

運輸省港灣技術研究所

# 港灣技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

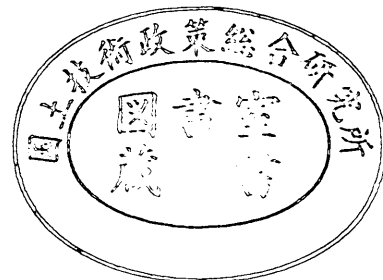
---

VOL. 12

NO. 2

JUNE 1973

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第12巻 第2号 (Vol. 12, No. 2), 1973年6月 (June 1973)

## 目次 (CONTENTS)

1. 大型荷役機械を上載する棧橋の振動性状  
.....稲富隆昌・林 聰・山下生比古..... 3  
(Vibration Characteristics of the Open Type Piled Wharf with Container Crane  
.....Takamasa INADOMI, Satoshi HAYASHI and Ikuhiko YAMASHITA)
2. 海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算 (第2報)  
——砂質粘土からできた堤体の場合——  
.....野田節男・土田 肇・倉田栄一.....33  
(Vibration Test and Circular Arc Analysis for Full-scale Models of Levee  
(2nd Report).....Setsuo NODA, Hajime TSUCHIDA and Eiichi KURATA)
3. 地盤内の地震動分布に関する研究 (第1報)  
——粘土地盤における地震動の観測と解析——  
.....荒井秀夫・岩淵守義.....63  
(Studies on the Vertical Distributions of the Earthquake Motions in the Superficial  
Soil Layers (1st Report)—Observation and Analysis of the Earthquake Motions  
in a Clay Layer——.....Hideo ARAI and Moriyoshi IWABUCHI)
4. 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究 (第2報)  
——断層, 不等沈下による影響——  
.....中野拓治・田淵民雄・青木義典.....85  
(A experimental study on the interaction between trench-type tunnels and soils  
(2nd Report).....Takuji NAKANO, Tamio TABUCHI and Yoshinori AOKI)

# 1. 大型荷役機械を上載する栈橋の振動性状

稲富隆昌\*・林 聰\*\*・山下生比古\*\*\*

## 要 旨

最近、日本各地に建設されてきたコンテナ専用埠頭栈橋は上載荷重として大型荷役機械であるコンテナクレーンを使用しているために地震時にどのような振動性状を示すか解明する必要がある。そのため、建設途中の実物栈橋に対して一連の実験をおこないこの種の栈橋の耐震性に関する幾つかの基礎資料を得た。栈橋の上部工の加速度が30gal程度では栈橋の振動に対してコンテナクレーンの影響はほとんど無く、また栈橋は一体となって振動することが判った。この実験結果をもとに仮定された栈橋・コンテナクレーン振動模型によって地震応答計算をおこなった結果、栈橋の上部工を連結しコンテナクレーンの荷重を栈橋全体に分散し杭径の減少をおこなうと従来の1ブロック単体における栈橋よりその地震応答は小さくなりより経済的かつ耐震的になることがわかった。しかし、コンテナクレーンの応答は栈橋と逆の傾向になり十分な配慮が必要であることがわかった。

---

\* 前構造部 耐震構造研究室  
\*\* 構造部長  
\*\*\* 前構造部 構造解析主任研究官

## 1. Vibration Characteristics of the Open Type Steel Piled Wharf with Container Crane

**Takamasa INADOMI\***

**Satoshi HAYASHI\*\***

**Ikuhiko YAMASHITA\*\*\***

### Synopsis

The open type steel piled wharves with container cranes have been constructed at many ports in Japan recently. However, there is a small knowledge on their vibration characteristics upon which their earthquake proof design should be based. Therefore, the authors have carried out a series of the vibration tests of the prototype wharf to study their vibration characteristics. In the tests, the natural frequencies and the damping factors of the wharf and the container crane were observed. From the tests it was also observed that the blocks of the wharf behaved like being connected each other under the vibration of small acceleration amplitude not exceeding 20 gals, and that the container crane had small effect on the vibration of the wharf when the acceleration was small. As the analysis of the relation between the wharf and the container crane, the authors have carried out the earthquake response calculation simulating the wharf and the crane as the two degree of freedom system. Many useful results to improve the earthquake proof design of the container cranes and the wharves are obtained.

---

\* Ex-Member of Earthquake Resistant Structures Laboratory, Structures Division

\*\* Head, Structures Division

\*\*\* Ex-Senior Research Engineer, Structures Division

## 目 次

要 旨	3
1. ま え が き	7
2. 実 験 概 要	7
2.1 静的水平荷重実験	8
2.2 1ブロック加振実験	9
2.3 栈橋加振実験	9
3. 実験結果と考察	11
3.1 一方向緩速水平載荷実験	11
3.2 急速交番載荷実験	12
3.3 1ブロック加振実験	14
3.4 1バース加振実験	15
3.5 コンテナクレーン自由振動実験	17
3.6 栈橋加振実験	21
4. 栈橋およびコンテナクレーンの振動解析	24
4.1 概 説	24
4.2 コンテナ栈橋の振動解析について	25
4.3 1バースの質点系による解析	25
4.4 コンテナクレーンを載荷した状態での1バース振動解析	27
4.5 コンテナクレーンの振動性状に関する解析	29
5. ま と め	31
謝 辞	32
参 考 文 献	32

## 1. まえがき

近年、我が国の貿易量は急激な上昇を示しその主たる玄関口である港湾施設の整備および拡充が急務となってきた。特にその代表的なものとしてコンテナ専用埠頭が最近日本各地に建設されている。従来、貨物専用岸壁よりの貨物は一般雑貨あるいはばら荷としてその取り扱いが種々雑多で梱包、荷役、輸送の機構は複雑でその流通機構として立ち遅れの感があった。この流通機構をより簡素化するために貨物をコンテナによって輸送するという方式が普及してきている。これは荷役方式の均一化による取扱い易さ、荷役費の低減ならびに船舶の在港時間の短縮による岸壁の稼働率の上昇など利益を生んでくる。しかし、コンテナ専用埠頭は前述の利点はあるがコンテナ船が入港できる水深およびバース、また多数のコンテナの荷さばきなどをおこなうコンテナヤードを必要とする。その他に重量のあるコンテナ通常30~40tonをつり上げ、つり下げして積卸し作業をおこなうコンテナ専用クレーンを必要とする。そのため、コンテナ埠頭は既設の港湾においては建設が困難となり埋立て地における岸壁およびヤード建設がおこなわれている。最近の港湾施設は急速施工を必要とするが、多くは埋立て地の場合埋立てが全て完了する以前にその部分部分の供用が開始されるのが普通である。したがって、コンテナ埠頭建設もその建設地点の自然条件、建設工費の節減、建設工期の短縮を考慮し、幾多の構造形式による比較設計をおこなった結果、横棧橋構造形式が採用される事例が非常に多くなっている。これは大断面の鋼管杭が製造されるようになり大型けい船岸に採用されるようになったことにも一因があるであろう。元来、横棧橋形式のけい船施設は図-1にみられるように構造形式が比較的簡単で、それ自体が他の構造形式のけい船施設に比較し軽量で、背後土圧の影響を受けにくいことなどの理由で比較的耐震性に富んだけい船施設と考えられる。現行の設計法によると横棧橋の設計は法線方向に20~30mの長さをもつブロックで構成され、ブロック間の連結はおこなわれていないとしている。したがって1ブロックの重量に比較して、比較的重いコンテナクレーンを上載する結果となり、可撓性の構造物に重量ある構造物が載った全体構造物に現行の設計法の震度法による耐震設計法が妥当であるかどうか疑問となり問題が提起されている。また、従来のブロック単体の振動とブロック間を連結し棧橋を一体と考えて振動する場合との耐震的な影響の問題も提起されている。なお、今後、コンテナ埠頭は各地に建設さ

れるであろう。したがって、棧橋と共にコンテナクレーンの振動特性もはっきりさせねばならぬ問題となろう。

このような見地から、京浜外貿埠頭公団が横浜港本牧埠頭A突堤の南側に施工中（昭和44年2月より11月）のコンテナ埠頭棧橋の第2バースの施工順序に従って前述したコンテナクレーンを上載した棧橋の振動特性、またコンテナクレーンの振動特性を把握し地震を受けた場合の棧橋あるいはコンテナクレーンの挙動の予測、部材等の強度、構造物としての安定問題などを明らかにし、今後の鋼杭棧橋の耐震性に関する基礎的資料を得るため一連の実験がおこなわれた。

## 2. 実験概要

実施した一連の実験は、コンテナ棧橋の完成時の耐震性を前もって検討するのに役立つ斜面上に打ち込まれた単杭の一方向緩速水平載荷実験と急速交番載荷実験を最初におこない、以後棧橋の施工が進むにつれて1ブロック（海陸直角方向25m、海陸方向20m）加振実験をおこなった。最後にコンテナ棧橋が完成し、供用開始直前にコンテナクレーンも含めた1バース（9ブロックで法線方向225m）加振実験をおこなった。

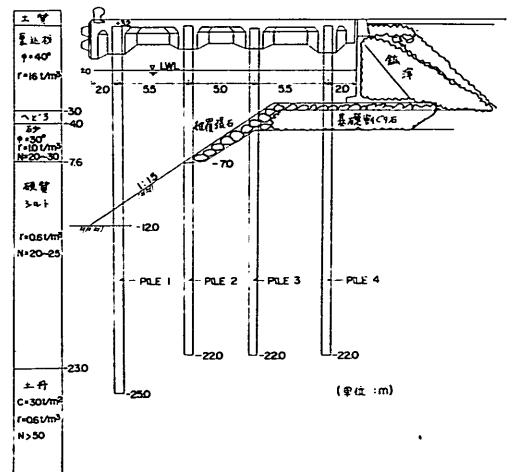


図-1 棧橋断面図および土質柱状図

実験をおこなった棧橋の完成時の平面図と断面図ならびに土質柱状図は図-1、図-2のとおりである。なお、この棧橋の設計条件のうち、地震力については、設計水平震度  $k_h=0.2$ 、設計鉛直震度  $h_v=0.0$  で、上載荷重としては、常時が  $1.0\text{ton/m}^2$ 、地震時が  $0.5\text{ton/m}^2$  で、クレーン荷重としては本体重量が  $520\text{ton}$ 、コンテナを含んだ総重量が  $560\text{ton}$  である。表-1は図-1に示した鋼管

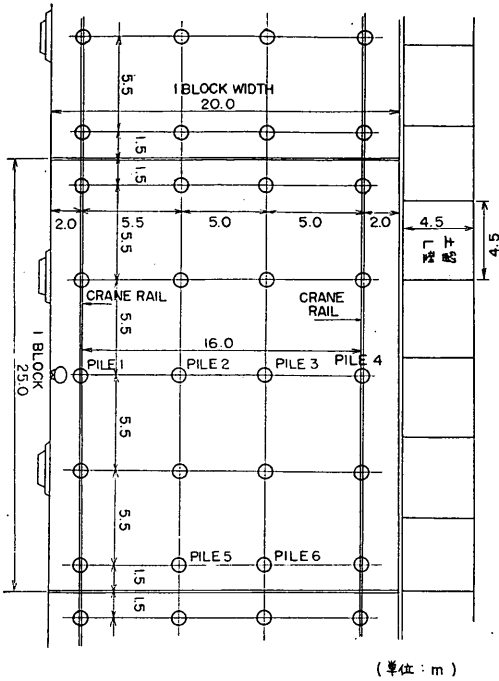


図-2 栈橋平面図

(単位: m)

の諸元である。写真-1は使用中の第1バースの栈橋, コンテナクレーン, コンテナヤードである。

以下, 各実験についての概要を説明する。

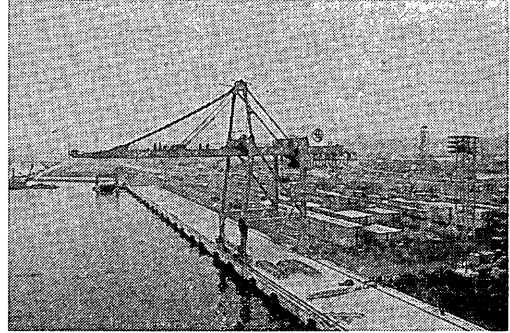


写真-1 コンテナ埠頭全景

2.1 静的水平荷重実験

本実験の対象となった試験杭は, 図-2に示してある杭1から杭6を使用した。図-1の土質柱状図からわかるように試験杭の横抵抗に有効であると考えられる範囲においては硬質シルトで標準貫入試験値すなわちN値は20~25程度で深さ方向に同様であると考えられる。したがって港研方式杭による横抵抗を考える場合は, C型地盤と

表-1 鋼管杭の諸元

	長さ m	外径 mm	肉厚 mm	重量 kg/m	断面積 cm <sup>2</sup>	断面2次モーメント cm <sup>4</sup>	断面係数 cm <sup>3</sup>	材質
杭 1	28.5	812.8	12.7	251	319.2	2.56×10 <sup>5</sup>	6.29×10 <sup>3</sup>	STK-50 (マリナー)
杭 2	25.5	812.8	12.7	251	319.2	2.56×10 <sup>5</sup>	6.29×10 <sup>3</sup>	〃
杭 3	25.5	812.8	12.7	251	319.2	2.56×10 <sup>5</sup>	6.29×10 <sup>3</sup>	〃
杭 4	25.5	812.8	16.0	314	400.5	3.18×10 <sup>5</sup>	7.28×10 <sup>3</sup>	SM-53 (マリナー)

考えてよさそうである<sup>1)</sup>。

(a) 一方向緩速水平荷重実験

本実験においては, 図-2に示されている杭5と杭6の2本の杭で荷重実験をおこない, 両杭の間に30tonオイルジャッキをはさんで荷重した。すなわち, 杭5は陸側から海側に荷重(以後, 海側荷重ともいう)になり, 杭6は海側から陸側に荷重(以後, 陸側荷重ともいう)の状態になっている。荷重々重はロードセルによって計測した。荷重点位置は低水位(L.W.L.)上3.1mの点とし, 変位測定点は荷重点位置において両試験杭につき2点づつとした。荷重々重は0から8.5tonまで, 1.0tonづつ増加させ, ふたたび荷重を減少させ, 1サイクルのみおこなった。ただし, 荷重を増加させる場合は所定の荷重に達するとジャッキの油の流れを止め, 時間待ちをお

こない変位がある程度落ち着いたときを, 最終的な荷重, 変位として測定した。

(b) 急速交番荷重実験

交番荷重実験はある設定された荷重まで, 一方向に荷重しその後除荷をおこない荷重が零になると逆方向に同様に設定された荷重まで荷重除荷をする実験である。交番荷重の1サイクルは上述のことをいう。本実験においては図-2に示されている第4ブロックの中心列に配置されている杭1から杭4の4本の杭を使用した。荷重方法としては, (a)と同様に各杭の間に30tonジャッキをはさんで荷重し, 荷重点位置, 変位測定位置をL.W.L.上3.1mとした。また荷重および変位測定も(a)と同様である。ただし, 交番荷重実験は荷重の荷重および除荷はできる限り時間待ちをしないように急速荷重, 急速除荷を

## 大型荷役機械を満載する栈橋の振動性状

おこなう。設定荷重々重としては 2.5, 5.0, 8.0, 5.0, 2.5ton の 5 段階で、2.5ton は 0.5ton 刻み、5.0, 8.0ton は 1.0ton 刻みに載荷除荷をおこない各荷重に比して 3 サイクルづつ実験をおこなった。

