

コンテナクレーンの性能が係留施設の耐震性能に及ぼす影響に関する一考察

EFFECTS OF PERFORMANCE OF CONTAINER CRANES ON SEISMIC PERFORMANCE OF QUAY WALLS

長尾毅¹・吉川慎一²・西尾岳裕²・前川太³・
福永勇介⁴・宮田正史⁵

Takashi NAGAO, Shinichi YOSHIKAWA, Takahiro NISHIO, Futoshi MAEGAWA,
Yusuke FUKUNAGA, and Masafumi MIYATA

¹正会員 工博 国土交通省国土技術政策総合研究所 港湾施設研究室 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

²株式会社ニュージェック 港湾・海岸グループ (〒531-0074 大阪市北区本庄東2-3-20)

³正会員 株式会社ニュージェック 港湾・海岸グループ (同上)

⁴正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 港湾施設研究室 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

⁵正会員 国土交通省港湾局 技術企画課技術監理室 (〒100-8918 東京都千代田区霞ヶ関2-1-3)

It is necessary to assess both the seismic performance of quay walls and that of container cranes according to Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan revised in 2007 for container berthing wharves. In cases where resulting seismic response of either quay walls or cranes doesn't satisfy performance specification, at present it is very difficult to identify the reason of the inferior seismic performance because there are two possibilities: inferior seismic performance of either quay walls or cranes and unfavorable response caused by dynamic interaction between quay walls and cranes. The object of this study is to figure out the effects of performance of container cranes on seismic performance of quay walls by conducting two-dimensional earthquake response analyses.

Key Words : *Seismic Performance, Quay Wall, Container Crane, Level-two Earthquake Ground Motion, Seismic Isolation*

1. はじめに

荷役にコンテナクレーンを用いる幹線貨物輸送対応の係留施設(コンテナバース)は, コンテナ船の接岸とコンテナ荷役を円滑に行うことができる性能が求められる。このため耐震強化施設の場合は, レベル2地震動が作用した場合でも係留施設とコンテナクレーンがともに早期に利用可能な状態であることが求められる。このことから, 平成19年の港湾の施設の技術上の基準¹⁾の改正において, コンテナクレーンが港湾基準の対象施設に追加され, コンテナクレーンについても各種性能照査を行うことが必要となった。

設計実務では, コンテナクレーンが設置される係留施設のレベル2地震動に対する性能照査では, コンテナクレーンをモデル化した一体型の2次元地震応答計算が一般に行われている。一体型の解析により, 係留施設とコンテナクレーンの双方が必要な性能を満足している場合は問題が無いが, 何れかあるいは双方ともに性能を満足しない場合は, 断面諸元

等を変更して再照査を行う必要がある。クレーンの応答が性能規定を満足しない場合は, クレーンを免震クレーンにするなど, 仕様を変更する必要がある。仕様を変更した場合は, クレーンと係留施設の相互作用が最初と異なるため, 一体型の2次元地震応答計算を再度行う必要がある可能性があるが, 現状では明確な判断基準はない。さらに, 係留施設の耐震性能に問題がある場合は, 係留施設そのものの耐震性能の問題であるケース以外にも, クレーンの仕様に起因する相互作用が原因である可能性がある。その場合, 係留施設の諸元はそのままクレーンの仕様を変更すれば性能規定を満足する可能性があるが, この点についても明確な判断基準はない。

このような点を明確にすることは, 設計実務の計算負荷を軽減する観点から重要であると考えられることから, 本研究では, コンテナクレーンの性能が係留施設の耐震性能に及ぼす影響について有効応力法2次元地震応答解析を用いて議論する。検討対象とする係留施設の構造形式は, 重力式, 矢板式および栈橋式の3形式, コンテナクレーンに関しては,

クレーン無し、通常クレーン(非免震クレーン)、免震装置付きクレーンの3条件とした。これらの検討結果から、係留施設の各構造形式に対するコンテナクレーンの影響を考察した。

2. 解析手法とコンテナクレーンのモデル化

有効応力法2次元地震応答解析手法には、解析コードFLIP¹⁾を用いた。FLIPは平成7年兵庫県南部地震において、被災した岸壁の変形を精度良く再現した解析手法²⁾であり、実務においても港湾施設などのレベル2地震動に対する変形照査に用いられている。

