

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 9

NO. 1

MAR. 1970

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第9巻 第1号 (Vol. 9, No. 1), 1970年3月 (March 1970)

目 次 (CONTENTS)

1. 組グイの水平抵抗に関する実験的研究
..... 沢口正俊 3
(Experimental Investigation on the Horizontal Resistance of Coupled Piles
..... Masatoshi SAWAGUCHI)
2. 港湾埋没に関する移動床模型の再現性—鹿島港模型実験の場合—
..... 佐藤昭二・田中則男・入江功・平原淳次 71
(Similitude of the model Test on Harbour-Shoaling in Movable Bed
—The Case of the model Test of Kashima Port—
..... Shoji SATO, Norio TANAKA, Isao IRIE, Junji HIRAHARA)
3. 水平全方向流速計の試作について (第1報)
..... 柴山煒彦・須藤茂 125
(A New Current-Meters of All-Direction-Type (1st Report)
..... Akihiko SHIBAYAMA, Shigeru SUDO)
4. 定置式波向計 (抵抗歪線型) の開発
..... 高橋智晴・鈴木禧実・佐々木弘 151
(On the Development of A New wave Direction meter
..... Tomoharu TAKAHASHI, Yoshimi SUZUKI, Hiroshi SASAKI)
5. 鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究
..... 山本隆一・林聰・土田肇・山下生比古・小蔵紘一郎 179
(Evaluation of Seismic Stability of Trestle Type Pier with Vertical Steel Piles
..... Ryuichi YAMAMOTO, Satoshi HAYASHI,
Hajime TSUCHIDA, Ikuhiko YAMASHITA, Koichiro OGURA)

6. ふ頭エプロンの荷役活動と面積に関する研究
.....工藤和男・高力健次郎・久保重美..... 229
(Studies on Area of Wharf Apron and Related Cargo Handling Activities
.....Kazuo KUDO, Kenjiro KOHRIKI, Shigemi KUBO)
7. 軟底質における超音波の反射透過特性—フライアッシュ底質における室内実験—
.....木原純孝..... 275
(Reflection and Transmission Characteristics of Ultrasonic Wave in Soft Mud Layer
—An Experiment on Fly-Ash mud Sediment—
.....Sumitaka KIHARA)
8. 捨石均し機の開発
.....小岩苔生・大平勝・平山勇・白鳥保夫..... 307
(Development of a Leveling Equipment for Rubble Mounds
.....Taisei KOIWA, Katsu OHIRA, Isamu HIRAYAMA, Yashuo SHIRATORI)

5. 鋼直杭栈橋の耐震性に関する研究

山 本 隆 一*・林 聡**・土 田 肇***
山 下 生比古****・小 蔵 紘一郎*****

要 旨

鋼直杭栈橋は他の岸壁形式の港湾構造物とは異り、非常に可撓性に富んでいるから、他の構造のものと同じように震度法で耐震設計を行なうことには疑問が持たれる。

本論文では、まず鋼杭の塑性領域も含めて栈橋の特性を実験的に調べ、栈橋は一自由度の振動模型で置き換え得ること、復元力特性は P. C. Jennings が提案した一般的な履歴性復元力の表示式で説明し得ることを確かめた。次いで、この振動模型につき El Centro (1940)、清水 (1965)、釧路 (1965) の三つの地震を入力として応答計算を行ない、結果を一枚の図にまとめた。この図を用いると栈橋の地震応答変位が容易に求められる。同時に、いわゆる ductility factor がこの問題の安全率として適当なものであることを述べた。なお、既成の栈橋9例に上述の方法を適用し、現行の設計法との比較も行なった。

* 所長

** 構造部長

*** 構造部 耐震構造研究室長

**** 構造部 構造解析主任研究官

***** 第四港湾建設局 小倉調査設計事務所

5. Evaluation of Seismic Stability of Trestle Type Pier with Vertical Steel Piles

Ryuichi YAMAMOTO* · Satoshi HAYASHI** · Hajime TSUCHIDA*** ·

Ikuhiko YAMASHITA**** · Koichiro OGURA*****

Synopsis

Among various harbour structures, a trestle type pier with vertical steel piles is unique in respect that it is very flexible. Hence, it seems inadequate to design it by the seismic coefficient method which could be applied to other types of harbour structures.

In the present paper, first the characteristics of a pier both in its elastic and plastic ranges are investigated experimentally and the results are summarized into following two items: 1. dynamic properties of a pier can be described by that of a one degree-of-freedom system, 2. restoring force can be approximated by the family of smooth hysteretic curves proposed by P. C. Jennings. Then the earthquake responses of the above mentioned model are computed for three earthquakes: El Centro (1940), Shimizu (1965) and Kushiro (1965). Final results are arranged into one chart by which the earthquake response of a pier can be easily evaluated. Finally, the ductility factor of a pier is suggested as a safety factor in the proposed method. The new method is actually applied to nine working piers, and the comparison between the seismic coefficient method and the new method is also included.

* Director, Dr. Eng.

** Head, Structures Division, Dr. Eng.

*** Chief, Earthquake Resistant Structure Laboratory, Structures Division

**** Senior Research Engineer, Structures Division

***** Member, Kokura Design and Investigation Office, Fourth District Port Construction Bureau

目 次

1. はじめに	183
2. 現行設計法とこれまでの研究	183
2.1 現在用いられている直杭栈橋の設計法	183
(1) 設計の手順	183
(2) 地震力	184
(3) 仮想地表面	184
(4) 仮想固定点	184
(5) 許容応力	185
(6) 構造計算	185
(7) 杭の根入れ	186
2.2 杭の横抵抗に関するこれまでの研究	186
(1) 杭の静的横抵抗に関する研究	186
(2) 杭の動的横抵抗に関する研究	187
3. 直杭栈橋の復元力特性と極限変位	187
3.1 復元力および極限変位を求めるための基本的な考え方	187
(1) 杭に働く曲げモーメントと杭の応力	187
(2) 杭頭の固定条件	187
(3) 水平力に対する杭の極限強さ	188
(4) 傾斜した海底面に打ち込まれた杭	189
(5) 栈橋の極限変位	190
(6) 杭に働く軸力の影響	190
(7) 動荷重に対する地盤常数	191
3.2 計算による復元力特性および極限変位と実測値との比較	191
3.3 横栈橋の復元力特性および極限変位	193
3.4 直杭栈橋の履歴復元力特性	195
(1) 履歴復元力特性の数式表示	195
(2) 直杭栈橋に対する α と r	197
4. 直杭栈橋の地震応答計算	200
4.1 振動系	200
4.2 直杭栈橋の定常応答	201
4.3 直杭栈橋の地震応答	202
(1) 計算方法	202
(2) 地震記録	202
(3) 応答計算	208
4.4 最大応答変位	208
(1) 変数の整理	208
(2) 最大応答変位の計算	210
4.5 一般化された最大応答変位	213
5. 直杭栈橋の耐震性	214
5.1 実在栈橋の最大応答変位と極限変位	214
5.2 安全率	217
(1) 何を安全率とするか	217
(2) 降伏応力	217
(3) 極限変位の推定	217
5.3 現行設計法で設計された鋼直杭栈橋の耐震性	218
引用文献	219

1. はじめに

戦後、我が国の鉄鋼生産量は著しい伸びを見せ、それともななって各種の鋼材が土木工事に使われるようになった。港湾工事においても、電気防食法などの鋼材腐食防止工法の研究開発が進むにつれて、鋼矢板、鋼杭が大量に使用されるようになった。特に、鉄加工技術の進歩により、H鋼杭や大断面の鋼管杭が製造されるようになったので、これ等を直杭として用い、斜杭のない、いわゆる直杭棧橋が登場することになった。もちろん、直杭棧橋という思想は古くから港湾技術者の頭の中にあっただと思われるが、適当な材料がなかったため脚光をあびるにいたらなかったであろう。しかし、前述のごとく大きな断面係数の鋼杭が製造されるようになったので、これを大型けい船岸に適用できるようになった。

直杭棧橋は鋼杭を鉛直に打ちこみ、上部にコンクリート床版を打設すればよい。したがって、施工が非常に簡単である。例えば、重力式けい船岸のように、ケーソンヤードあるいはブロックヤードを必要とせず、大型のクレーンも必要としない。また、矢板岸壁と比べると、直杭棧橋ではアンカーがないので工事の及ぶ範囲が小さい。さらに鋼杭は簡単に入手でき、施工も短期間に簡単に行なえる。直杭棧橋はその他色々な長所を有し、経済性の高い構造形式と云える。そのため、歴史が浅いにもかかわらず、現在までに運輸省港湾建設局の直轄工事として施工されたものでも十数ヶ所に達し、他に地方公共団体等で施工したものもある。その主なもので、設計で考慮した地震力が船舶衝撃力よりも大きいものの標準断面および土質条件を付録に示してある。

これらの直杭棧橋はすべて震度法にもとずいて設計されている。それは、他のすべての港湾構造物の耐震設計が震度法にもとずいて行なわれてきたということ、および動的解析にもとずいた設計法の思想が非常に新しく実際の設計に応用できるほど定式化されていなかったという事情による。しかし、直杭棧橋の構造を眺めれば直ちにわかるように、これは他種の港湾構造物に比し、著るしく撓みやすい構造物である。直杭棧橋を地中部に固定点を有するラーメンと仮定してその固有周期の概略値を推定すると0.8~1.0秒程度となる。したがって、直杭棧橋については、震度法ではなく、地震応答を考慮した動的解析の手法によりその耐震性を検討しておくべきである。ことに、直杭棧橋は歴史が浅く、建設後、大きな地震をうけた例がないので、経験的にその設計法の妥当

なことを立証する機会がない。他方、施工の容易さ、経済性により今後もどんどん直杭棧橋が建設されるであろう。したがって、動的解析にもとずいた直杭棧橋の耐震性の検討は早急に行なわれねばならない。

以上の事情にもとずき、本論文では現段階での最善を尽して、動的解析により直杭棧橋の耐震性を判定するための手法を導き、それにより現行の震度法にもとずいて設計された直杭棧橋の耐震性を検討することにした。

幸にも、港湾技術研究所において実施してきた杭の横抵抗に関する研究により、水平荷重に対する杭の挙動も明らかになってきた。また、港湾技術研究所が中心となって実施している港湾地域強震観測によって、地震の記録も集まりつつある。更には、電子計算機の普及により従来不可能と思われていた計算が可能となった。このような情勢も、この研究の成立を大きく助けている。

2. 現行設計法とこれまでの研究

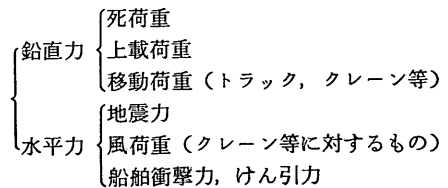
2.1 現在用いられている直杭棧橋の設計法

現在一般に行なわれている直杭棧橋の設計法の概要を、耐震設計法に関する部分を中心として説明する。現在行なわれている設計法としては「港湾構造物設計基準」に示されているものを取り上げた。