### 2.2 1 ブロック加振実験

本実験はコンテナ栈橋全体すなわち 1 パースが完成する前に 1 ブロック単体だけの振動性状を 1 パース全体加振実験との比較検討をおこなうために実施した。本実験は 2.1 で説明した実験と同じ第 4 ブロックでおこなった。1 ブロックは 20 本の鋼管杭の頭にコンクリート床版をはった構造になっており、図-2 はその平面図である。実験は杭頭床版に設置された起振機によって海陸方向に正弦波形の外力を 1 ブロックに与え振動させるものである。測定としては床版の加速度および変位である。これらの測定に使用した動線輪型加速度計および歪型変位計の配置図は図-3 に示されている。加速度計の受感方向としては海陸方向、法線方向および鉛直方向である。実験をおこなう際第 4 ブロックと第 3 および第 5 の隣接ブロックとの間にある目地に施工途中にはいったと思われるコンクリート小塊によって完全に縁切りにならず、1

表-2 1 ブロック加振実験一覧表

実験名	起振外力周波数 (Hz)
TB-1U	0.6~6.0 (19段階)
TB-2U	0.8~5.0 (16段階)
TB-5U	1.0~5.0 (15段階)
TB-10	1.4~5.0 (13段階)
TB-5D	1.2~2.0 (5段階)
TB-2D	1.2~2.0 (5段階)
TB-1D	1.2~2.0 (5段階)

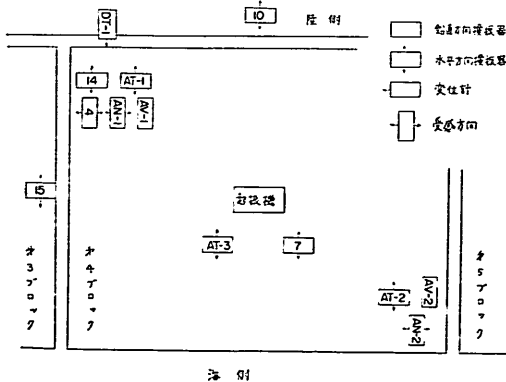


図-3 1 ブロック加振実験、起振機および実験計画配置図

ブロック加振実験の目的を満足できない状態になったので、一連の実験をおこなう前に両隣接ブロックとの摩擦を排除するため起振機によって 1 ブロックの共振周波数と思われるところで加振をおこなった。実験順序としては表-2 に示されているとおりである。表中に使用されている記号たとえば TB-1U についていうと TB は 1 ブロック加振実験を意味し、1 は起振力が 1.0ton を意味し、U は第 1 回目を、また他に D は第 2 回目を意味する。

### 2.3 栈橋加振実験

本実験はコンテナクレーンを載荷した 1 パース全体の振動性状を把握し今後のコンテナ鋼杭栈橋の耐震設計の資料を得るための実験である。実験をおこなった 1 パースは 9 ブロックより構成されており、各ブロック間は目地材およびコンテナクレーン用レールなどで接続されている。実験は栈橋本体加振実験、コンテナクレーン自由振動実験およびコンテナクレーンを載荷した状態での 1 パース加振実験の 3 つより構成されている。

#### (a) 1 パース加振実験

本実験は栈橋にコンテナクレーンを載荷しない状態で起振機を第 4 ブロック上に設置し、栈橋を海陸方向に加振する方法をとった。すなわち点加振による長尺の栈橋の動的応答を調べることである。実験は起振機によって発生する起振力を一定に保ち、起振機の振動数を変化させていった。設定起振力としては 2, 4, 8, 2 ton の 4 通りである。実験をおこなう際、栈橋とコンテナヤードとの間にある幅 30cm の渡版の影響を調べるために、渡版をはずした状態で 1 ケース実験をおこなった。図-4 には使用計器およびその配置を示している。実験略称として、たとえば T1-2U-1 について説明すると T1 は本実験の 1 パース加振実験を意味し、2U は起振力増加時の起振力 2 ton を意味する。1 は 2U の実験の第 1 回目を意味している。

#### (b) コンテナクレーン自由振動実験

本実験は、栈橋上で稼動するコンテナクレーンの振動性状を把握し、クレーンの固有周期と減衰常数等を知るためにおこなった。実験は、コンテナクレーンの腕を伸ばした状態すなわちコンテナ船が接岸し荷役状態にある場合と、腕を上げた状態すなわちクレーンが休止の状態にある場合の 2 通りを想定した。腕を伸ばした状態の時はコンテナを吊った状態とそうでない場合、またコンテナを吊った場合はつり代の長い場合と短い場合をおこなった。コンテナクレーンの自由振動は、次の 2 通りで実験をおこなった。第 1 はクレーンを走行させ急に止める



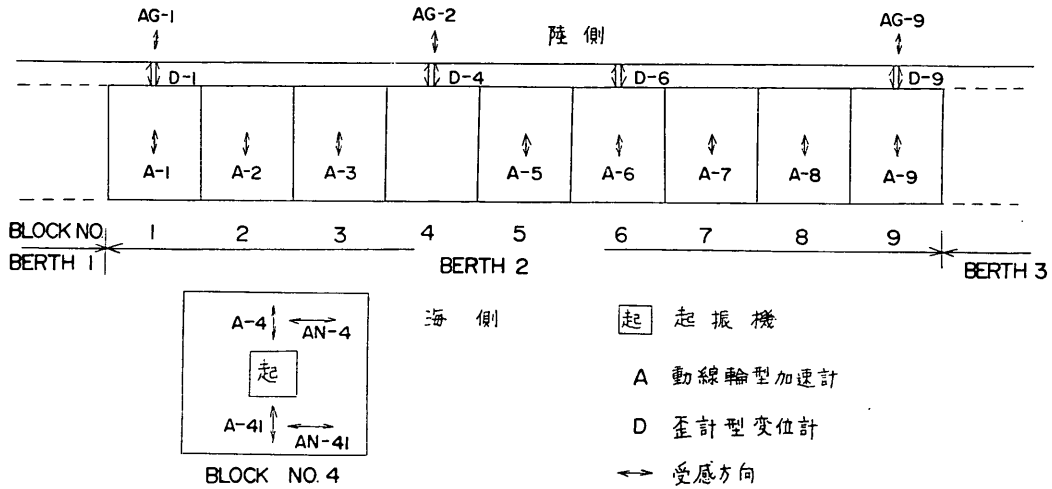


図-4 棧橋本体計器配置図

ことによって棧橋法線方向に自由振動をおこす場合と第2は腕を伸ばした時にクレーン運転室を移動させることによって海陸方向に自由振動をおこす場合で写真-2は後者の一コマである。図-5は使用計器およびその配置を示している。図中にある水平方向2成分とは海陸方向と法線方向である。表-3は本実験の一覧表である。

表-3 クレーン自由振動実験一覧表

試験略称	起振方法	腕の位置	コンテナ	運転室位置
T2-FN-1	クレーン走行	上	無	定位置
T2-FN-2	〃	伸	〃	〃
T2-FN-3	〃	〃	〃	海側
T2-FT-1	運転室移動	〃	〃	移動
T2-FT-2	〃	〃	有(吊り代長)	〃
T2-FT-3	〃	〃	有(吊り代短)	〃
T2-FN-4	クレーン走行	〃	〃	海側

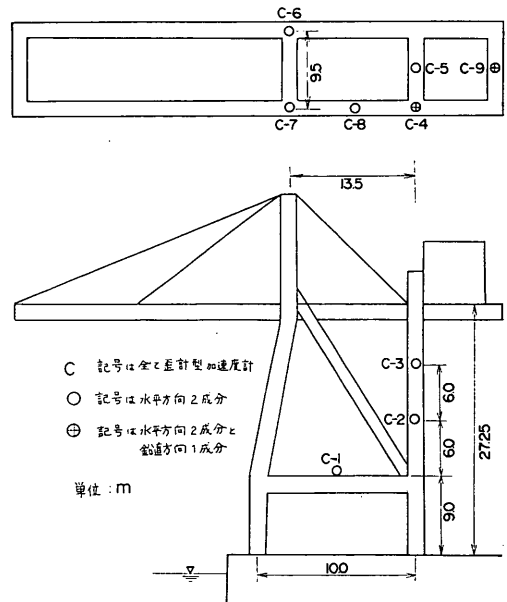


図-5 コンテナクレーン計器配置図

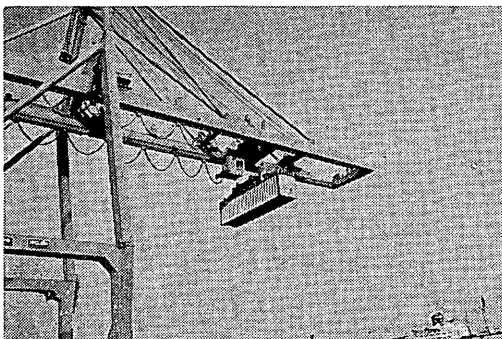


写真-2 コンテナクレーン自由振動実験

(c) コンテナクレーンを載荷した状態での1パス加振実験

本実験はコンテナクレーンを棧橋の第4ブロックに設置した状態で同じく第4ブロックに設置した起振機によって海陸方向に点加振をおこない、コンテナクレーンを載荷した状態での棧橋の振動特性および棧橋によって加振されるクレーンの振動特性を調べ、同時に棧橋とクレーンとの連成関係をあきらかにするためにおこなわれ

## 大型荷役機械を満載する栈橋の振動性状

た。実験中、クレーンはレールへの固定をおこなわず停止の状態にしておいた。運転室は陸側の定位置にしておき、コンテナは吊らない。腕は上げた状態および伸ばした状態の2通りでおこなったが、伸ばした状態での加振実験はコンテナクレーンの転倒の危険性を考慮して参考程度にした。本実験における実験略称は(a)と同様であるが本実験では(a)のT1のかわりにT3を使用する。実験内容は表-4に示すとおりである。また一連の振動実験のうち起振力 8 ton の実験中、腕の局部的共振が非常に大きいため実験計画途中の 2 Hz で中止した。なお本実験の計測器およびその配置は、栈橋本体については図-4、コンテナクレーンについては図-5と同じである。

表-4 コンテナクレーンを満載した状態での1パス加振実験

実験名	起振外力周波数 (Hz)	備考
T3-2U-1	0.5~3.0	クレーンの腕は引き上げ
T3-1U	0.5~3.0	〃
T3-2U-2	0.5~3.0	〃
T3-2U-3	1.4~5.0	〃
T3-4U-1,2	0.5~3.0	〃
T3-8U	0.5~2.0	〃
T3-4D-1	0.5~3.0	〃
T3-2D-1	0.5~3.0	〃
T3-1D-1	0.5~3.0	〃
T3-2D-2	1.4~5.0	〃
T3-1D-2	1.4~5.0	〃
T3-2D-3	1.5~2.2	〃
T3-4D-2	1.5~2.2	〃
T3-4D-3	1.2~1.9	クレーンの腕は水平
T3-1D-3	1.8~2.3	〃

### 3. 実験結果とその考察

#### 3.1 一方向緩速水平載荷実験

後述する1ブロック加振実験や1パス加振実験などの振動実験において参考資料となる杭のバネ常数の把握のために一連の実験に先立ちおこなわれた。図-6はオイルジャッキの油の流通を止め変位が落ち着くまで時間待ちをおこない、その最終の荷重々重と変位をプロットしたものである。試験杭は図-7からわかるように斜面上に打ち込まれた状態になっているので杭5および杭6の杭は解析する場合は斜面における鉛直単杭として取り扱わねばならない。本実験における杭の横抵抗については2.1で説明したようにC型地盤に打ち込まれた杭で取り扱っても差しつかえないようなので、港研方式杭の横抵抗計

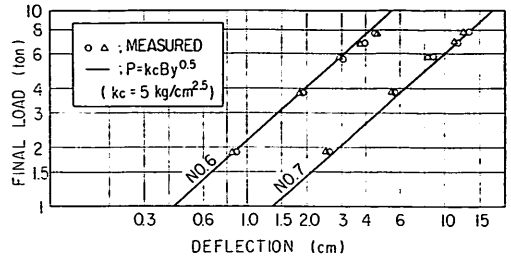


図-6 一方向緩速載荷実験

算における地盤反力 $P$ は次式となる。

$$P = kcBy^{0.5} \dots\dots\dots(1)$$

ここで  $P$ : 単位長さ当りの杭面に作用する地盤反力

$k$ : 地盤横抵抗常数

$B$ : 杭巾

$y$ : 杭のたわみ

ここで、杭5は見掛け上 $k$ 値が大きくなり、杭6は見掛け上 $k$ 値が小さくなるという斜面の影響を取り入れ、港研方式杭の横抵抗計算<sup>2)</sup>で、杭5および杭6を杭頭自由杭として

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = -P = -kBy^{0.5} \dots\dots\dots(2)$$

ここで  $EI$ : 杭の曲げ剛性

$x$ : 地表面からの深さ

を解き、荷重と変位の関係を示したのが図-6の実線である。なお、実斜面には被覆石があるので計算に用いた斜面は便宜上、図-8に示すようにした。この実線は、地盤の地表面付近の $N$ 値は20~25であるから $k$ 値を5.0kg/cm<sup>2.5</sup>として得られたものである。斜面の影響を取り入れた理論はC型地盤に対しては示されていないが、 $N$ 値が深さと共に直線的に増加するS型地盤について解析されているのでC型地盤についても同様に成立するものと

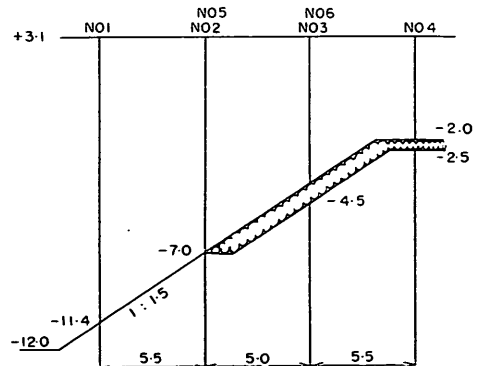


図-7 原地盤図

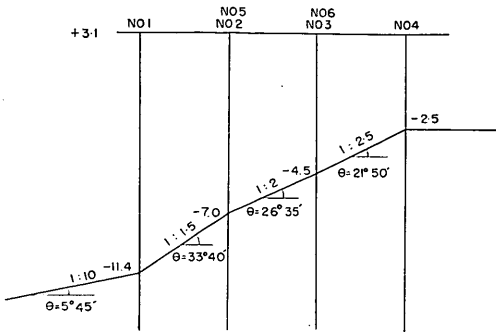


図-8 仮想地盤図

して計算をおこなった。実測値と理論値はかなりよく一致することがわかる。

### 3.2 急速交番载荷実験

本実験は3.1で説明した一方向緩速载荷実験において得られた荷重と変位の関係すなわち地盤横抵抗常数 $k$ との関係や後述する振動実験の基礎資料を得るためにおこなわれた。

設定荷重は2.5, 5.0, 8.0tonでそれぞれ3サイクルおこなったが、その一例として設定荷重5.0tonの荷重と変位の関係を図-9と図-10に示す。図-9は杭2、図-10は杭3である。これらの図からわかるように海側から陸側にまたは陸側から海側に荷重を载荷した場合とではループ全体の勾配あるいは変位の大きさが違うことがわかる。本実験において得られた測定結果の荷重と変位の関係を示したのが図-11、図-12である。図-11は杭2、図-12は杭3の海側から陸側、陸側から海側への载荷を示している。3.1と同様にして港研方式によって荷重と変位の