コンテナクレーンのモデルについては、2次元FEM解析で利用しやすいラーメンモデルを用いる。これは、菅野・塩崎がコンテナクレーンに関して、1/15縮尺で1g場の模型振動実験を行い、3次元骨組解析、2次元骨組解析、ラーメンモデルおよび1質点モデルによる数値解析手法の検討を行った結果、ラーメンモデルによっても模型実験結果の再現が良好であったためである³⁾。

図-1にコンテナクレーンのラーメンモデルのモデル化の概念図³⁾を示す。ラーメンモデルは、重心位置に節点集中質量を配置し、脚部は無質量の弾性梁、水平梁と節点集中質量を結ぶ梁は剛梁とする。

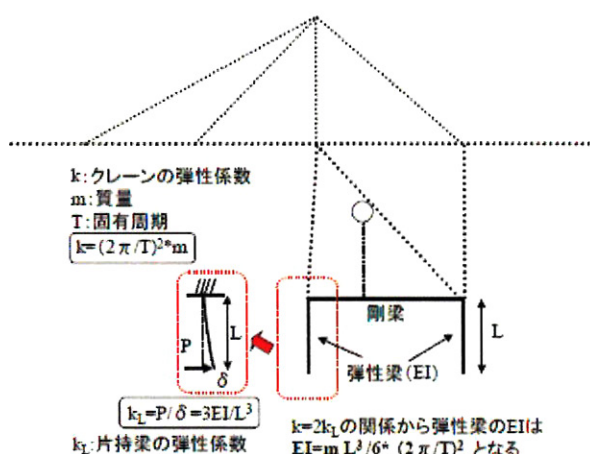


図-1 コンテナクレーンのモデル化の概念図³⁾

一般に構造物の固有周期 $T(s)$ が与えられると、構造物の質量 $m(kg)$ と弾性係数 $k(N/m)$ は、次式による関係を有する。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (1)$$

脚部の弾性梁の EI は式(1)を利用し、片持梁の弾性係数と脚部の長さ L を用いて、図中に示す式により与える。これにより、コンテナクレーンの固有周期がモデル化に反映できることになる。減衰定数は、コンテナクレーンの減衰定数から、レーレー減衰に

より与えるものとした。

3. 検討条件

対象とする係留施設は、実在する耐震強化施設とその地盤条件を参考とした重力式、矢板式および直杭式栈橋とし、各係留施設に対し、コンテナクレーンの条件として、クレーン無し、通常クレーン(非免震クレーン：固有周期2秒、減衰率2.5%)、免震クレーン(固有周期4秒、減衰率20%)の3条件を設定した。なおコンテナクレーンの固有周期、減衰率については、宮田ら⁴⁾の調査結果を参考に設定した。FLIP解析モデルではコンテナクレーンモデルは、両脚部の下端をX,Y方向とも回転拘束条件により岸壁および地盤上に搭載している。

(1) 重力式係留施設の検討条件

重力式係留施設は、ハイブリット(HB)ケーソンタイプを採用した。図-2にコンテナクレーンを搭載した条件での解析モデル図を、また表-1にコンテナクレーンモデル、表-2にその他の地盤物性等の解析モデルを示す。工学的基盤に入力するレベル2地震動を図-3に示す。本地震動は、海溝型地震とそれに影響を受ける直下型地震が同時発生すると想定されたものである。