(1) 設計の手順

直杭棧橋の設計は大体次の手順で行なわれる。途中で不都合が生ずれば、初めの部分にもどって修正や計算のやり直しを行う。

- ① 設計条件の決定
- ② 杭の配置、上部工諸元の仮定
- ③ 土留部の安定計算（横棧橋の場合）
- ④ 設計荷重の計算（常時、異常時）



- ⑤ 海底地盤条件の決定
（法勾配、仮想海底面、地盤常数）
- ⑥ 杭に作用する鉛直力、水平力、曲げモーメントの計算
- ⑦ 杭断面の応力の検討
- ⑧ 杭の根入長の計算
- ⑨ 棧橋のたわみの検討

- ⑩ 栈橋上部工および揚圧力に対する安定の検討
 - ⑪ 斜面安定に対する検討
 - ⑫ 数量計算, 工費概算
 - ⑬ 土留工, 上部工および渡版等の細部設計
 - ⑭ 設計図面
- (2) 地震力

地震力は死荷重および積載荷重と設計震度との積とし、水平方向に作用するものとする。活荷重に関しては、軌条走行式クレーン荷重で、それにかかる地震力が構造物に影響を与えるもののみを考慮する。地震時における積載荷重は、設計条件で考慮した地震が将来発生する時点での積載荷重の存否状態を十分予測して責任技術者が決めることになっている。鉱石ふ頭や石炭ふ頭などの場合は、地震時の積載荷重は常時のそれと同じとすることがのぞましいとされている。一般のけい船岸においては、地震時の積載荷重は常時の1/2をとることが多い。

設計震度は、地域別、地盤種別、構造物の重要度を考慮して次のように定める。

設計震度 = 地域別震度 × 地盤種別係数 × 重要度係数

ただし、設計震度は水平震度のみを考慮し、小数点以下2ケタとし、2ケタ目は2捨3入、または7捨8入し、0または5とする。地域別震度は表-2・1に、また地盤種別係数は表-2・2による。重要度係数は、構造物の破壊が周辺の市民生活に及ぼす影響、構造物の破壊による機能の喪失が周辺都市の震災復興に与える影響、構造物の復旧に要する経費と期間等を考慮して定めるものとし、

表-2・1 地域別震度

第1地区	北海道（根室，釧路，十勝） 関東（千葉，東京，神奈川） 中部（静岡，愛知） 近畿	0.15
第2地区	北海道（日高，石狩，胆振，後志，渡島，留萌） 東北 関東（茨城） 中部（新潟，富山，石川，福井） 四国 中国（鳥取，岡山，広島）	0.10
第3地区	北海道（宗谷，網走） 中国（島根，山口） 九州	0.05

表-2・2(a) 地盤種別係数

地盤種別	第1種地盤	第2種地盤	第3種地盤
係 数	0.8	1.0	1.2

表-2・2(b) 地盤種別

第4紀層の厚	砂レキ層	一般の砂，粘土地盤	軟弱地盤
5 m以下	第1種	第1種	第2種
5～25m	第1種	第2種	第3種
25m以下	第2種	第3種	第3種

その値の範囲は0.5～1.5とする。

(3) 仮想地表面

現在、直杭栈橋の解法に使用されている杭の横抵抗の計算法は水平な地表面に関するものである。したがって、横栈橋のように斜面に打ち込まれた杭の横抵抗を計算する場合は何らかの補正をしなければならない。現行設計法では便宜上、次のようにしている。

斜面が相当急な場合、各杭の計算上の地表面（これを仮想地表面と云う）を各杭の軸線上の位置で前面水深と実斜面との1/2の高さにとる。図-2・1参照。

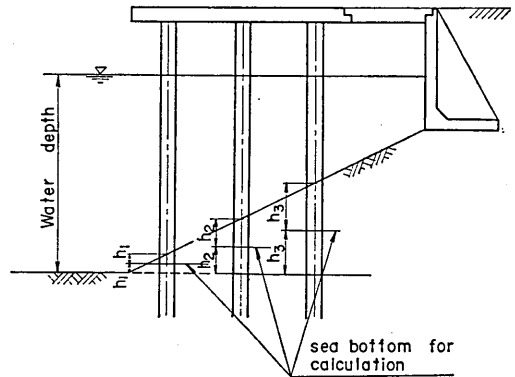


図-2・1 仮想地表面

(4) 仮想固定点

直杭栈橋の構造計算では、栈橋を下端固定の門型ラーメン構造と考えるのが普通である。水平力を受ける杭は海底面あるいは仮想海底面でも水平方向変位を有するので門型ラーメンの固定点は杭のたわみを考慮して定めねばならない。この門型ラーメン構造におきかえたときの固定点を仮想固定点と呼ぶ。仮想固定点は、ラーメン構

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

造として計算したときの杭頭反力および杭頭モーメントが Chang の方法¹⁾ で求めた杭頭反力と杭頭曲げモーメントと等しくなるように定める。この場合、杭の仮想固定点は仮想地表面下 $\frac{1}{\beta}$ にある。ただし β は次式の通り。

$$\beta = \sqrt{\frac{K_h \cdot B}{4EI}} \quad (2 \cdot 1)$$

ここに K_h : 横方向地盤反力係数
 B : 杭の直径または巾
 EI : 杭の曲げ剛性

横方向地盤反力係数 K_h は杭の横方向載荷試験により定めるのを原則とするが、実測が困難なときは次式による。

$$K_h = 0.15N \quad (\text{kg/cm}^3) \quad (2 \cdot 2)$$

ここに N : 地盤の $\frac{1}{\beta}$ 近辺までの N 値

(5) 許容応力

鋼杭の容応力は表-2・3に示すとおりである。地震時荷重に対しては同表の値を 1.5 倍してよいことになっている。

表-2・3 鋼グイ材の許容応力度

鋼グイ材の許容応力度 (単位 kg/cm ²)			
種 類	STK41, SS41 および SM41A	SS50	SM50A
1. 軸方向引張応力度 (純断面積につき)	1,400	1,700	1,900
2. 軸方向圧縮応力度 (純断面積につき) l: 部材の座屈長さ(cm) r: 断面 2 次半径(cm)	$0 < l/r \leq 110$ $1,300 - 0.06(l/r)^2$ $l/r > 110$ $7,200,000/(l/r)^2$	$0 < l/r \leq 100$ $1,600 - 0.09(l/r)^2$ $l/r > 100$ $7,200,000/(l/r)^2$	$0 < l/r \leq 90$ $1,800 - 0.11(l/r)^2$ $l/r > 90$ $7,200,000/(l/r)^2$
3. 曲 げ 応 力 度	1,300	1,600	1,800
4. セ ン 断 応 力 度	800	1,000	1,100
5. 軸方向圧縮力および曲げモーメントを受ける場合には次の検算を行なう。X軸のまわりの座屈に対して			
$\frac{P}{A_g} + \frac{M}{I} Y_c \frac{\sigma_{ca1}}{\sigma_{ba}} \leq \sigma_{ca1}$			
Y軸のまわりの座屈に対して			
$\frac{P}{A_g} + \frac{M}{I} Y_c \leq \sigma_{ca2}$			

記号は次の通りである。

P : その断面に作用する軸方向圧縮力(kg)

M : その断面に作用する曲げモーメント(kg-cm)

A_g : 部材の総断面積(m²)

I : 部材総断面の中立軸のまわりの断面二次モーメント(cm⁴)

Y_c : 中立軸から圧縮縁までの距離(cm)

σ_{ca1} : 中立軸のまわりの断面二次半径を用いた許容軸方向圧縮応力度(kg/cm²)

σ_{ca2} : 中立軸に直交する軸のまわりの断面二次半径を用いた許容軸方向圧縮応力度(kg/cm²)

σ_{ba} : 曲げ応力度(kg/cm²)

(6) 構造計算

これまでの説明で明らかのように、直杭棧橋の構造計算は棧橋を杭として計算したときの杭頭反力および杭頭曲げモーメントに等しい節点反力および節点モーメント

が生ずる門型ラーメンに置き換えて行なう。したがって、仮想固定点が定まれば、普通のラーメン構造の計算となるのでこれ以上の説明を要しないであろう。

地震荷重と船舶の衝撃力は同時には考えない。したが

って、設計震度の小さい直杭棧橋では、船舶衝撃力に対して抵抗できるように断面を定めれば、地震荷重にも安全となるのが普通である。室蘭、門司港、博多港などに建設された直杭棧橋は、地震荷重よりも船舶衝撃力が棧橋の横抵抗に支配的であったものの例である。

(7) 杭の根入れ

直杭棧橋をラーメン構造に置き換えて計算すれば、ラーメンとしての計算からは杭の根入れ長が定まらない。杭が十分な横抵抗を発揮するためには仮想地表面下に $3/\beta$ 以上の根入れを必要とし、最悪の場合でも $2/\beta$ 以上としなければならない。

2.2 杭の横抵抗に関するこれまでの研究

直杭棧橋の耐震設計では地震力に対する杭の重要な鍵となる。そこで杭の横抵抗に関する研究のうち、この研究に関係の深いものについて簡単な展望を行なう。

(1) 杭の静的横抵抗に関する研究

杭の静的横抵抗とは、杭に静的な水平力が作用したときの杭の反力や変位変形に関する問題を云う。この場合杭頭の条件としては、杭の頭部は自由端で撓み角が自由に変わりうるものと、棧橋床版などで固定されていて、撓み角が変化できないものの、2条件を考えるのが普通である。(図-2・2)

前者を頭部自由杭、後者を頭部固定杭と呼ぶ。杭の横抵抗の問題の解法で今日用いられているもので最も古典的なものはEngelの方法と云われているものである。これは杭の横抵抗よりはウエルのような構造物の横抵抗の計算に用いられている。ウエルのような構造物が土中で受ける水平力を2次放物線と仮定すると理論と実際とが比較的良好に一致することにもとづいている。物部は、これを地震力の影響を加味できるように改良した。これが今日Engelの方法あるいは物部の方法と呼ばれているものである。内容については他に詳しい解説²⁾があるので、ここでは省略する。港湾関係では、この方法を杭の横抵抗に適用することはほとんどない。

現在、杭の横抵抗の問題を解くには杭の弾性方程式から出発するのが普通である。図-2・2に示すような場合についての杭の弾性方程式は次のようになる。

地上部分

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = 0 \quad (2 \cdot 3)$$

地中部分

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + pB = 0 \quad (2 \cdot 4)$$

ここに x : 地表面からの鉛直方向距離

y : 深さ x における杭の水平方向変位

EI : 杭の曲げ剛性

B : 杭巾

p : 単位面積当りの杭面反力

上記の2式を連立微分方程式として解くことにより、杭の横抵抗の検討に必要な杭頭変位、杭頭反力、曲げモーメント、せん断力などを求めることができる。杭面反力は、深さ、杭の撓み、杭の曲げ剛性、土の性質などにより定まると考えられ、種々の公式が提案されており、それによって色々な杭の横抵抗の計算法が導かれている。

Chang は次のような杭面反力を提案した³⁾。

$$p = Es y \quad (2 \cdot 5)$$

ここに p : 杭面反力

y : 杭面反力を求めようとする点での杭の水平変位

Es : 土の性質により定まる常数

杭面反力を式(2・5)のように考えると式(2・3)、(2・4)を比較的簡単に解くことができ、実際の杭の横抵抗の問題をかなり説明できる。この方法は次に説明する久保の方法と共に港湾構造物の設計に広く用いられている。