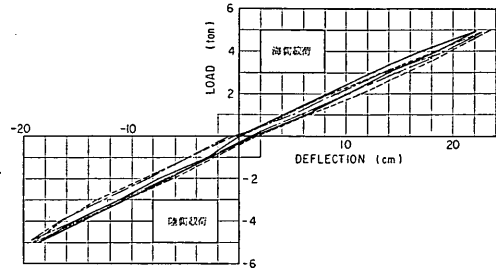


図-10 急速交番载荷実験 No.3杭

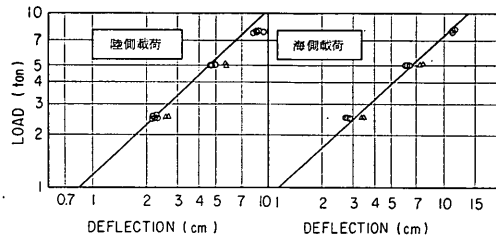


図-11 急速交番载荷実験 No.2杭

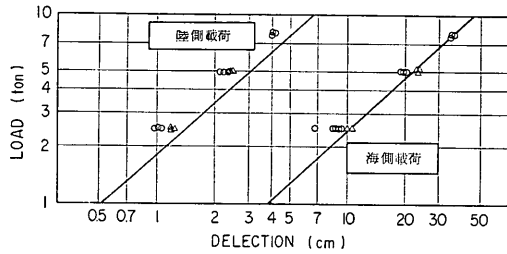


図-12 急速交番载荷実験 No.3杭

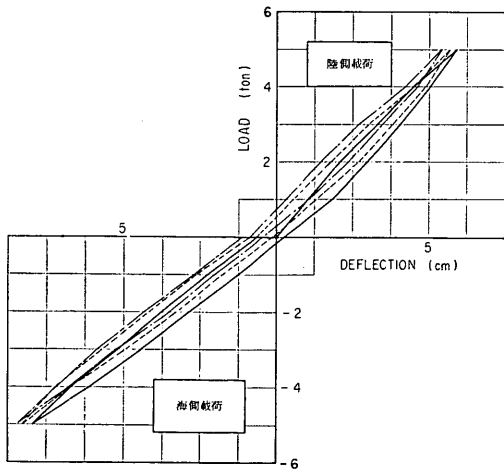


図-9 急速交番载荷実験 No.2杭

関係を示したのが図-11、図-12の実線である。この場合の地盤抵抗常数 $k$ は $12.5\text{kg/cm}^{2.5}$ である。図からわかるように荷重と変位の実測値と理論値の関係は杭3の陸側への载荷を除いてはかなり良く一致している。理論値と実測値との違いは図-8で説明したように原地盤にある被覆石の影響が考えられる。杭の横抵抗に被覆石がどの程度まで関係しているかははっきりしないので、ここでは被覆石を無視して鋼管杭の中心線と地盤と交点を結んだ線を計算上の斜面とした。今後、横栈橋の杭の横抵抗を考える場合、このような張石の問題が出てくるであろう。しかし、本実験における理論値の $k$ 値は前述の $12.5\text{kg/cm}^{2.5}$ を使用することにする。しかし、一方向緩速水平载荷実験によって得られる $k$ 値と本実験のように急速交番载荷によって得られる $ka$ 値との比すなわち $ka/k=1.1$ という値<sup>3)</sup>と大巾に異った $ka/k=2.5$ という結果に

大型荷役機械を上載する栈橋の振動性状

なった。この結果は静的な載荷実験より動的な荷重と変位との関係の資料となる急速交番載荷重実験より得られる  $k_d$  値を推定する場合、従来の結果と大巾に違ってくる。 $k_d/k=2.5$  という結果は前述したように被覆石の影響かあるいは鋼管杭が斜面に打ち込まれている影響かはっきりしないが本実験のような事例の載荷実験を数多く実施することではっきりしてくるであろう。

本実験の交番載荷によって得られた杭2と杭3の荷重と変位の関係は図-9、図-10に示されているように履歴復元力特性を有したものであり、杭一土系の構造物は完全弾性体でない事を示している。この履歴曲線で囲まれる1サイクルの面積  $\Delta W$  はその系の損失エネルギーをあらわすことになる。各履歴曲線によって囲まれる面積をその最大変位  $Y$  に対してプロットしたのが図-13である。図からわかるように損失エネルギーは両杭とも  $\Delta W \propto Y^{1.95}$  という関係を示している。従来の  $\Delta W \propto Y^{1.7}$  とは異なる

が  $\Delta W \propto Y^{1.95}$  と同じ結果を示している。

杭一土系のように完全弾性体でなく履歴復元力特性をもつ構造物の動的挙動を推定する場合は実験結果にあらわれたような履歴特性をもちその特性が海側と陸側とで異っているような振動モデルを考えねばならぬ。現在、対称な履歴復元力特性を考慮した振動モデルによって鋼直杭栈橋の耐震性を論じた報告も出ている<sup>6)</sup>が、今回は実験結果より得られる荷重-変位曲線あるいは履歴減衰から得られる等価なバネ常数、減衰常数をもった等価線型モデルを考えることにした。しかし、等価な線型モデルでも本実験のように横栈橋の場合、鋼管杭が斜面に打ち込まれているため杭の横抵抗が陸側と海側とでは異なり等価なバネ常数が変化する。すなわち、このような振動系において速度の符号が変化するときその杭の横抵抗は変化する。しかし、このような復元力特性を考慮して杭の応答計算することは非常にその計算手法を煩雑にするので、鋼管杭と実斜面との接点を水平地盤とした場合、復元力特性が斜面を考慮して海側、陸側に載荷した場合のほぼ中間にあることがわかっている<sup>7)</sup>ので、本報告でも仮想地盤としてこの水平地盤を採用することにした。

前述したように栈橋を等価な線型模型に置き換える場合、等価な減衰常数と等価なバネ常数が心配となってくる。交番載荷実験より得られる損失エネルギーと減衰常数とは密接な関係があり、次式によって等価な減衰常数に換算される<sup>8)</sup>。

$$h = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \dots\dots\dots (3)$$

ここで  $h$  : 等価粘性減衰常数(臨界減衰比に対して)

$\Delta W$  : 損失エネルギー (履歴面積)

$W$  : 弾性エネルギー

弾性エネルギーは斜面に打ち込まれた杭を海側へ載荷した場合と陸側へ載荷した場合とは図-9、図-10からもわかるように荷重と変位の関係が異なっている。そこで、本報告においては、弾性エネルギーは海側と陸側を分けて整理し、損失エネルギーも海側および陸側に分け、式(3)で減衰常数  $h$  を求めた。その結果を最大変位に対してプロットしたのが図-14である。 $h$  の値に多少バラツキはあるが、一応、4~6%であることがわかる。

同様に等価なバネ常数も本実験より推算することができる。バネ常数を決定する場合、従来は3.1で得られる地盤横抵抗常数  $k$  の1.1倍の  $k_d$  値を使うとされているが、本実験では一応  $k_d=12.5\text{kg/cm}^2.5$  という数値が得られているので、ここではこの値を使用することにす

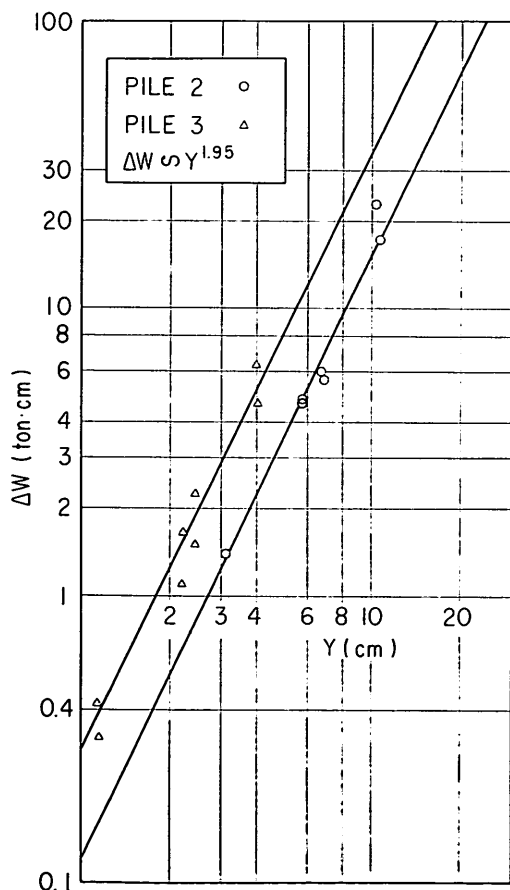


図-13 損失エネルギーと変位の関係

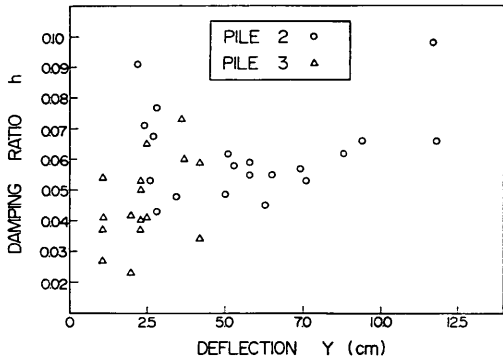


図-14 減衰常数  $h$

る。荷重と変位の関係が非線形になっているので等価なバネ常数を求めるとき、考慮する変位の大きさによってバネ常数は変化するので、後述する1ブロック加振実験結果などから判断し、頭部変位を0.5cmとして求めた。荷重と変位の関係は港研方式杭の横抵抗計算式によっておこなった。杭は海陸方向に4本一体となって変位する。この時、杭頭の固定状態は杭の剛性に比して床版の剛性が非常に大きいとされているので<sup>9)</sup>、頭部埋込みの状態を考えた。杭は4本共 L.W.L.より3.1mで床版に埋込まれているとした。4本の杭が一体となって海側に変位した場合は  $K=26.9\text{ton/cm}$ 、陸側に変位した場合は  $K=32.2\text{ton/cm}$  となった。

### 3.3 1ブロック加振実験

図-15, 16は図-3に示した床版に設置してある動線輪型加速度計の St. AT-1, AT-2 で得られた各起振力に対する床版の応答加速度である。起振外力は1, 2, 5, 10 ton の4通りで各2回づつ加振実験をおこなった。縦軸は起振機の振動数に対する応答加速度である。しかし、この応答加速度は直接実験で得られた加速度ではない。これは公称起振力5tonといっても低い振動数域においては起振力5tonより小さく逆に高い振動数域では大きく出たりして実起振力が一定とならなかったためである。起振力を一定に保ち、振動数を変化させるためには起振機の振動数と重錘の開き角との制御によっておこなうものであるが、これらの制御が完全におこなわれなかったためである。この理由により実起振力は起振機より取り出したパルスより振動数および重錘の開き角を読みとり決定した。このように起振力のバラツキが生じたために実験で得られた応答加速度を先に決定した実起振力で割った単位力当りの加速度に変換した。図-15はこの単位力当りの加速度に例えば公称5tonの場合は5倍してプロットした応答曲線である。後述する変位応答曲線

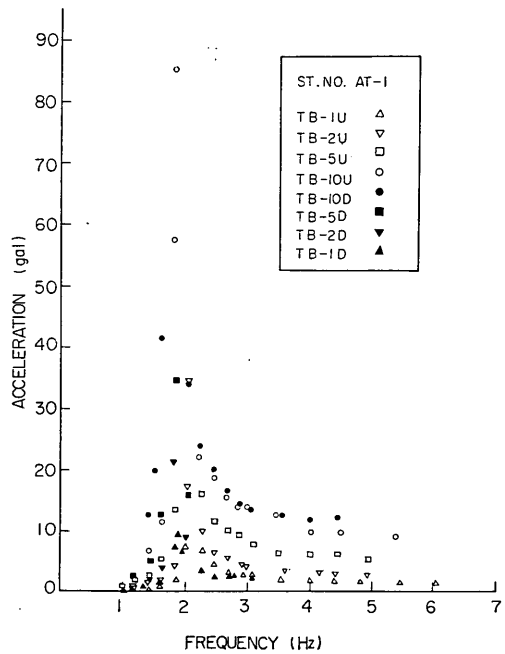


図-15 1ブロック加振実験 AT-1

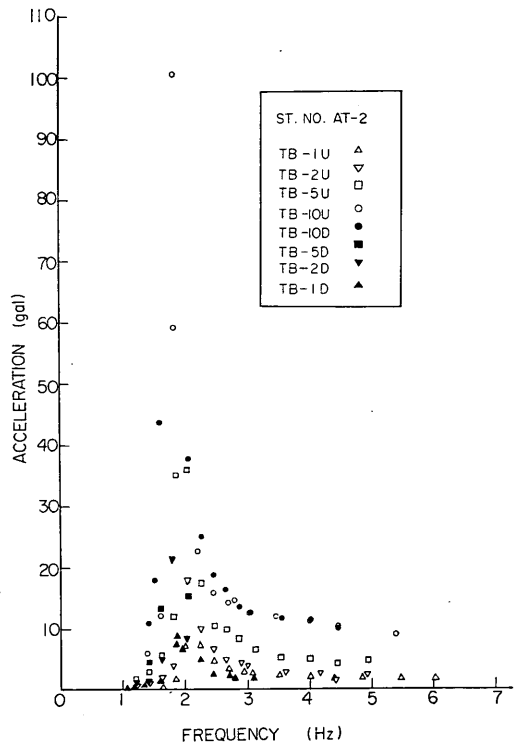


図-16 1ブロック加振実験 AT-2

## 大型荷役機械を上載する栈橋の振動性状

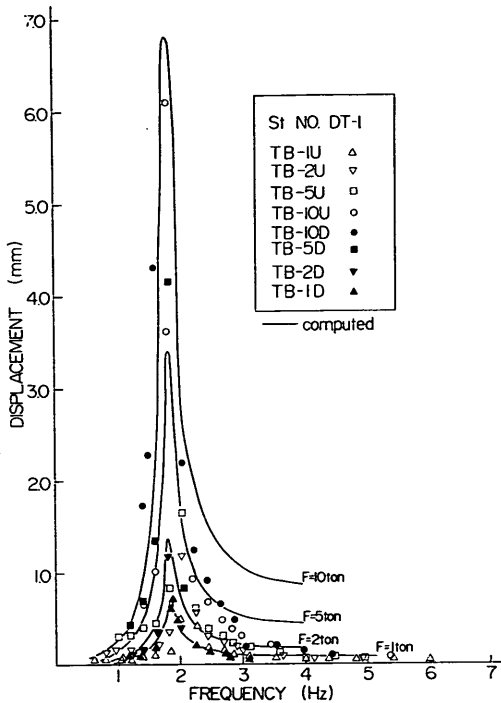


図-17 1ブロック加振実験 DT-1

も同様である。

図-15からわかる様に各起振力を増加させると、共振振動数が低くなり共振振動数だけを注目すると非線型振動にみえる。しかし、起振力を再び10tonより小さくすると共振振動数の変動がなくなっている。この事実はこの程度の起振力で1ブロックが非線型振動を示したのではなく実験概要でも説明したように隣接ブロックとの摩擦抵抗による影響が出てきているようにみえる。したがって、1ブロック単体の海陸方向の固有振動数は $f=1.8\sim 2.0\text{Hz}$ 附近にあるように考えられる。他方、共振曲線より図式的に臨界減衰に対する減衰常数計算した結果、 $h=0.03\sim 0.05$ となった。これは3.2の交番荷重実験で得られた $h=0.04\sim 0.06$ の値に近い数値を示した。図-17はSt. DT-1の変位応答曲線である。加速度応答曲線と同様な傾向を示しており、共振振動数も $f=1.8\sim 2.0\text{Hz}$ 附近にあることがわかる。他のSt.の実験記録から判断すると実験をおこなった起振力程度においては1ブロック単体の海陸直角方向の応答加速度および上下方向の応答加速度は海陸方向の加速度に比べて非常に小さく無視できるものであることがわかった。