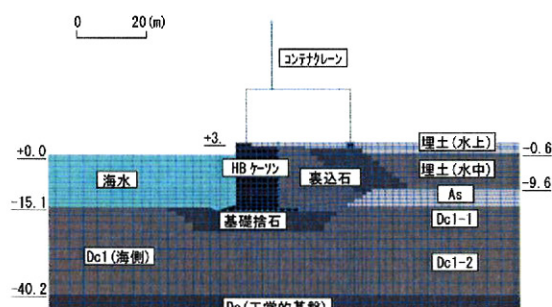


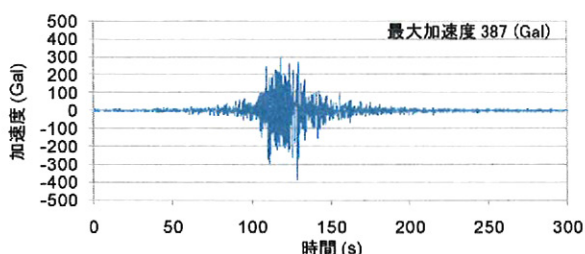
図-2 重力式係留施設の解析モデル

表-1 コンテナクレーンモデル

クレーンタイプ	通常クレーン	免震クレーン
固有周期 T	2s	4s
減衰定数 h	2.5%	20.0%
総質量 m	960t	960t
クレーン幅	25m	25m
脚長さ L	15.52m	15.52m
$EI(kN \cdot m^2)$	3.784×10^5	0.946×10^5

表-2 重力式係留施設のFLIP解析物性

土層	層上端	単位重量	せん断強度	せん断波速度
	D.L.(m)	γ, γ' (kN/m^3)	ϕ, c (度)(kN/m^2)	V_s (m/s)
(陸側)				
埋土(uw)	3.8	18.0	39.4	135
埋土(dw)	0.6	10.0	39.4	178
As	-9.6	10.0	41.4	164
Dc1-1	-14.8	10.0	108.1	213
Dc1-2	-22.5	10.0	30.0	236
基盤	-40.2	10.0	$V_s = 441m/s, V_p = 1743m/s$	
(海側)				
Dc1	-15.2	10.0	108.1	180
基盤	-40.2	10.0	$V_s = 441m/s, V_p = 1743m/s$	



(2) 矢板式係留施設の検討条件

対象とする矢板式係留施設は、過去に増深のため改良されたのち、さらに増深および耐震化のために改良された施設を参考にしたもので、控え組杭式鋼管矢板岸壁である。図-4にコンテナクレーンを搭載した条件での解析モデル図を、また表-3に地盤物性等の解析物性を示す。コンテナクレーンは重力式係留施設と同じものである。入力するレベル2地震動を図-5に示す。本地震動は海溝型地震動である。

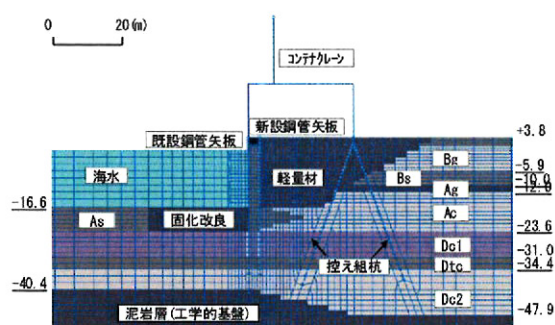


図-4 矢板式係留施設の解析モデル

表-3 矢板式係留施設のFLIP解析物性

土層	層上端	単位重量	せん断強度	せん断波速度	
	D.L.(m)	γ, γ' (kN/m^3)	ϕ (度)	c (kN/m^2)	V_s (m/s)
(陸側)					
Bg1(水上)	3.8	18.0	39.3		81
Bg1(水中)	1.3	10.0	39.3		106
Bs	-5.9	7.1	38.1		155
Ag	-10.0	10.0	41.3		248
Ac	-12.0	5.0		75.0	269
Dc1	-23.6	5.0		434.0	342
Dtc	-31.0	6.2		360.0	320
Dc2	-34.4	6.7		351.0	321
基礎	-47.9	10.0		$V_s = 391\text{m/s}, V_p = 1750\text{m/s}$	
(海側)					
As	-16.6	7.9	38.2		199
Dc1	-23.6	5.0		434.0	254
Dtc	-31.0	6.2		360.0	251
Dc2	-34.4	6.7		351.0	268
基礎	-40.4	10.0		$V_s = 391\text{m/s}, V_p = 1750\text{m/s}$	

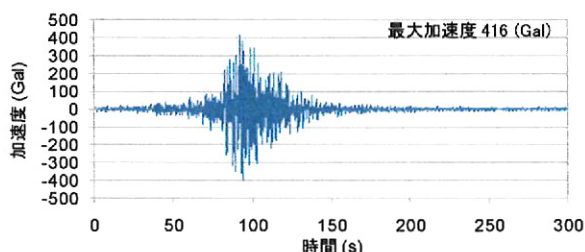


図-5 矢板式係留施設への入力地震動(工学的基盤)

