
ジャケット式構造の耐震強化岸壁への適用

Application of Jacket Type Structures for High Seismic Resistant Quaywalls

石原 謙治 (Kenji Ishihara) 平本 高志 (Takashi Hiramoto) 中村 聖三 (Shozo Nakamura)

要旨：

ジャケット式構造を岸壁に適用した場合の地震時の耐荷力特性を明らかにすることを目的に、水平震度 $kh \leq 0.25$ で試設計を行ったジャケット式岸壁に対して、水平震度 kh をパラメータに設定し、 $kh \leq 0.20 \sim 0.28$ の範囲で弾塑性骨組解析を実施し、以下の事項を確認した。(1) ジャケット式岸壁に慣性力などの地震時水平荷重が作用した場合、トラス構造の剛性が高いためこの部分が剛体的に水平変位を起こす。(2) 地震荷重が増すにつれ岸壁天端での水平変位は増すがその値は小さく、全体構造が不安定化する傾向はみられない。(3) 一部部材が塑性域に達するものの、構造物全体が崩壊などの致命的な破壊には至ることはなく、ジャケット式岸壁は地震時において十分な耐荷力を有する。

Synopsis：

In order to examine seismic loading capacity of jacket type quaywalls, trial designing of a quaywall and its elasto-plastic frame analysis in which horizontal seismic coefficient was adopted as an analysis parameter were carried out. The following results were obtained through the analysis. (1) The truss-shaped portion of the jacket type quaywall was not deformed so much because of the high rigidity of the portion. (2) Displacement at the top of the quaywall was not large and the jacket type quaywall, whose designed seismic coefficient kh is 0.25, did not show unstable behavior at $kh \leq 0.28$. (3) Although some members became plastic, the jacket type quaywall did not collapse even if at $kh \leq 0.28$ and showed enough loading capacity.

(c)JFE Steel Corporation, 2003

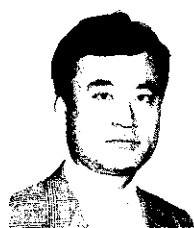
本文は次のページから閲覧できます。

Application of Jacket Type Structures for High Seismic Resistant Quaywalls



石原 謙治
Kenji Ishihara

橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造技術部 企
画開発室



平本 高志
Takashi Hiramoto

橋梁・鉄構事業部 橋
梁・鋼構造技術部 企
画開発室 主査(課長)



中村 聖三
Shozo Nakamura

建材センター 鋼構造
研究所 主任研究員
(掛長)・工博

要旨

ジャケット式構造を岸壁に適用した場合の地震時の耐荷力特性を明らかにすることを目的に、水平震度 $kh = 0.25$ で試設計を行ったジャケット式岸壁に対して、水平震度 kh をパラメータに設定し、 $kh = 0.20 \sim 0.28$ の範囲で弾塑性骨組解析を実施し、以下の事項を確認した。(1) ジャケット式岸壁に慣性力などの地震時水平荷重が作用した場合、トラス構造の剛性が高いためこの部分が剛体的に水平変位を起こす。(2) 地震荷重が増すにつれ岸壁天端での水平変位は増すがその値は小さく、全体構造が不安定化する傾向はみられない。(3) 一部部材が塑性域に達するものの、構造物全体が崩壊などの致命的な破壊には至ることはなく、ジャケット式岸壁は地震時において十分な耐荷力を有する。

Synopsis:

In order to examine seismic loading capacity of jacket type quaywalls, trial designing of a quaywall and its elasto-plastic frame analysis in which horizontal seismic coefficient was adopted as an analysis parameter were carried out. The following results were obtained through the analysis. (1) The truss-shaped portion of the jacket type quaywall was not deformed so much because of the high rigidity of the portion. (2) Displacement at the top of the quaywall was not large and the jacket type quaywall, whose designed seismic coefficient kh is 0.25, did not show unstable behavior at $kh = 0.28$. (3) Although some members became plastic, the jacket type quaywall did not collapse even if at $kh = 0.28$ and showed enough loading capacity.