1ブロック単体の構造様式は図-2でもわかるように可

撓性の鋼杭が非常に重量のある床版に埋め込まれた単純な構造物であり、鋼杭栈橋を線型の1自由度の模型で置き換えた場合、かなり良く一致することがわかっているので<sup>10)</sup>、ここでも、3.2で得られた杭のパネ常数と実験時の床版重量より1ブロックを1自由度の構造物として固有振動数を求めてみる。実験時の床版重量は約1,100tonあり、図-2からわかるように1ブロックは海陸方向が5ラーメンによって構成されていると考えると1ラーメン当りの床版重量は220tonになる。更に、3.2で得られたパネ常数は杭の海側荷重と陸側荷重とは異なるので固有振動数としては各々のパネ常数より求まる固有振動数の平均値とし、その値は $f=1.82\text{Hz}$ となり実験結果と良く合っている。また、等価はパネ常数は $K=29.4\text{ton/cm}$ となった。なお、3.2, 3.3で得られた栈橋の減衰常数 $h$ はバラツキはあるが平均として $h=0.05$ の値を用い、上記で得られた定数を用い共振曲線を描き実測値と比較したのが図-17の実線である。図からわかるように共振振動数における実測値の応答変位は理論値と良く合っている。ただし、起振外力振動数が長くなり起振外力が大きい場合は実測値と理論値のづれが大きくなっている。本報告でも1ブロックを1自由度の振動模型によって表現することにする。

### 3.4 1パス加振実験

コンテナ栈橋が完成し、供用開始直前に1パス全体の加振実験をおこなった。まず最初にコンテナクレーンが栈橋に上載していない状態の栈橋本体のみの海陸方向の加振実験をおこなった。設計上では各ブロックは絶縁された条件になっているが、実際にはコンテナクレーンの軌条レールや目地材あるいは以前にも述べたように目地の中に施工中はいったコンクリート小塊などで連結された状態になっており、実験をおこなった起振力程度ではブロック間の継目は絶縁されず、実験をおこなった点加振においては1パスは一体となって振動をする挙動を示した。図-18と図-19は起振機のある第4ブロックにおいて得られた各起振力に対する応答加速度、応答変位曲線である。図-18からわかるように海陸方向の1次の固有振動数は2.1~2.5Hz附近で、2次の固有振動数は3.0~3.5Hz附近と思われるが2次振動について明確なピークがなくはっきりしない。図-18も起振力を増加させていくと1次のピークが生じる振動数が減少していき、再び起振力を減少させると今度は振動数の変化を生じない。これは1ブロック加振と同様に各ブロック間の継目の影響が出てきているのではないかと思う。起振力10ton程度の振動でブロック間の継目が全体的に落き着

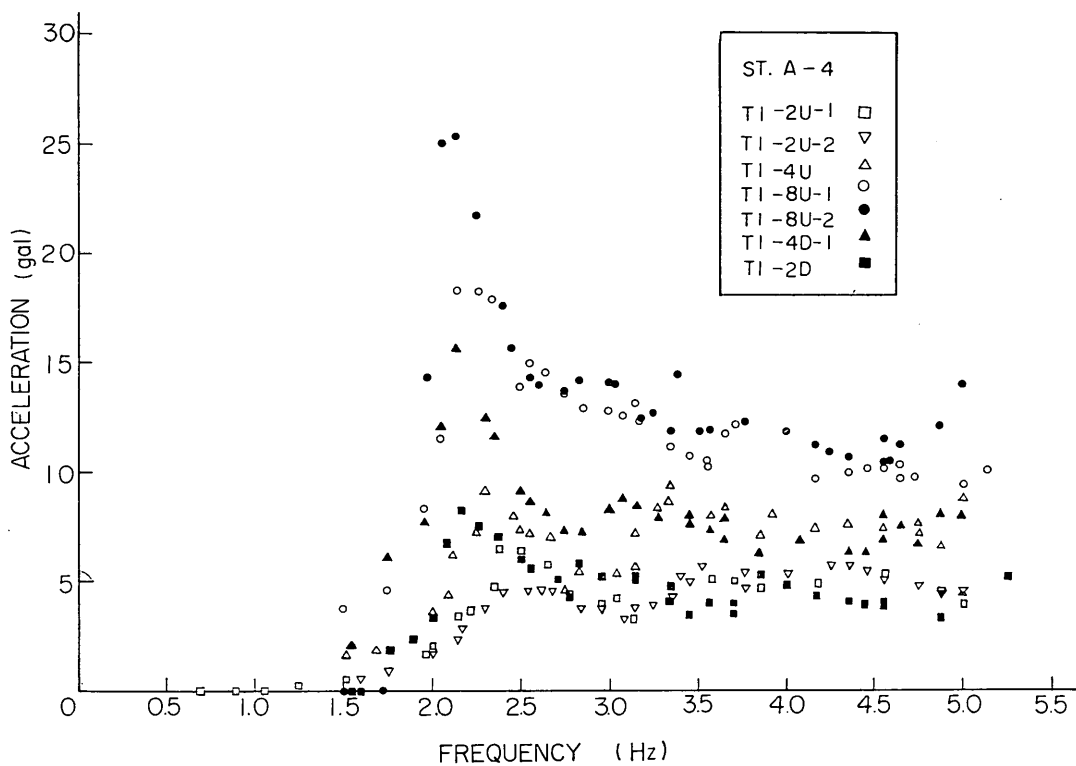


図-18 1バース加振実験 A-4

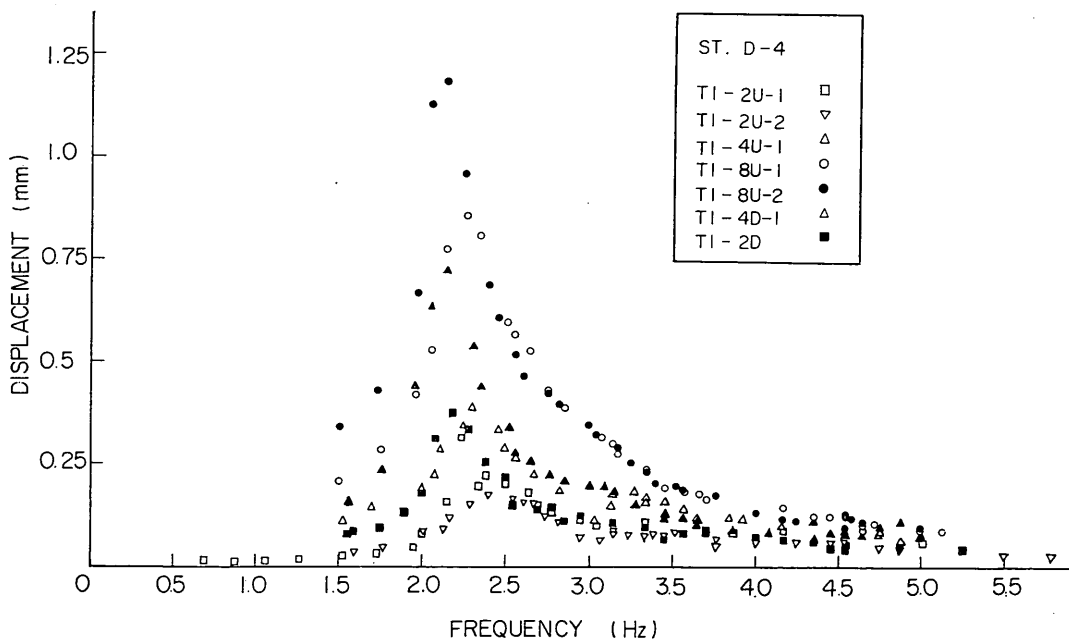


図-19 1バース加振実験 D-4

## 大型荷役機械を上載する棧橋の振動性状

き、以後起振力を下げてもそのピークの出る振動数の変化はないものとみられる。つぎに一例として T1-8U-1 の 1 次固有振動数とみられる  $f=2.13\text{Hz}$  と 2 次固有振動数とみられる  $f=3.13\text{Hz}$  のブロックの加速度分布を 図-20 と 図-21 に示した。これら 2 つの図は第 4 ブロックで得られた応答加速度の 1 周期の間において、各ブロックの応答加速度が最大値および最小値をとる時刻の他のブロックの加速度を読み取って示したものである。すなわち、各ブロックの位相差を考慮したものである。図-20 の 7~9 ブロックの加速度は現象が小さく読み取り不可能なために示していない。図-20 は 1 パースが 1 次の振動型で振動していることがわかる。また、図-21 は  $f=3.13\text{Hz}$  のとき各ブロックの加速度分布を示したものである。1 パースを多質点系構造物と考えた場合、図-21 は 3 次の振動型を示しているが実験は第 4 ブロックでの点加振をおこなっているため理論的な 2 次モードは生じないであろう。したがって、ここにおいては後述の解析結果等も考慮して 2 次の振動型で振動しているとす。これらの図からわかるように実験起振程度では 1 パースの各ブロックは連結された構造物として挙動することがわかった。

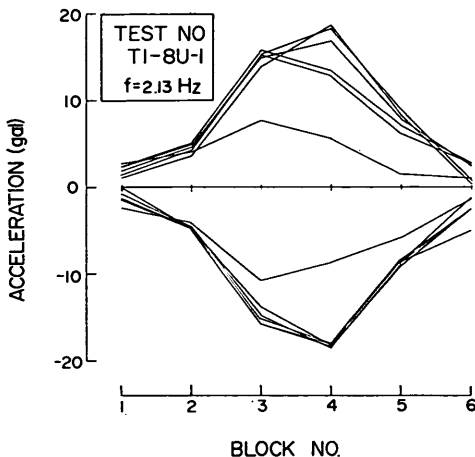


図-20 1 パース加振の加速度分布  $f=2.13\text{Hz}$

以上は 1 パースの第 4 ブロックにおける点加振について説明したがこの棧橋が海陸方向に地震を受け、またその入力波の位相が棧橋の各所において同じならばこの棧橋は一体となって振動を示し 1 ブロック単体と同様な傾向を示す。ただし、棧橋は海陸直角方向にかなり長い構造物なために地震の位相差は棧橋の各所で異なるかも知れないが、現在の所、この疑問に答え得るような資料が

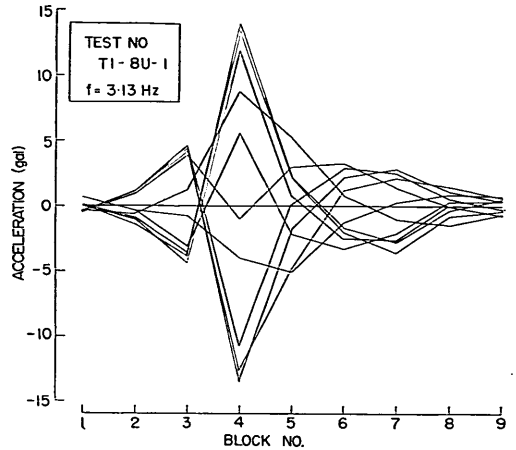


図-21 1 パース加振の加速度分布  $f=3.13\text{Hz}$

皆無なのでここでも触れないことにする。

尚、3.3 で説明した 1 ブロックの固有振動数は 1.8~2.0 Hz 附近にあり、1 パース実験においては棧橋の 1 次固有振動数は 2.1~2.4 Hz 附近にある。ここで 1 パースの第 1 次固有振動数についてみると 1 パースの頭部重量が 1 ブロックの場合より増大しているにもかかわらず 1 ブロックの固有振動数よりも高くなっている。この相異については棧橋のような長い構造物を 1 ブロックの集合体すなわち多質点系構造物として考え、点加振を考えると理論的にも一応説明することができる。このことについては 4.2 を参照されたし。

1 ケースだけ棧橋とコンテナヤードの間にある渡り版を全てはずして振動実験をおこなったが記録上からは渡り版をはずした場合とそうでない場合との違いは見受けられず渡り版による 1 パース振動への影響はないものと考えられる。

### 3.5 コンテナクレーン自由振動実験

クレーン自由振動実験は、棧橋法線直角方向すなわち海陸方向と棧橋法線方向の 2 種類である。なお、本文中に示してある記号たとえば CN-1 および CT-1 は 図-5 に示してある St. C-1 の加速度計の受感方向が棧橋法線方向と海陸方向であることを表わしている。

#### (a) 海陸方向自由振動実験

本実験において得られた振動波形を一例として FT-2 の減衰振動中の一時刻の加速度分布として 図-22 に示したが、海陸方向成分以外はきわめて小さく、ねじれその他の運動は示しておらず各 St. 成分は同位相となり振幅も殆んど同じである。また、コンテナを吊った状態とそ



うでない場合との相異は記録上出てこなかった。

図-23はFT-1~3の実験でSt.No. CT-1とCT-6の2成分について得られた減衰振動曲線より求めたもので各応答波数に対する1周期の関係を示したものである。図からわかるようにクレーンの海陸方向の固有振動数は1.1~1.2秒と考えられる。他のSt.についても図-22からわかるようにSt.C-1, St.C-6と同様な振動性状を示し振動周期も同じであった。一応、クレーン全体の海陸方向の固有周期は、 $T_T=1.15$ 秒(0.87Hz)を代表値とした。図-24、図-25はFT-1のCT-7およびFT-3のCT-5の各成分で得られた減衰振動曲線より求めたものである。 $n$ 波目に対する加速度と1周期後の $(n+1)$ 波目の加速度との関係を示したもので加速度は両振幅で示

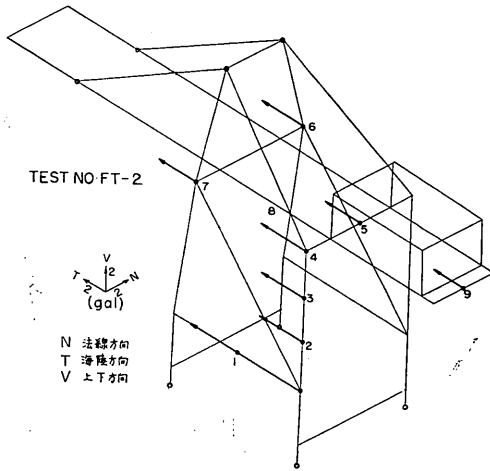


図-22 コンテナクレーン自由振動実験における加速度分布 FT-2

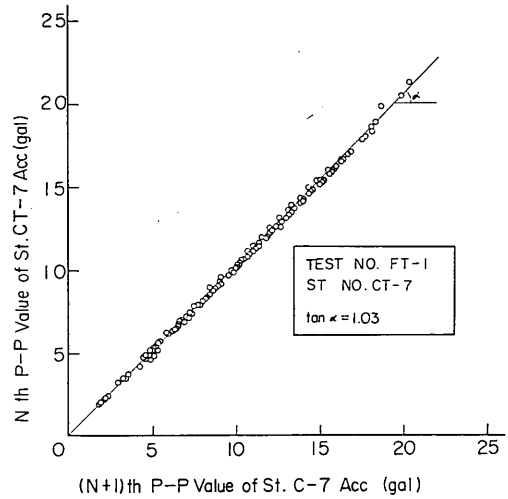


図-24 コンテナクレーン自由振動実験 CT-7

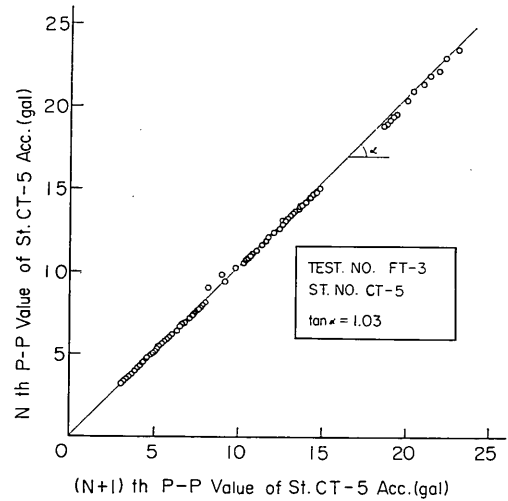


図-25 コンテナクレーン自由振動実験 CT-5

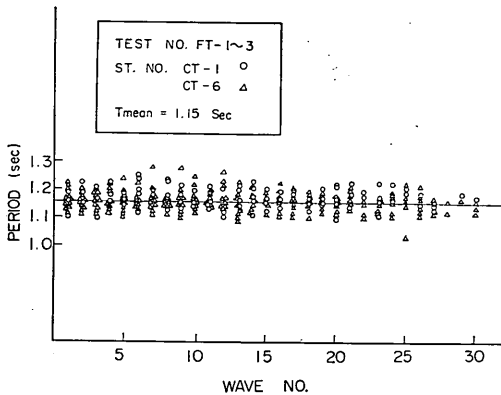


図-23 コンテナクレーン自由振動実験 FT-1~3

した。これらの図からわかるようにその比は各波数に対して、非常によく一致している。すなわち、勾配1.03の直線でその値は代表されていることがわかる。1周期間の振幅減衰比は次式、すなわち、

$$h = \frac{\log(\tan \alpha)}{\sqrt{1.862 + (\log(\tan \alpha))^2}} \dots (4)$$

で減衰常数  $h$  との関係がある。よって、クレーンの海陸方向の減衰常数は  $h=0.0094$  となった。他のSt.の減衰常数も図-24、図-25と同様な傾向を示した。

