最も近くなる目標安全性指標を算出することとした。最適性の判定は式(11)による。すなわち、目標破壊確率と設計結果の破壊確率の分散の最小案を最適案として採用する。

$$\sum (P_{\beta} - P_{\beta'})^2 \rightarrow \min \quad (11)$$

ここに、

P_{β} : 破壊確率の目標値

$P_{\beta'}$: 信頼性設計法による破壊確率

図-3および図-4に、目標安全性指標と、破壊確率の分散の関係を示す。コンテナ船については目標安全性指標=2.360、一般貨物船については目標安全性指標=2.823の条件が最適となり、その際の安全係数は表-9および表-10に示す通りとなる。また、図-5には、コンテナ船について最適案による設計結果を示す。これら結果より、信頼性設計法によって目標とする安全性水準に近い合理的な設計を行うことが可能になることが分かる。

3. 棧橋の船舶接岸時の設計法に関する現地観測試験

3.1 試験の目的

2.で検討した防舷材の信頼性設計法以外の項目で、係留施設の船舶接岸時の性能設計法に関して設計実務上重要な項目としては、棧橋式岸壁の船舶接岸時の設計法をあげることができる。すなわち、設計震度が小さな地域においては、船舶接岸時の棧橋の変形量により断面諸元が決定することがあり、その手法の合理性を確認することが重要である。本研究では、次の2点に着目して現地観測試験を行った。

まず第一に、棧橋の固定点の確認である。船舶接岸時に生じる棧橋の変形量は、棧橋のシステムとしてのばね定数をもとに算出されるが、ばね定数は杭の剛性と自由長により算出される。一般に杭の剛性は品質管理に問題がなければ正確に得られるが、杭の自由長については不確定要因が存在する。現行設計法(港湾基準,1999)では、棧橋の変形量を算出する際のばね定数を求めるための杭

の自由長は、仮想海底面から $1/\beta$ 下方の点を仮想固定点として算出される。ここで、仮想海底面とは、棧橋前面水深と実斜面の高さの $1/2$ の点である。杭 i の横方向ばね定数 K_{Hi} の算出式は式(12)による。

$$K_{Hi} = \frac{12EI_i}{\left(h_i + \frac{1}{\beta_i}\right)^3} \quad (12)$$

ここに、

K_{Hi} : 杭 i の横方向ばね定数(kN/m)

h_i : 杭 i の杭頭から仮想海底面までの長さ(m)

β_i : 杭 i の仮想固定点深さに関するパラメータで、式(13)による(m^{-1})

EI_i : 杭 i の曲げ剛性($kN \cdot m^2$)

$$\beta_i = 4 \sqrt{\frac{k_{hi} D_i}{4EI_i}} \quad (cm^{-1}) \quad (13)$$

ここに、

k_{hi} : 杭 i に関する横方向地盤反力係数(N/cm^3)

D_i : 杭 i の直径または幅(cm)

EI_i : 杭 i の曲げ剛性($N \cdot cm^2$)

ここで、横方向地盤反力係数 k_{hi} は、地盤の $1/\beta_i$ 深さ付近までの平均 N 値を用いて、 $k_{hi}=1.5N$ により算出される。

棧橋の自由長を実際に観測することは困難である。このため本研究では、常時微動より推定することが可能な(長尾ら,2002a)棧橋の固有周期をもとにして自由長の検討を行い、現行設計法の妥当性を検証する。棧橋の固有周期は式(14)により得られる。

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_{Hi}}} \quad (14)$$

ここに、

T_s : 棧橋の固有周期(s)

W : 杭一列が受け持つ自重及び上載荷重(kN)

g : 重力加速度(m/s^2)

ここで、現行設計法では、固有周期算定の際の杭の自由長は仮想海底面から $1/\beta$ 下方の点をもとにするのではなく、海底面から $1/\beta$ 下方の点をもとに算出されることに注意が必要である。なお、長尾ら(2002a)は、横浜港及び川崎港の2つの棧橋上の強震観測記録を用いて解析を

行った結果、当該栈橋の固有周期は海底面から $1/\beta$ 下方の点ではなく、仮想海底面を固定点としたほうが観測結果に近い結果となることを示している。

現地観測試験の第二の視点は、現行設計法の栈橋の変形量算出方法の妥当性の検証である。現行設計法では、栈橋の変形量は、式(15)に示すように、作用水平力を栈橋のシステムとしてのばね定数で除することにより得られる。このためには、船舶の接岸エネルギーを実測接岸速度などをもとに算出するとともに、栈橋の船舶接岸時の挙動を計測する必要がある。

$$d = \frac{H}{\sum K_{Hi}} \quad (15)$$

ここに、

d : 栈橋変形量

H : 栈橋に作用する防舷材反力

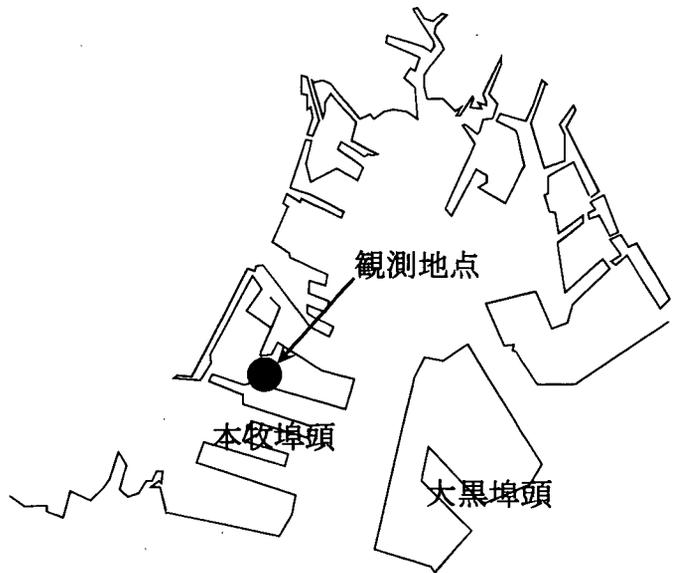


図-6 対象栈橋位置図

3.2 現地観測方法

現地観測試験は、平成 14 年 8 月 21,22 日に横浜港本牧地区のコンテナ埠頭 (A-6, A-7, A-8 パース) において 7 隻のコンテナ専用船を対象に実施した。対象栈橋位置図を図-6に、検討対象栈橋の断面図を図-7~図-9に示す。また、対象栈橋建設地点の地盤構造を図-10に示す。N 値にはばらつきが大きい、良好な地盤であることが分かる。

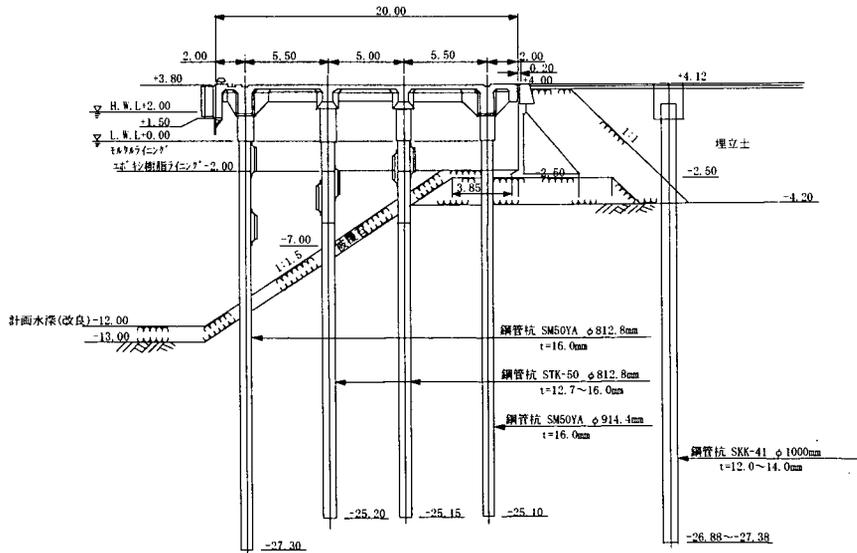


図-7 検討対象栈橋断面図(A-6)

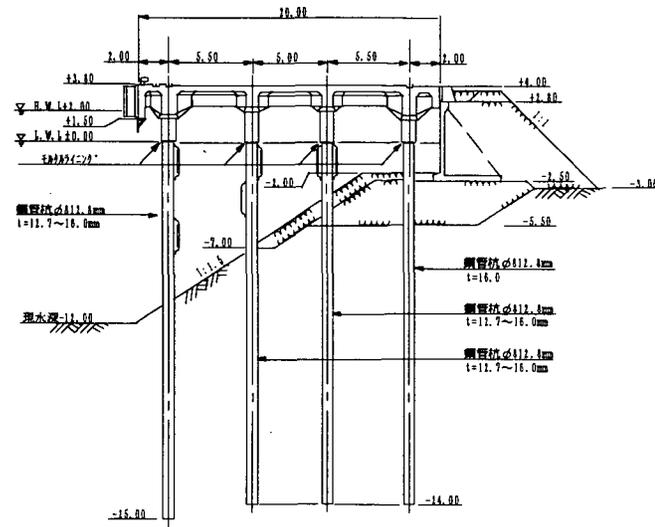


図-8 検討対象栈橋断面図(A-7)

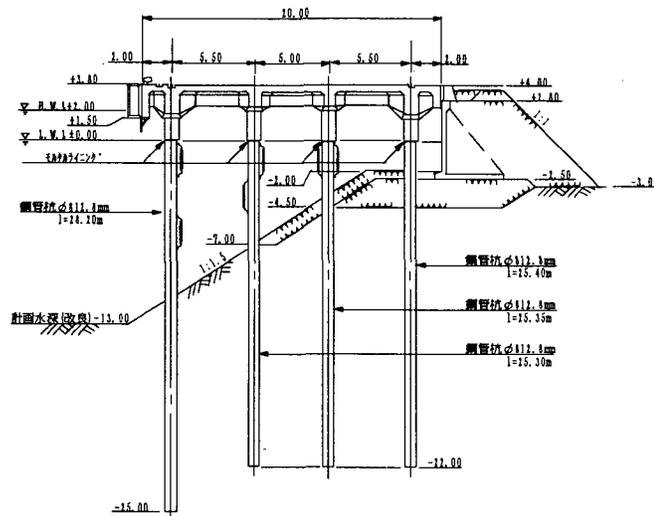


図-9 検討対象栈橋断面図(A-8)

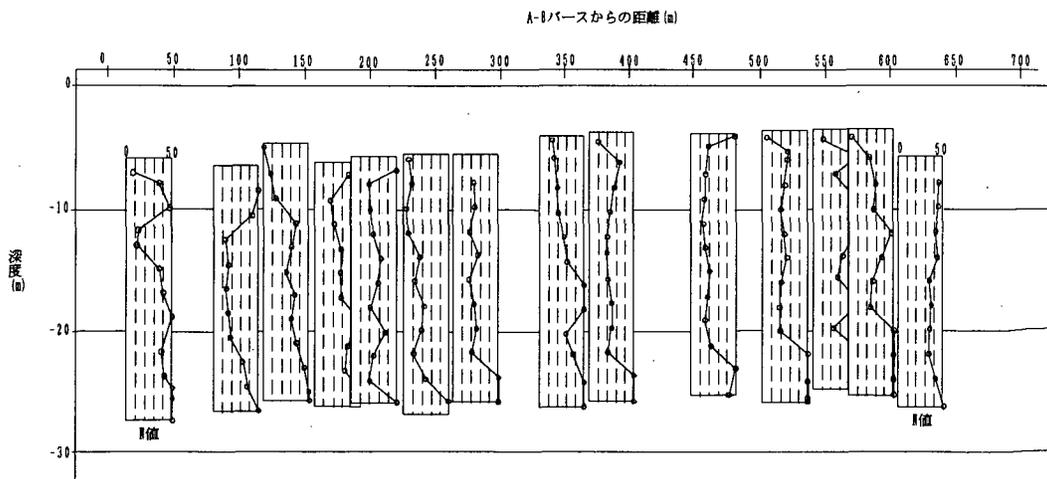


図-10 地盤構造



写真-1 接岸観測状況

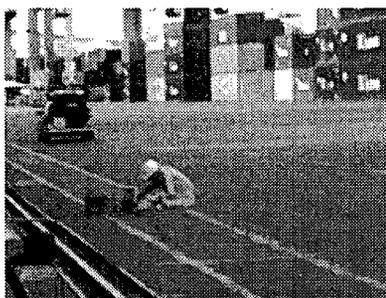


写真-2 微動観測状況

表-11 防舷材諸元

観測No.	防舷材形式	H	L(φ)	設置時期	経過年数
1~2	受衝板付エアブロック型(縦二連)	600	800	1995	7
3	受衝板付縦長型	600	1500	1997	5
4~5	受衝板付縦長型	600	1500	1970	32
6	受衝板付縦長型	600	1500	1969	33
7	受衝板付縦長型	600	1500	1969	33