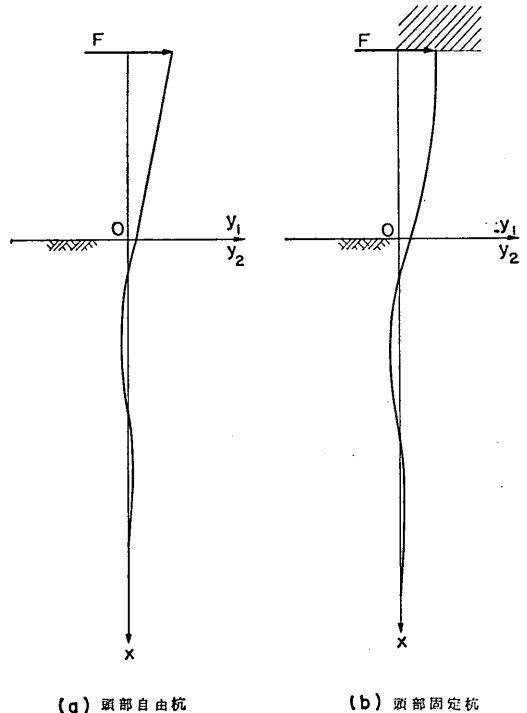


図-2・2 水平力を受ける杭

久保、及び著者の一人林は模型杭および原型杭の横抵抗の実験結果にもとずいて、杭面反力を次のようにとることを提案した^{4)~7)}。

S型地盤（地盤のうち杭の横抵抗に影響を及ぼす部分で標準貫入試験値が深さにはほぼ比例して増加する場合）

$$p = Ks \cdot x \cdot y^{0.5} \quad (2 \cdot 6)$$

ここに Ks : S型地盤の地盤常数

C型地盤（地盤のうち杭の横抵抗に影響を及ぼす部分で標準貫入試験値が深さに関係なくほぼ一定の値である場合）

$$p = Kc \cdot y^{0.5} \quad (2 \cdot 7)$$

ここに Kc : C型地盤の地盤常数

地盤反力を式(2・6)のように置くと、式(2・3)、(2・4)を解析的に解くことが非常に難しい。久保はこれを解かず実験結果および原型杭と模型杭との相似法則により、杭の横抵抗を求めることができるようにした。

他にも種々の提案があるが、本論文と直接の関係はないので説明は省略する。

(2) 杭の動的横抵抗に関する研究

動的水平力に対する杭の横抵抗に関しては、著者らによって原型杭による大規模な実験が行なわれている。^{8)~10)} これらの実験では、直杭の水平載荷試験（静的な載荷試験ではあるが、載荷速度を変えて行なっている）、杭頭部におもりを取付けて杭を自由振動させる試験、杭頭部に起振機を取付けて動的水平力を作用させる試験などを行なっている。これ等の実験結果と先に説明した久保の研究とを総合して動的水平力に対する杭の挙動を明らかにした。杭にその作用方向が交互に変化する水平力が動的に作用するとき、杭の変位と作用した力の関係は履歴特性を有するものとなるが、その履歴曲線の骨格は久保の方法と同じ考え方で推定できることがこの研究により明らかにされた。ただし、動的荷重に対しては土の地盤常数が見掛け上約10%大きくなる。また、動的水平力に対する杭の挙動は、杭頭部の質量が大きく、杭の頭部変位がさほど大きくない範囲では、履歴復元力特性をもつ、一自由度系の振動として説明できることも明らかにされた。

3. 直杭棧橋の復元力特性と極限変位

3.1 復元力および極限変位を求めるための基本的な考え方

動的解析をもとに直杭棧橋の耐震性を判定するには、棧橋に作用する水平力と水平変位との関係、すなわち復

元力特性が明らかでなければならない。また、地震時における棧橋の安全度を、棧橋の最大地震応答変位と棧橋が安定を保ちうる最大変位（これを棧橋の極限変位と呼ぶ）との比較により判定しようとするならば、棧橋の極限変位を推定する方法が必要となる。ここでは、復元力特性や極限変位を求めるための基本的な考え方を示す。

(1) 杭に働く曲げモーメントと杭の応力

曲げを受ける杭の応力は、曲げモーメントが小さく断面内のすべての応力が降伏応力以下のときは図-3・1(a)のように直線的な分布をする。曲げモーメントが増加すると杭の断面の応力も大きくなり、遂には縁応力が降伏点 σ_y に達する（図-3・1(b)）。この時の曲げモーメントを降伏モーメントを降伏モーメント (M_y) とする。さらに曲げモーメントが増加しても断面内の応力は降伏応力よりも大きくなることはなく、図-3・1(c)のように応力が降伏点に達した部分が拡がる。さらに曲げモーメントが増すと、図-3・1(d)のように杭の断面全体が降伏点に達し、その断面は塑性ヒンジとなる。この時の曲げモーメントを塑性モーメント (M_p) と呼ぶ。杭に塑性モーメント以上の曲げモーメントが作用しようすると塑性変形がどんどん生ずる。したがって杭が抵抗できる最大の曲げモーメントは塑性モーメントである。

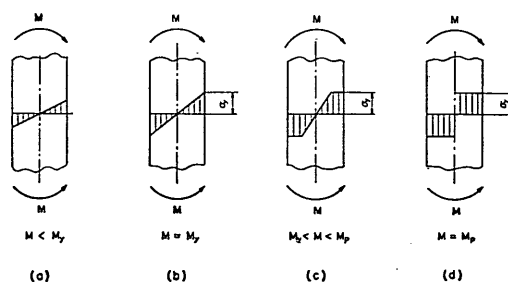


図-3・1 杭に働く曲げモーメントと断面応力

(2) 杭頭の固定条件

棧橋の床版は鉄筋コンクリートで作られ、杭に比べて非常に剛性が高い。たとえば、門司港に建設された直杭棧橋では床版の剛度は最も剛性の大きい杭の剛度の12.5倍¹⁰⁾に、また横浜港山下杭頭第7バースでは45倍¹⁷⁾になっている。したがって、棧橋が水平力を受けたときの杭の撓みの傾向は杭頭の曲げモーメントが降伏モーメントに達するまでは図-3・2のようになる。それ故、この場合

には直杭棧橋を構成する杭は頭部固定杭と考えてよい。しかし、杭頭の曲げモーメントが降伏モーメントを超えると、杭に作用する曲げモーメントと杭の撓みの曲率との間の比例関係がくずれる(図-3・3実太線)。このような過渡的な領域は解析が非常に複雑となるので、本論文では図-3・3太点線のように、杭頭のモーメントが塑性モーメントに達するまでは杭の撓みの曲率と曲げモーメントの間に比例関係が存在するものとする。この場合には、直杭棧橋を構成する杭は頭部の曲げモーメントが塑性モーメントに達するまでは杭頭固定としてよい。

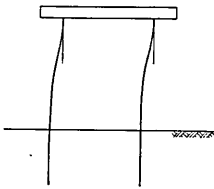


図-3・2 直杭棧橋を構成する杭の撓み

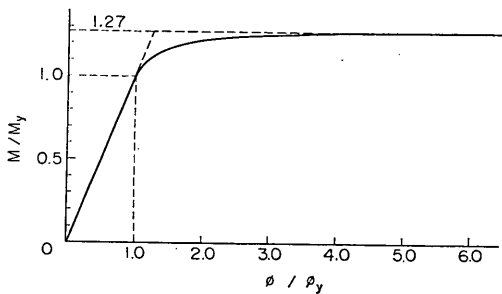


図-3・3 薄肉鋼管に働く曲げモーメントと曲率

(3) 水平力に対する杭の極限強さ

図-3・4のような頭部固定の杭に水平力が作用すると杭頭に最大モーメントが生ずることは久保の研究により明らかである。水平力が徐々に大きくなると、それにつれて杭頭のモーメントも大きくなり、塑性モーメントに達する。このとき杭頭では断面の応力全体が降伏点に達している。しかし、鋼材の引張り試験の結果から明らかのように、鋼材が降伏点に達しても直ちに破断には至らず、その後相当の変形に耐える。このことを頭部固定の杭にあてはめて、杭の極限強さを考えると次のようになる。杭に或る大きさの水平力が作用して杭頭における曲げモーメントが塑性モーメントに達し、杭頭に塑性ヒンジが発生したとする。水平力がさらに増した場合、杭頭は塑性

ヒンジとなっているから杭頭の曲げモーメントは塑性モーメント以上にはならないが、地中部における杭の曲げモーメントが増加して水平力に抵抗する。さらに水平力を増していくと、地中部における最大曲げモーメントが塑性モーメントに達し、そこに塑性ヒンジが発生する、頭部と地中部の2ヶ所に塑性ヒンジの発生した杭は、周囲の土がある程度の支えになっていることを除いて考えれば、非常に不安定で自立はほとんど不可能である。したがって、頭部固定杭ができる最大の水平力は、杭頭と地中部に塑性ヒンジを発生させる水平力としてよく、本論文ではこれを頭部固定杭の極限強さとする。

頭部固定杭の極限強さは次のようにして計算する。まず杭を頭部固定の杭として考え、杭頭に丁度塑性ヒンジが発生するときの水平力 F_1 と地中部の最大曲げモーメント M_{max1} を求める。地中部で塑性ヒンジが発生するまでを考えると M_p と M_{max1} の差だけ地中部の最大曲げモーメントが増加できる。(図-3・4(b))。一方、杭頭ではすでに塑性ヒンジが発生しているから、これ以上の水平力の増加に対しては杭頭が床版とヒンジ結合された杭と同じような挙動を示すであろう。それ故水平力のうち F_1 を超える部分は杭頭自由の杭として考え、杭頭自由の杭で最大曲げモーメントが $M_{max} = M_p - M_{max1}$ となる水平力 F_2 を求める(図-3・4(c))。以上の結果を総合して、杭頭に $F_1 + F_2$ の水平力が作用したとき、杭頭と地中部の最大モーメントが塑性モーメントに達しているとする(図-3・4(d))。したがって、この杭の極限強さは $F_1 + F_2$ となる。

上記の考え方は多少問題となる点を含んでいる。第1に M_{max1} と M_{max} の和が M_p に達したときに地中部で塑性ヒンジが発生するには、 M_{max1} と M_{max} が地中部の同じ深さで発生しなければならない。最大曲げモーメントの発生する深さは久保の方法では現在のところ求めることができないので正確な検討はできない。しかし、頭部固定杭と頭部自由杭で最大曲げモーメントが発生する深さが異なっても、それによる誤差は安全側のものである。次に杭頭に塑性ヒンジが発生してからの杭を頭部自由杭として解いて F_2 を求め、これと F_1 の和をもって杭の極限強さとしていることも検討を要する。このような重ね合わせは線型の系については許されるが、杭の復元力特性は非線型であるから厳密にはこのような操作は許されない。この点に関しては、初期変位のある頭部自由の杭として取扱うとか、杭頭に一定のモーメント (M_p) の作用する頭部自由の杭として杭の弾

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

性方程式を解くなどの方法が考えられた。しかし、上記のような重ね合わせを用いて求めた棧橋の復元特性が後に説明するように、清水港における実験結果と工学上充

分の精度で一致したので、実用上問題はないと考え、前記の考え方を採用した。

(4) 傾斜した海底面に打ち込まれた杭

突堤形式の直杭棧橋(図-3・5)では、杭が打ち込まれている地盤の海底面はほぼ水平であるが、横棧橋形式の直杭棧橋(図-3・6)では海底面が傾斜している。この場合、厳密には杭が陸側に変位するときと海側に変位するときとは同じ変位量でも杭の反力は異なる。しかし本論文では、傾斜した海底面に打ち込まれた杭は、近似的に杭と実際の海底面との交点を通る水平線が計算における海底面として、その横抵抗を計算した。このような近似による誤差については後に示すように検討を行なった。