(3) 棧橋式係留施設の検討条件

棧橋式係留施設は、直杭式棧橋を対象とする。図-6にコンテナクレーンを搭載した条件での解析モデル図を示す。直杭の間隔は法線直角方向に6.1m、法線方向に6.0mであり、法線方向の杭間隔からコンテナクレーンは、表-4のようにモデル化した。地盤物性等の解析物性を表-5に示す。入力するレベル2地震動を図-7に示す。大規模な海溝型地震を対象としているが、震央距離が長いために、加速度レベルについては他の係留施設のレベル2地震動よりも小さい。

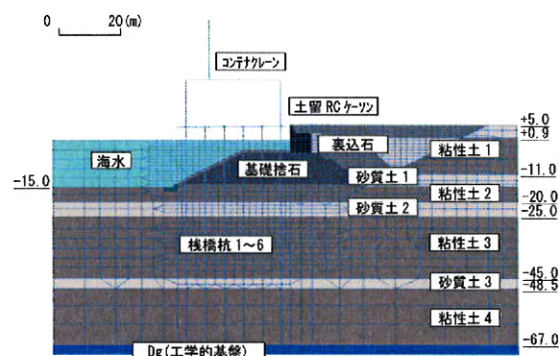


図-6 栈橋式係留施設の解析モデル

表-4 棧橋式コンテナクレーンモデル

クレーンタイプ	通常クレーン	免震クレーン
固有周期 T	2s	4s
減衰定数 h	2.5%	20.0%
総質量 m	960t	960t
クレーン幅	25m	25m
脚長さ L	15.52m	15.52m
$EI(\text{kN} \cdot \text{m}^2)$	2.771×10^6	0.566×10^6

表-5 栈橋式係留施設のFLIP解析物性

土層	層上端	単位重量	せん断強度	せん断波速度
	D.L.(m)	γ_s, γ' (kg/m^3)	ϕ (度)	V_s (m/s)
(陸側)				
粘性土-1(uw)	4.8	16.3	30.0	40
粘性土-1(dw)	0.9	6.3	30.0	90
砂質土-1	-11.0	9.0	39.7	209
粘性土-2	-15.0	6.3	30.0	122
砂質土-2	-20.0	10.0	39.2	207
粘性土-3	-25.0	6.7	146.3	199
砂質土-3	-45.0	10.0	42.4	345
粘性土-4	-48.5	9.0	190.7	285
基盤	-67.0	10.0	$V_s = 450\text{m/s}, V_p = 1750\text{m/s}$	
(棧橋下～海側)				
捨石	-9.5	10.0	40.0	239
砂質土-2	-20.0	10.0	39.2	179
粘性土-3	-25.0	6.7	146.3	167
砂質土-3	-45.0	10.0	42.4	322
粘性土-4	-48.5	9.0	152.7	258
基盤	-67.0	10.0	$V_s = 450\text{m/s}, V_p = 1750\text{m/s}$	

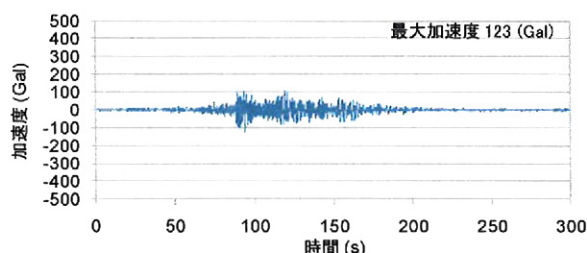


図-7 栈橋式係留施設への入力地震動(工学的基盤)