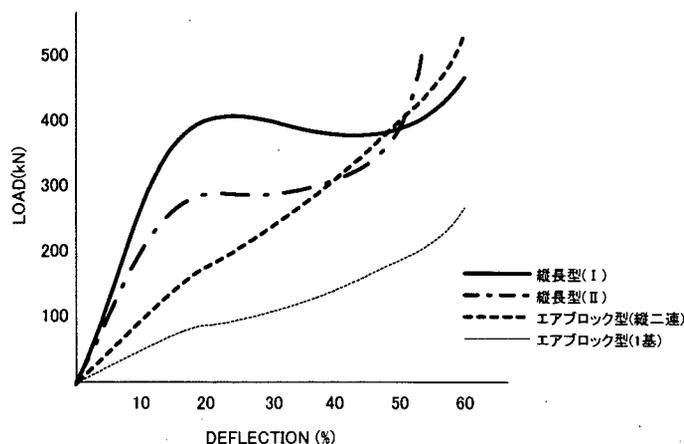


図-11 防舷材性能曲線

今回の現地観測では、船舶の接岸エネルギーは防舷材の変位を計測し、その防舷材の変位-反力特性から推定する方法と、接岸速度より推定する方法の2つの方法を用い、大きなエネルギーの方を採用した。防舷材の変位は、接岸しようとしている実際の船舶の舷側に棒を突き当て、その変位を計測することにより測定した。接岸時点の特定及び変位の計測のために、ビデオカメラを設置し、船舶及び棒の挙動を撮影している(写真-1)。観測対象施設は、1ブロックに2基の防舷材を設置しており、二点同時接岸を考慮すれば、1ブロック上の両方の防舷材の挙動を計測することが望ましいといえるが、事前調査などから岸壁法線にほぼ平行に接岸することがわかっていたため、二点同時接岸しているものとみなし、計測は1箇所のみとした。

一方、栈橋の挙動については、栈橋上部工上に微動計を設置することにより計測した(写真-2)。計測は、変位及び速度を測定した。また、栈橋の固有周期推定のために、船舶の接岸していない状態において栈橋上部工上および背後地盤上で法線直角方向の振動成分を微動計で同時に観測した。背後地盤の計測位置は、土留めより70m程度背後の地点である(長尾ら,2002a)が、物理的な制約から60m程度の位置としたバースもある。また、計測装置の制約から、栈橋上の記録と背後地盤上の記録には時間のずれがある。これら観測の際のサンプリング周波数は

表-12 接岸船舶諸元

観測No.	船名	重量トン数	全長	最大喫水	接岸時喫水
1	ANDREAS MONDORIA	30,705	195.6	16.6	10.2
2	JAVA BRIDGE	16,554	162.0	8.3	7.2
3	BOX OSLO BALLETTA	9,865	133.2	7.8	6.0
4	JIN TENG(津騰)	5,962	107.0	6.2	6.3
5	TIAN YAN(天燕)	6,742	119.0	6.5	4.0
6	EAGLE UNION	4,900	98.0	5.9	4.0
7	UNI-ASSENT	15,511	165.0	8.5	6.8

いずれも200Hzである。このほか、地盤構造の把握のため、背後地盤上で常時微動アレー観測を実施した。アレー観測は、栈橋の杭設置位置のS波速度構造を把握する観点から、5mおよび10mのアレー半径とし、各半径について10分間の計測を行った。ただし、観測場所は、アレーの展開場所を栈橋直背後に求めることが出来なかったため、栈橋より約200m程度離れた地点とせざるを得なかった。

観測対象栈橋は、1970年前後に供用を開始した施設であり、一部の防舷材は、劣化・破損等により取り替えられている。本観測の対象とした防舷材は3種類であり、以下、受衝板付エアブロック型(縦二連)、受衝板付縦長型(I)及び受衝板付縦長型(II)とする。表-11に防舷材の諸元を、防舷材の性能曲線を図-11に示す。また、観測対象とした船舶の諸元について、表-12に示す。

3.3 観測結果

まず、常時微動観測により推定される栈橋の固有周期について検討する。図-12 に栈橋上部工および背後地盤上の法線直角方向水平成分スペクトルおよびスペクトル

比 (H/H スペクトル) を示す。 H/H スペクトルのピーク周期より推定される栈橋の固有周期は、A-6、A-7、A-8 バースのそれぞれについて、0.28 秒、0.34 秒、0.40 秒である。

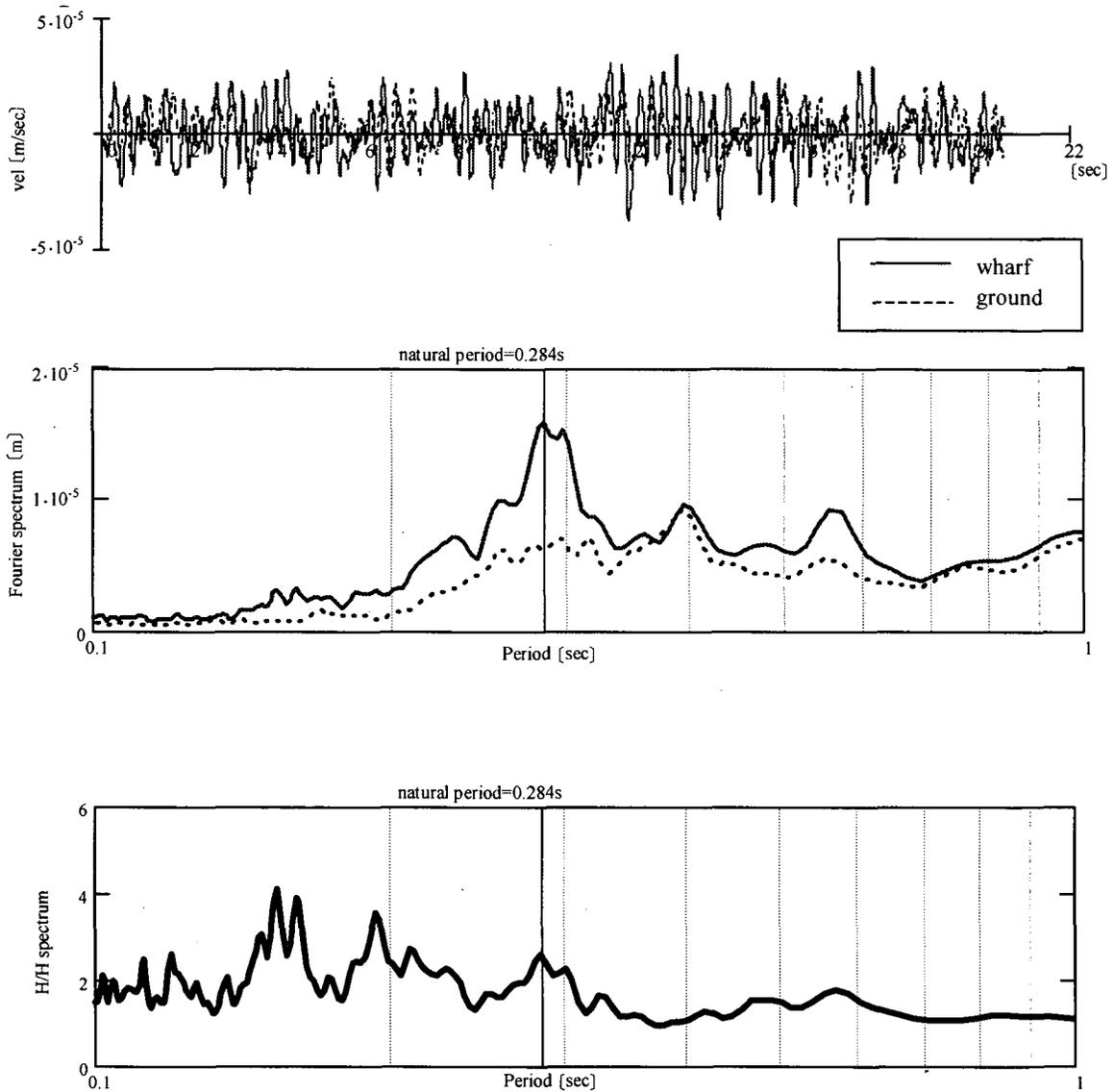


図-12(1) 栈橋固有周期の推定(A-6 バース)

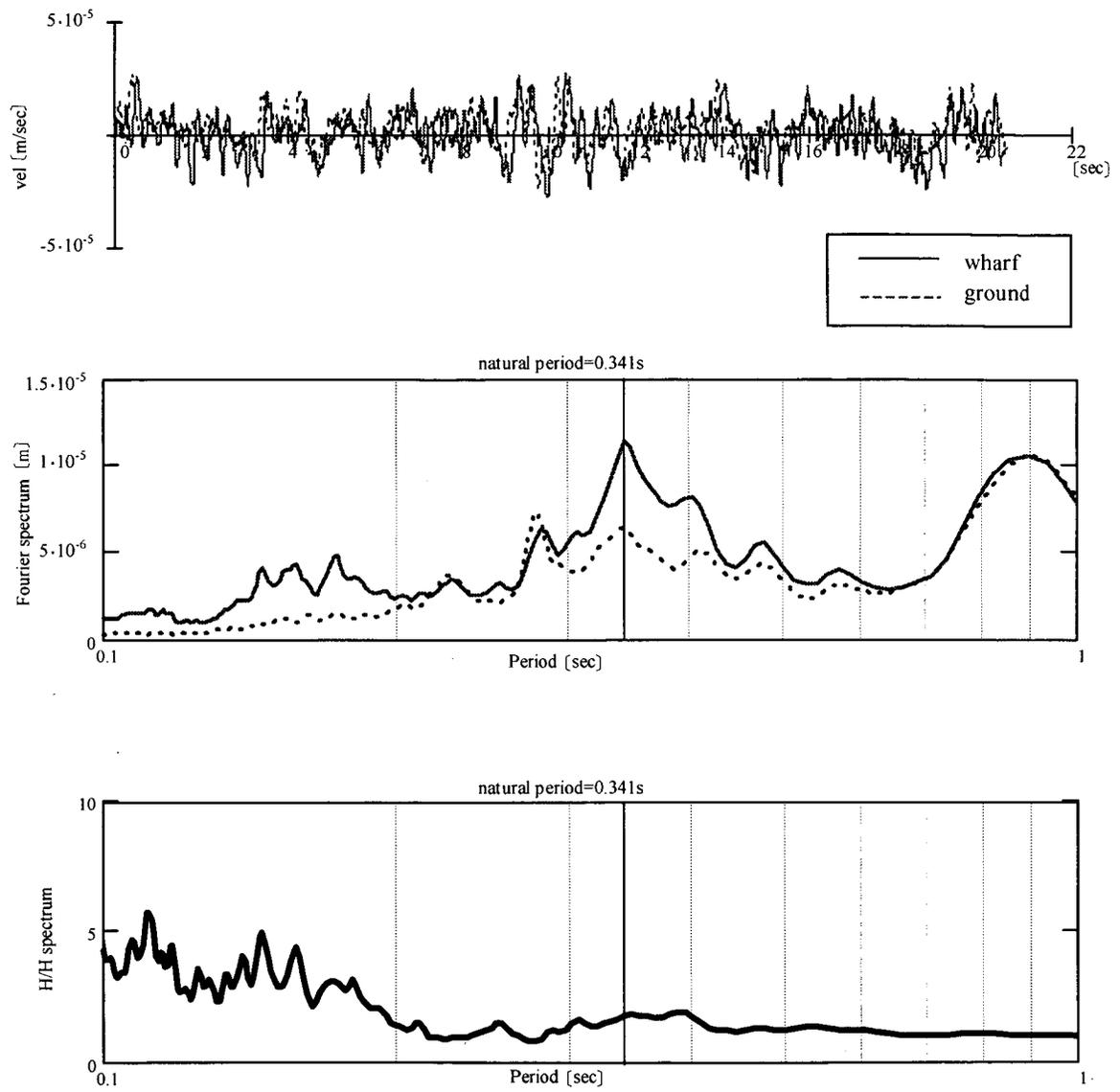


図-12(2) 栈橋固有周期の推定(A-7バース)