1 はじめに

我が国の経済基盤を支える重要な社会資本の一つである港湾施設において、近年の海上コンテナ輸送の世界的な急進展を背景として船舶の大型化に対応した大水深岸壁の整備が課題となっている¹⁾。

その一方で社会資本投資に対するコスト縮減の動きが高まる中で、阪神大震災を契機に構造物の耐震性の確保がクローズアップされており、岸壁構造物についても経済性と構造物の信頼性とを併せもつより合理的な構造形式が求められている。

当社では大水深海洋構造物である石油掘削基地などで培われてきたジャケット構造物に関する技術力をベースに、東京湾横断道路木更津人工島ジャケット式護岸^{2,3)}や震災後の復旧工事である神戸中突堤ジャケット式岸壁など他の海洋構造物への応用を積極的に図ってきたが、上記環境のもとで

- (1) 現場省力型の急速施工が可能で、経済的である。
- (2) トラス部の剛性が高く、水平変位が小さい。
- (3) 不静定次数が高く、過大な外力に対しても十分な耐力を有す

る。

などの特徴をもつジャケット構造物を大水深岸壁へ適用する気運が高まりつつある。

ただし、これまで岸壁にジャケット式構造物を適用した事例は少なく、定性的にジャケット構造は耐震性に優れるとされながらも岸壁構造物として耐震性を定量的に把握した資料はほとんどないのが現状である。

そこで、本論文ではケーススタディとしてジャケット式岸壁の試設計を行うとともに、そこで得られた構造系に対して水平震度をパラメータにとった弾塑性骨組解析(静解析)を実施し、地震時におけるジャケット式岸壁の耐荷力特性を明らかにする。

2 ジャケット式岸壁試設計

耐震性検証のモデルとするジャケット式岸壁の構造諸元を設定すべく試設計を実施した。試設計の対象とする岸壁は

岸壁天端高さ: +4.5 m

水深: -15 m

潮位: H.W.L. +1.61 m L.W.L. -0.01 m

のコンテナ岸壁であり、上載荷重は常時 19.6 kN/m²、地震時 9.8

* 平成9年11月10日原稿受付

Table 1 Design load

		Normal	Seismic
Vertical load (kN)	Dead load (steel members)	3 668	3 668
	Dead load (RC slab)	2 383	2 383
	Surcharge	3 942	1 971
	Crane	3 746	4 874
	Buoyancy	-686	-686
Horizontal load (kN)	Inertia force		
	Steel members	-	912
	RC slab	-	598
	Surcharge	-	493
	Crane	373	800
	Earth pressure	6 325	13 670
	Dynamic water pressure	-	3 256

kN/m², 荷役用のクレーン（オーバーパナマックスガントリークレーン）が稼動するものとした。

一方、地盤条件として海底面下の地盤は、標高 -38 m までは N 値 20（沖積砂質層もしくは軟弱地盤を SCP により地盤改良したものと仮定）、-38 m 以深では N 値 50 の砂質地盤とした。また背面土は内部摩擦角 40°、単位体積重量 1.8 t/m³（湿潤）の裏込め割石である。

設計に際しては原則として港湾の施設の技術上の基準・同解説⁹⁾を設計基準とし、設計水平震度 $k_h = 0.25$ 、岸壁天端における許容水平変位量を一般的に目安とされる 10 cm に設定した上で、自社開発したジャケット構造物設計ソフト「マリンジャスト」を用いて一構面分（岸壁法線方向 6 m 分）を対象とした平面骨組解析により各部材断面を決定した。一構面あたりの設計荷重総括表を Table 1 に

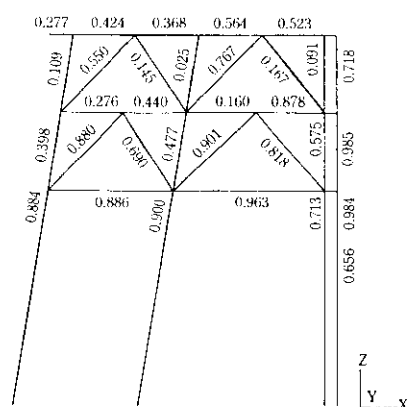


Fig. 2 Distribution of stress ratio (seismic)

示す。

試設計結果について、構造一般図を Fig. 1 に、照査結果を Fig. 2 および Table 2 に示す。ここで部材応力度照査は、道路橋示方書鋼橋編⁹⁾の 3 章「軸力と曲げを受ける部材」および 12 章「鋼管構造」の応力度照査方法を準用し、許容応力度の割り増しを常時 1.0、地震時 1.5 として応力度比を算出したものである。また、支持力照査は港湾の施設の技術上の基準・同解説に準じ、安全率を押し込み力に対して常時 2.5、地震時 1.5、引き抜きについては常時 3.0、地震時 2.5 と設定した。