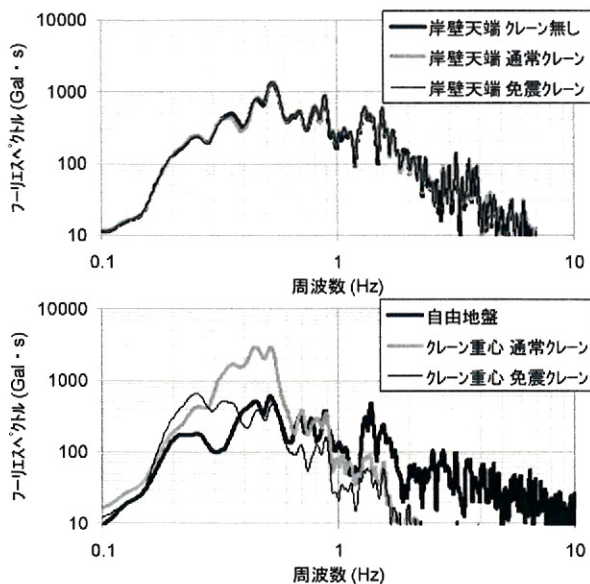


図-8 重力式係留施設の加速度フーリエスペクトル

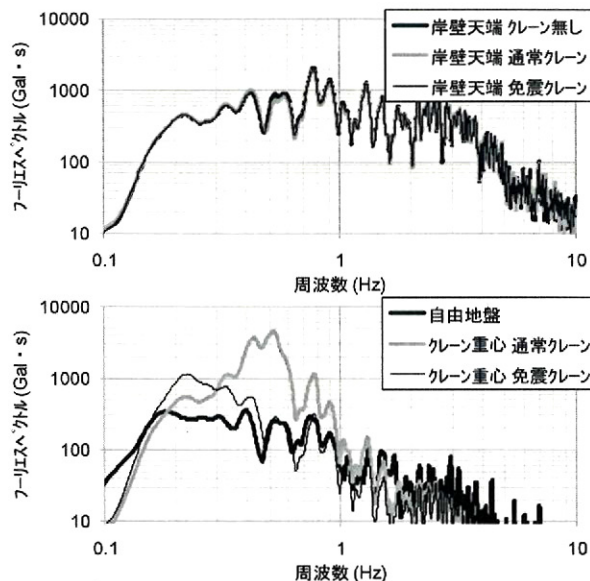


図-9 矢板式係留施設の加速度フーリエスペクトル

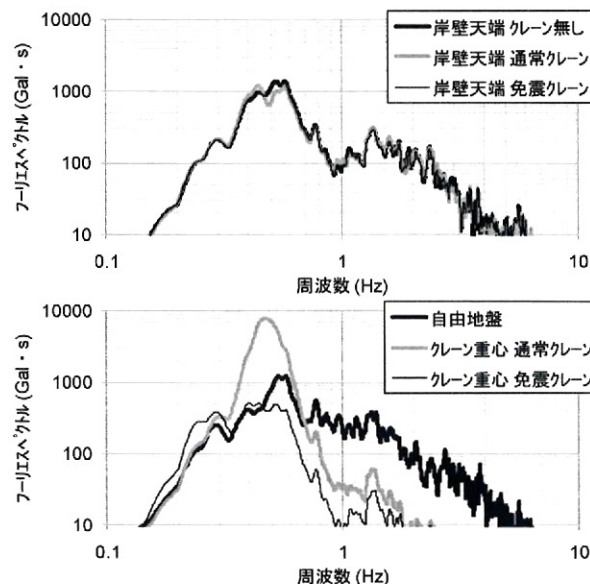


図-10 栈橋式係留施設の加速度フーリエスペクトル

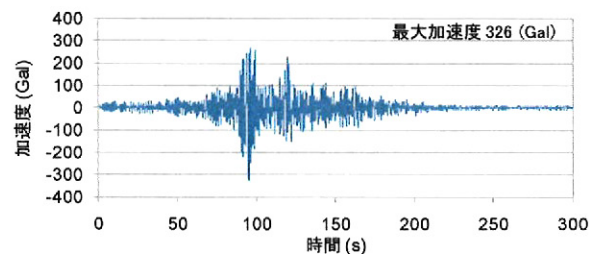
4. 検討結果

(1) 加速度応答

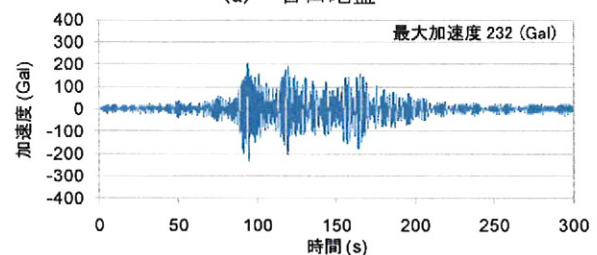
各条件での係留施設の応答について、加速度フーリエスペクトルで示したものを図-8～10に示す。フーリエスペクトルは、自由地盤、岸壁天端およびクレーン重心のものを示した。どのタイプの係留施設も岸壁天端のフーリエスペクトルはコンテナクレーンの条件に関係なく、大きな差がみられない。重力式および矢板式岸壁は、基本的に土構造物としての性格を有するため、その上に設置される骨組み構造物の振動の影響をほとんど受けていないといえる。厳密にはクレーンの振動の違いによる脚荷重の違いがあるため、脚周辺地盤の応力条件が各種条件により異なるといえるが、その影響も軽微であったと考えられる。栈橋式構造は、地上部の骨組み構造の上に新たな骨組み構造（クレーン）が載るため、クレーンの固有周期の影響を受ける可能性があるが、本研究で対象とした栈橋の固有周期は0.96秒、クレーンの固有周期は2秒や4秒であり、栈橋のみとしてのモードと栈橋+クレーンとしての振動モードが栈橋上部工部分では違いが生じなかったと考えられる。