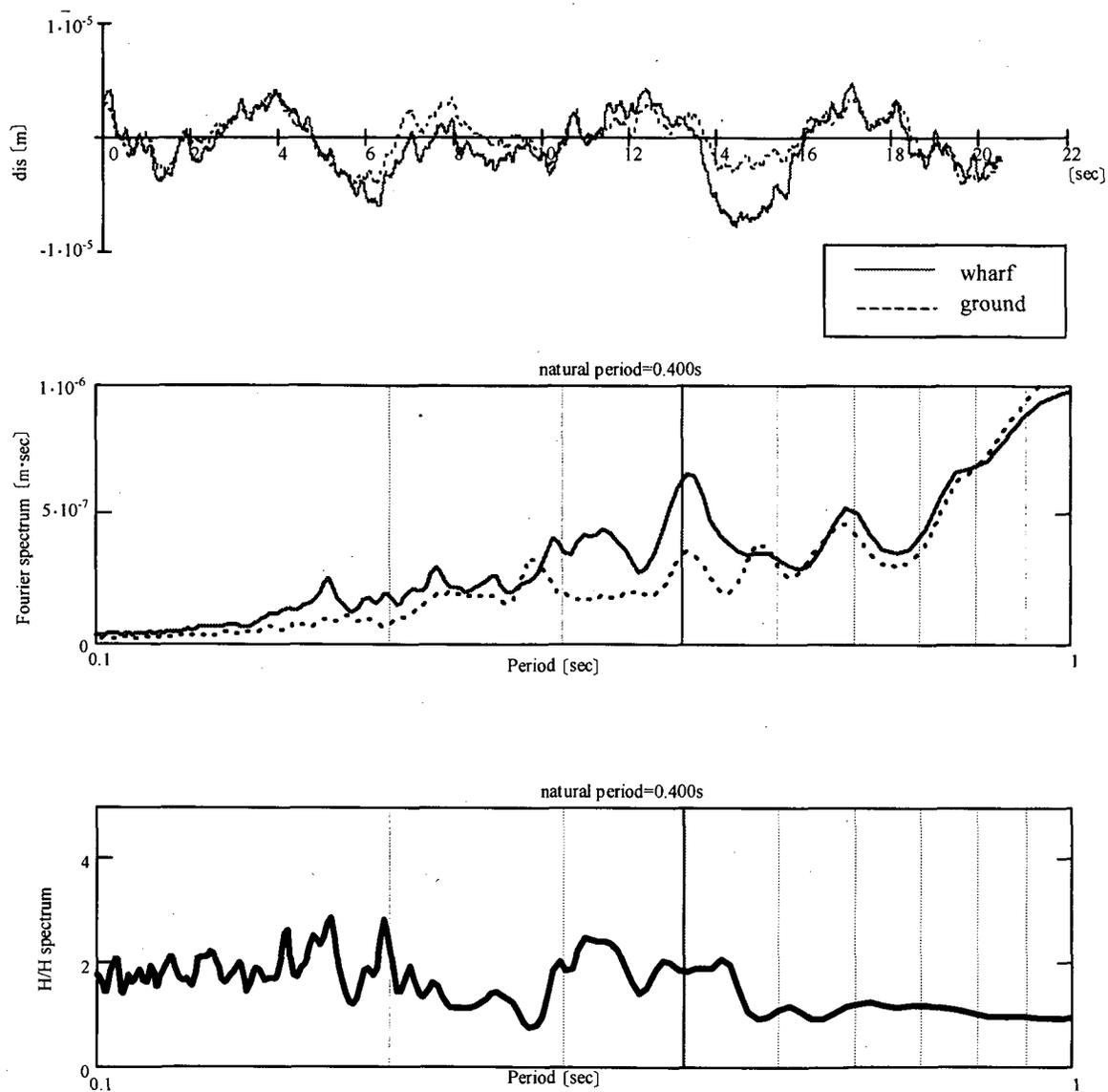


図-12(3) 栈橋固有周期の推定(A-8 バース)

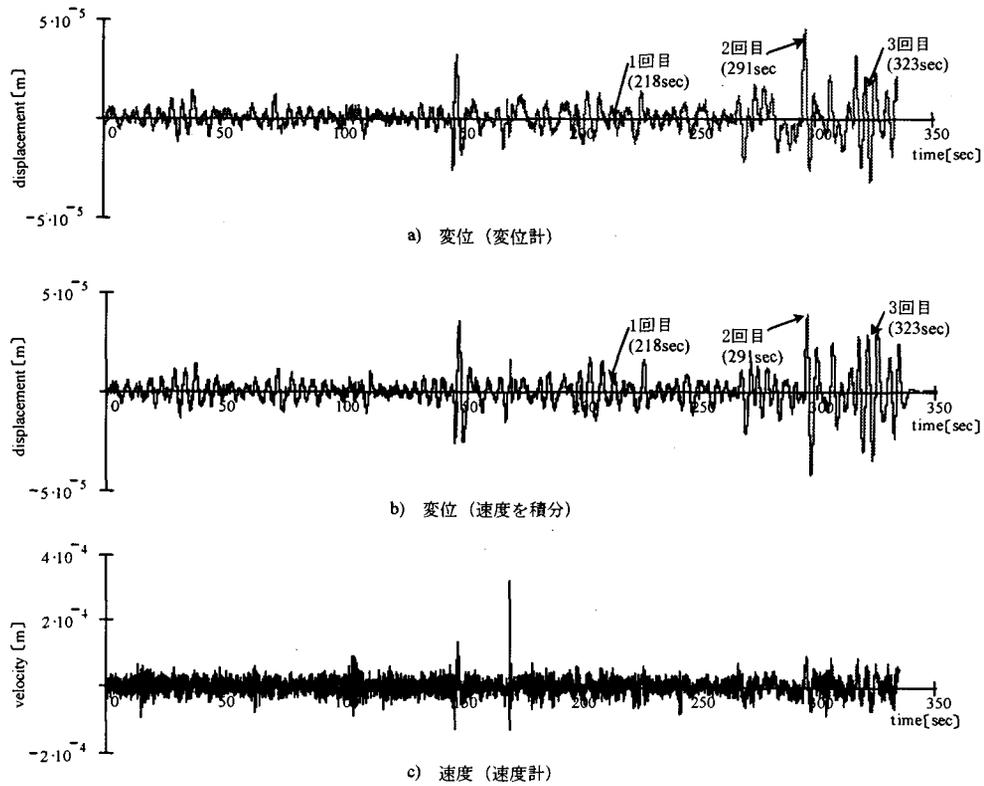
次に、船舶接岸時の状況を表-13 にまとめて示す。また、船舶接岸時の栈橋上部工上の微動計測定結果を図-13 に示す。変位計として測定したものは変位そのものを、速度計として測定したものは速度をもとに積分した変位をあわせて示す。積分方法は周波数領域での積分と時刻

歴領域で Newmark の β 法により積分した結果のうち、大きな変位が算出されたほうを示している。図には船舶接岸時点を矢印で示しているが、これは船舶が防舷材に接触した時点を示している。また、プラスの値が栈橋が陸側に変形した状態を示している。

表-13 船舶接岸状況

日付	場所	接岸船舶	接岸時刻	防舷材変位		接岸速度 (cm/s)
				(cm)	(%)	
8/21	A-8	ANDREAS MONDORIA	7:39:32	20	33%	2.6
			7:40:14	22	37%	-
			7:40:54	14	23%	-
	A-8	JAVA BRIDGE	14:15:06	8	13%	7.3
			14:16:05	12	20%	6.5
			14:16:33	3	5%	3.1
	A-7	BOX OSLO BALLETTA	15:56:22	9	15%	4.5
			15:56:48	2	3%	-
			15:58:00	3	5%	-
			15:59:36	1	2%	-
	A-6	津騰(JIN TENG)	18:20:58	1	1%	2.4
			18:22:11	3	4%	-
18:22:43			3	4%	-	
8/22	A-6	天燕(TIAN YAN)	8:36:39	4	5%	4.3
			8:36:50	1	1%	3.1
			8:37:05	1	1%	-
			8:37:39	1	1%	-
	A-8	EAGLE UNION	9:46:45	1	2%	4.3
	A-7	UNI-ASSENT	12:04:38	2	3%	3.2
			12:04:49	1	2%	-
12:06:39			1	2%	-	

(1) JIN TENG(津騰) (A-6 バース接岸)



(2) TIAN YAN(天燕) (A-6 バース接岸)

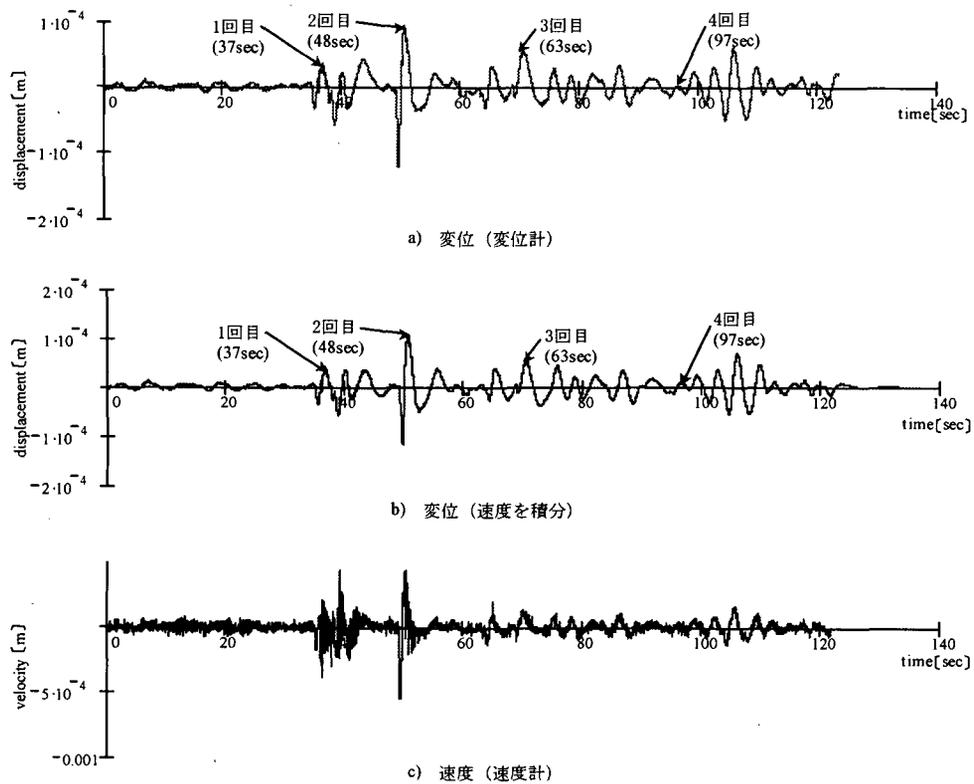
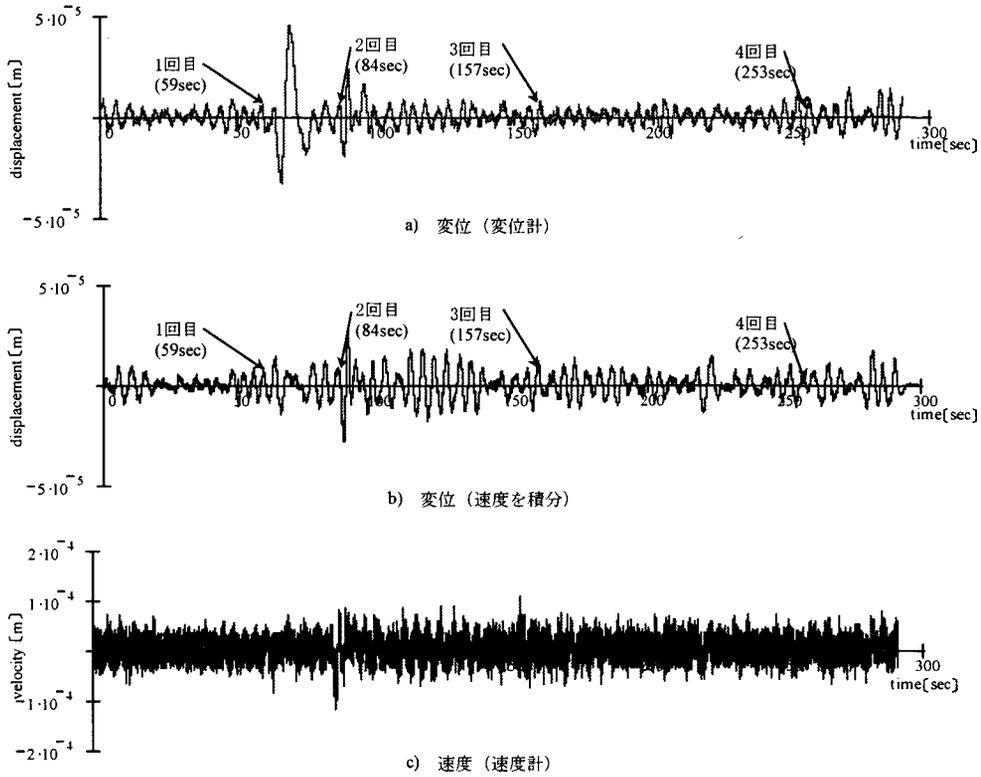


図-13(1) 船舶接岸時の栈橋挙動測定結果

(3) BOX ALSO BALLETTA (A-7 パース接岸)



(4) UNI-ASSENT (A-7 パース接岸)