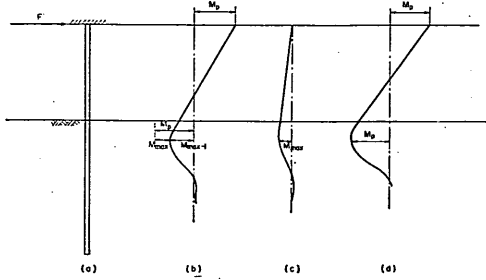
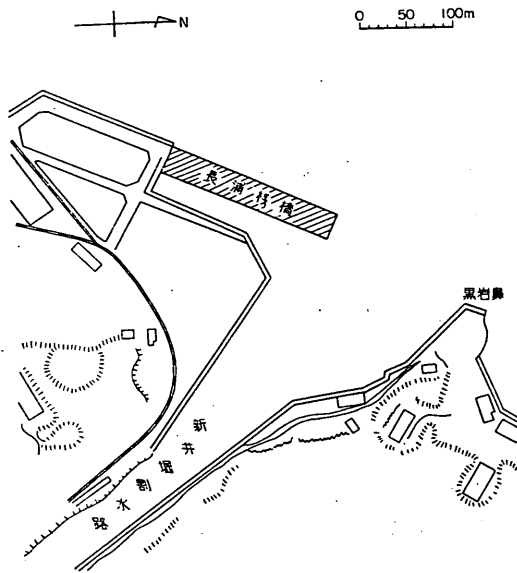
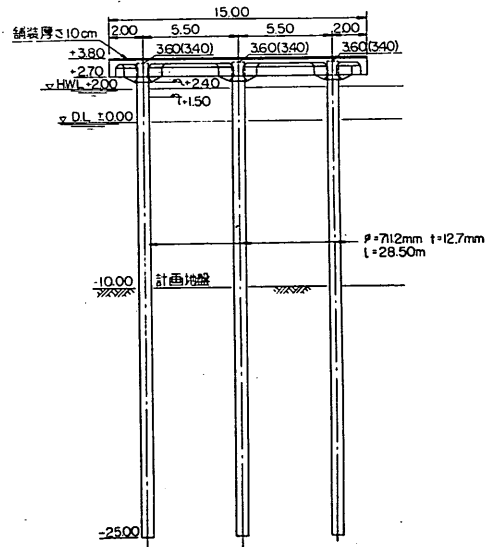


図-3・4 杭に働く曲げモーメント



(a) 平面図



(b) 標準断面図

図-3・5 突堤形式の直杭棧橋の例(横須賀港長浦)

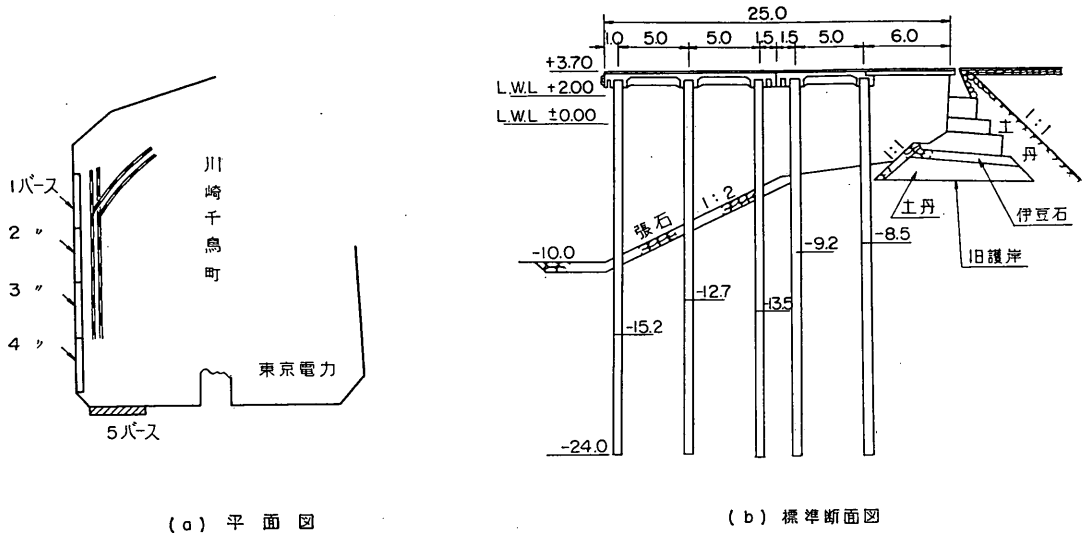


図-3-6 横栈橋形式の直杭栈橋の例（川崎・千鳥町第5バース）

(5) 栈橋の極限変位

直杭栈橋が安定を保ちうる最大限の変位 (Y_G) を極限変位ということにする。極限変位は直杭栈橋の強さに直接関係する量であるから、栈橋の耐震性を判定するには重要な役割を占める。本論文では、直杭栈橋が安定を失う瞬間を、栈橋を構成するすべての杭の杭頭と地中部に塑性ヒンジが発生したときとする。すでに栈橋を構成する各杭については、杭に作用する水平力が増加して杭頭と地中部に塑性ヒンジが発生するまでの過程とそのときの水平力の計算方法を説明してある。したがって、栈橋全体としての復元力は個々の杭が床版で剛結されているから、杭頭変位はすべての杭について等しいとして個々の杭の反力を求めてこれを合計すればよい。栈橋の極限変位は栈橋にかかる水平力をどんどん大きくしてすべての杭の頭部と地中部に塑性ヒンジの発生する瞬間の栈橋の変位を求めればよい。また、その時栈橋に作用していた水平力が、その栈橋が耐えうる最大水平力となる。実際には、栈橋の極限変位は各杭のうち杭頭と地中部に塑性ヒンジが発生するのに最も大きな変位を要する杭の最大変位に等しく、栈橋が耐えうる最大水平力は栈橋を構成する各杭が耐えうる最大水平力の和である。したがって、実際の計算では各杭の横抵抗を単独に解いて結果を総合すればよい。ここに示した考え方で実在の直杭

栈橋の復元力や極限変位を解いた結果では、多くの場合先ずすべての杭の頭部に塑性ヒンジが発生し、次いで地中部に塑性ヒンジが発生する。なお計算結果の詳細は次節に示す。

(6) 杭に働く軸力の影響

直杭栈橋を構成する杭には上載荷重や床版自重による軸力が作用している。また、地震時には地震力が作用するがこれによっても杭を押し込む方向や、引抜く方向の軸力が作用する。したがって、直杭栈橋を構成する杭の応力は、曲げモーメントと軸力が同時に働くものとして解析せねばならない。栈橋を構成する杭に働く軸力は、全体としては必ず杭に圧縮応力が生ずる方向に作用するから、軸力と曲げモーメントが同時に作用すると考えると、曲げモーメントにより圧縮応力の生ずる側で先に応力が降伏点に達する。これらの事を考慮して杭の応力を求めようとすれば計算は相当に複雑となる。しかも、軸力と曲げモーメントを受ける部材の塑性領域における応力解析には色々不明の点も多い。そこで、筆者は軸力による応力を分離することを考えてみた。すなわち、杭の横抵抗を計算するとき用いる降伏点 σ_y を実際の鋼材の降伏点よりも軸力に相当する応力ぶんだけ小さくするのである。この方法では、曲げモーメントによる応力が引張応力となる側では実際と一致しない。しかし、次節

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

で説明するように、このようにして求めた杭頭変位と反力の関係が清水港における実験結果とよい一致を示しているので実用上は許容できる取扱いといえる。そこで本論文では杭の軸力に相当する応力ぶんだけ降伏点を低くとり、そのかわり塑性モーメント等の計算では軸力は考えないことにした。

(7) 動荷重にする地盤常数

これまでに説明した直杭棧橋の復元力特性や極限変位は静荷重について考えられている。しかし、地震動により棧橋に作用する慣性力は動的な力であるから、動的解析をもとにした棧橋の耐震性の議論においては、動的外力に対する杭の横抵抗を考えねばならない。これについてはすでに説明したように地盤常数を静的横抵抗の計算に用いる値よりも10%大きな値を用いればよいことが明らかになっている。したがって本論文では動的水平力に対する棧橋の復元力や極限変位を、静的横抵抗の計算に用いる地盤常数よりも10%大きな値を用いて前記の方法により計算した。

3.2 計算による復元力特性および極限変位と実測値との比較

前節で直杭棧橋の変位と反力の関係（これを復元力特性と呼ぶ）や極限変位を求める方法を説明した。これらの計算は久保の作った基準曲線があれば簡単に行なえるが、本研究では作業の能率化のため、デジタル電子計算機を用いて計算を行なった。そのためのプログラミングの概略は別に報告されている¹⁸⁾。

直杭棧橋の復元力特性や極限変位の計算法はすでに説明したとおりであるが、この計算法の妥当性を確かめるために模型実験を実施した。実験は先に説明した清水港における模型直杭棧橋の実験の破壊試験である。同実験の詳細は文献¹²⁾、¹³⁾に詳しく説明してあるので、ここでは図-3・7に模型棧橋の概略を、図-3・8に試験結果を示す。この模型棧橋について前記計算方法による復元特性と極限変位を求めてみよう。計算に用いる諸常数は次の通りである。

- ① 鋼管杭 外径508mm 内径490mm
- ② 鋼材の降伏点 3,320kg/cm²
- ③ 床版重量による杭1本当りの軸力 13.4ton
- ④ 軸力による圧縮応力 98kg/cm²
- ⑤ 水平力による引抜き、押込み力（棧橋に作用する水平力42tonのとき） 5.92ton
- ⑥ 引抜き、押込みによる応力 420kg/cm²
- ⑦ 計算に用いる降伏点 2,800kg/cm²

⑧ 鋼材のヤング率 $2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$

⑨ 杭の自由長 10.55m

⑩ 地盤常数 $10 \text{grcm}^3.5$

②に示した鋼材の降伏点は模型棧橋に用いたものと同種のスパイラル鋼管について、その素材の引張り試験を行なった結果によっている。試験は東大工学部奥村研究室で行なったもので¹⁹⁾、5個の供試体についての降伏応力の平均である。なお、この試験における最大の降伏応力は3,540kg/cm²、最小の降伏応力は3,120kg/cm²であった。模型棧橋の復元力特性および極限強さを求める計算では、前節で説明したようにあらかじめ軸力による応力ぶんを差引いておくこととし、2,800kg/cm²を採用した。軸力としては破壊試験における最大水平力42tonに対して求めた杭の引抜き押込みによる応力を用いている。実際には引抜き押込みによる応力は水平力に応じて変化するので、このように最大水平力に対する引抜き押込み力で計算に用いる降伏応力を定めることは厳密な方法ではない。しかし、土についての諸常数や鋼材の降伏応力等にバラッキのある事を考えれば、この部分のみ厳密を求めても、あまり意味のないことであり実用上はこのような方法も許容されよう。このような便法を採用することによる誤差は、棧橋の降伏が早く生ずる側にあり、設計上おおむね安全側の誤差である。この点を含めて計算法における誤差については安全率に関するところで改めて議論する予定である。