なお、栈橋の固有周期は水深が非常に深い場合などには1秒以上となる場合もあり、通常クレーンと固有周期が近くなることもあるため、条件によっては栈橋の応答が大きく異なる可能性があることに注意が必要である。

次にコンテナクレーンのフーリエスペクトルは、どのタイプの係留施設においても、クレーンの固有周期での応答が卓越し、特に固有周期2秒、減衰率2.5%の通常クレーンの方が大きな応答となっている。係留施設天端での地震動応答そのものが免震クレーンの固有周期において小さいような本研究の条件では、免震クレーンの効果が大きいといえる。

図-11に自由地盤、クレーン無しでの岸壁天端および通常クレーンと免震クレーンの重心位置での加速度時刻歴について栈橋式を代表として示す。



(a) 自由地盤



(b) 岸壁天端（クレーン無し）

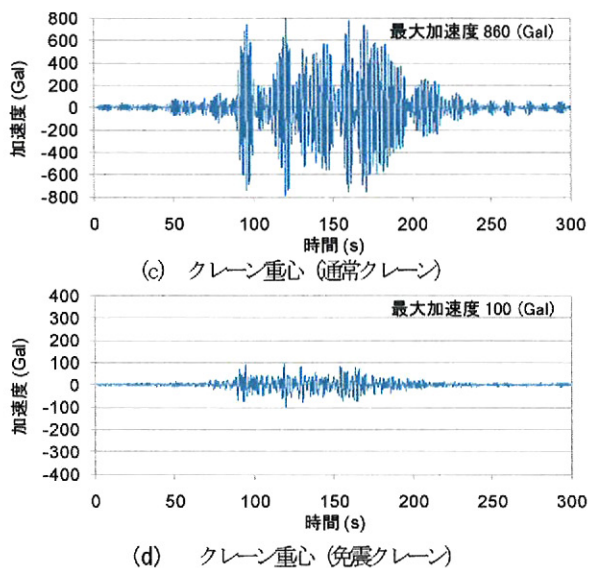


図-11 栈橋式係留施設の加速度時刻歴

栈橋式構造であるため、自由地盤での応答が小さくなった後も岸壁天端では揺れが継続し、地盤とは異なった特徴の応答を示している。クレーンを搭載した栈橋の応答も後半の小さい揺れに若干の差は認められるが、時刻200秒までの主要動の継続範囲に関しては大きな差は認められなかった。クレーンの応答については、通常クレーンが非常に大きな揺れを示し、最大で800Galを超えているのに対し、免震クレーンの応答が非常に小さく、栈橋天端の最大加速度と比較しても半分以下となっている。