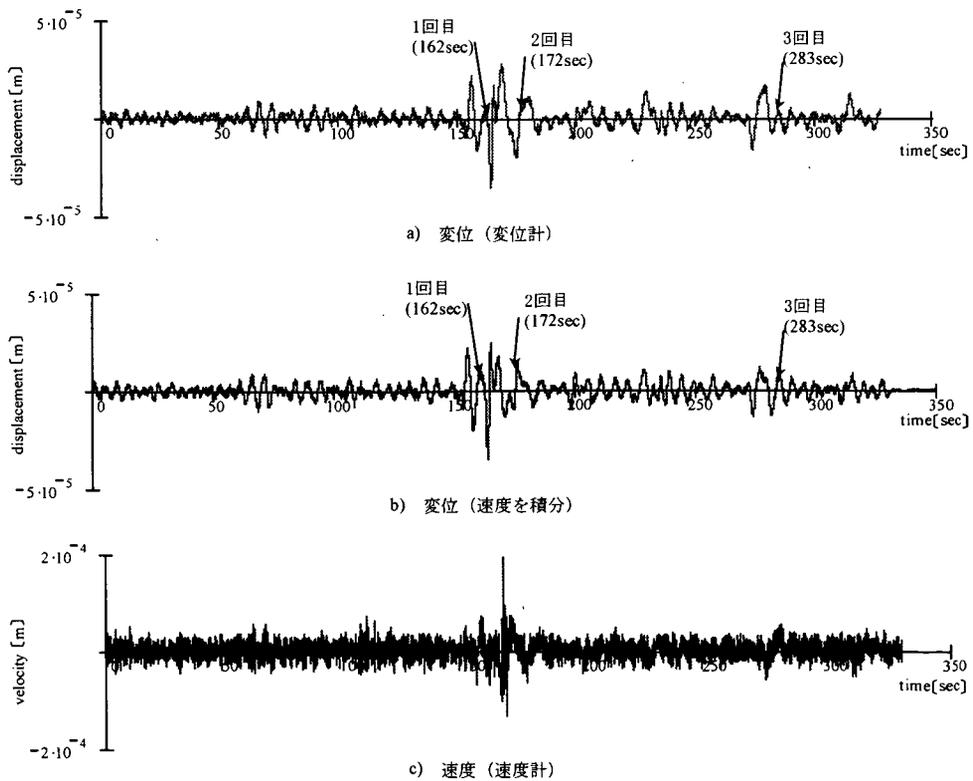
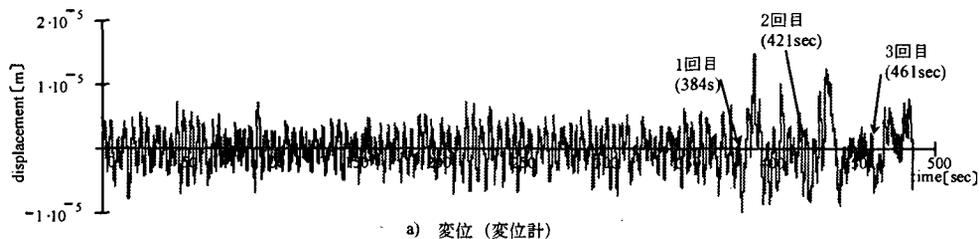


図-13(2) 船舶接岸時の栈橋挙動測定結果

(5) ANDREAS MONDORIA (A-8 バース接岸)



(6) JAVA BRIDGE (A-8 バース接岸)

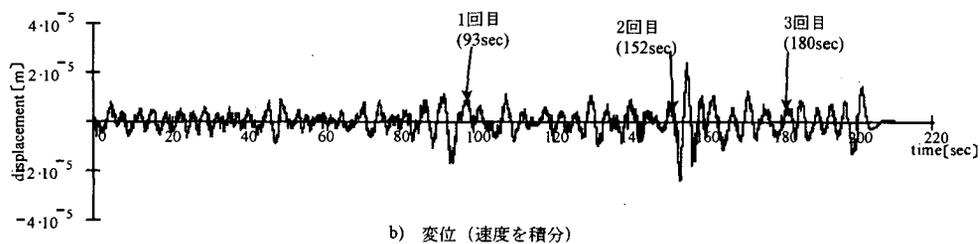
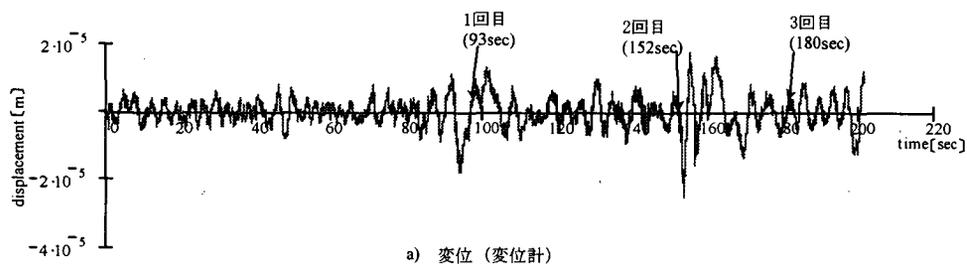


図-13(3) 船舶接岸時の栈橋挙動測定結果

(7) EAGLE UNION (A-8 パース接岸)

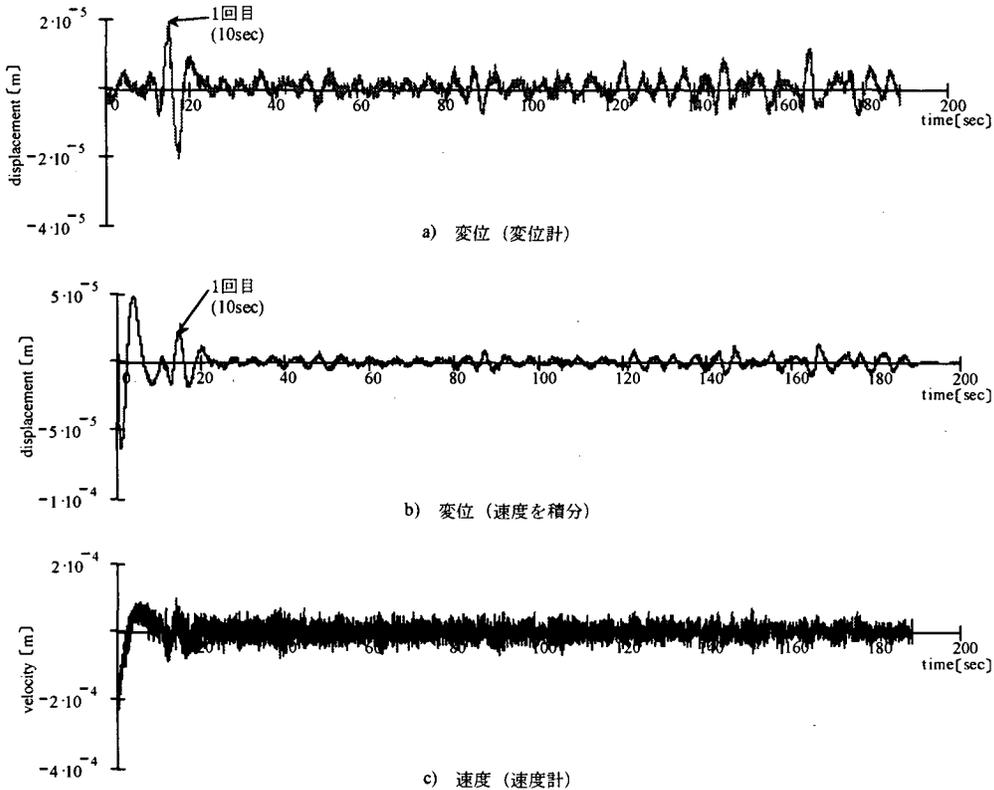


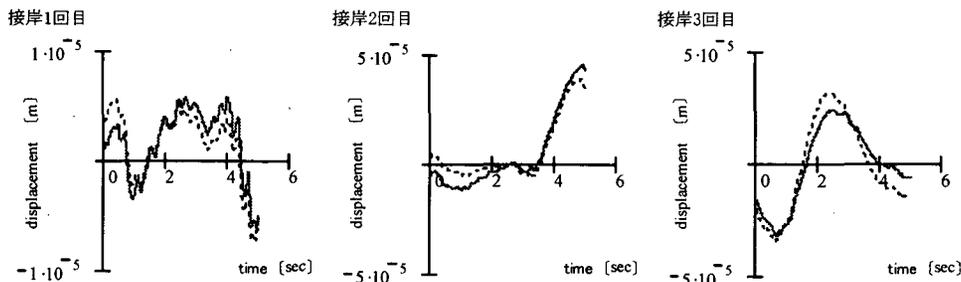
図-13(4) 船舶接岸時の棧橋挙動測定結果

図より、船舶接岸時の棧橋変形量は10分の数ミリメートル単位の値であることがわかる。ここで、船舶接岸時の状況を詳しく観察するために船舶接岸時より5秒程度の棧橋の挙動を図-14に示す。図-14より、船舶接岸時においても棧橋変形の支配的な周期は4秒程度であることが分かる。棧橋固有周期の検討結果より明らかなように、この周期は棧橋本体の固有周期とは大きくかけ離れており、棧橋本体の振動特性に起因するものではないことは明らかである。一般に周期4秒程度の地盤に発生する微動は脈動と呼ばれ、波浪による脈動は波浪周期の0.5倍程度の周期が卓越するといわれている。本現地試験においては水圧の測定は行っていないものの、現地における波の卓越周期が8秒程度と考えると、棧橋の周期4秒の振動は波浪による影響と考えられる。図-15には、このことを示すため、船舶接岸前(通常時)の棧橋の振動特性と船舶接岸時の棧橋の振動特性を比較して示す。図

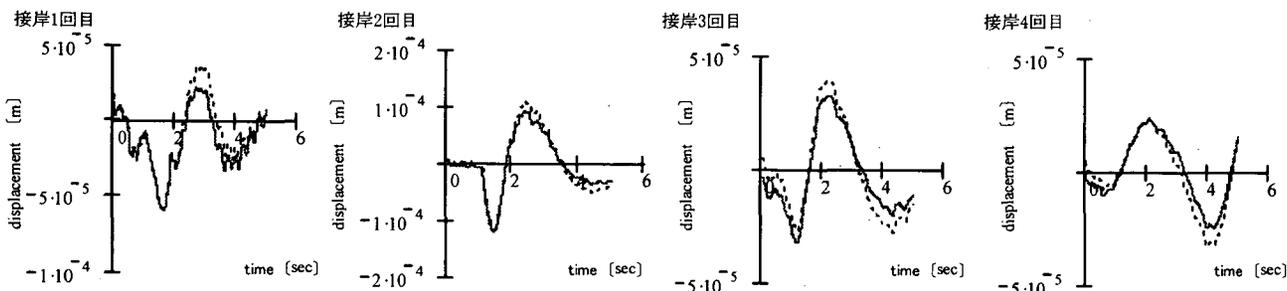
-15より、周期4秒程度の支配的な振動特性は船舶接岸前後で変わらないことがわかる。しかしながら、振幅は明らかに異なり、通常時よりも船舶接岸時のほうが数倍程度以上の振幅を示す。このことより、船舶接岸時の棧橋振動特性に支配的な要因は現行設計法で推定しているような杭-上部工ラーメンモデルの自由振動に起因するものではなく、船舶を介した波浪による荷重作用による強制振動であるといえる。

本研究では棧橋の観測変形量を現行設計法による変形量と比較するが、観測変形量としては船舶接岸後の最大振幅と、棧橋本体の振動に起因する0.25Hz(4秒)のローカットフィルターを用いて波浪による影響成分を除去した値の2種類の値を用いる。ローカットフィルター処理後の波形を図-16に示す。フィルター処理後の棧橋の最大変形量は、1/100ミリメートル以下のオーダーである。