素材の弾性係数は降伏応力が3,400kg/cm²および3,360kg/cm²であった試験片について調べてみたところ、 $2.11 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ および $2.17 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ であった。これは普通構造計算に用いられている弾性常数 $2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ に非常に近いので、慣用されている値をそのまま採用した。地盤常数は模型実験における初期載荷試験の結果から定めたものである。

以上の条件を用いて、前節に示した方法で求めた模型棧橋の復元力特性を図-3・9に示す。なお、参考のため、降伏応力を2,590kg/cm² および 3,010kg/cm² に対して計算した結果も示した。これは素材の試験で得られた最大の降伏応力および最小降伏応力に対応するものである。同図における曲線の終端が模型棧橋の極限変位である。

図-3・8に示した破壊試験の結果では一方向への載荷と除荷がくり返されていて、そのままでは見にくいので、計測結果を示す曲線の上側を連ねた曲線、すなわち包絡線に着目し、これと先に計算した復元力特性を比較し

て、ここに提案された復元力特性の計算法の妥当性を確かめよう。図-3・10に破壊試験の結果と計算による復元力特性を重ね合わせたものを示す。この図を見ると降伏応力を $2,800\text{kg/cm}^2$ として計算したものは、荷重が大きく、計算上で杭頭に塑性ヒンジが発生してからの荷重と変位の関係は実測による値よりも若干大きい、全体としてはかなりよい対応を示している。また、降伏応力を $2,590\text{kg/cm}^2$ にとって計算した結果は全体に非常に一致を示している。模型栈橋の極限変位は実測では約43cm以上であることが確かめられているが、降伏応力を $2,800\text{kg/cm}^2$ にとった計算結果では極限変位が約40cmとなり、この点に関しては降伏応力を $2,800\text{kg/cm}^2$ にとったもののほうが実測結果に近い。以上のような事実や、鋼材の降伏力のバラッキ、地盤常数の決め方の精度等を総合して考えると、これまで説明してきた直杭栈橋の復元力特性および極限変位の計算法が実用上充分満足すべき精度を有していることがわかる。もちろん、鋼材の降伏力のバラッキや地盤常数のとり方の精度等はこの方法の適用に当って考慮しなければならない。その点については、安全率のところで詳しく検討する。

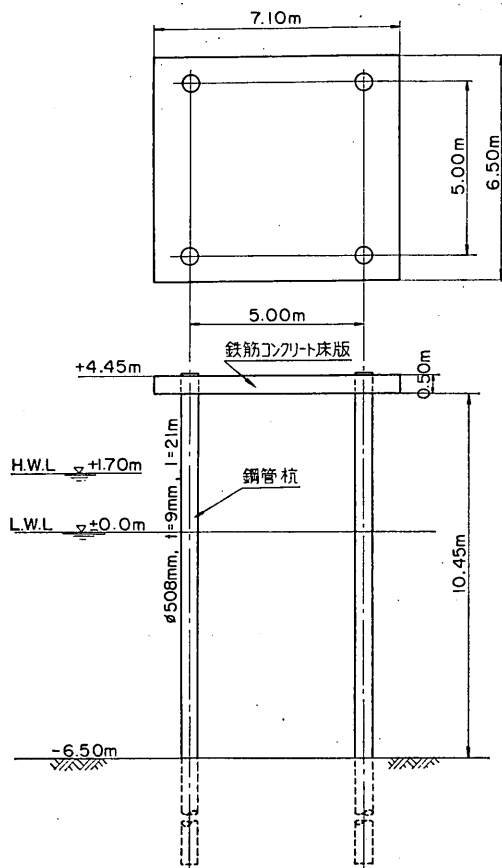


図-3・7 清水港模型栈橋

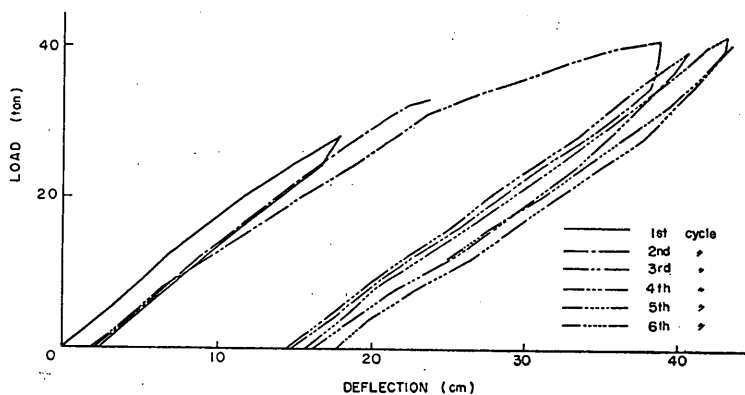


図-3・8 清水港模型栈橋による破壊試験結果

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

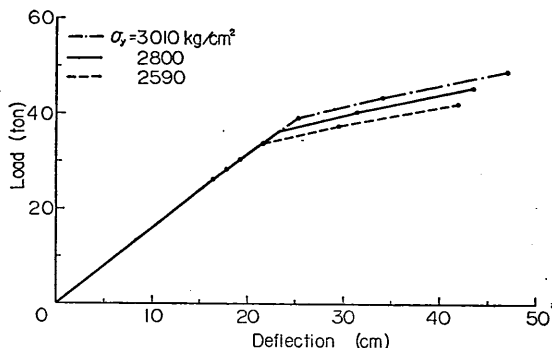


図-3-9 計算による清水港模型棧橋の復元力特性

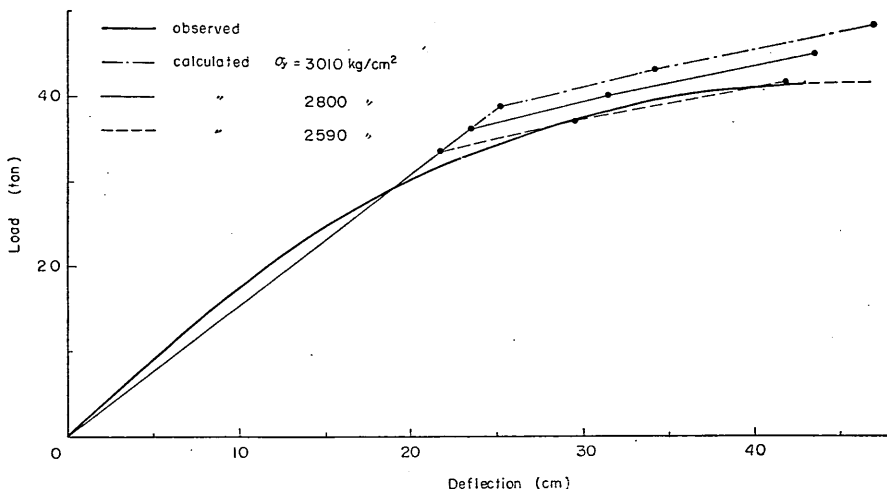


図-3-10 清水港模型棧橋の復元力特性

実測値と計算値の比較

3.3 横棧橋の復元力特性および極限変位

直杭棧橋の復元力特性および極限変位の計算法は既に説明したとおりであり、その妥当性も清水港における模型実験の結果と比較することにより確かめた。しかし、これらは海底面が水平の場合であって、横棧橋のように地表面が傾斜したところに打ち込まれた杭を含む場合についてはふれていなかった。ここではその問題を検討する。

傾斜した地盤に打ち込まれた鉛直杭の横抵抗については久保が研究を行っており、簡単に地表面水平の杭におきかえてその横抵抗を計算することができる²⁰⁾。この場合、杭が斜面の登り勾配の方向へ押されるとき（横棧

橋では陸側、以下陸側と書く）と、下り勾配の方向へ押されるとき（以下海側と書く）とでは、作用する水平力と変位の関係は異なる。実際の計算は、地表面の傾斜角および作用する力の方向に対して地盤常数および自由長の変換係数が与えられているので、実際の地盤常数と自由長にこの変換係数を乗じたものを計算上の地盤常数および自由長とし地表面は水平と考えて鉛直杭の横抵抗を計算すればよい。

上記の斜面上の杭の横抵抗の計算法にもとづいて、横棧橋を陸側と海側に押したときの床版変位と水平力との関係を求めてみる。同時に、各杭を傾斜地表面と杭との交点を通る水平面を計算上の地表面としたときの変位と

力の関係も求めてみる。計算は下記の直杭横棧橋について行なった。

名 称	杭の列数	海底勾配	地盤常数 (kg/cm ²)
久里浜港	2	1:1.5	40
川崎・ 千鳥町	3	1:2	8

これら各棧橋の標準断面は付録を参照のこと。計算を行なうとき問題となるのは、久保の研究では地盤常数と自由長の換算係数についての実験が地表面の傾斜角が30度以上については行なわれていないことである。海底勾配1:1.5というのは傾斜角に換算して34°に相当する。本論文では久保の実験結果を外挿して用いた。計算の結果を図-3-11, 12に示す。陸側へ押しした時と海側へ押ししたときとは変位の符号が異なり、グラフは第1象限と第3象限とに書かれるが、比較を便利にするため変位および荷重の絶対値をとってすべて第1象限に示してある。

船舶のけん引力による棧橋の変位を求めるときなどのように作用する力の方向がはっきりしているときは、その力の方向に対する変位と力の関係を用いればよい。し

かし、地震の場合には慣性力の方向が絶えず変化するので、その度毎に力と変位の関係を入れかえていたのでは計算が複雑になりすぎる。そこで横棧橋の地震応答の計算では陸側へ押ししたときの復元力特性と海側へ押ししたときの復元力特性の中間的なものをもって、陸側へ押ししたときも海側へ押ししたときも復元力特性は同じであるとすする。この目的のためには、先の比較計算で示しておいた地表面と各杭の交点を通る水平面を計算上の地表面として求めた復元力特性が適当である。図-3-11, 12に示された復元力特性を比較すると上記の復元力特性は海側へ押ししたときの復元力特性と陸側へ押ししたときの復元力特性の平均ではなく、いくぶん陸側に押ししたときの復元力特性に近い。どのような復元力特性を用いれば海側へ押ししたときと陸側へ押ししたときに同じ復元力特性を用いることの地震応答計算に及ぼす誤差が最小となるかは明らかでない。さらに、ここで取上げる方法はすでに近似を行なっており、鋼材の降伏応力や地盤常数のバラツキ等を考えると、この部分のみ精度を要求しても意味がない。先に説明した杭と地表面の交点を通る水平面が計算上の地表面とする方法は手続も簡単であるので、本論文ではこの方法を採用する。

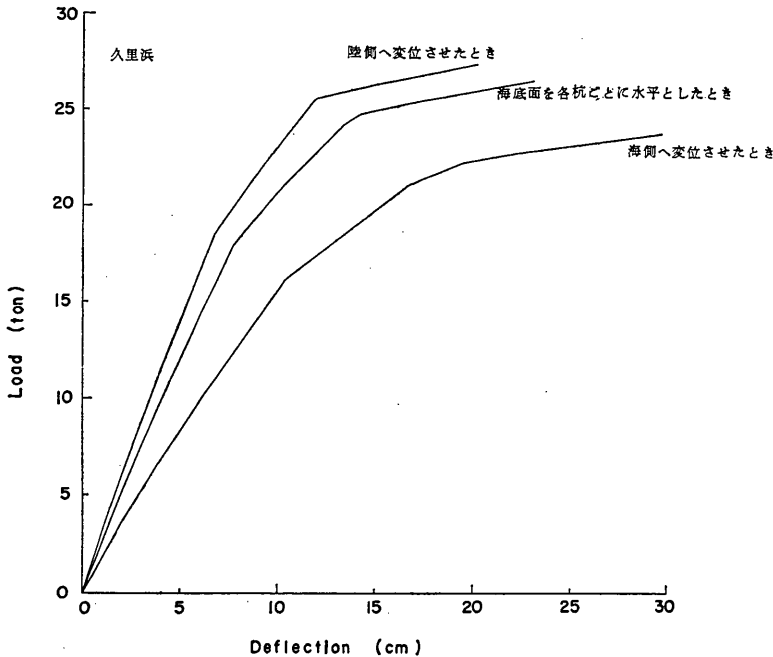


図-3-11 海底面の傾斜を考慮した横棧橋の復元力特性 (久里浜)