(b) 棧橋法線方向自由振動実験

大型荷役機械を上載する栈橋の振動性状

本実験において得られた振動波形を例としてFN-1およびFN-3の減衰振動中の一時刻の加速度分布として図-26、図-27に示した。図からわかるようにSt.の加速度分布は栈橋法線方向についてはSt. CN-2を除いて殆んど同位相であるがSt. 2, 4, 7とSt. 6の海陸方向成分は逆位相になっている。これは、法線方向の振動とねじり振動が重なったような加速度分布を示している。このことは、クレーン自体が海陸方向と異って法線方向においては非対称形状を示していることが考えられる。すなわち、クレーンの腕を伸ばした状態においては図-27で示したようにSt. C-2, 3, 4, 6, 7の法線方向成分に対する海陸方向成分の加速度は大きくなり、腕を上げた状態の図-26よりもその影響は大きく出ているようである。なお、コンテナを吊った場合、クレーンの振動性状への影響は殆んど記録上にあらわれてこなかった。

図-28は図-23と同様にしてFN-1~4の実験でCN-1, 2, 3, 4, 6の各成分について得られた減衰振動曲線より求めたものである。同じ波数における同一成分の1周期の値に相当ばらつきがある。これは現象記録の乱れがあったために生じた読み取り精度によるものと考えられる。更に、波数が大きくなるにつれて加速度振幅が小さくなっていくので余計に精度が悪くなってきてばらつきが生じてきている。したがって、データの多い4波目までを平均してクレーンの栈橋法線方向の固有振動数とした。すなわち、固有振動数は $T_N=1.46$ 秒(0.61Hz)となった。図-29、図-30は図-24、図-25と同様にしてFN-1のCN-5およびFN-3のCN-4の各成分の減衰振動曲線より求めたものである。図から判断されるように海陸

方向の場合と異ってデータにばらつきがある。これも前述したように記録現象のばらつきが大きいところからきていると思われる。例として示したデータは勾配1.05と1.20の直線によってはさまれた結果になっている。これは他の測定点においても同様な傾向をもっている。したがって、栈橋法線方向の減衰常数は、勾配の平均値をとり式(4)より $h=0.0375$ となった。

以上、(a), (b)によってクレーン全体と考えられる固有振動数およびそれに対応する減衰常数が実験結果としてわかった。しかし、局所的な問題たとえばクレーンの腕の振動や機械室の振動については今回の自由振動実験からははっきりしなかった。この問題はクレーンが地震を受けた場合、クレーンの局所的な共振のために転倒の危険性などが生じるのではないかということである。この

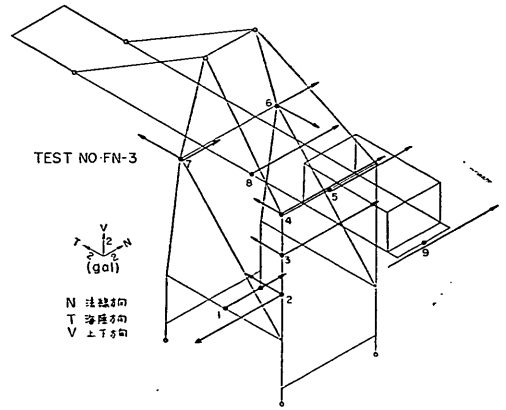


図-27 コンテナクレーン自由振動実験における加速度分布 FN-3

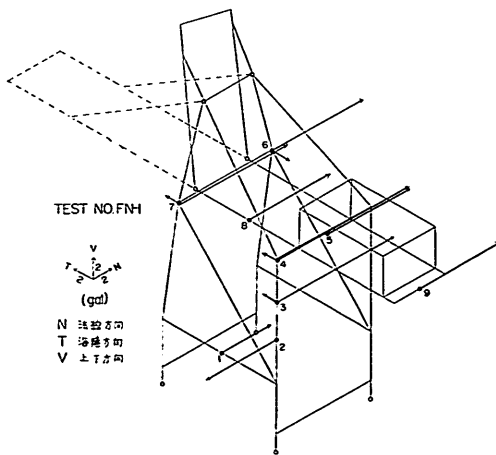


図-26 コンテナクレーン自由振動実験における加速度分布 FN-1

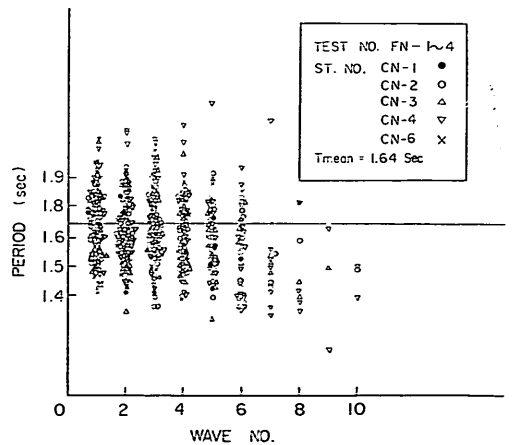


図-28 コンテナクレーン自由振動実験 FN-1~4

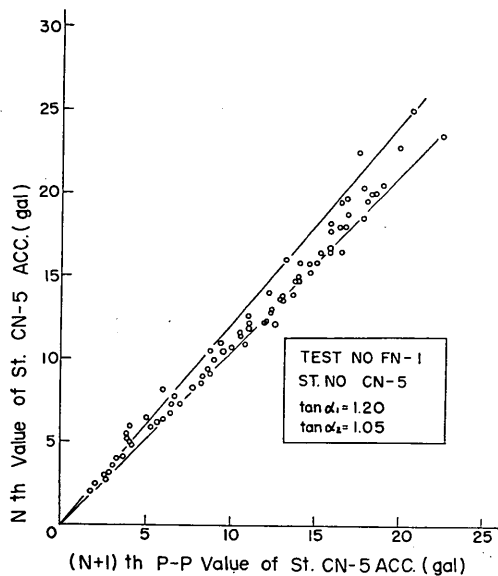


図-29 コンテナクレーン自由振動実験 CN-5

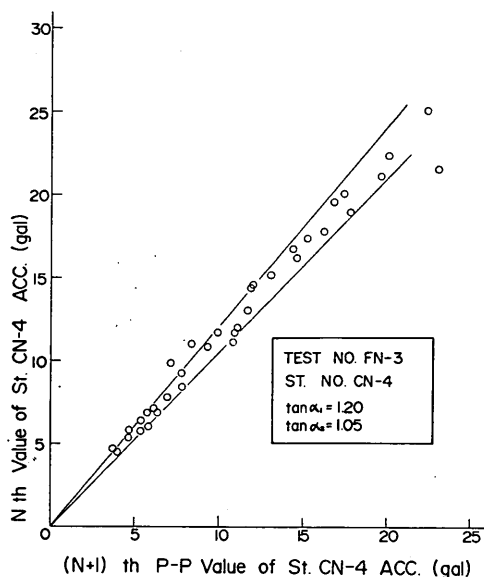


図-30 コンテナクレーン自由振動実験 CN-4

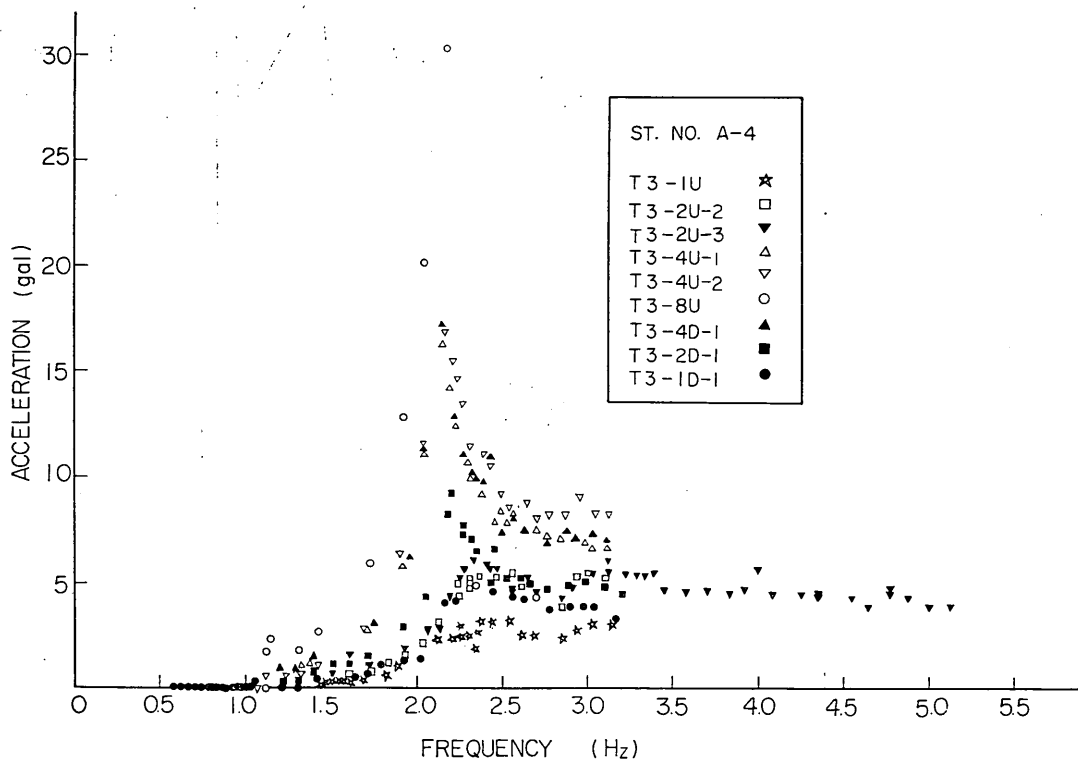


図-31 コンテナクレーンを載荷したときの1バース加振実験 A-4

## 大型荷役機械を上載する栈橋の振動性状

問題については実験方法の改良やクレーンを3次元モデルに置き換えて数値解析する方法があり、次第に明らかになるであろう。本報告においては後者について4.5に解説してある。

実験結果をまとめたのが表-5である。

表-5 コンテナクレーンの固有周期と減衰常数

	固有周期 $T_c$ (固有振動数 $f$ )	減衰常数 $h$ (臨界減衰比に対して)
海陸方向 T-方向	1.15秒 (0.87Hz)	0.0094
栈橋法線方向 N-方向	1.46秒 (0.61Hz)	0.0375

### 3.6 栈橋加振実験

重量のあるコンテナクレーンを上載した栈橋の振動および栈橋によって加振されたコンテナクレーンの振動特性を明らかにすることは今後のコンテナ栈橋の耐震設計において重要な基礎資料となるであろう。

(a) コンテナクレーンを載荷した状態での1パース振動

1パースの第4ブロックで海陸方向に点加振をおこなったが、図-31は第4ブロックで得られた各起振力に対する応答加速度である。1次固有振動数は2.2~2.4Hz附近にあり2次固有振動数は3.1Hz附近にあるように思われる。これらの値は3.4で示したコンテナクレーンを上載しない1パース加振実験において得られた1次および2次固有振動数と余り変っていない。これは本実験をおこなった起振力程度ではブロック間の継目は絶縁されずに1パースは1体となって振動をし、1パース全体の頭部床版重量と比較してコンテナクレーン重量が相対的にかなり小さくなってしまい(本実験におけるその重量比は、約5%程度である)、そのために、栈橋の固有振動数は、クレーンの影響を受けずに3.4と同じような結果が出たのであろう。また、図-31からわかるように3.5において測定されたクレーンの海陸方向の固有振動数附近においてクレーンの栈橋に対する影響が出ていないこともわかるであろう。しかし、実際に栈橋がかなり大きな地震を受けて、隣接ブロックと絶縁された場合は栈橋は1パース一体でなく1ブロック単体として挙動し、コンテナクレーンによって1ブロックの上載荷重が大幅に増加するであろう。本実験におけるコンテナクレーン重量と床版重量との比は約43%である。そのため1ブロックの固有振動数は3.3に示した値より低下するであら

う。栈橋設計をおこなう際、従来通りコンテナクレーンは1ブロックのみにその重量がかかるとした場合とあるいは地震時においてもブロック間の絶縁がおこなわれずに1パースが一体となって挙動しコンテナクレーンの重量は各ブロックに均等に分配されるものとした場合ではどちらがより栈橋にとって耐震的な設計であるか検討せねばならぬであろう。更に、コンテナクレーンの振動特性もはっきりさせねばならぬであろう。この問題については4.5において説明する。3.4の図-20、図-21と同様に各ブロック間の加速度分布をT3-2U-3の $f=2.33\text{Hz}$ と $f=3.13\text{Hz}$ の場合について図-32、図-33に示した。この場合も加速度分布に多少のみだれはあるが $f=2.33\text{Hz}$ が1次の加速度分布を示し、 $f=3.13\text{Hz}$ が2次の加速度分布を示している。図-34は同じ第4ブロックで測定された各起振力に対する応答変位である。