Table 2 (a) より、部材断面は常時の上載荷重が厳しい上部梁を除

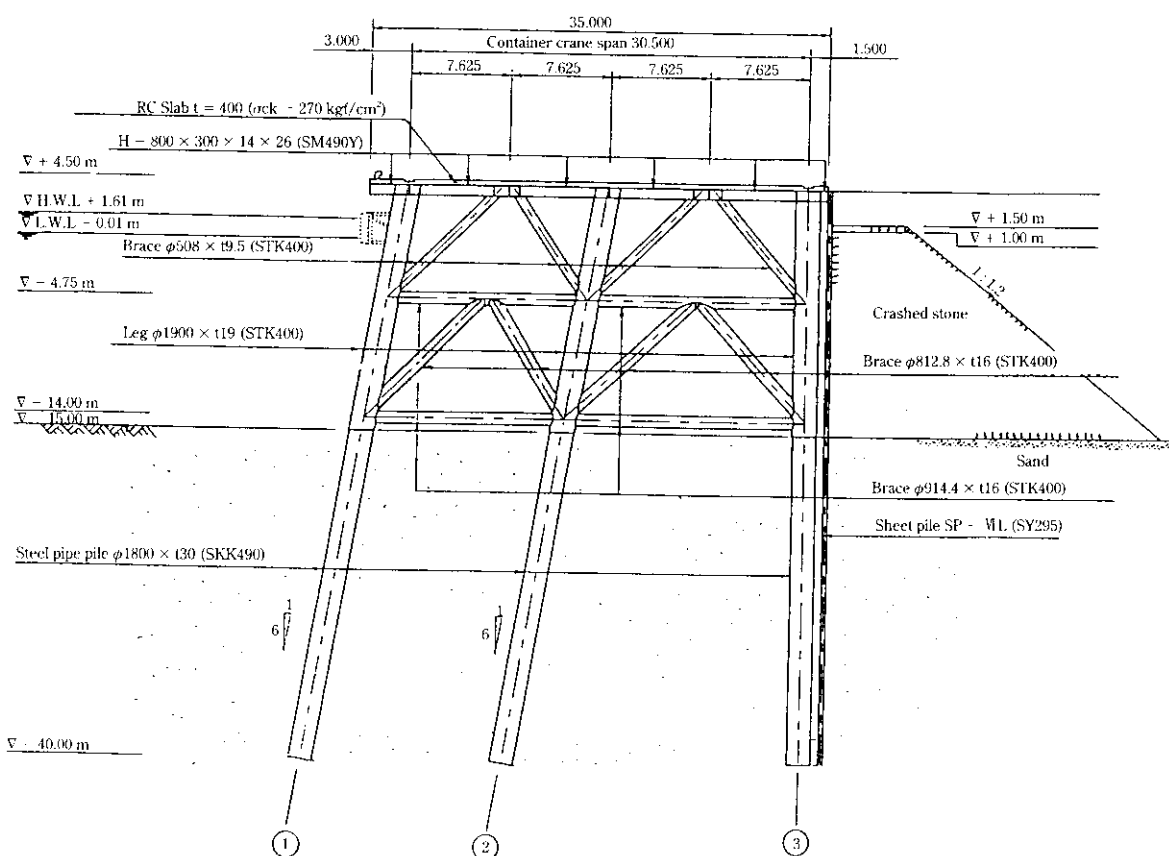


Fig. 1 Typical cross section of jacket type quaywall

Table 2 Result of verification

(a) Unity check (stress ratio)

Members	Size	Unity check	
		Normal	Seismic
Horizontal beam	H-800×300×14×26 (SM490Y)	0.980	0.564
Pile-1	φ1800×30 (SKK490)	0.313	0.884
Pile-2	φ1800×30 (SKK490)	0.314	0.900
Pile-3	φ1800×30 (SKK490)	0.344	0.713
Leg-1	φ1900×19 (STK400)	0.183	0.398
Leg-2	φ1900×19 (STK400)	0.204	0.477
Leg-3	φ1900×19 (STK400)	0.202	0.575
Brace	Upper	0.861	0.767
	Lower	0.396	0.901
Horizontal brace	Upper	0.575	0.778
	Lower	0.408	0.963
Steel sheet pile	SP-VII. (SY295)	0.798	0.985