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

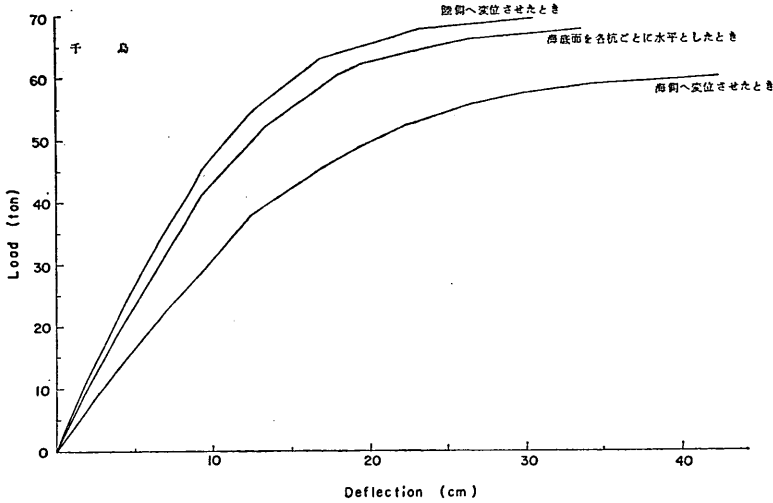


図-3-12 海底面の傾斜を考慮した横棧橋の復元力特性 (千鳥)

3.4 直杭棧橋の履歴復元力特性

(1) 履歴復元力特性の数式表示

前節までの作業によって直杭棧橋の復元力特性と極限変位が推定できるようになった。しかし、実際には直杭棧橋に作用する水平力と床版の水平変位の関係は履歴特性を有しているので、先に求めた復元力は履歴を有する復元力特性の骨格に相当する。したがって、この履歴特性をはっきりさせなければ地震応答の計算はできない。また、先に久保の方法で求めた復元力特性 (正確には履歴復元力特性の骨格) は数式としては表示されていないので、色々な断面の直杭棧橋を含めて一般的な検討を行なうことが難しく、また地震応答計算などの数値計算にも不便である。そこで、P. C. Jennings によって提案された、次のような履歴復元力特性の一般的な表示を用いる。

① 骨格

$$\frac{Y}{Y_c} = \frac{F}{F_Y} + \alpha \left(\frac{F}{F_Y} \right)^r \quad (3.1)$$

ここに F : 荷重又は復元力

F_Y : 降伏荷重常数

Y : 変位

Y_c : 降伏変位常数

Y_c : 完全弾塑性系の降伏変位 $\left(\frac{Y_Y}{1+\alpha} \right)$

α : 正の常数

r : 3より大きい奇数

式 (3.1) において $F=F_Y$ のときの Y が降伏変位 Y_Y で、 Y_Y と Y_c には次の関係がある。

$$Y_Y = (1+\alpha)Y_c \quad (3.2)$$

式 (3.1) は α と r を適当に選ぶことにより完全に弾性的な骨格から弾塑性的なものまで示すことができる。 $\alpha=0$ のときは F と Y の関係は直線、すなわち弾性的な骨格を、 $r=\infty$ のときは弾塑性的な骨格を、それ以外の値のときは両者の中間的性質の骨格を表わしている。 Y_Y と Y_c の関係をはっきりさせたのが図-3-13である。図中の実線は弾性と弾塑性の中間性質の骨格で1点鎖線は弾塑性の骨格である。弾塑性の系を表わすには式 (3.1) で $r=\infty$ とすればよくこの場合は α の値には関係しない。したがって弾塑性系では Y_Y は一義的には定まらない。

② 履歴経路

初期荷重により各瞬間の荷重と変位で定まる点が骨格上を進み、荷重が F_0 、そのときの変位が Y_0 となったときから逆に荷重を減じた場合の荷重と変位の関係、(減荷重に対する履歴ループ) を次式で表わす。

$$\frac{Y-Y_0}{2Y_c} = \frac{F-F_0}{2F_Y} + \alpha \left(\frac{F-F_0}{2F_Y} \right)^r \quad (3.3)$$

ここに F_0 : 折返し点の荷重の絶対値

Y_0 : 折返し点の変位の絶対値

また前と逆向きの荷重を加え荷重が $-F_0$ 、変位が $-Y_0$

となったときから荷重を増した場合の履歴ループを次式で表わす。

$$\frac{Y+Y_0}{2Y_0} = \frac{F+F_0}{2F_Y} + \alpha \left(\frac{F+F_0}{2F_Y} \right)^r \quad (3.4)$$

この履歴ループは式(3.1)と式(3.3)あるいは式(3.4)を比較すればわかるように、骨格を2倍に拡大し、骨格の原点に対する部分を各折返し点へもってきたものである。したがって折返し点がどこで始まっていても履歴ループの形は同じでループとして使われている部分が異なっているだけである。

以上で履歴特性を有する系の復元力特性の数式表示をする準備ができた。すなわち、その系が今まで受けたことのない大きさの荷重に対しては荷重と変位の関係は骨格にそって移動し、荷重が減少すれば式(3.3)(3.4)の関係に沿って変化する。しかし、このままでは折返し点の変化しない定常的な荷重に対してはよいが地震力のように絶えず折し点に変化する場合には適用できない。そこで、地震力のように絶えず変動する荷重に対する場合を含めて各瞬間の荷重と変位により定まる点がたどる軌跡すなわち履歴ループの出来方の原則を整理しておく。

- ① 初めて荷重される時、または今までに加えられたことのない大きさの荷重が加わるとき(初期荷重)、軌跡は骨格に一致する。(図-3-14参照)
- ② 折返し点から出発したループは原点に関して折返し点と対称な位置で骨格に達するが、更に同方向への荷重が進むときは、その先は骨格上をたどる。(図-3-15参照)
- ③ 荷重が複雑に変化するときには折返し点から出発したループが折返し点と原点に対し対称な位置で骨格と交る以前に荷重の増減の方向が変わることがある。この場合は図-3-16に示したようにここを折返し点として新しいループが始まる。ただし、もう一度折返して新たなループの始り(図-3-16では2または4)にもどってきたときは古いループにもどるものとする。荷重が増すときと減るときの履歴曲線は同じものが向い合っているから、折返しの後は荷重の増減の方向が変わらなければ必ずループの開始点にもどってくる。一つのループの途中から始まったループが閉合される以前に荷重の増減の方向が2度変わると更に新たなループが始まるが、前に説明したことをくり返せばよい。一般的な表現をすれば次のようになる。荷重の増減の方向が変わればそこから新たなループを開始する。ループが閉合したとき、そこが骨格

の上でかつ変位の増減の方向がそのとき変らないならば、その骨格に沿って進み、古いループの上であれば、その先は古いループに沿って進む。ループが幾重にもなるときはこの操作をくり返す。

以上の原則によれば地震力のような複雑に変動する外力に対しても軌跡をたどることができる。

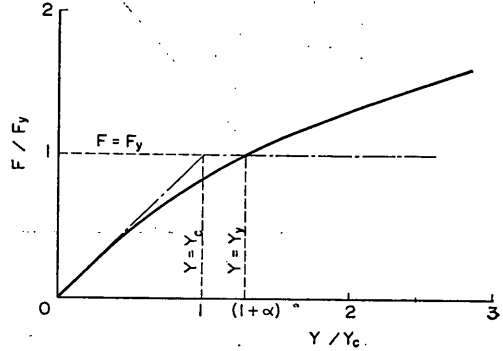


図-3-13 Y_c と Y_r の関係

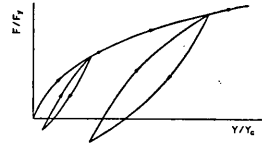


図-3-14 途中で減荷重のある初期荷重の履歴経路

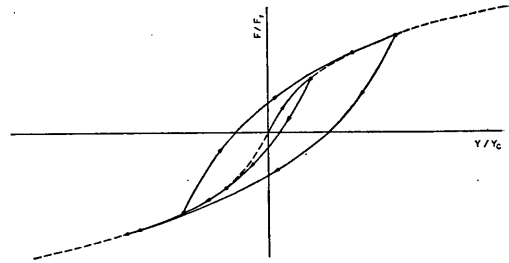


図-3-15 荷重の絶対値が大きくなる時の履歴経路

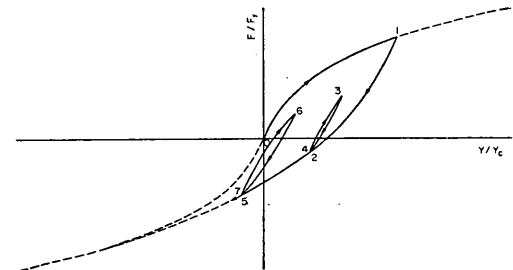


図-3-16 荷重が複雑に変化する時の履歴経路

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

(2) 直杭棧橋に対する α と r

前節で説明したことは一般的な議論であったが、実際には直杭棧橋について α と r としてどのような値をとるかを定めなければならない。ここで注意すべきは F_Y や Y_Y は履歴性復元力特性を表わす式を一般化するた

めに導入された量であって、部材や構造物の降伏という物理現象とは直接のつながりはない。したがって、 F_Y や Y_Y の実数値は式 (3.1) が実際の構造物の骨格をより良く表示するように選ばばよい。ただし、 F_Y/Y_C は骨格の式の原点における接線の勾配を示しているから、