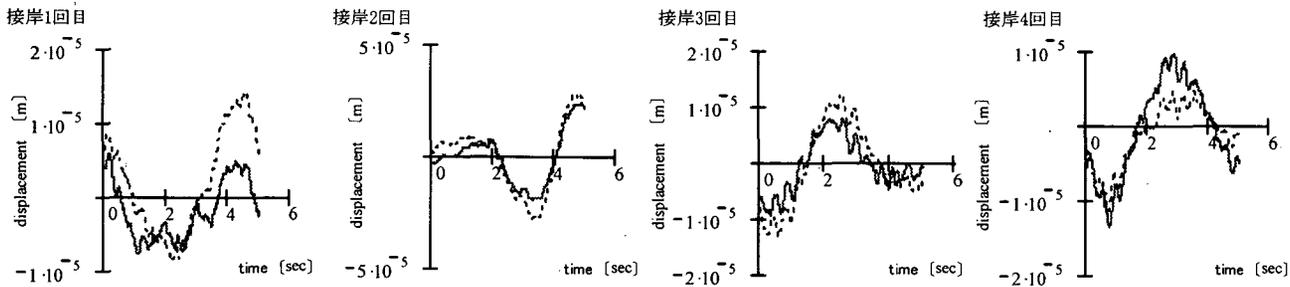
(1)JIN TENG(津騰) A-6 バース接岸



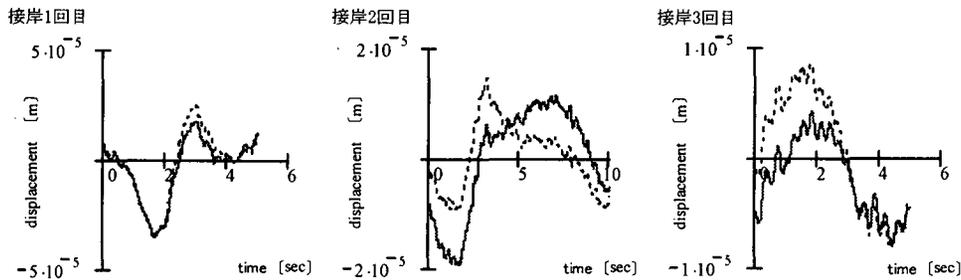
(2)TIAN YAN(天燕) A-6 バース接岸



(3)BOX ALSO BALLETTA A-7 バース接岸



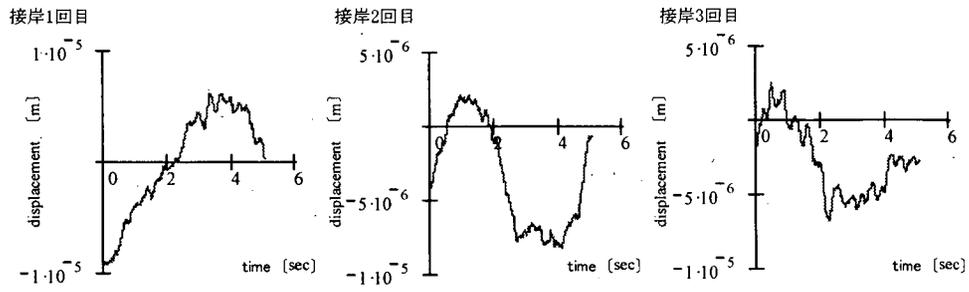
(4)UNI-ASSENT A-7 バース接岸



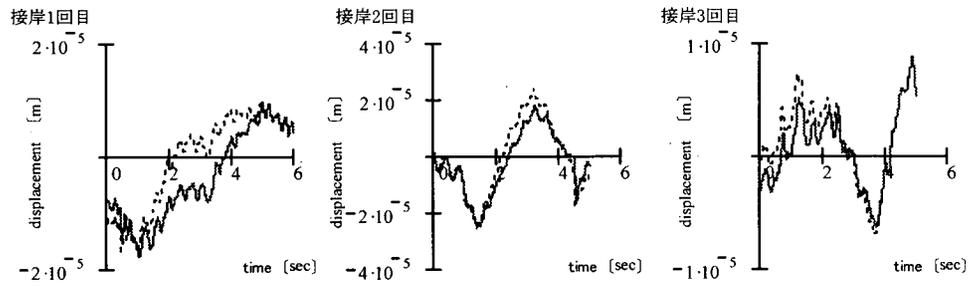
— displacement ----- displacement(integrated from velocity)

図-14(1) 船舶接岸時の栈橋挙動 (詳細)

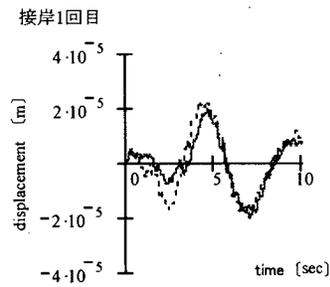
(5) ANDREAS MONDORIA A-8 バース接岸



(6) JAVA BRIDGE A-8 バース接岸



(7) EAGLE UNION A-8 バース接岸



———— displacement - - - - - displacement(integrated from velocity)

図-14(2) 船舶接岸時の栈橋挙動 (詳細)

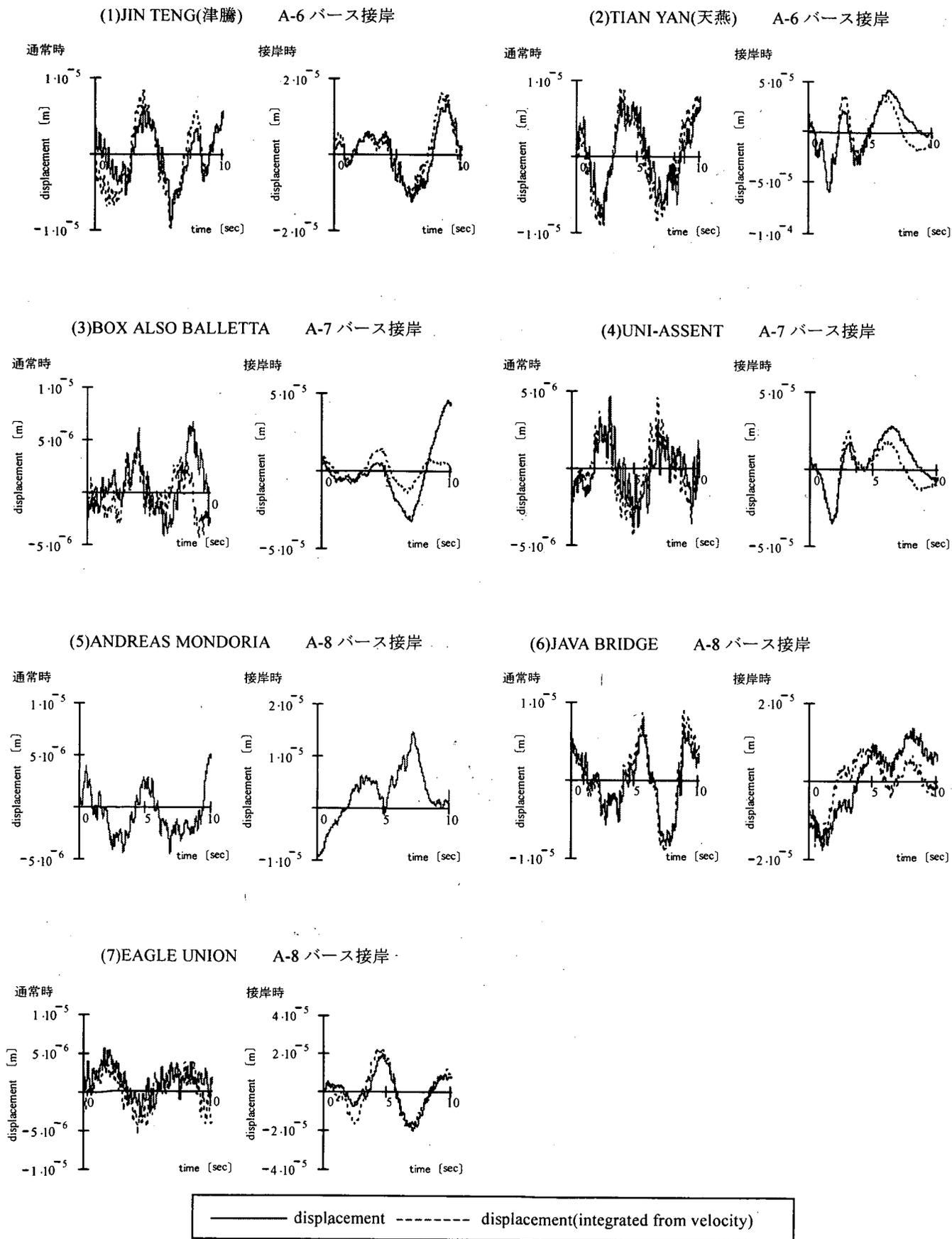


図-15 船舶接岸前後の棧橋挙動 (詳細)

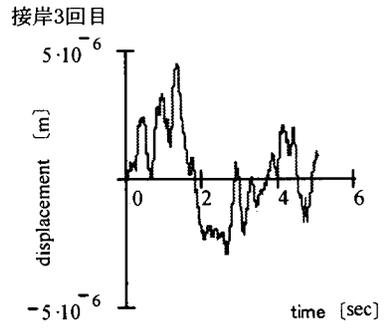
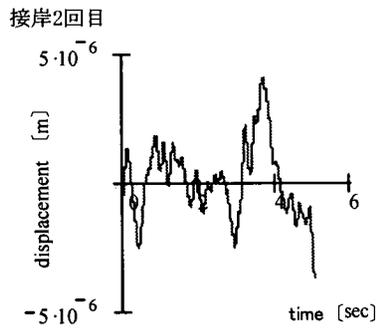
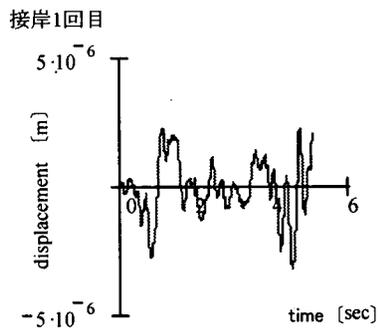
JIN TENG(津騰) A-6 バース接岸



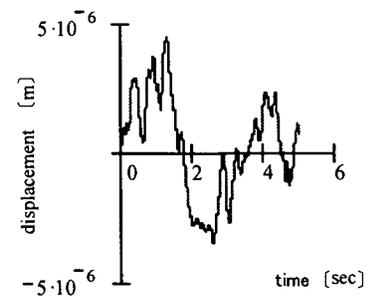
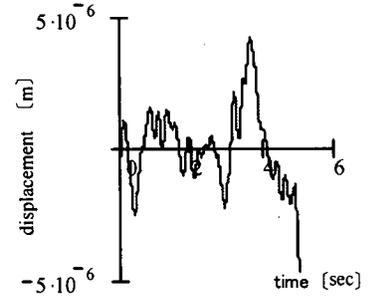
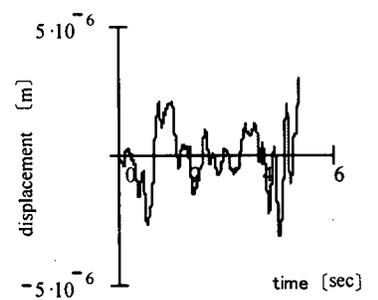
a) 変位 (変位計)



b) 変位 (速度を積分)



c) 変位 (変位計)



d) 変位 (速度を積分)

図-16(1) 船舶接岸時の栈橋挙動 (フィルター処理後)

TIAN YAN(天燕) A-6 バース接岸

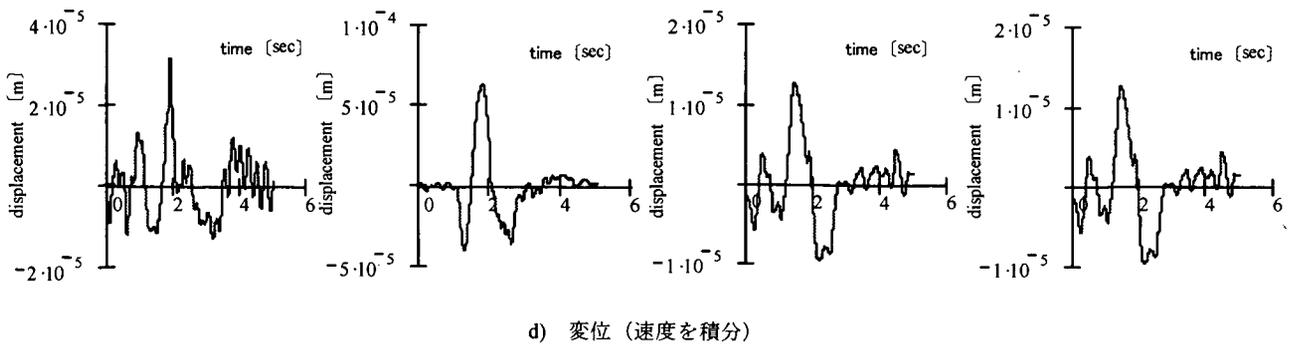
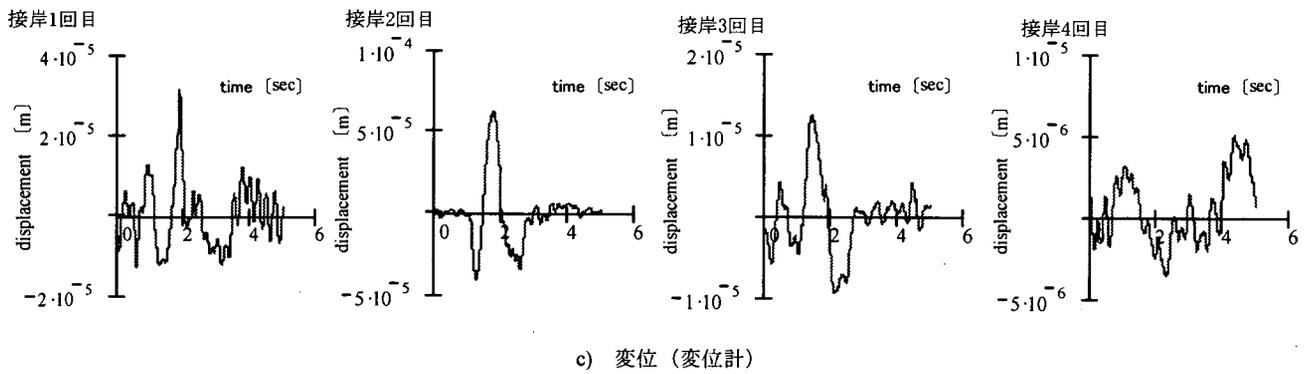
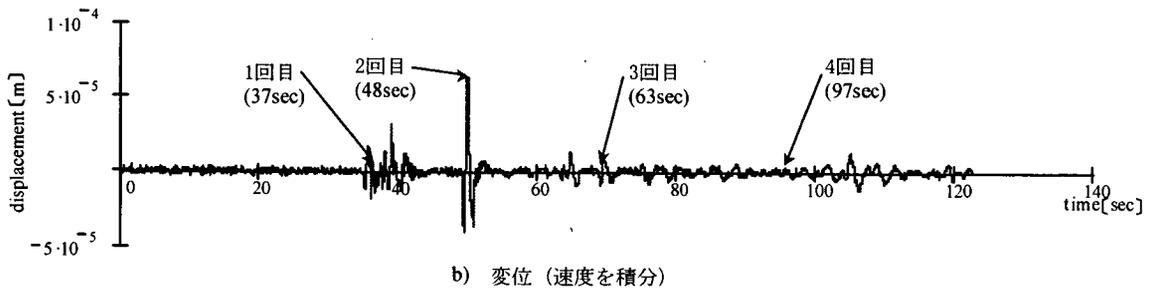
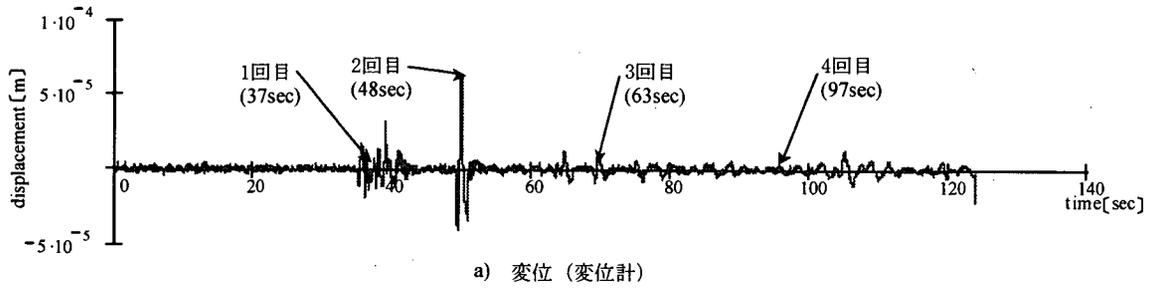