(b) Bearing capacity of steel piles

	Normal	Seismic	Remarks
Push (kN)	6 227 (< 20 603)	8 738 (< 34 342)	Safety factor Normal: 2.5, Seismic: 1.5
Pull (kN)	0 (< 4 962)	373 (< 5 962)	Safety factor Normal: 3.0, Seismic: 2.5

(c) Horizontal displacement at the top of jacket

	Normal	Seismic
Displacement (cm)	1.3 (<10)	4.9 (<10)

Remarks (): Allowable value

いて地震時の応力によりほぼ決まってくる傾向にある。また Table 2 (c) より水平変位は 5 cm 程度と許容値とした 10 cm を十分に満たしており、水平変位が小さいジャケット構造物の特徴が現れている。

部材に作用する力の伝達について考察すると、Fig. 2 より土圧などによる水平力は矢板からジャケット部材を介して杭③へ、さらにジャケット下段のブレースおよび水平ブレースを通じて杭②に伝達される傾向が読み取れ、この経路にある部材は比較的応力度比が高い。一方、ジャケット上段のブレースは発生断面力が小さいため下段ブレースよりも小さい断面で断面構成が可能であり、応力度比に若干の余裕を残す傾向にある。ただし杭・レグの径と比べて著しく小さいブレース断面は好ましくないことなどから、これ以上の断面の絞り込みは行っていない。また、レグ部分の応力度比は他部材と比較して小さいが、これはレグ本体とこれに内挿される杭との二重管断面で評価しているためである。

3 弾塑性解析

3.1 解析手法

試設計により得られたジャケット式岸壁に対して、水平変位 kh をパラメータとした弾塑性解析を実施した。使用解析ソフトは汎用有限要素法プログラム MARC である。

3.1.1 骨組モデル

Fig. 3 に解析モデルを示す。モデル化に際しては試設計と同様一構面分（岸壁法線方向 6 m 分）をモデル化した 2 次元骨組モデルとし、地盤の影響を非線形地盤バネとして考慮した。部材材端条件は、矢板とジャケット本体との結合部を鉛直方向への並進移動を自由としたピン結合で評価したほかは、すべて剛結とした。

材料および地盤バネの非線形性について、鋼材は使用鋼種に応じて Fig. 4 に示す応力歪曲線を与えた。一方、杭に付加する地盤バネについては、

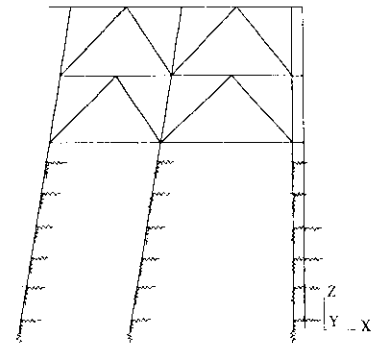


Fig. 3 Frame analysis model

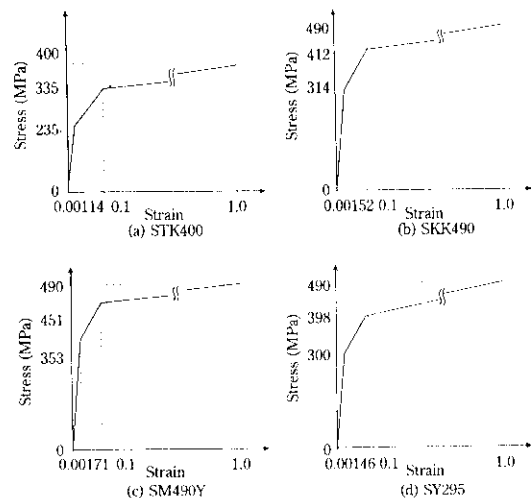


Fig. 4 Stress-strain curve

Table 3 Horizontal load for elasto-plastic frame analysis

Horizontal seismic coefficient			0.20	0.25	0.28
Horizontal load (kN)	Inertia force	Steel members	734	912	1 027
		RC slab	483	598	676
		Surcharge	394	493	552
		Crane	639	800	895
	Earth pressure		9 656	13 670	18 652
	Dynamic water pressure		2 609	3 256	3 653