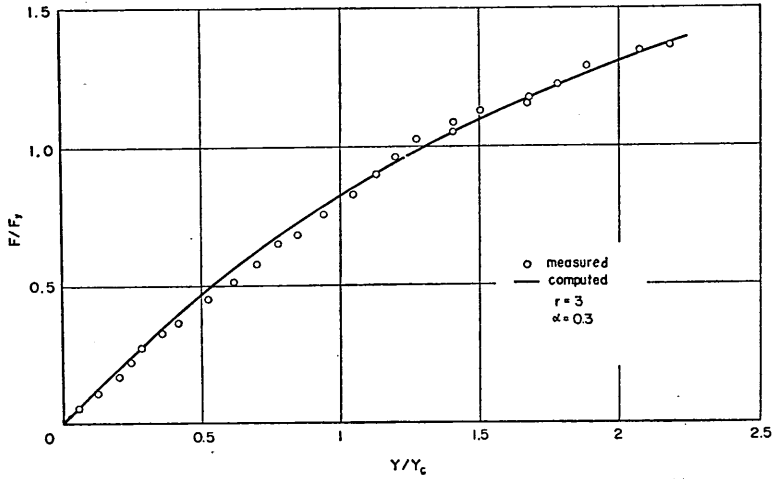


図-3-17 骨格の実測値と計算値の比較

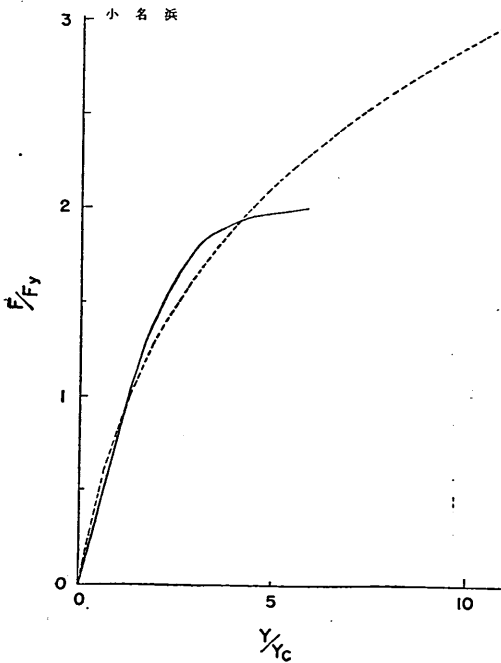


図-3-18 久保の方法により求めた骨格と一般化した骨格の比較 (小名浜)

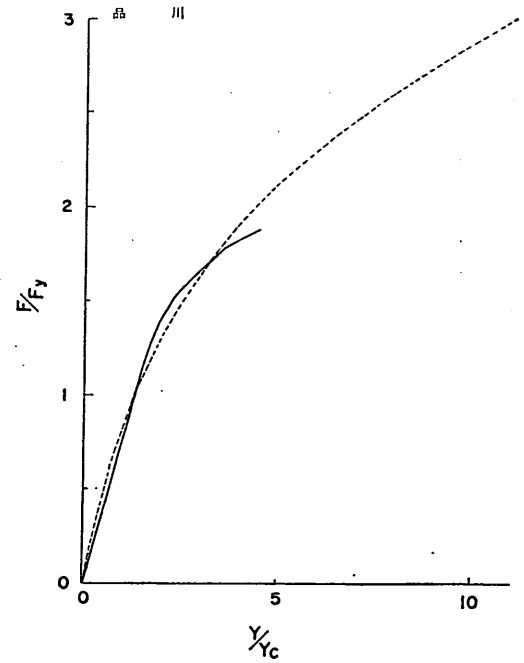


図-3-19 久保の方法により求めた骨格と一般化した骨格の比較 (品川)

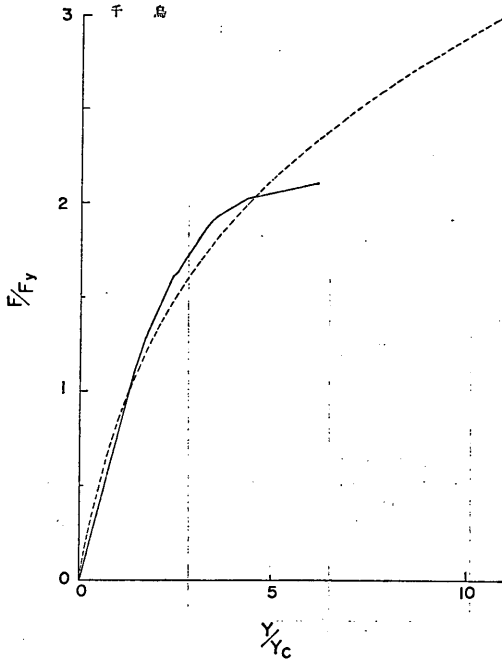


図-3-20 久保の方法により求めた骨格と一般化した骨格の比較(千鳥)

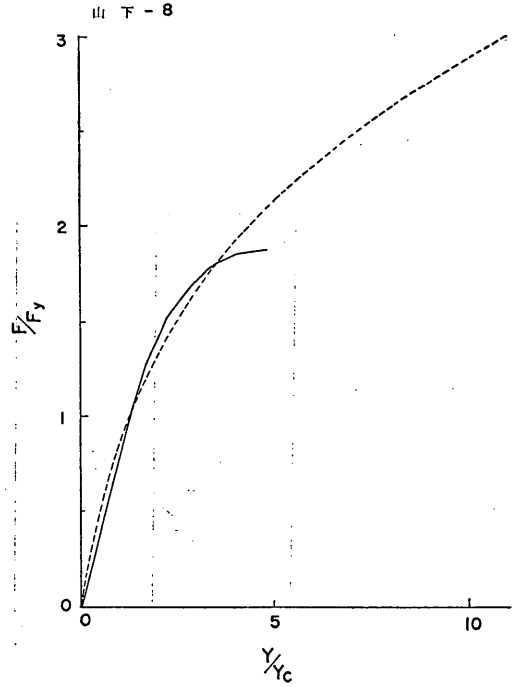


図-3-22 久保の方法により求めた骨格と一般化した骨格の比較(山下7・8)

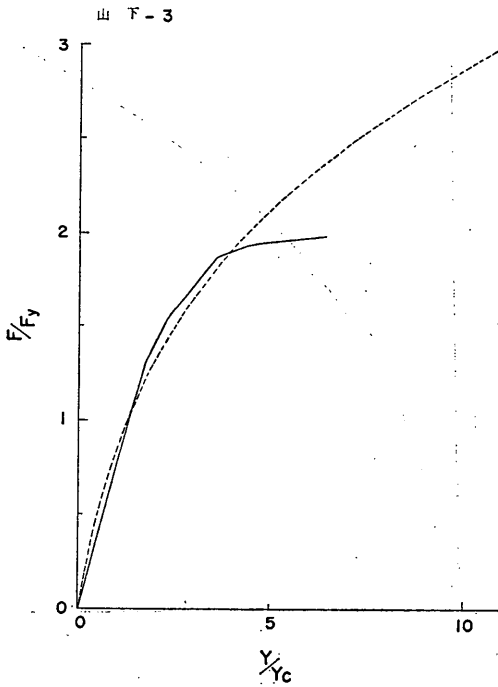


図-3-21 久保の方法により求めた骨格と一般化した骨格の比較(山下3)

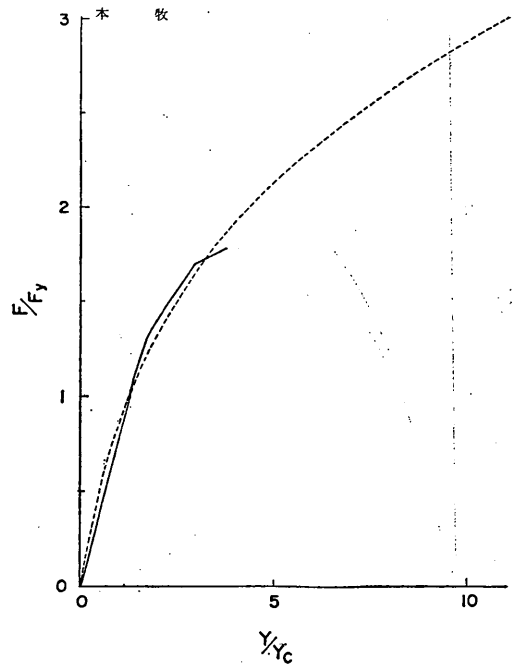


図-3-23 久保の方法により求めた骨格と一般化した骨格の比較(本牧)

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

F_Y/Y_C は構造物の初期剛性と同じでなければならない。

本論文では試算の結果を参考にして、先に説明した久保の方法にもとずいた骨格の計算で杭材に初めて降伏応力が生じたときの変位を Y_Y 、そのとき作用していた水平力（反力といってもよい）を F_Y とすることにした。 Y_C は $Y_Y/(1+\alpha)$ で与えられる。このようにして定めた F_Y と Y_C をもとに r と α を色々に変えて骨格の曲線を描き清水港における実験結果や先に説明した方法により求めた骨格と比較したところ、直杭棧橋では $\alpha=0.3$ 、 $r=3$ とするのが最もよいことがわかった。図-3・17 に清水港における実験で得られた骨格と、これまでに説明してきた方法により得られる骨格の比較を示す。また図-3・18~26 に実在の直杭棧橋について久保の方法により求めた復元力の骨格とここで数式化した骨格の比較を示す。これによれば、ここで採用する数式表示は充分の精度を有することがわかる。

では履歴ループはどうであろうか。これに関しては、実験結果で数式と比較できるのは清水港における実験の破壊試験である。これは一方向の荷重のみであるが、式(3・1)(3・3)による曲線と実測値を比較したのが図-3・27 である。これによれば、式(3・3)(3・4)によ