(b) コンテナクレーンの振動

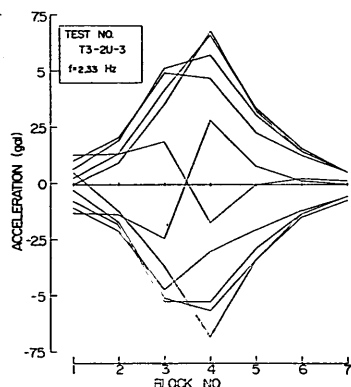


図-32 コンテナクレーンを載荷したときの1パース加振実験の加速度分布  $f=2.33\text{Hz}$

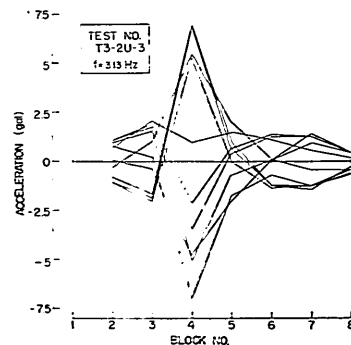


図-33 コンテナクレーンを載荷したときの1パース加振実験の加速度分布  $f=3.13\text{Hz}$

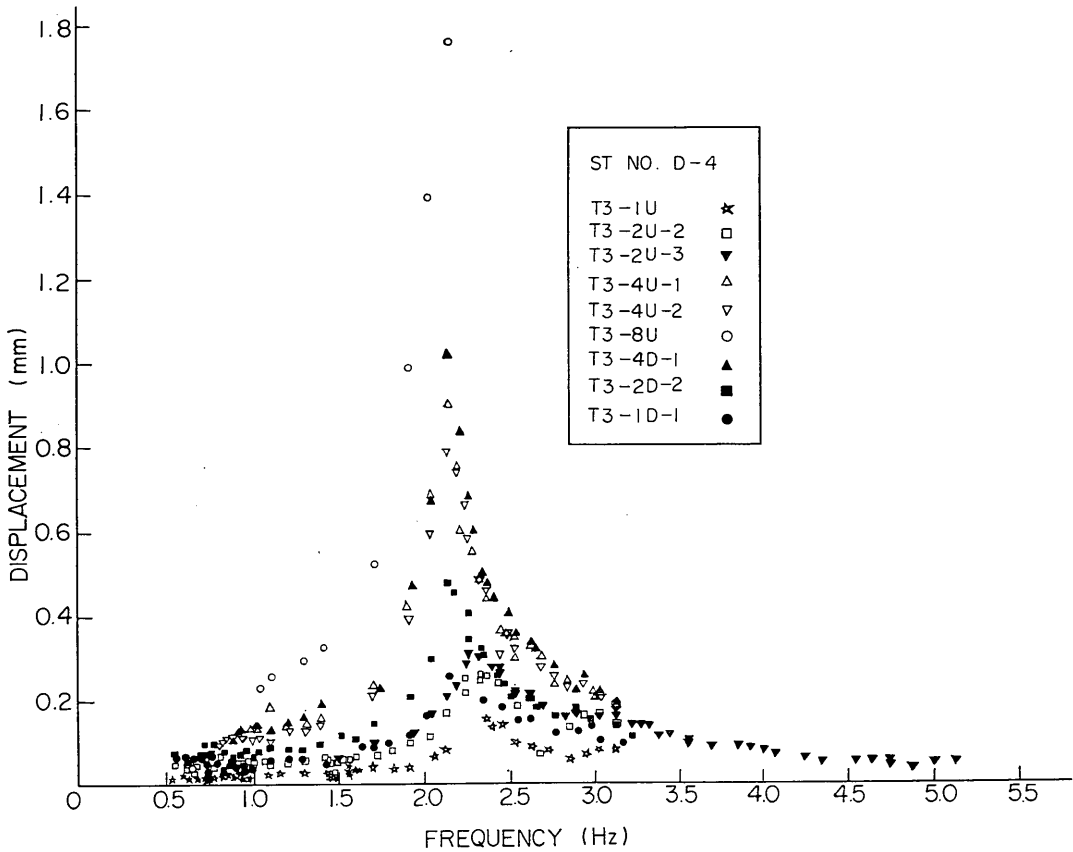


図-34 コンテナクレーンを載荷したときの1バース加振実験 D-4

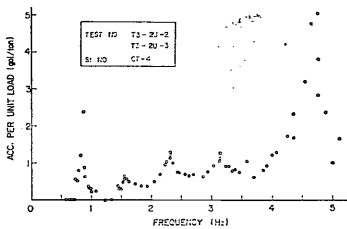


図-35 コンテナクレーン加速度 CT-4

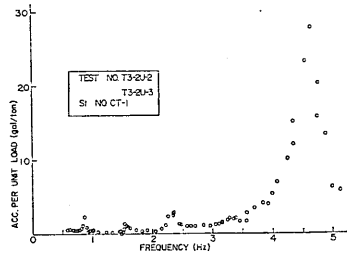


図-36 コンテナクレーン加速度 CT-1

コンテナクレーンの振動性状を調べるために T3-2U-2~3 の St. CT-4 および St. CT-1 における加速度応答を図-35, 36 に例示した。縦軸は単位起振力当りの加速度に変換して示してある。図-35 からわかるように St. CT-4 が応答を示しているのは 0.8~0.9Hz, 1.5~1.6 Hz, 2.3~2.4Hz, 3.1~3.2Hz, 4.7~4.8Hz 附近において著しい。ただし、コンテナクレーンの振動は栈橋を

加振することによって生じるものであるから、クレーン自身の振動を論じるためには栈橋の影響を取り除かねばならぬ。今までに栈橋自体すなわち1バース加振実験およびコンテナクレーン自由振動実験によって各々の固有周期はある程度わかっているが、クレーンを上載している第4ブロックの St. A-4 で得られた応答加速度でクレーンの St. CT-4 の応答加速度を除いた応答比を図-37

大型荷役機械を満載する棧橋の振動性状

に示した。起振機による起振力周波数は0.3Hzより始めたがクレーンは0.6Hz附近より、棧橋は1.5Hz附近より記録上応答を示したので図-37は1.5Hzよりその応答

と比較してかなり大きく、また St. CN-1, 2 の応答値は St. CT-1, 2 と比べてかなり小さい。図-38~図-42は図

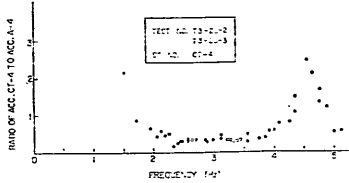


図-37 コンテナクレーン加速度比 CT-4

比を示してある。図からわかるように2.3~2.4Hzおよび3.1~3.2Hzの2つのピークがなくなっている。これら2つのピークは、3.6で説明したように棧橋の1次および2次固有振動数に相当するものである。尚、1.6Hzより低い振動周波数域においては図-37からは判断できないが0.8~0.9Hzのピークは3.5で説明したようにクレーンの海陸方向の固有振動数に相当するようであり、St. CT-1~9で得られた振動波形も同位相で振幅も殆んど同じである。また、海陸方向以外の振動成分は海陸方向のそれと比較して小さいものである。第2のピークすなわち1.5~1.6Hz附近はクレーンの引き上げられた腕の振動と思われる。クレーンの腕には加速度計が取り付けられていないが、起振力を上げて、たとえばT3-8Uにおいてはこの周波数域においてクレーンの腕の共振がひどくこれは視覚において確かめられクレーンの安定性が問題となりこの周波数域を避けて実験をおこなった。第3のピークすなわち4.7~4.8Hz附近はクレーンの脚の海陸方向の振動と思われる。図-36に示すようにクレーンの脚において測定した St. CT-1 の応答値は他の測定点

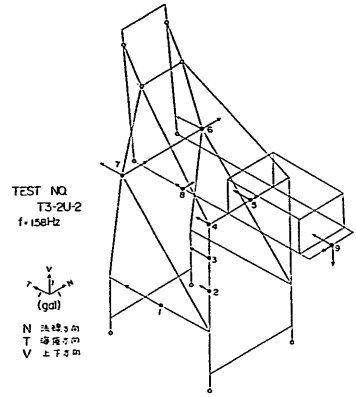


図-39 コンテナクレーン加速度分布  $f=1.58\text{Hz}$

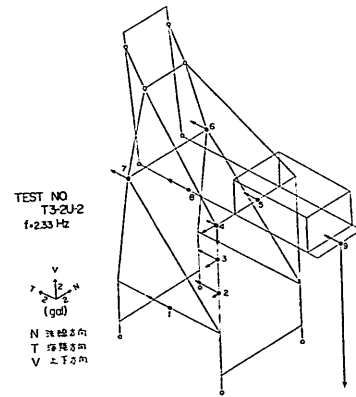


図-40 コンテナクレーン加速度分布  $f=2.33\text{Hz}$

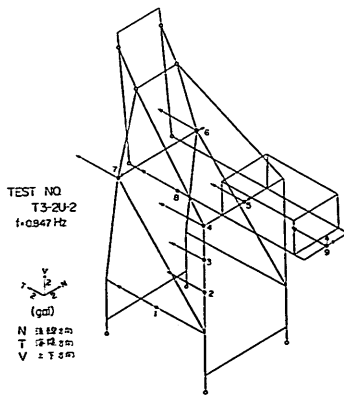


図-38 コンテナクレーン加速度分布  $f=0.847\text{Hz}$

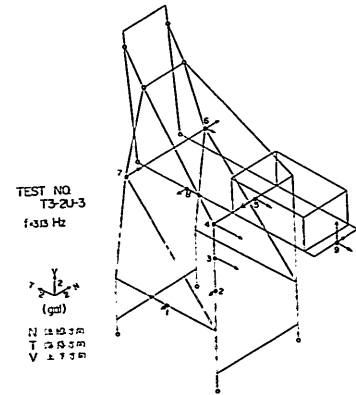


図-41 コンテナクレーン加速度分布  $f=3.13\text{Hz}$

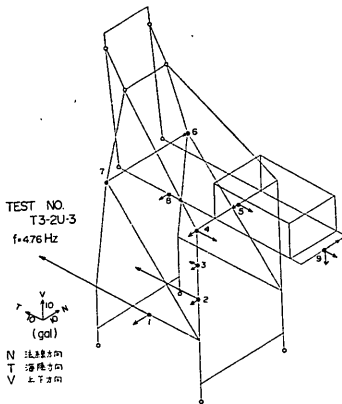


図-42 コンテナクレーン加速度分布  $f=4.76\text{Hz}$

-35 における各共振振動数付近の各成分の加速度分布で示したものであり先の説明をよりはっきりさせるであろう。各加速度ベクトルの大きさは St. CT-1 成分の加速度が最高値を示す時間において得られた値である。図-38 は起振外力周波数が  $f=0.847\text{Hz}$  のときのクレーンの各成分の加速度分布である。これは 3.2 で得られた海陸方向の固有振動数と殆んど同じで加速度分布も図-22 と同じものとなり、クレーンが海陸方向に 1 次の振動型で振動していることがわかる。図-39 は  $f=1.58\text{Hz}$  のときの加速度分布であり、特に St. C-6 および C-7 は海陸方向と棧橋法線方向の振動が大きく前にも説明したようにクレーンの腕の振動の影響によると考えられる。図-40 および 図-41 は前にも説明したように棧橋の共振によって誘起されたクレーンの振動であるが特に 図-40 の St. CV-9 は著しい振動を示していることがわかる。図-42 は  $f=4.76\text{Hz}$  のときの加速度分布である。この振動数は 図-37 からわかるようにクレーンの脚の固有振動数をあらし、クレーンの脚の下部の St. CT-1, 2 の加速度は他の成分の加速度に比較しかなり大きい結果となっており、クレーンの脚の共振と考えられる。なお、図-41, 図-42 からわかるようにクレーンの海陸方向の加速度方向はクレーンの上部と下部では符号が異なり 2 次の振動型を示している。

棧橋の振動にコンテナクレーンの影響がないとした場合、棧橋の固有振動数は 1.8~2.0Hz 付近にあることがわかっているのでコンテナクレーンの固有振動数とかなりはなれており棧橋の振動によるコンテナクレーンの共振は余り問題とならないであろう。

#### 4. 棧橋およびコンテナクレーンの振動解析

##### 4.1 概 説

現行の設計法における地震力は各鉛直荷重に設計震度を乗じた慣性力に相当する力が外力として静的に棧橋床版上に水平にかかるとしている。このように静的な設計法すなわち震度法は剛体構造物においては広く利用されているが杭式棧橋のように可撓性の鋼杭に重量のある床版あるいはその床版に上載荷重としてのコンテナクレーンなどを考慮すると設計震度に相当する加速度を棧橋が受けた場合、剛体構造物とはかなり異った加速度応答を棧橋は示すであろう。すなわち、棧橋の応答加速度は地盤で与える設計震度を越えるのがふつうである。このように棧橋を設計する場合は静的な設計では実状にそぐわないので動的応答を考慮に入れた設計法を取り入れねばならないであろう。現在おこなわれている動的効果を考慮した設計法はいわゆる修正震度法といわれる動的解析法がある。これは平均動的係数  $\beta_a$ <sup>11)</sup> を導入した次式を使う、すなわち、

$$\beta_a = \frac{\text{構造物の応答震度 } K_r}{\text{地動の震度 } K_0} \dots\dots\dots (5)$$

である。この場合、構造物は棧橋であるが、その棧橋の固有周期  $T$  と減衰常数  $h$  を知ることによって平均動的係数  $\beta_a$  を知ることができる。この  $\beta_a$  については港湾関係においては「各種地盤における平均応答スペクトル<sup>12)</sup>」として発表されている。したがって、 $\beta_a K_0 = K_r$  を構造物の応答震度とし構造物の重量  $W$  との積を構造物に作用する地震力と考えてよからう。この手法は計算手法自体は震度法と同じであるが平均動的係数  $\beta_a$  が  $T$  と  $h$  によって変化し、構造物によっては  $\beta_a < 1, \beta_a > 1$  となる。すなわち、 $\beta_a = 1$  は震度法に相当するが、 $\beta_a \neq 1$  のときは震度法では危険値を与えたり過大値を与えたりする。棧橋は 3 章で説明したように 1 ブロックを考慮すると固有振動数、減衰常数をかなりはっきり認識することができるので適用され易いであろう。

次に棧橋の安全度を加速度ではなく変位によって検討することができる。鋼杭棧橋の弾塑性的な挙動を実験より調べ 3.2 において説明したように棧橋を 1 自由度の振動模型で置き換え、復元力特性が線型ではなく履歴性復元力特性であらわし得ることがわかったので、種々の地震を入力として地震応答計算をおこない、先に説明した平均動的係数  $\beta_a$  に相当する量を考慮したじん性率  $\mu_r$  を求めた<sup>13)</sup>。このじん性率  $\mu_r$  は棧橋の杭が最初に降伏する変位と地震応答変位との比を表わし、これを棧橋の

## 大型荷役機械を上載する棧橋の振動性状

安全の尺度としようとするものである。 $\mu_r$ を求めるパラメータとしては $a_y/a_0$ と $F_Y/(Y_Y M)$ がある。 $F_Y$ は棧橋の杭が最初に降伏するときの水平力、 $Y_Y$ はそのときの変位で $F_Y/(Y_Y M)$ は棧橋の杭が最初に降伏するときの固有振動数のデメンジョンをもったものとなる。 $a_y$ は $a_y=F_Y/W$ で棧橋の杭が最初に降伏するときの加速度を震度に変換したものである。 $a_0$ は設計震度であり $a_y/a_0$ は棧橋が最初に降伏するとき設計震度の何倍に相当するかを示している。以上のパラメータによってじん性率を求めることができる。この $\mu_r$ の限界値は棧橋の地震による被害例が無いのではっきりしたことはいえないが $\mu_r=1.3$ までは棧橋の被害が無かったと報告されている。以上のように棧橋の固有振動数に相当する値、棧橋部材の降伏震度と設計震度を組合せることによって棧橋の動的な耐震設計をおこなうことができる。

しかし、以上のような動的耐震設計法においても不確定な要素を様々に含んでおり、実際に構造物の耐震設計に応用するのも簡単にいかない面もあるであろう。しかし、棧橋は杭頭に重量のある床版がのった比較の簡単な構造物で棧橋を1自由度の模型として置き換えても無理がないように考えられ、また固有周期および減衰常数も土質調査の段階でかなりははっきりするので先程述べた動的な性質を加味した設計法を取り入れるのに最適ではなからうか。

コンテナクレーンは構造的に複雑な要素が多く棧橋のように簡単に考えられないであろう。クレーンに対する荷重としては、自重や積荷による垂直荷重、走行によって生じる慣性力の水平荷重、特殊であるが熱荷重、更に風荷重、地震荷重などがあり、これらに対する強度計算がおこなわれている。地震荷重としては垂直荷重の20%の水平荷重がかかるものとしている。一方、クレーンを動的に解析するためにはクレーンの構造が3次元空間に複雑に広がっているために、棧橋のように質点系模型として置きかえられるかどうかである。しかし、クレーンのような立体構造物をある程度仮定した立体フレームに置き換え、振動実験によってある程度の振動性状を把握したり、また電子計算機によって立体フレームの振動を数値解析したりすることができるが、実際のコンテナクレーンをどの程度適切にモデル化できるかも問題となる。また、立体フレームの地震応答は電子計算機の容量などによってもかなり制限されたものとなるので、仮定したクレーンの固有振動数、振動モードや刺激係数などによってある程度、実際のクレーンの振動特性を認識したりして設計に共している。その他に、応答計算の簡

略化のためにクレーンをたとえばクレーンの海陸方向の卓越した振動数で代表される1自由度の質点系模型で置き換え、地震応答計算をおこなったりしてクレーンの動的応答を調べたりすることもできるであろう。

### 4.2 コンテナ棧橋の振動解析について

実験および実験結果からわかるように棧橋は個々に独立したブロックが連結した状態で振動している。現在の設計法においては、ブロック間の連結は無視して各ブロックが独立に挙動し、そのブロックの上にコンテナクレーンが上載されているとしている。これは、設計震度に相当する地震によってはブロック間の連結は切断されるものと考えられているからであろう。