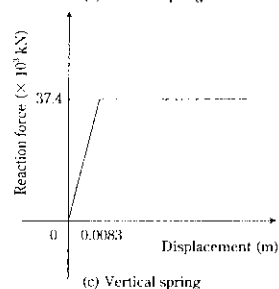
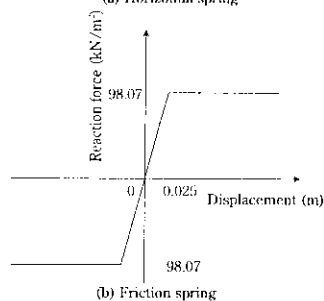
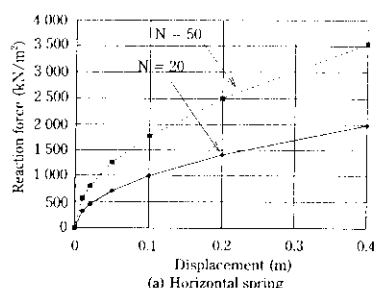


Fig. 5 Reaction force vs. displacement

- (1) 水平方向変位に抵抗する水平バネ
 - (2) 杭周面摩擦力抵抗をモデル化したせん断バネ
 - (3) 杭先端部の鉛直変位に抵抗する鉛直バネ
- の3種類のバネを設定した。

このうち水平バネについては、海底面下の地盤を N 値 20 および 50 の砂質地盤とした前提から港湾基準の C 地盤に相当するものとし、地盤反力と杭の変位との関係式

$$p = k_y y^{0.5}$$

ここに p : 深さ x における杭の単位面積当りの地盤反力 (N/cm^2)

k_y : C 型地盤における横抵抗係数 ($\text{N}/\text{cm}^{2.5}$)

y : 深さ x における杭の変位 (cm)

により Fig. 5 (a) に示す単位面積当りの地盤反力と杭の水平方向変位量との関係を算出し、非線形バネとして与えた。ただし、矢板に設ける水平バネについては自立式係船岸の矢板壁に作用する外力の考え方を踏襲し、主働土圧と残留水圧との和と受働土圧とがなごしくなる点(仮想海底面)より下の部分にのみ、水平バネを付加するものとした。

せん断バネは杭の周面摩擦力の極限値を、杭先端の鉛直バネについては杭先端での極限支持力を上限値としたバイリニアの地盤反力～変位曲線を Fig. 5 (b), (c) のごとく設定した。

3.1.2 荷重条件

荷重条件は設計時の鉛直荷重に加えて、地震時の水平荷重に相当する構造物自重および上載荷重による地震力・土圧・動水圧を水平震度 kh に応じて漸増载荷させるものとし、 $kh = 0.20, 0.25, 0.28$ の3ケースについて弾塑性解析を実施した。各水平震度 kh における構面あたりの水平荷重総括表を Table 3 に示す。

3.2 解析結果および考察

各水平震度におけるジャケット式岸壁の全体変形図を Fig. 6 に、水平震度と岸壁天端における水平変位との関係を Fig. 7 に、さらに水平震度 $kh = 0.28$ における部材の発生応力値を Table 4 に示す。

全体変形形状について、Fig. 6 より海底面から上のトラス構造部分は大きな変形を生じないまま剛体的に水平方向に変位している。

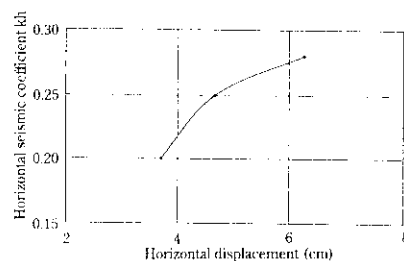


Fig. 7 Horizontal seismic coefficient vs. horizontal displacement

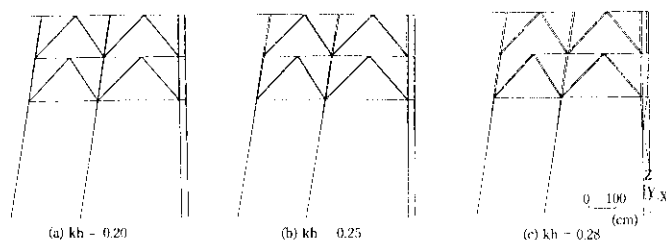
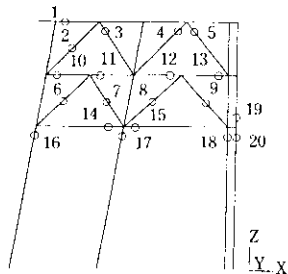