図-16(2) 船舶接岸時の栈橋挙動 (フィルター処理後)

BOX ALSO BALLETTA A-7 バース接岸

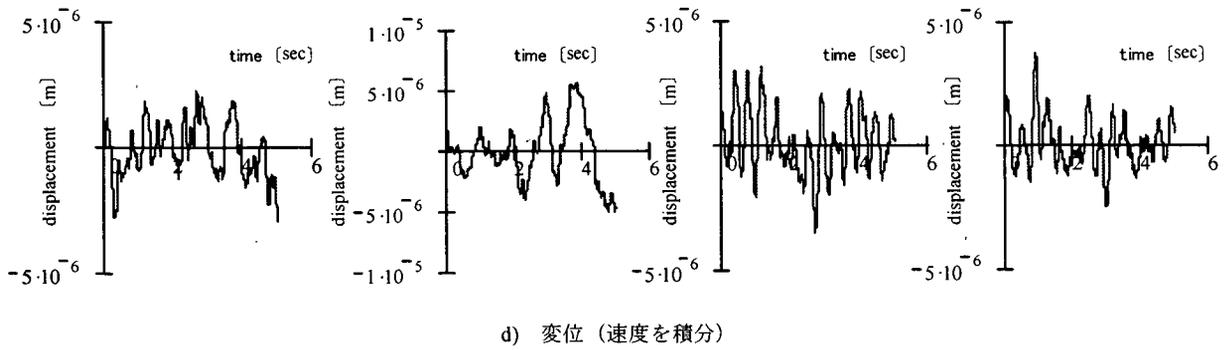
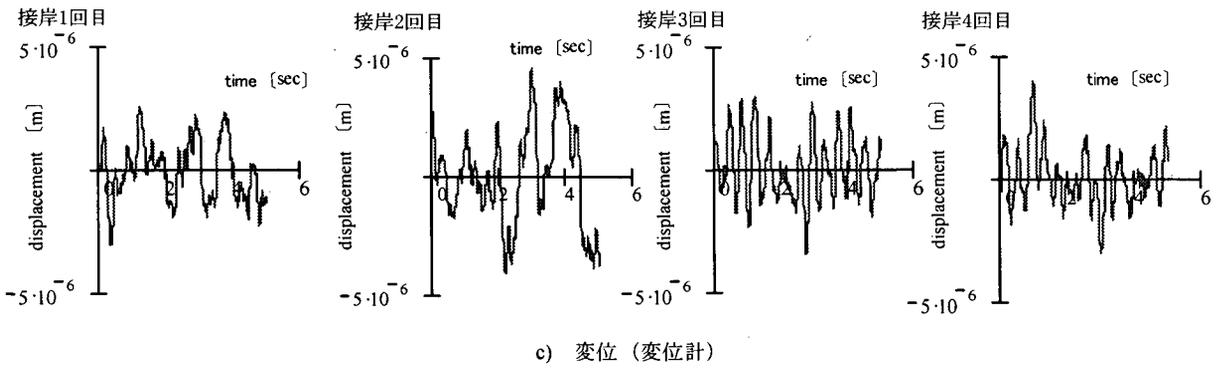
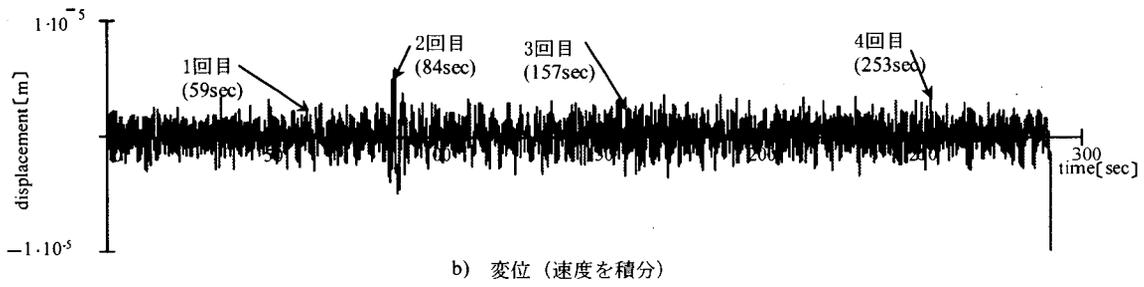
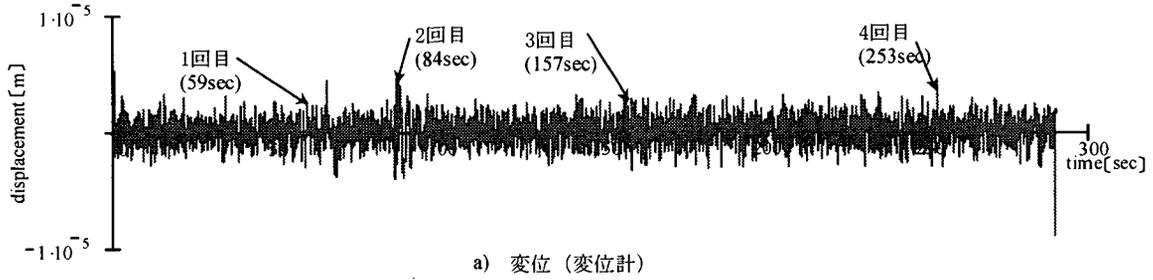


図-16(3) 船舶接岸時の栈橋挙動 (フィルター処理後)

UNI-ASSENT A-7 バース接岸

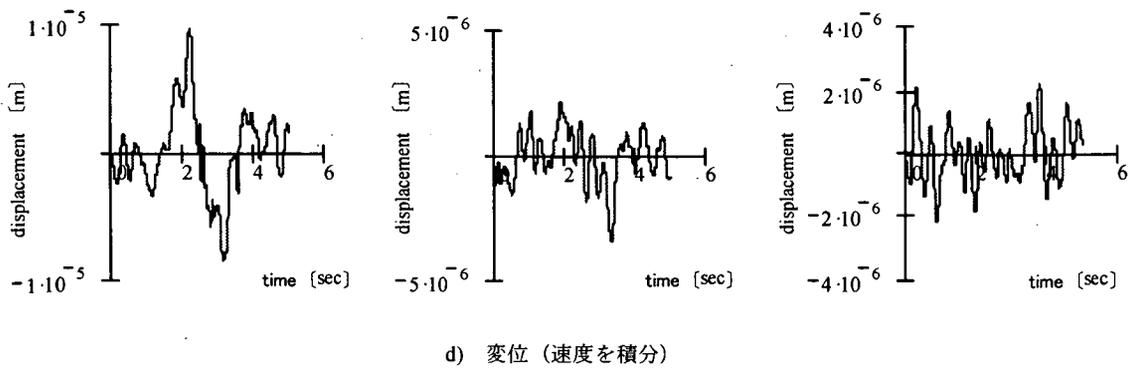
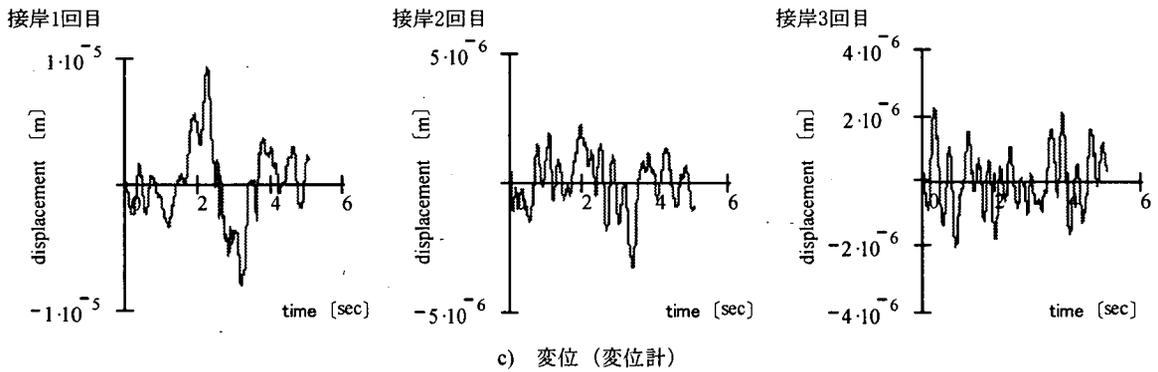
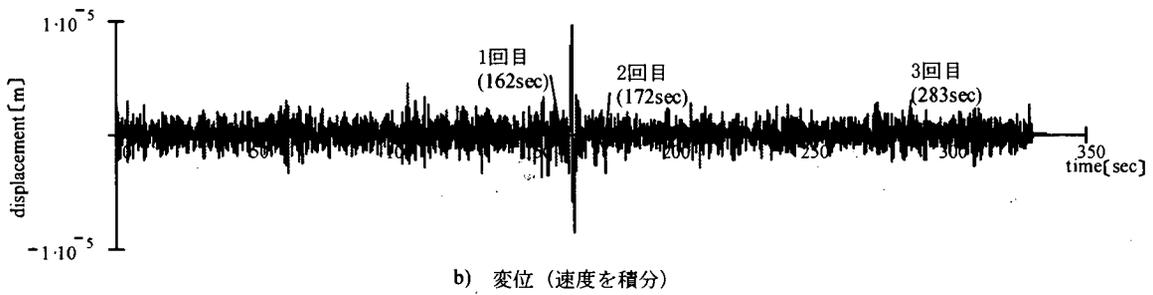
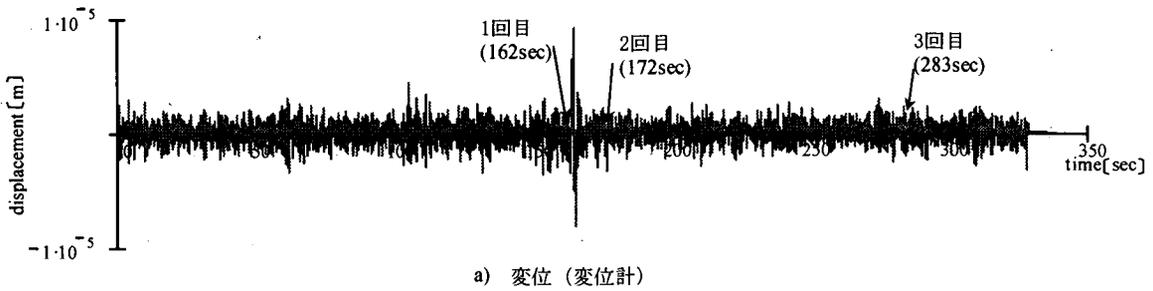


図-16(4) 船舶接岸時の栈橋挙動 (フィルター処理後)