しかし、1ブロック上に重量のあるクレーンが上載した場合の地震に対する棧橋およびクレーンの応答を考えると、棧橋すなわち1ブロックとクレーンのカップリングすなわち相互作用の影響や1ブロック当りに対する大型クレーンの地震荷重による杭断面の増加による鋼材重量の増加につながり、建設費用の増加の影響などが生じてくるであろう。一方、設計震度程度の強震時においても振動実験におけるように各ブロックが切断されずに連続な構造物として挙動を示すなら、棧橋全体の床版重量とコンテナクレーンの重量を考慮すると、1ブロック上に上載されたクレーンの重量による地震荷重は現行設計法のように1ブロックのみに作用せずには棧橋全体に分散させることができ、1ブロック当りのクレーンによる地震荷重を減少させることができ、先に述べたように鋼材重量の減少になり経済的である。また、クレーンの挙動によって棧橋の挙動が左右されずに棧橋がより耐震的になるのではなからうか。この事より意識的に各ブロック間の連結を強化して強震時における棧橋の挙動を考慮することも必要ではなからうか。ただし、棧橋を前述のように各ブロック間で連結されたかなりの延長をもった構造物と考えた場合、入力波としての地震が棧橋の各ブロックに作用するとき位相が異ってくるのではないかという疑問が生じるがここでは以前にも述べたように同位相と考えた。

### 4.3 1パースの質点系による解析

3.3の1ブロック加振実験において説明したように1ブロックのみを考えると1自由度の模型を考慮ことができ、また3.4の1パース加振実験におけるように1パース全体を考えると各ブロックが連結された多自由度の模型を考えてよさそうなので、今回実験をおこなった第2パースの9ブロックについて振動解析を試みた。振動実験をおこなっている時点においては第3パースは建設



途中で第2バースの9ブロック目と第3バースとの連続条件は他のブロック間の連続条件とはある程度異っているであろう。振動模型としては図-43に示すように第2バースの両端は固定端に連結されているとした。したがって運動方程式は次式のようになる。

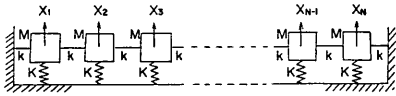


図-43 栈橋のモデル

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{x}_1 + (K+2k)x_1 - kx_2 &= 0 \\ M\ddot{x}_2 + (K+2k)x_2 - kx_1 - kx_3 &= 0 \\ M\ddot{x}_3 + (K+2k)x_3 - kx_2 - kx_4 &= 0 \\ \dots\dots\dots \\ M\ddot{x}_{n-1} + (K+2k)x_{n-1} - kx_{n-2} - kx_n &= 0 \\ M\ddot{x}_n + (K+2k)x_n - kx_{n-1} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(6)$$

ここで  $M$  栈橋床版質量  
 $\ddot{x}_n, x_n$   $n$  ブロックの加速度, 変位  
 $K$  杭のバネ常数  
 $k$  ブロック間のバネ常数

式(6)におけるブロック間のバネ常数  $k$  は実験によってはっきりしないもので、また2.2において説明したように目地にコンクリート小塊のようなものはいりこんだりして不確定な要素を含んでいるが、一応各ブロック間の  $k$  は一定であると仮定した。式(6)の解を  $x_i = X_i \sin \omega t$  と仮定して代入すると次式の振動数方程式が得られる。

$$\begin{vmatrix} \lambda & -1 & & & & \\ -1 & \lambda & -1 & & & \\ & -1 & \lambda & -1 & & \\ & & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & & -1 & \lambda & -1 \\ & & & & -1 & \lambda & -1 \\ & & & & & -1 & \lambda \end{vmatrix} = 0 \dots(7)$$

ここで  $\lambda = R_K + R_\omega + 2$   
 $R_K = K/k$   
 $R_\omega = \omega^2 / \omega_0^2$   
 $\omega_0^2 = k/M$

式(7)より栈橋の固有振動数を得ることができる。今、1ブロック単体の固有円振動数  $\bar{\omega}$  は次式となる。

$$\bar{\omega}^2 = \frac{K}{M} \dots\dots\dots(8)$$

したがって、栈橋の固有円振動数  $\omega$  は式(8)を用いると次式になる。

$$\omega = \omega_0 \sqrt{R_K + (2-\lambda)} = \bar{\omega} \sqrt{1 + \frac{(2-\lambda)k}{K}} \dots(9)$$

ただし、 $\lambda$  については式(7)より  $n=9$  の場合、次式を得る。

$$\lambda = 0, (\pm 1 \pm \sqrt{5})/2, \pm \sqrt{(5 \pm \sqrt{5})/2} \dots\dots(10)$$

ここで、符号については複号同順とはならない。

以上の予備計算により本実験について数値計算をおこなうとまず杭のバネ常数  $K$  は3.2の単杭の急速交番荷重実験において説明したように港研方式杭の横抵抗計算において得られており、杭のバネ常数は1ブロック当りを考えると図-1からわかるように1ブロックが5ラーメンで構成されているので次のようになる。

$$K = 5 \times 29.4 = 147(\text{ton/cm})$$

次にブロック間のバネ常数  $k$  については、はっきりした算定方法がないのでここではコンテナクレーン軌条レールに着目してみる。レールは50cm 間隔に栈橋床版に締結してあるので、レールを両端固定梁と仮定し、レール2本を考慮すると力  $P$  と変位  $y$  の関係は次式になる。

$$P = 2 \times \frac{12EI}{l^3} y \dots\dots\dots(11)$$

ここで  $l$  レールの締結区間  
 $EI$  レールの剛性

したがって、ブロック間のバネ常数  $k$  は式(11)より次式となる。

$$k = \frac{24EI}{l^3} = 491.9(\text{ton/cm})$$

ここで  $l = 50\text{cm}$   
 $E = 2.1 \times 10^3 \text{ton/cm}^2$   
 $I = 1.22 \times 10^3 \text{cm}^4$

しかし、ブロック間を接続しているのはクレーンレールのみでなく、スリップバーや目地の中にはいりこんだコンクリート小塊など考えられ、ブロック間のバネ常数を先の値の約1割増しとして次の値を採用した。

$$k = 550(\text{ton/cm})$$

更に1バースの振動実験時における1ブロック当りの床版重量は1,200ton となり、したがって質量  $M$  は次式となる。

$$M = 1.225(\text{ton/cm/sec}^2)$$

以上の杭のバネ常数  $K$ 、ブロック間のバネ常数  $k$  および床版質量  $M$  の値と式(9)、式(10)より栈橋の固有振動数を計算することができる。すなわち、1次固有振動数  $f_1$  および2次固有振動数  $f_2$  は次のとおりになる。

$$\begin{aligned} f_1 &= 2.04\text{Hz} \\ f_2 &= 3.53\text{Hz} \end{aligned}$$

大型荷役機械を上載する棧橋の振動性状

この計算結果は図-18のT1-8Uの周波数応答の振動実験結果とかなり良い一致を示している。ただし、本計算をおこなう段階においてブロック間のバネ常数の問題や1バース両端の固定条件の問題などがある、それらがかなりはっきりした場合には更に精度ある値が期待される。また、3.4のような点加振実験を数値計算できるが減衰常数など不明な点があるため、今回は省略した。したがって応答加速度についての検討はおこなわなかった。ただし、前にも説明したように地震のように棧橋が地盤加振によって振動を受け、棧橋の各ブロックが同位相で振動する場合は先程説明した点加振の状態と異って棧橋の固有振動数は1ブロック単体の固有振動数と同じと考えてよいであろう。4.2のコンテナクレーンを上載した棧橋の地震応答計算においては棧橋の固有振動数として1ブロック単体の場合の固有振動数を使用する。尚、3.4の1バース加振実験において説明した1バースの固有振動数と1ブロック単体の固有振動数の違いについては式(9)からもわかるように1バースの方が1ブロック単体より固有振動数が高くなるのがわかる。

4.4 コンテナクレーンを載荷した状態での棧橋の振動

4.3において、棧橋本体は各ブロックがバネによって連結しているとして1バース全体の振動数を計算した。本節においてはコンテナクレーンおよびコンテナクレーンを載荷した状態の棧橋の振動特性を調べる。この場合、地震をうけるコンテナクレーンは空間的に複雑な構造物であるため4.1で説明したように空間フレームで地震応答計算をおこなうのが適当であるが、電子計算機の容量や計算の複雑さのために今回は海陸方向に卓越した振動周期をもった1自由度の振動模型を考えた。このことについてはいろいろ問題はあるであろうが、次第に解決せねばならぬであろう。

コンテナクレーンと棧橋との振動模型としては4.2で

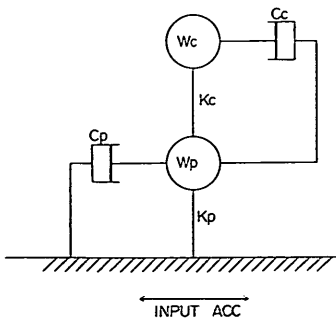


図-44 棧橋・クレーン系モデル

説明した2通りを行ない検討をおこなった。

(a) 棧橋の各ブロックが独立に挙動する場合

現行の設計法に従ってコンテナクレーンが1ブロック上に載荷されている場合である。このような状態の模型は図-44に示すような2自由度の振動模型である。添字Cはコンテナクレーン、添字Pは棧橋を意味する。WpおよびWcは棧橋床版重量とコンテナクレーン重量である。Kpは棧橋のバネ常数である。Cpは棧橋の臨界減衰に対する比としてあらわされる減衰常数hpより計算することができる、次式より求める。

$$h_p = \frac{C_p}{2} \sqrt{\frac{W_p}{K_p g}} \dots \dots \dots (12)$$

ここで g 重力加速度

CcについてCpと同様にして計算する。Kcについてはコンテナクレーンの固有振動数fcおよびWcから計算することができる。Ccの計算に必要なhcおよびKcの計算に必要なfcについてはコンテナクレーンの海陸方向の自由振動実験より得られた数値を使用する。以上より棧橋とコンテナクレーンとの2自由度振動模型の運動方程式はマトリックスの記号を使用すると次式のとおりになる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -\ddot{y}(t)[M]\{1\} \dots (13)$$

- ただし [M] 質量マトリックス
- [C] 減衰マトリックス
- [K] バネマトリックス
- { $\ddot{x}$ } { $\dot{x}$ } {x} 棧橋およびクレーンの加速度、速度、変位ベクトル
- {1} 単位ベクトル
- $\ddot{y}(t)$  時間tにおける地動加速度

表-6 入力地震波

観測地点	記録番号	発震年月日	規模 (gal)	
			NS	EW
室蘭港	S-234	1968. 5. 16	205	135
八戸港	S-252	1968. 5. 16	233	181
細島港	S-213	1968. 4. 1	182	242
品川港	S-340	1968. 7. 1	(67)	113
細島港	S-544	1970. 7. 26	(88)	122

式(13)における $\ddot{y}(t)$ は表-6に示す当研究所で得られた最大加速度が100gal以上の8本の強震記録を使い、式(13)の地震応答計算はアナログ電子計算機でおこなった。その結果を(棧橋の最大応答加速度)/(入力波最大加速度)および(コンテナクレーンの最大応答加速度)/(入力波

最大加速度)の形で表-7の(1)に示した。結果については(c)で説明する。

(b) 栈橋が一体となって挙動する場合

この例は栈橋が各ブロックに分離せずに1バース一体となって挙動するものである。なお、実験結果からもわかるようにコンテナクレーンの振動が栈橋に影響しないと考えられるために、コンテナクレーンを載荷した栈橋の挙動はコンテナクレーンとは無関係に振動し、その栈橋の振動がコンテナクレーンに伝達されるという2段構えの振動模型を考えた。計算順序としては栈橋を1自由度の振動模型に置き換え、その地震応答を求める。次にコンテナクレーンも(a)におけると同様に1自由度の振動模型と考え、先に求めた栈橋の応答地震波を入力波としてコンテナクレーンの地震応答を計算する。その結果を表-7の(2)に示した。またその他に、コンテナクレーンが1ブロック上にあるのではなく、1バースにあるとした場合は次のような考え方で地震応答計算をおこなうことができるであろう。すなわち、栈橋は一体となって挙動するので栈橋上部工の重量およびバネ常数は1ブロックのそれらの値の9倍(栈橋は9ブロックより構成されているため)になり、またコンテナクレーンの重量およびバネ常数は(a)と同じ値として2自由度の振動模型で地震応答計算をおこなうのである。これには若干の栈橋とコンテナクレーンとのカップリングが考えられる。その結果を表-7の(3)に示した。

(c) 結 果

表-7は(a), (b)における計算結果である。本実験におけるコンテナクレーンの海陸方向の固有周期は1.15秒であるのでこの値を用いた。また、減衰常数は $h=0.01$ のままとした。表の値は表-6にある各地震波に対する応答結

表-7 現行設計による栈橋とコンテナクレーンの(最大応答加速度)/(地震波最大加速度)

	1 ブロ ク <sup>(1)</sup>	1 バース <sup>(2)</sup>	1 バース <sup>(3)</sup>
栈橋の固有周期(秒)	0.574	0.574	0.574
クレーンの固有周期(秒)	1.15	1.15	1.15
栈橋応答比	1.74	2.18	2.12
クレーン応答比	2.67	3.91	3.49

- 註 (1) コンテナクレーンが1ブロック上に載っているとした場合  
 (2) コンテナクレーンの振動が栈橋にまったく影響がないとした場合  
 (3) コンテナクレーンが1バース上に載っているとした場合

表-8 杭径を減少した場合の栈橋とコンテナクレーンの(最大応答加速度)/(地震波最大加速度)

加振方法	1 バース <sup>(1)</sup>	1 バース <sup>(2)</sup>
栈橋の固有周期(秒)	0.674	0.674
クレーンの固有周期(秒)	1.15	1.15
栈橋応答比	1.78	1.72
クレーン応答比	4.01	4.54

- 註 (1) コンテナクレーンが1バース上に載っている場合  
 (2) コンテナクレーンの振動が栈橋にまったく影響がないとした場合

果の平均値で示してある。現行設計法における栈橋の固有周期が $T=0.574$ 秒の場合は、栈橋およびコンテナクレーンの応答比は共に1バースで考えた方が1ブロック単体より大きい値を示した。したがって栈橋が地震を受け、栈橋の各ブロックの上部工が連結されて一体となって振動する場合、設計段階で考えた以上に栈橋およびコンテナクレーンは危険側となることになる。

ただし、栈橋全体を考える場合にはコンテナクレーンの重量は1バース全体に分散されるとしているので鋼杭に作用する設計荷重は当然小さくなり鋼杭の断面も現行の設計法におけるより小さくすることができる。したがって、杭のバネ常数は小さくなり計算に使用する栈橋の固有周期は長くなる。一例として、1ブロックで設計した場合に相当する応力が生じるように1バースの場合において杭径を減少させて杭のバネ常数を計算した。すなわち、栈橋の固有周期は $T=0.674$ 秒となる。他の栈橋構造条件はそのままで地震応答計算をおこないその結果を表-8に示した。すなわち、表-7の(2)に相当するのが表-8の(2)、表-7の(3)に相当するのが表-8の(1)である。計算結果によると栈橋の弾性応答比についてみると、栈橋の上部工を連結し杭径を減少させた場合の方が1ブロックで設計しその上部工を連結した場合より小さくなり、更に1ブロック単体で設計した場合と比較しても表-8に示すように、何れの場合もほぼ同様の応答比を示す。しかしながら、コンテナクレーンの弾性応答比に着目してみると表-7の計算結果の方が表-8の場合より小さくで、栈橋の弾性応答比と逆の傾向が出ていることに注目せねばならない。

以上の解析結果から栈橋本体の耐震性を考えてみると、何れも地動加速度の2倍以上がこれに近い応答比を示している。このことは、地動加速度に相当する設計震度を用いて震度法により設計した場合、鋼杭材量の或る