Fig. 6 Deformation of jacket type quaywall

Table 4 Distribution of stress

Members	No.	Stress (MPa)	Remarks
Horizontal beam	1	127.3	
Brace	2	101.2	
	3	20.2	
	4	130.6	
	5	41.0	
	6	173.4	
	7	158.7	
	8	160.8	
	9	137.7	
Horizontal brace	10	73.5	
	11	95.8	
	12	35.6	
	13	157.1	
	14	159.7	
	15	176.1	
Pile	16	171.2	
	17	188.3	
	18	360.2	Plastic
Steel sheet pile	19	12.3	
	20	429.7	Plastic



一方、土圧の影響を直接受ける鋼矢板部分は水平震度 $kh = 0.28$ で最大 30 cm 近い変形が発生している。岸壁天端における水平変位の推移については、Fig. 7 より水平変位～水平震度曲線の傾きは水平震度が増大するにつれ減少する傾向にあるが、水平震度 $kh = 0.28$ における水平変位量は 6 cm 程度である。

この時の応力状態について着目すると、Table 4 より鋼矢板およ

び陸側の直杭のレグ直下部分が塑性域に達している。これは以下の理由によるものと考えられる。

すなわち、水平震度の増大に伴い矢板部分に作用する土圧が増大するとともに矢板において地盤バネが期待できる領域が減少するため、水平震度 $kh = 0.28$ 時には矢板が塑性域に達する。この時、海底面より上のジャケットのトラス構造部分は比較的剛性が高く剛体的な挙動を示すこと、および陸側の杭が直杭であるのに対しそれ以外の杭は斜杭であることから、二重管構造のレグから杭への断面急変部、特に直杭に大きな曲げが作用するためと考えられる。

ただし、上記以外の部材はすべて弾性域にありかつ不静定次数が高いこと、ジャケット本体の変形量は矢板部分を除いて数 cm 程度と小さいこと、また水平震度と岸壁天端における水平変位との関係より水平震度増加に伴い変位が急増する傾向はみられないことから、水平震度 $kh = 0.28$ 程度の地震に対してジャケット式岸壁は十分な耐力を有すると考えられる。

4 おわりに

本論文ではジャケット構造物を岸壁へ適用した際の地震時の耐荷力特性を、水平震度をパラメータとした弾塑性骨組解析（静解析）を通じて検証した。得られた事項を以下にまとめる。

- (1) ジャケット式岸壁に土圧などの水平荷重が作用した場合、トラス構造部分の剛性が高いためこの部分が剛体的に水平方向に変位する挙動を示す。
- (2) 設計震度が増すにつれ岸壁天端での水平変位量は増すが、設計水平震度 0.25 で設計した場合水平震度 0.28 程度の地震に対しても最大 6 cm 程度と十分小さく、構造全体が不安定化する傾向はみられない。
- (3) 矢板およびこれと隣接する杭の一部が塑性化するものの、構造物全体が崩壊するなどの致命的な破壊は生じない。

ジャケット式構造物は地震時の耐荷力の高さに加え、現場省力型の急速施工が可能で経済的であること、岸壁以外の大水深海洋構造物に適用されてきた実績が豊富であることなどのメリットを生かすことにより、大水深岸壁への適用が十分期待できると思われる。

参考文献

- 1) 運輸省：運輸白書（平成 6 年版）、(1994)
- 2) 古閑桂吾、平本高志、古室健史：「東京湾横断道路木更津人工島ジャケット工事」、川崎製鉄技報、**25**(1993)3, 183-187
- 3) 古室健史、小林 崇、神田恭太郎：「東京湾横断道路における鋼構造技術」、川崎製鉄技報、**27**(1995)4, 235-241
- 4) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説改訂版（上巻）、(1989)
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編、(1996)
- 6) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説改訂版（下巻）、(1989)