ANDREAS MONDORIA A-8 バース接岸

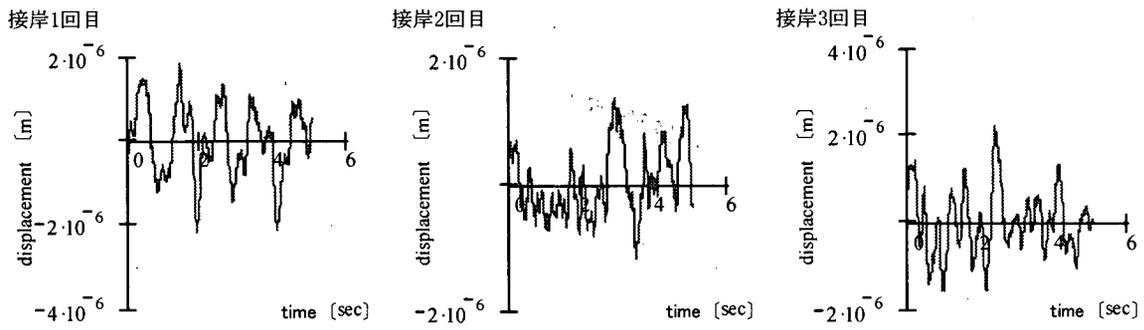
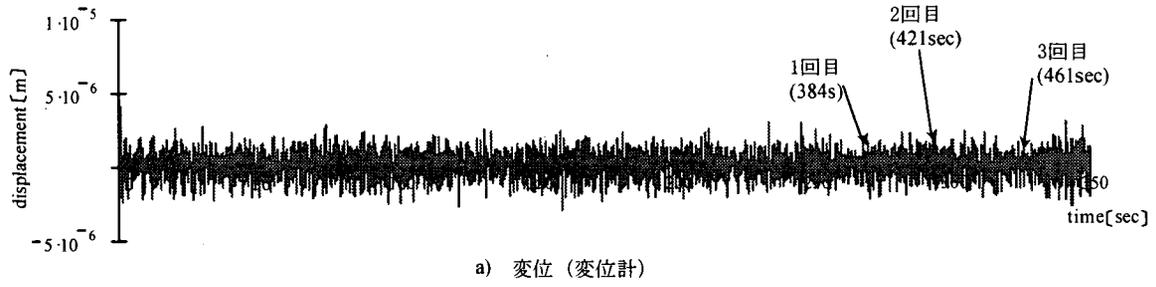
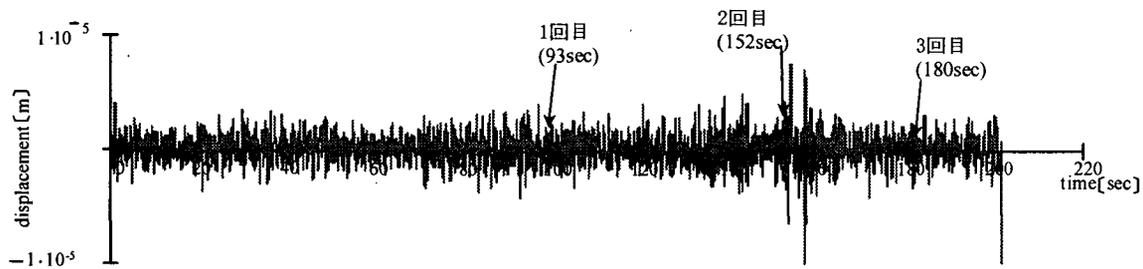
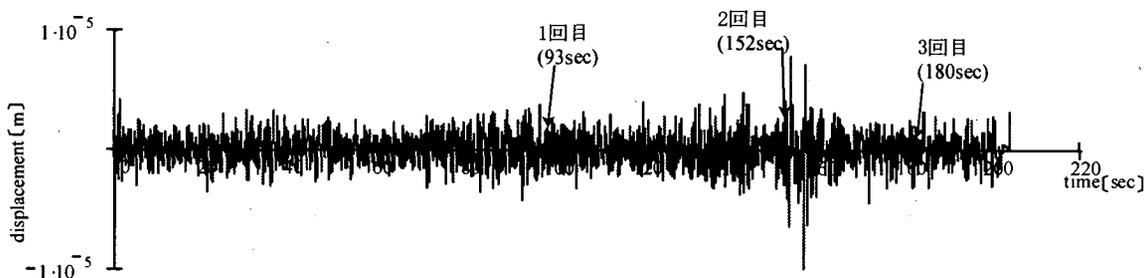


図-16(5) 船舶接岸時の栈橋挙動 (フィルター処理後)

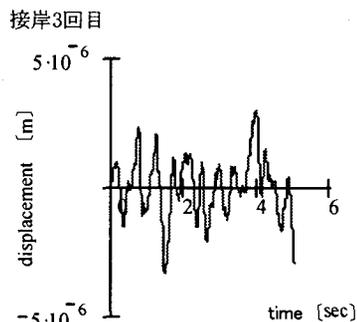
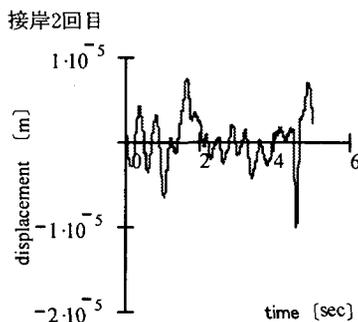
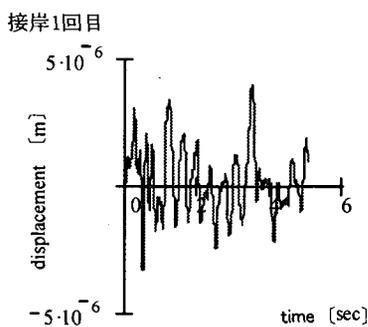
JAVA BRIDGE A-8 パース接岸



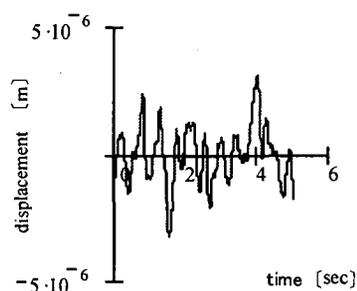
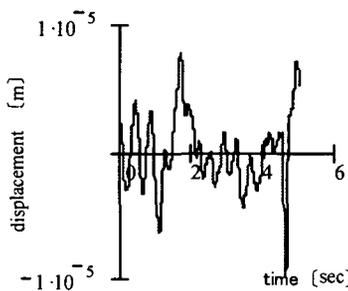
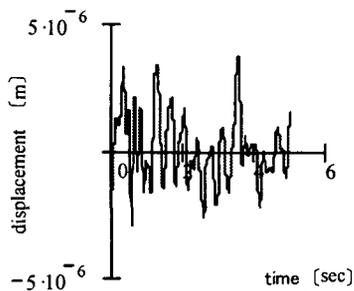
a) 変位 (変位計)



b) 変位 (速度を積分)



c) 変位 (変位計)



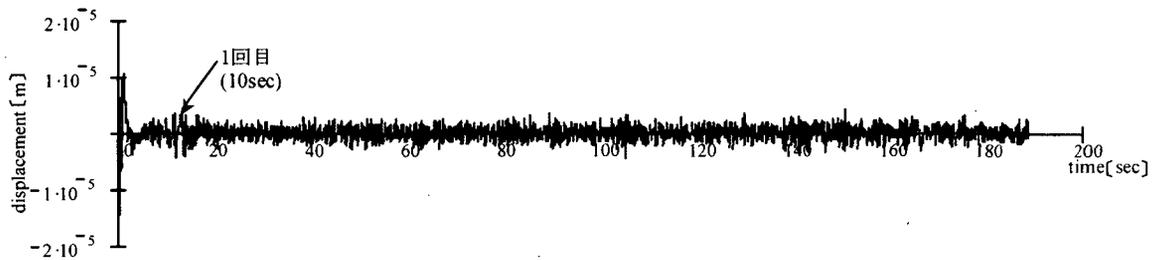
d) 変位 (速度を積分)

図-16(6) 船舶接岸時の栈橋挙動 (フィルター処理後)

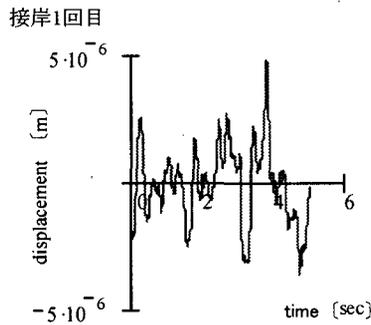
EAGLE UNION A-8 バース接岸



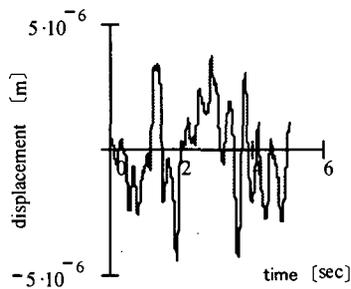
a) 変位 (変位計)



b) 変位 (速度を積分)



c) 変位 (変位計)



d) 変位 (速度を積分)

図-16(7) 船舶接岸時の栈橋挙動 (フィルター処理後)

3.4 現行設計法との比較

前節で述べた測定結果と現行設計法により算出される値との比較を行う。まず、杭の固定点について検討する。

杭の固定点の検討にあたっては、横方向地盤反力係数を算出する必要がある。横方向地盤反力係数は N 値より算出されるが、図-11の地盤構造より明らかなように、

検討対象地点の N 値にはばらつきが大きい。そこで、別途実施した常時微動アレー観測より S 波速度を推定し、 S 波速度より N 値を併せて推定する。図-17に、常時微動アレー観測より得られる位相速度と、長尾ら(2002b)の方法に従って逆解析を行って推定した S 波速度構造および推定 S 波速度構造による位相速度を示す。

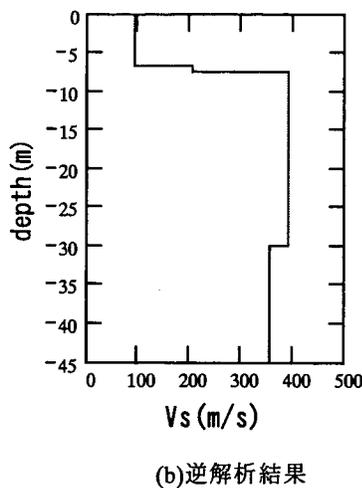
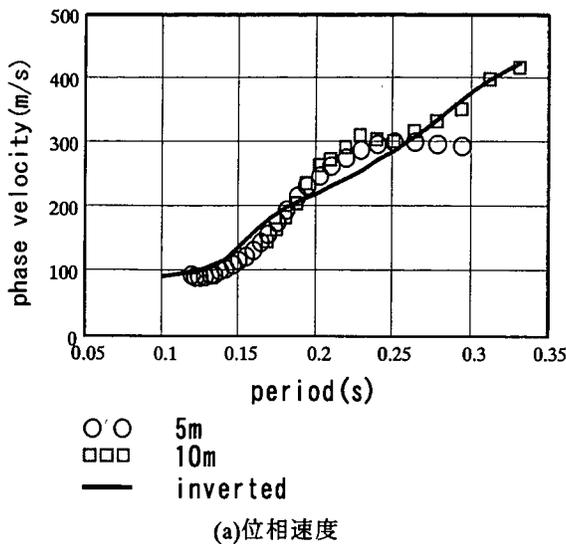


図-17 常時微動解析結果

0.2 秒～0.25 秒付近の一致度が多少悪いが、その範囲の波長は 40m～75m 程度であり、深さ 30m 以深の S 波速度の不一致によるものと考えられ、今回の対象である深さ -20m 程度の S 波速度構造推定には問題がないものと判断した。逆解析結果の S 波速度より Imai(1977)の関係式を用いて N 値を算出した。

図-11 に示した N 値のデータおよび常時微動より推定した N 値に基づき、固定点を変えて栈橋の固有周期を算出し、常時微動結果と比較すると表-14 のとおりとなる。表より、現行設計法の海底面+1/β を固定点とした栈橋固有周期は常時微動より推定される固有周期に比較的近いものの、常時微動による推定値よりも長い固有周期を与える。このため、今後さらに他の港湾においても調査を実施する必要があるものと考えられる。なお、海底面

+1/β を固定点とした case3 では固有周期を 1/β より逆算しているため、計算値と観測値が一致するのは当然である。

本施設では地盤の N 値が通常栈橋が建設される地点よりも大きかったため、固定点を海底面+1/β とした場合の固有周期のほうが仮想海底面を固定点とした場合よりも固有周期が短い結果となった。しかしながら、軟弱地盤上に建設される栈橋においては両者の関係が逆転することがある。そのような場合に、仮想海底面を固定点とした方が実際の固有周期に近い結果を与えるケースがあることが川崎港東扇島栈橋および横浜港山下栈橋を対象とした長尾ら(2002a)により報告されており、注意が必要である。

表-14 栈橋の固有周期の比較

A-6バース

	観測値 Ts [s]	計算値 Ts [s]		
		case1	case2	case3
	0.284			
仮想海底面+1/β		0.857	0.818	0.707
海底面+1/β		0.432	0.396	0.284
仮想海底面		0.623		
海底面		0.225		

A-7バース

	観測値 Ts [s]	計算値 Ts [s]		
		case1	case2	case3
	0.341			
仮想海底面+1/β		0.943	0.865	0.770
海底面+1/β		0.498	0.428	0.342
仮想海底面		0.665		
海底面		0.250		

A-8バース

	観測値 Ts [s]	計算値 Ts [s]		
		case1	case2	case3
	0.400			
仮想海底面+1/β		1.003	0.950	0.894
海底面+1/β		0.501	0.452	0.400
仮想海底面		0.742		
海底面		0.262		

case1: 1/β を N 値から計算
case2: 1/β を V_s (微動)から計算
case3: 1/β を固有周期から計算

表-15(1) 栈橋変形量の比較

JIN TENG(津騰)