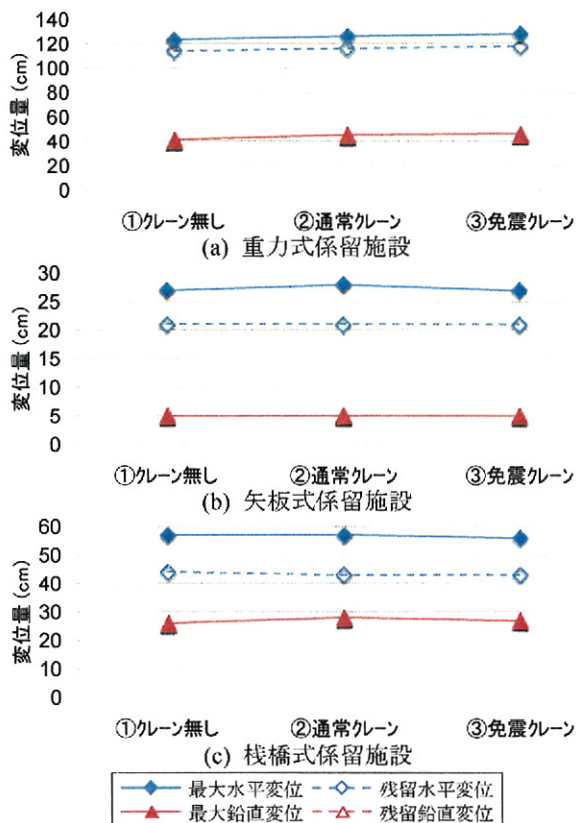


図-12 各係留施設における岸壁天端の変形量

(2) 変形量

図-12に各条件での岸壁天端の残留変形量を示す。図から明らかなように、係留施設の性能照査において重要な位置づけとなる岸壁自体の変形量は、クレーンの条件に大きな影響を受けていない。その差は、水平変位で5%以下、鉛直変位は重力式でクレーン無しと免震クレーンで5cmの差があるため、10%程度となるが、性能的に大きな問題とはならない範囲の違いである。クレーンの条件に関係なく、岸壁の変形性能に大きく差がない理由は、係留施設の加速度応答の項で述べた理由と同じであると考えられる。

(3) 部材断面力

図-13に矢板式係留施設の部材断面力の最大値を示す。矢板は海側の既設矢板の値である。矢板の最大曲げモーメントはクレーンの有無等で多少異なるものの、通常クレーンの場合にクレーン無しと比較して約10%増加する程度である。控え杭の軸力についても各条件でほとんど差がない。矢板の最大軸力はクレーン無しに比較してクレーン有りでは大きく、特に通常クレーンでは約30%増加しているが、これは既設矢板がクレーン基礎を兼ねているためである。但し、クレーン基礎を兼ねることによる軸力増加の割合は、後述する栈橋と比較すると小さい。また、クレーン基礎を兼ねていない新設矢板の軸力は、各条件で大きな違いが無かった。以上より、矢板式係留施設については、クレーンの有無が部材断面力に与える影響が比較的小さいと判断できる。このことの説明として、図-14に通常クレーンを例に、クレーンの海側脚の軸力および既設矢板の軸力の時刻歴を示す。このように、クレーンの海側脚の軸力と既設矢板の軸力の振幅および位相に、後述する栈橋におけるクレーンの陸側脚の軸力および栈橋の陸側杭の軸力の関係ほどの強い相関がないことは、矢板の軸力は上載荷重としてのクレーン脚反力のみならず、矢板に接する地盤応力の影響を強く受けていることを意味している。このことが、クレーンの有無にかかわらず軸力が大きく変化しない理由であると考えられる。クレーン陸側脚の基礎を兼ねている控え杭の軸力が大きく変わらない原因についてもこれと同じ理由と、更に斜め組杭であることから説明できると考えられる。