## 大型荷役機械を上載する栈橋の振動性状

部分が塑性領域に入るとは明白であり、弾性応答乃至弾性設計の範囲では議論出来ず、別途開発された弾塑性応答を考慮した解析法<sup>14)</sup>を適用して検討してみる必要があるが、何れにしても工法としては、栈橋各ブロックを水平力に対して連結し、クレーン荷重による地震力を栈橋1バース全体に分散させ、その影響分だけ鋼重を減少せしめる方が経済的であり、かつ在来の方法と同程度の耐震安全度を保ち得るものと判断される。

一方コンテナクレーンについては、何れの場合も可成り高い応答比を示しているが、何分耐震性の見地から検討を加えられた事がこれ迄に無く、全く白紙の状態にあると考えてよい。この問題については後述の振動性状解析の項でも示されている様に、解析結果と実験結果が比較的良好一致することから、今後は解析計算のみによってその振動性状を把握することが出来ると思われるので、早急にクレーンの耐震性の検討を進めねばならないが、栈橋本体等の土木構造物に比べて、非常に高い地震応答値を示している事から、現行のやり方で設計されているクレーンの耐震性には問題が多く含まれている事に留意せねばならない。

### 4.5 コンテナクレーンの振動性状に関する解析<sup>15)</sup>

コンテナクレーンの振動性状を明らかにするには、本実験のように実物振動実験をおこないコンテナクレーンの各点に設置された加速度計などによってその振動性状を知ることができる。しかし、このような振動実験は実験として大規模なものとなり、実験日数、費用の面、栈橋の建設およびコンテナクレーンの製作の時間的余裕あるいはコンテナ栈橋としての共用開始の時間的余裕などいろいろと問題となる点が多い。したがって本節においては本実験をおこなった本牧コンテナ栈橋のコンテナク

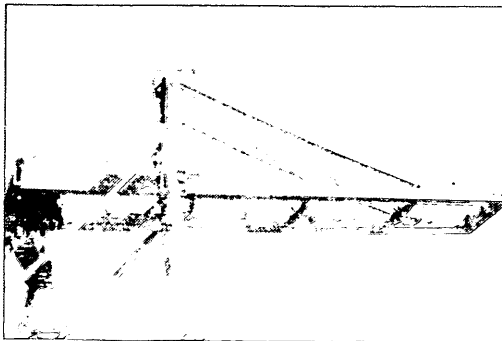


写真-3 コンテナクレーンの前部

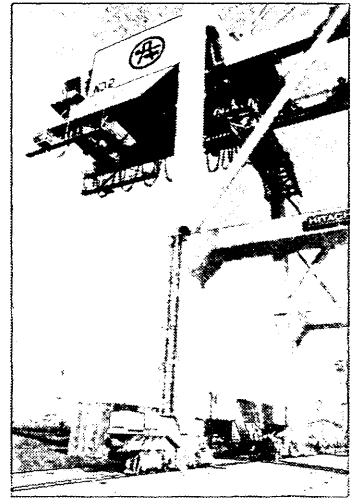


写真-4 コンテナクレーンの後部

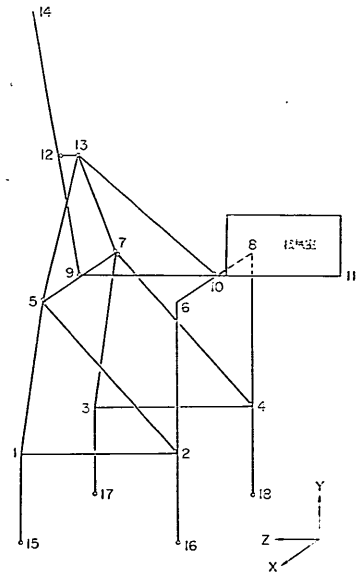


図-45 コンテナクレーン解析用モデル

レーンを対象にコンテナクレーンを立体骨組構造の模型に置き換え、それから実物のコンテナクレーンの振動性状を把握しようとするものである。

本実験において使用したコンテナクレーンの構造は写真-3, 4に示すとおりであるが、これを図-45に示すような18個の節点と24個の部材からなる立体骨組構造の模型に置き換えた。図-45に示すようにコンテナクレーン

は腕が引き上げられた状態のみについて解析をおこなった。実物のコンテナクレーンの各部材の節合点、部材の境界条件などは複雑で図-45に示したように単純にモデル化することは、そのモデルより得られる解析結果が実物のコンテナクレーンの振動性状を忠実に表現するかどうかは問題となってくる。本解析に当っては各部材の表現の仕方および各部材の端部の結合条件をそれぞれ実状に近くなるように表現した。図-45の数字は各節点番号を示している。車輪に相当する節点15~18はすべての方向に回転可能なピン構造である。これはコンテナクレーンの振動実験をおこなう際その車輪はレールに制動をかけているがその固定度合がはっきりしなかったためである。部材2-5, 4-7, 10-13の両端はX軸まわり、すなわち海陸方向のみに回転可能である。また節点11, 14は自由端であり、部材12-13の12端はすべての方向に回転可能で13端はX軸まわりのみに回転可能である。実際には、部材12-13はケーブルによって吊り上げられているが部材12-13をケーブルで代表させることは計算を非常に複雑にさせるのでモデルにおいては断面の小さな鋼管によって連結されているとした。その他の節点はすべて

剛結とした。また、図-45からわかるように部材9-10, 10-11, 9-12, 12-14は2本の部材より構成されているが、

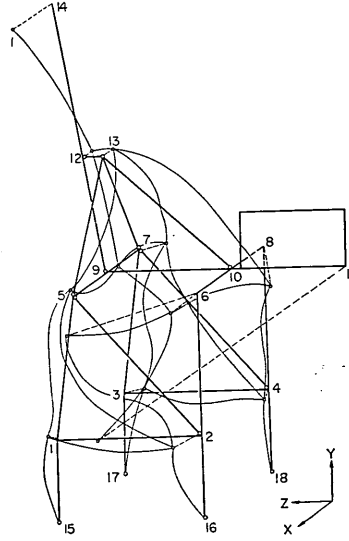


図-46 2次モード

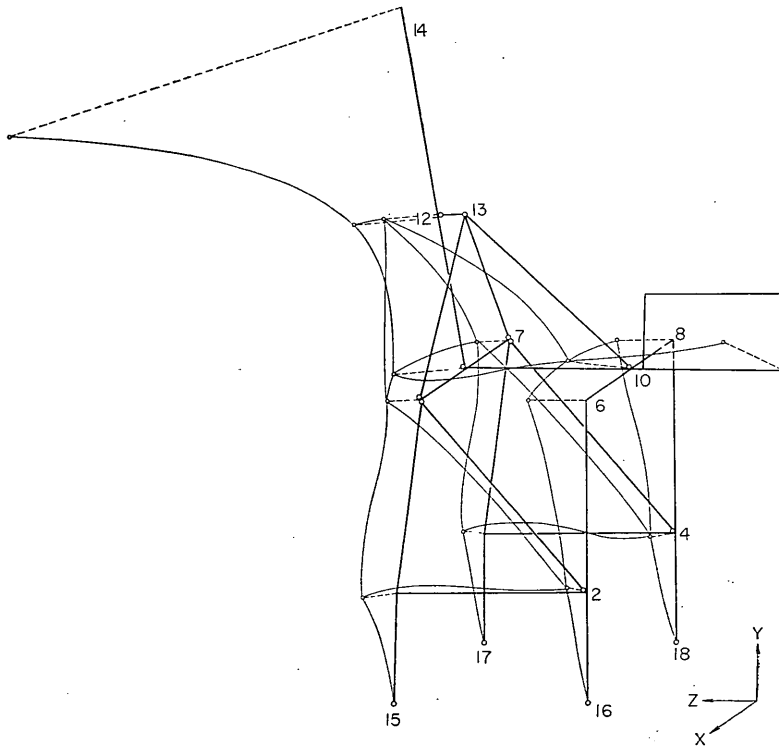


図-47 3次モード

大型荷役機械を上載する棧橋の振動性状

実物においてこれらの部材はせん断変形をほとんど拘束しないとして2本の部材の換算曲げ剛性としては1本の部材の和とした。以上の各部材および部材端の仮定により振動方程式をたてると次のようになる。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [K]\{x\} = 0 \dots\dots\dots(14)$$

ここで  $[M]$  質量マトリックス  
 $[K]$  剛性マトリックス  
 $\{x\}$  節点加速度, 変位ベクトル

質量マトリックス  $[M]$  は慣性効果を考慮した等価質量に置き換えて, また剛性マトリックス  $[K]$  は部材端にかかる部材力として軸力, 曲げモーメント, ねじりモーメントおよびせん断力を考慮して作成した。式(14)より図-45の各次の固有振動数, 固有ベクトルを知ることができる。計算結果として表-9に示した。計算結果によると,

表-9 コンテナクレーン解析結果

モード	1次	2次	3次	4次	5次	6次
振動数(c/s)	0.44	0.65	0.84	1.13	1.33	1.68
周期(秒)	2.29	1.54	1.19	0.89	0.75	0.60
備考	N方向の腕の振動	N方向の機械の振動	T方向の振動	ねじれの振動	T方向の2次振動	上下の振動

1次, 2次モードは共にZ軸まわりすなわち海陸に直角方向の振動であるが, 1次は腕の振動, 2次は機械室の振動であった。3次はX軸まわりすなわち海陸方向の振動であった。4~6次は表に示すとおりである。なお, 2次および3次のモード図を図-46, 図-47に示した。これらの計算結果を3.5, 3.6で説明したコンテナクレーンの振動性状と比較してみると実験で得られた棧橋法線方向の固有周期1.64秒と2次モードおよび海陸方向の固有周期1.15秒と3次モードがかなり良く一致している。図-46に示した2次モードは機械室すなわち部材10-11の振動が非常に大きく, 図-26, 27のSt. 9の実験結果と異なっている。これは前述したようにコンテナクレーンをモデル化する際のいろいろな仮定による影響があらわれてきているのではなからうか。その他, 加振方法および測定点など適当に工夫すれば, 解析結果の他の固有振動との比較も可能であろう。また, 各部材や部材端のモデル化をより適切に表現できると解析結果より実構造物の振動性状を把握することができるであろう。したがって, このような実物の適切なモデル化をおこなうと現在稼動中あるいは将来建設されるコンテナクレーンの耐震性や振動性状を電子計算機によって数値解析でき, 今後の耐震設計にも役立であろう。

5. ま と め

コンテナ埠頭棧橋の建設段階に沿って各種の水平載荷実験や振動実験をおこないコンテナ埠頭棧橋の耐震性に関する基礎的な資料が得られた。これらを要約すると以下のとおりとなる。

- 1) C型地盤の斜面に打ち込まれた杭も港研方式杭の横抵抗計算式を満足することがわかった。
- 2) 地盤横抵抗常数  $k$  値は一方向繰速載荷実験の場合では  $k_c = 5.0 \text{ kg/cm}^2 \cdot \text{s}$  となり, 急速交番載荷実験では  $(k_c)_d = 12.5 \text{ kg/cm}^2 \cdot \text{s}$  となり従来の  $(k_c)_d/k_c = 1.1$  と異なり  $(k_c)_d/k_c = 2.5$  という結果になった。
- 3) 斜面に打ち込まれた杭の損失エネルギー  $\Delta W$  と変位  $Y$  は  $\Delta W \propto Y^{1.95}$  という関係があることがわかった。
- 4) 斜面に打ち込まれた杭の減衰常数  $h$  は急速交番載荷実験および1ブロック加振実験より4~6%であることがわかった。
- 5) 1ブロック単体および棧橋の1次の固有振動数は1.8~2.0Hz, 2.1~2.4Hzとなり棧橋の方が長くなっている。
- 6) 棧橋加振において, 与えた起振外力程度では棧橋は一体に振動することがわかった。実験での応答加速度は25~30galである。
- 7) コンテナクレーンを載荷した状態での棧橋振動では載荷しない棧橋の振動性状と殆んど変化がない。これはクレーンの重量が棧橋全体に分散されるためと考えられる。
- 8) コンテナクレーンの固有振動数  $T$  と減衰常数  $h$  については, 棧橋方向では  $T = 0.61$  秒,  $h = 4\%$ , 海陸方向では  $T = 0.87$  秒,  $h = 1\%$  であることがわかった。また, クレーンを立体構造にモデル化し, 電子計算機で固有振動数などを計算することが可能となった。
- 9) 現行の設計法による1ブロック単体の弾性地震応答と実験結果のような棧橋各ブロックを結合した状態の弾性地震応答を比較すると入力地震波最大加速度に対する棧橋およびコンテナクレーンの応答比は共に棧橋全体の方が大きくなる。ただし, 棧橋の設計条件を変更し鋼杭の径を小さくすると棧橋については従来の応答比より小さくなり棧橋については経済的, 耐震的になるがクレーンの応答比は更に大きくなる傾向がある。コンテナクレーンのような大型荷役機械の耐震問題は全く未解明の分野であるの

で、早急に耐震上の見地から検討が加えられるべきである。

近年、日本の各地において建設されているコンテナ埠頭棧橋は地震に対してどのような影響を受けるのか不明な点が多いが、今回実施した一連の現場実験によりその基礎的な資料は得られた。ここで、4.4で得られたような結果に対しては、計算過程に含まれる誤差や限られた地震波におけるものであるから、更に今回のような現場実験による問題解決に必要な基礎資料の蒐集をおこなったり、より正確な動的応答計算手法の確立を急がねばならぬであろう。これらの資料より今後のコンテナ棧橋の耐震的かつ経済的な設計法を確立していかねばならぬ。

最近、日本の各地に建設されているシーバースも大型荷役機械を上載した大型荷揚設備で杭式構造物が殆んどである。この種の構造物もコンテナ棧橋同様に耐震工学的に不明な問題点が多く解決を急ぐもので当研究所においてもその作業が進められている。

(1973年4月11日受付)

#### 謝 辞

本研究は京浜外貿埠頭公団との共同研究として実施したものであり、本報告をとりまとめるに際して同公団関係者に謝意を表したい。また現地実験の実施に当り、新日本製鉄相模原研究所の宮島信雄、山田進一郎両氏の協力を得た。コンテナクレーンの振動解析に協力を得た日本工営株式会社の関係者と共に併せて謝意を表する。

#### 参 考 文 献

1) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法，港湾技術研究所報告，Vol.2, No.3, 1964

- 2) 鈴木敦己，久保浩一，田中芳夫：斜面における鉛直単杭の横抵抗，港湾技術研究所報告，Vol.5, No.2, 1966
- 3) 林聡他：静的および動的荷重に対する鋼杭の水平抵抗，3rd WCEE, pp. II-146~167, 1965
- 4) 山本隆一他：鋼杭棧橋の振動性状に関する研究，港湾技術研究所研究発表会，pp.92~100, 1964
- 5) 林聡他：清水港における模型鋼杭棧橋の振動実験，港湾技術研究所研究発表会，pp.107~116, 1965
- 6) 山本隆一他：鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究，港湾技術研究所報告，Vol.9, No.1, pp.179~228, 1970
- 7) 前出文献 6) p.194
- 8) 田治見宏：建築振動学，コロナ社，pp.27~29, 1968
- 9) 前出文献 6) pp.187~188
- 10) 前出文献 5)
- 11) 金多潔他：土木建築耐震設計施工，朝倉書店，pp.304~305, 1968
- 12) 林聡他：各種地盤における平均応答スペクトル，日米天然会議耐風耐震構造専門部会第3回合同部会，1971
- 13) 前出文献 6)
- 14) 前出文献 6)，又は  
林聡他：鋼グイ構造物の非弾性応答と耐震性，土と基礎，Vol.20, No.7, pp.25~29, 1972
- 15) 日本工営株式会社：コンテナクレーン振動性状解析，1970