	観測値 δ [m]	計算値 δ [m]		
		case1	case2	case3
接岸1回目H=180kN	5.52E-06			
仮想海底面+1/β		2.44E-03	2.19E-03	1.49E-03
海底面+1/β		6.70E-04	5.54E-04	2.63E-04
仮想海底面		1.16E-03		
海底面		1.50E-04		
接岸2回目H=360kN	3.86E-05			
仮想海底面+1/β		4.87E-03	4.38E-03	2.98E-03
海底面+1/β		1.34E-03	1.11E-03	5.25E-04
仮想海底面		2.31E-03		
海底面		3.01E-04		
接岸3回目H=360kN	3.16E-05			
仮想海底面+1/β		4.87E-03	4.38E-03	2.98E-03
海底面+1/β		1.34E-03	1.11E-03	5.25E-04
仮想海底面		2.31E-03		
海底面		3.01E-04		
計測最大変位	4.54E-05			

TIAN YAN(天燕)

	観測値 δ [m]	計算値 δ [m]		
		case1	case2	case3
接岸1回目H=426kN	3.43E-05			
仮想海底面+1/β		5.77E-03	5.18E-03	3.53E-03
海底面+1/β		1.59E-03	1.31E-03	6.21E-04
仮想海底面		2.74E-03		
海底面		3.56E-04		
接岸2回目H=147kN	1.10E-04			
仮想海底面+1/β		1.99E-03	1.79E-03	1.22E-03
海底面+1/β		5.47E-04	4.53E-04	2.14E-04
仮想海底面		9.44E-04		
海底面		1.23E-04		
接岸3回目H=147kN	3.90E-05			
仮想海底面+1/β		1.99E-03	1.79E-03	1.22E-03
海底面+1/β		5.47E-04	4.53E-04	2.14E-04
仮想海底面		9.44E-04		
海底面		1.23E-04		
接岸4回目H=147kN	2.36E-05			
仮想海底面+1/β		1.99E-03	1.79E-03	1.22E-03
海底面+1/β		5.47E-04	4.53E-04	2.14E-04
仮想海底面		9.44E-04		
海底面		1.23E-04		
計測最大変位	1.10E-04			

case1: 1/β を N 値から計算
 case2: 1/β を Vs(微動)から計算
 case3: 1/β を固有周期から計算

BOX ALSO BALLETTA

	観測値 δ [m]	計算値 δ [m]		
		case1	case2	case3
接岸1回目H=1080kN	8.41E-06			
仮想海底面+1/β		1.78E-02	1.46E-02	1.11E-02
海底面+1/β		5.39E-03	3.85E-03	2.30E-03
仮想海底面		7.92E-03		
海底面		1.11E-03		
接岸2回目H=330kN	2.77E-05			
仮想海底面+1/β		5.45E-03	4.48E-03	3.40E-03
海底面+1/β		1.65E-03	1.18E-03	7.02E-04
仮想海底面		2.42E-03		
海底面		3.41E-04		
接岸3回目H=450kN	1.17E-05			
仮想海底面+1/β		7.43E-03	6.10E-03	4.63E-03
海底面+1/β		2.25E-03	1.60E-03	9.58E-04
仮想海底面		3.30E-03		
海底面		4.65E-04		
接岸4回目H=147kN	9.58E-06			
仮想海底面+1/β		2.43E-03	1.99E-03	1.51E-03
海底面+1/β		7.34E-04	5.24E-04	3.13E-04
仮想海底面		1.08E-03		
海底面		1.52E-04		
計測最大変位	4.55E-05			

UNI-ASSENT

	観測値 δ [m]	計算値 δ [m]		
		case1	case2	case3
接岸1回目H=235kN	2.46E-05			
仮想海底面+1/β		3.88E-03	3.19E-03	2.42E-03
海底面+1/β		1.17E-03	8.38E-04	5.00E-04
仮想海底面		1.72E-03		
海底面		2.43E-04		
接岸2回目H=147kN	1.45E-05			
仮想海底面+1/β		2.43E-03	1.99E-03	1.51E-03
海底面+1/β		7.34E-04	5.24E-04	3.13E-04
仮想海底面		1.08E-03		
海底面		1.52E-04		
接岸3回目H=147kN	8.48E-06			
仮想海底面+1/β		2.43E-03	1.99E-03	1.51E-03
海底面+1/β		7.34E-04	5.24E-04	3.13E-04
仮想海底面		1.08E-03		
海底面		1.52E-04		
計測最大変位	2.77E-05			

ANDREAS MONDORIA

	観測値 δ [m]	計算値 δ [m]		
		case1	case2	case3
接岸1回目H=588kN	6.10E-06			
仮想海底面+1/β		1.13E-02	9.56E-03	7.56E-03
海底面+1/β		3.15E-03	2.34E-03	1.47E-03
仮想海底面		5.37E-03		
海底面		6.69E-04		
接岸2回目H=647kN	2.08E-06			
仮想海底面+1/β		1.24E-02	1.05E-02	8.32E-03
海底面+1/β		3.47E-03	2.57E-03	1.62E-03
仮想海底面		5.90E-03		
海底面		7.36E-04		
接岸3回目H=451kN	2.44E-06			
仮想海底面+1/β		8.65E-03	7.33E-03	5.80E-03
海底面+1/β		2.42E-03	1.79E-03	1.13E-03
仮想海底面		4.12E-03		
海底面		5.13E-04		
計測最大変位	1.46E-05			

表-15(2) 棧橋変形量の比較

JAVA BRIDGE

	観測値 δ (m)	計算値 δ (m)		
		case1	case2	case3
接岸1回目H=294kN	9.52E-06			
仮想海底面+1/β		5.64E-03	4.78E-03	3.78E-03
海底面+1/β		1.58E-03	1.17E-03	7.34E-04
仮想海底面		2.68E-03		
海底面		3.35E-04		
接岸2回目H=412kN	2.34E-05			
仮想海底面+1/β		7.90E-03	6.70E-03	5.30E-03
海底面+1/β		2.21E-03	1.64E-03	1.03E-03
仮想海底面		3.76E-03		
海底面		4.69E-04		
接岸3回目H=137kN	7.18E-06			
仮想海底面+1/β		2.63E-03	2.23E-03	1.76E-03
海底面+1/β		7.34E-04	5.44E-04	3.42E-04
仮想海底面		1.25E-03		
海底面		1.56E-04		
計測最大変位	2.34E-05			

EAGLE UNION

	観測値 δ (m)	計算値 δ (m)		
		case1	case2	case3
接岸1回目H=147kN	1.94E-05			
仮想海底面+1/β		2.71E-03	2.39E-03	1.89E-03
海底面+1/β		7.35E-04	5.84E-04	3.67E-04
仮想海底面		1.34E-03		
海底面		1.67E-04		
計測最大変位	4.78E-05			

case1: 1/βをN値から計算
 case2: 1/βをVs(微動)から計算
 case3: 1/βを固有周期から計算

次に、棧橋の変形量について検討する。観測値より推定される接岸エネルギーに基づいて算出される棧橋の変形量と微動計より観測された変形量の比較を表-15および図-18に示す。図-18では、各船舶接岸時に観測された最大変形量を水平軸に、1/βの算出方法を3通りとして固定点を海底面+1/βとした場合の計算値を鉛直軸にプロットしている。白抜き記号のデータは各船舶の接岸速度が最大のときの値である。これらより、ほとんどの棧橋の変形量算出値は、観測値の最大値に対しても1/10程度以下であることがわかる。両者の違いの原因としては、接岸速度等の各種計測誤差、防舷材の劣化に起因する反力の規格値との違いなど様々な要因が考えられるが、7隻の船舶接岸に際してすべて計算値は観測値を大きく上回っており、単なる誤差の影響のみに起因する問題とは考えられない。

棧橋は微動時には直背後地盤と調和的な振動形態を示す。このため、棧橋の固有周期は棧橋上と直背後地盤のH/Hスペクトルからは推定できず、土留めより70m程度

離れた地点でのH/Hスペクトルにより推定する必要がある(長尾ら, 2002a)。このことは、船舶接岸時に作用する防舷材反力は、棧橋本体のみならず背後地盤に伝達される可能性が高く、通常設計において考慮するよりも陸側への変形が拘束されている可能性が高いことを示すと考えられる。すなわち、通常の棧橋の船舶接岸時の挙動は、強震時と同様に(長尾ら, 2002a)、現行設計法で想定しているような杭-上部工ラーメンモデルとしての振動特性では評価できない可能性が高いことを示すものと考えられる。背後地盤の影響は強震時には危険な結果をもたらす可能性がある(長尾ら, 2002a)、船舶接岸時には変形量としては安全側の結果を与えるといえる。

今回は3バースのみの検討であるためこれ以上の検討は行えないが、今後さらに他の港で観測を継続することが必要であろう。

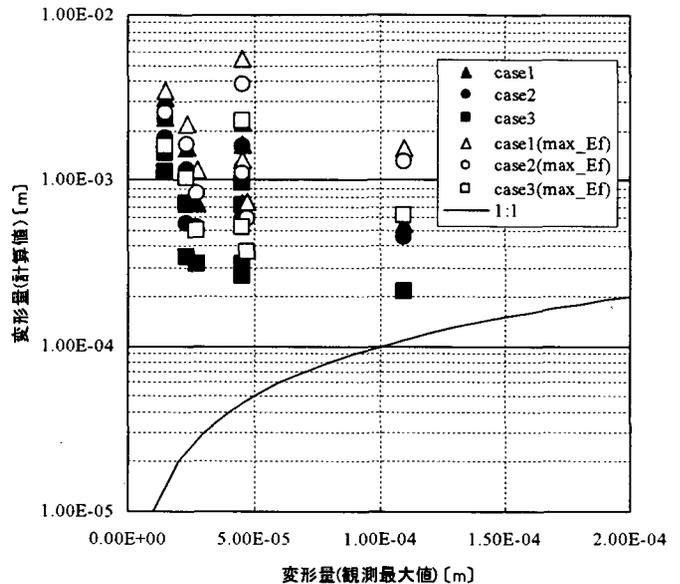


図-18 変形量の比較

4. まとめ

本研究により得られた知見をまとめると次のとおりである。

- ①信頼性理論を用いた解析により、防舷材の信頼性設計法における安全係数を提案した。提案した安全係数は、平均値を特性値とした場合の値であるが、特性値を任意の信頼度とした場合にも容易に拡張が可能である。
- ②棧橋の船舶接岸時の設計法の妥当性を検証するため、横浜港において実施した現地観測試験を実施した。現地観測試験の範囲より得られた結果は次のとおりである。

(a) 棧橋の固有周期を常時微動より推定した結果、棧橋固有周期は現行設計法の海底面+1/βを固定点とした計算値に比較的近いものの、計算値のほうが観測値をやや上回った。棧橋の固定点については今後さらに他の港湾においても検討を実施する必要があると考えられる。

(b) 棧橋の船舶接岸時の変形量は現行設計法による変形計算値の1/10程度以下であった。これは、実際の棧橋が現行設計法で想定しているような条件とは異なり、陸側への変形が拘束されることに起因するものと考えられる。この結果は現行設計法による方法が過大な結果を与える場合があることを示すものと考えられ、今後さらに追加試験を行うなどして詳細な検討を行う必要がある。

5. おわりに

本研究では、船舶接岸時の係留施設の性能設計に関する研究として、防舷材の信頼性設計法の検討を行うとともに、棧橋式岸壁の船舶接岸時の設計法について現地観測試験により検討を行った。特に船舶接岸時の棧橋変形の照査方法には今後さらに検討が必要であることが明らかとなったため、さらに追加の試験を実施するなどして合理的な性能照査型設計法の構築を図る必要があると考えている。

末尾ながら、本研究の実施にあたり貴重な助言をいただいた鳥取大学上田教授、観測の実施にあたり尽力いただいた横浜港埠頭公社芝崎氏に感謝します。

(平成14年11月15日)

参考文献

- 上田茂, 平野敏彦, 寺崎誠, 山本修司, 白石悟, 山瀬晴義(2001): 船舶の統計特性に基づく船舶接岸用防舷材の設計に関する研究, 土木学会第56回年次学術講演会, pp.102-103
- 上田茂, 平野敏彦, 岡田達彦, 山本修司, 白石悟, 山瀬晴義(2002): 統計的手法による船舶接岸用防舷材の設計に関する研究~防舷材の品質が破壊確率に与える影響について~, 土木学会第57回年次学術講演会, pp.115-116
- 運輸省港湾局監修, (社)日本港湾協会(1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説
- 長尾 毅(2002): 港湾構造物の技術基準の改訂動向, 第5回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, 土木学会鋼構造委員会, pp.9-20
- 長尾 毅, 田代聡一(2002a): 棧橋式岸壁の耐震性照査手法に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.710,

I-60, pp.385-398

長尾 毅, 紺野克昭(2002b): 常時微動アレー観測に基づく表層地盤のS波速度構造の推定方法に関する研究, 土木学会論文集, 投稿中.

平野敏彦(2002): 設計諸元の統計的性質を考慮した船舶接岸用防舷材の設計に関する研究, 鳥取大学修士論文

Imai, T.(1977): P and S wave velocities of the ground in Japan, *Proc. IXth ICSMFE*

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No.63

March 2003

編集・発行 © 国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

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