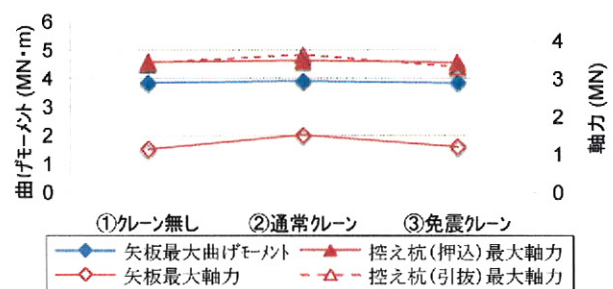


図-13 矢板式係留施設の部材断面力

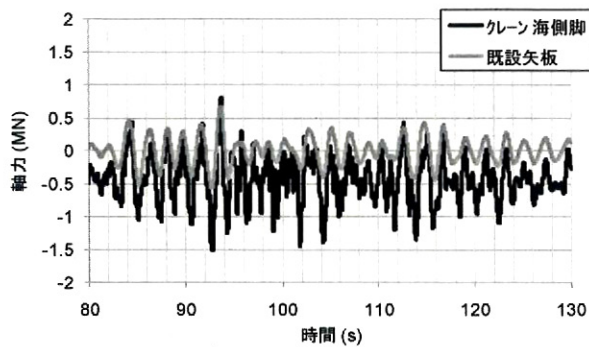


図-14 矢板式係留施設における
通常クレーンの海側脚軸力と既設矢板の軸力の時刻歴

図-15に栈橋式係留施設の部材断面力の最大値を示す。栈橋杭の最大曲げモーメントは、各条件で大差が見られなかった。これは、栈橋の応答加速度、変形量に大差がないためであると考えられる。但し、軸力については、クレーン仕様による差が非常に大きく、特に通常クレーンでは他と比較して非常に大きな軸力が得られた。栈橋については、クレーンの有無にかかわらず質点系の骨組み構造としての特徴を有するため、軸力についてはクレーン脚の反力の影響を強く受けると考えられる。図-16に通常クレーンを例に、クレーンの陸側脚の軸力および栈橋の陸側杭の軸力の時刻歴を示す。このように、両者が同等の振幅かつ同位相で推移することから、栈橋の杭軸力にとってクレーン脚の反力が支配的であることがわかる。

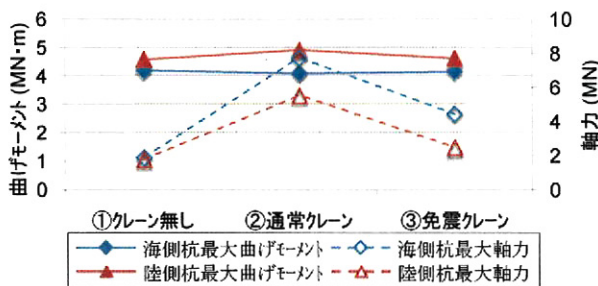


図-15 栈橋式係留施設の部材断面力

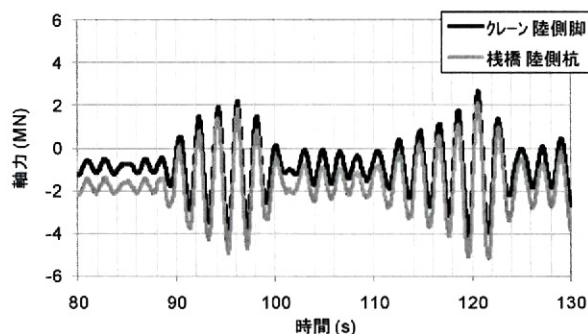


図-16 栈橋式係留施設における
通常クレーンの陸側脚軸力と栈橋の陸側杭軸力の時刻歴

以上により、栈橋以外の構造形式については、設計実務において以下のように検討することが可能と考えられる。

① 係留施設の性能のみに問題がある場合は、ク

レーンの仕様の変更は必要ではなく、係留施設の諸元変更または地盤改良等を検討すればよい。
② クレーンにのみ問題がある場合については、クレーンの仕様を変更して検討すればよい。

5. まとめ

本研究では、コンテナクレーンの性能が係留施設の耐震性能に及ぼす影響について、重力式、矢板式および栈橋式の3形式を対象に、2次元地震応答解析を用いて検討を行った。検討の結果、本研究の範囲では、栈橋の軸力以外の要素についてはクレーンの有無や仕様の違いが係留施設の性能に及ぼす影響は小さいことが明らかとなった。今後は、特にクレーンとの連成の影響が大きいと考えられる栈橋形式について、栈橋本体の構造形式（本研究では直杭式を対象としたが、斜杭式やジャケット式、土留兼用型構造など）、地盤の剛性（粘性土や液状化層の有無）、地震動の大きさなど栈橋の振動特性の要因分析を行い、クレーンとの相互作用を議論する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameda, T. :Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Report of Port and Harbour Research Institute*, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 2) 一井康二, 井合進, 森田年一:有効応力解析によるケーソン式岸壁の被災原因分析, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.397-404, 1996.
- 3) 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手法の検討, 土木学会地震工学論文集, pp.1270-1277, 2007.
- 4) 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