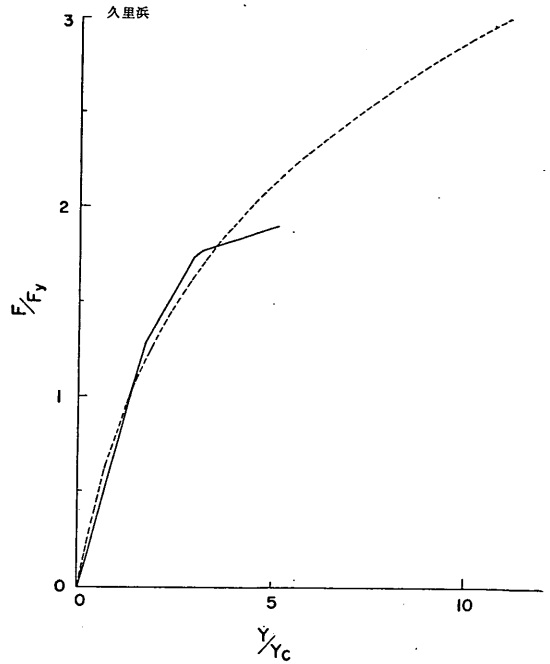


図-3・25 久保の方法により求めた骨格と一般化した骨格の比較（久里浜）

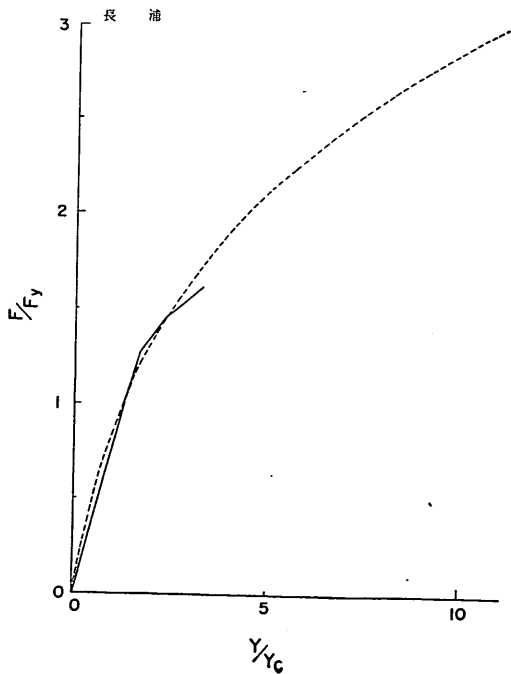


図-3・24 久保の方法により求めた骨格と一般化した骨格の比較（長浦）

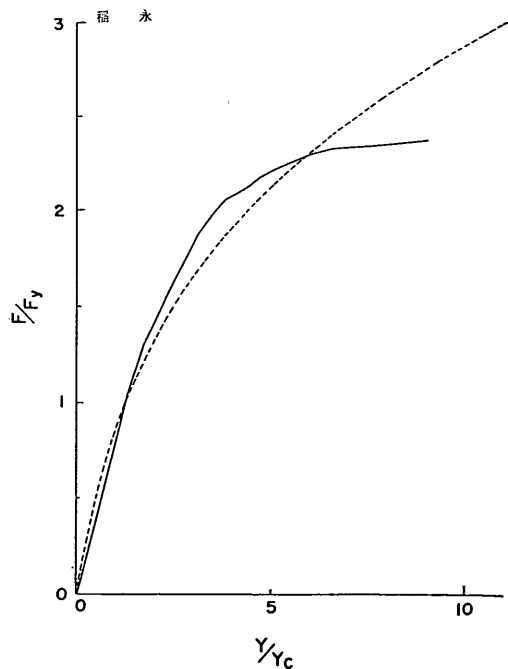


図-3・26 久保の方法により求めた骨格と一般化した骨格の比較（稲永）

り表示される履歴ループは実測結果を非常によく代表していることがわかる。したがって、次章以降で行なう直杭栈橋の応答計算ではこれまでに説明したように、骨格

を式(3・1)、履歴ループを式(3・3)(3・4)で表わすことにする。

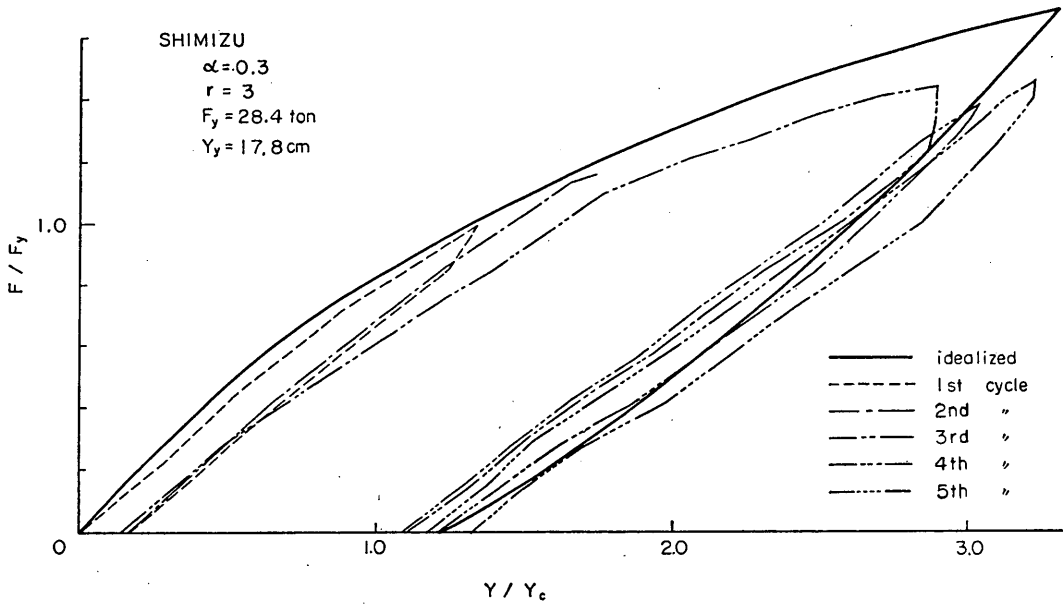


図-3-27 数式化された履歴ループと清水港の実験結果の比較

4. 直杭栈橋の地震応答計算

4.1 振動系

直杭栈橋は杭の復元力特性が非線型であることを除けば極めて簡単な構造物である。構造物の重量および荷重は床版部に集中しており、それに比べれば床版を支える杭の重量は無視できる。したがって、直杭栈橋は図-4・1のような非線型復元力特性を有する一質点系と考えることができる。したがって、その運動方程式は次のようになる。

$$M\ddot{Y} + F(Y) = F_i(t) \quad (4 \cdot 1)$$

ここに M : 床版および上載物の質量

Y : 床版の水平変位

$F(Y)$: 復元力

t : 時間

$F_i(t)$: 床版に作用する地震力

復元力 $F(Y)$ については前章で詳しく検討したとうりで、ここでもう一度まとめると次のようになる。

① 骨格

初期載荷に対する荷重と変位の関係すなわち骨格は次式で表わすものとする。

$$\frac{Y}{Y_c} = \frac{F}{F_Y} + \alpha \left(\frac{F}{F_Y} \right)^r \quad (4 \cdot 2)$$

ここに F : 荷重または復元力、式(4・1)における $F(Y)$

F_Y : 降伏荷重常数、本論文では直杭栈橋に初めて降伏応力が発生する時の荷重を用いる。

Y : 変位

Y_Y : 降伏変位常数、本論文では直杭栈橋に初めて降伏応力が発生する時の変位を用いる。

$Y_c = Y_Y / (1 + \alpha)$

α : 正の常数、本論文では0.3を用いる。

r : 3またはそれにより大きい奇数、本論文では3を用いる。

② 定常的外力に対する履歴ループ

$$\frac{Y-Y_0}{2Y_c} = \frac{F-F_0}{2F_Y} + \alpha \left(\frac{F-F_0}{2F_Y} \right)^r \quad (4.3)$$

ここに (Y_0, F_0) : 折り返し点の座標

③ 非定常的外力に対する履歴ループ

履歴ループの折り返し点が骨格上にあるときは式(4.3)による。ループの途中から折り返しが生ずるときはそこに起点として式(4.3)を用いる。履歴ループがこの折り返し点にもどってきたら、その先はもとのループに沿って進むものとする。

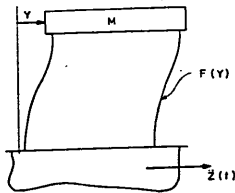


図-4.1 振動モデル

4.2 直杭棧橋の定常応答

この論文の主眼は地震応答をもとに直杭棧橋の耐震性を検討しようとするものであるが、定常応答は非定常応答の基本となる点が多いので本節で簡単な考察を行なう。

振巾 P_0 の正弦的外力を受ける直杭棧橋の運動方程式は式(4.1)における $F_i(t)$ を正弦的外力で置きかえて得られる。

$$M\ddot{Y} + F(Y) = P_0 \sin \omega t \quad (4.4)$$

ここに ω : 外力の円振動数

式(4.4)を Slowly varying parameter 法で近似的に解いて ω と変位振巾の関係を求めると次のようになる²²⁾。

$$\left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 = C(Y_0) \pm \sqrt{\left(\frac{P_0}{F_Y} \right)^2 \left[1 + \alpha \left(\frac{F_0}{F_Y} \right)^{r-1} \right] - \frac{16\alpha^2}{\pi^2} \left(\frac{r-1}{r+1} \right) \left(\frac{F_0}{F_Y} \right)^2} \frac{F_0}{F_Y} \left[1 + \alpha \left(\frac{F_0}{F_Y} \right)^{r-1} \right]^2 \quad (4.5)$$

ここに $C(Y_0) = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{Y_Y}{Y_0} \int_0^{\pi} \frac{F}{F_Y} \left(\frac{Y_0}{Y_c} \cos \theta \right) \cos \theta d\theta$

ω_0 : 振巾が非常に小さいときの系の固有円振動数

Y_0 : 折り返し点における変位, 変位振巾と考えてもよい。

F_0 : 折り返し点における反力

式(4.5)から最大振巾は根号の中がゼロのときに生じ、また $\sqrt{C(Y_0)}$ は振巾が非常に小さいときの系の固有円振動数と共振円振動数との比を表わしていることがわかる。また、このとき次の関係式が成り立つ。

$$\frac{P_0}{F_Y} = \frac{4\alpha}{\pi} \left(\frac{r-1}{r+1} \right) \frac{\left(\frac{F_0}{F_Y} \right)^r}{1 + \alpha \left(\frac{F_0}{F_Y} \right)^{r-1}} \quad (4.6)$$

これと骨格および履歴ループの式, 式(4.2), (4.3)を用いて正弦的外力に対する応答振巾を求めることができる。

$C(Y_0)$ の値は数値積分により求めることができ、その結果を図-4.2に示した。 $C(Y_0)$ の値は線型な系では1となるが、この場合には Y_0/Y_Y が増すにつれて減少している。このことは Y_0/Y_Y が増すにつれて共振周期が長くなることを示している。上で求めた $C(Y_0)$ をもとに種々の大きさの外力 (P_0 の大きさ) に対して共振曲線を求めたのが図-4.3である。

上記の方法で求めた共振曲線と清水港における実験で得られた実測値との比較を図-4.4に示す。この場合の荷重の大きさは Y_Y の約1/2であり、したがって杭の応力はすべて降伏応力以下である。この結果のみでは杭の応力が塑性領域に入ってからのは議論できないが、両図に示された程度の荷重レベルでは実測値と計算値はよい一致を示している。

今、棧橋の変位振巾 (Y) と Y_Y との比を μ , 外力の振巾を $a_0 (= P_0/W, W$: 上載荷重を含んだ床版部全重量), 棧橋に降伏応力の生ずる荷重の大きさを加速度に換算して $a_y (= F_Y/W)$ で表わすことにする。外力の振動数は棧橋にとって最も不利な場合を考えて、共振振動数とする。そうして、種々の棧橋に色々な荷重レベルの外力が作用したときの μ を計算してみると (a_0, a_y を色々変えて μ を求めること), 振巾は a_y/a_0 の杭数となっており、結果は図-4.5の実曲線のようになる。同時に実在の直杭棧橋について a_0 を設計震度にとり、そのときの a_y/a_0 を求めて計算結果の上にプロットしてある。(各棧橋の断面については付録参照)

ここで求められた棧橋の変位は一定レベルの外力が定常的に作用し、しかも共振状態にあるとして求めたものであって、地震時の状態とは相当かけ離れている。ま

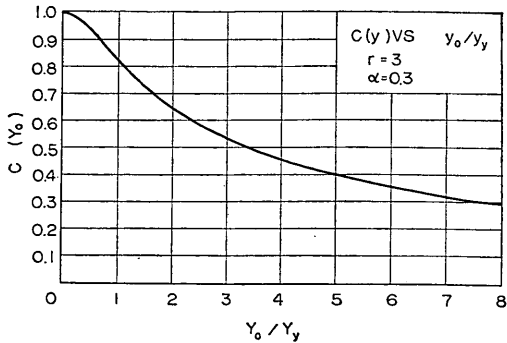


図-4.2 $r=3, \alpha=0.3$ に対する $C(Y_0)-Y_0/Y_Y$ 曲線

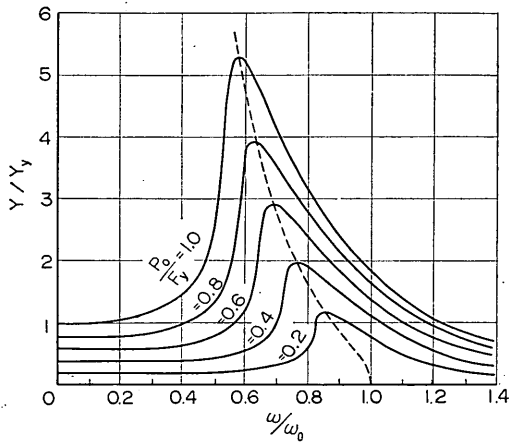


図-4.3 共振曲線

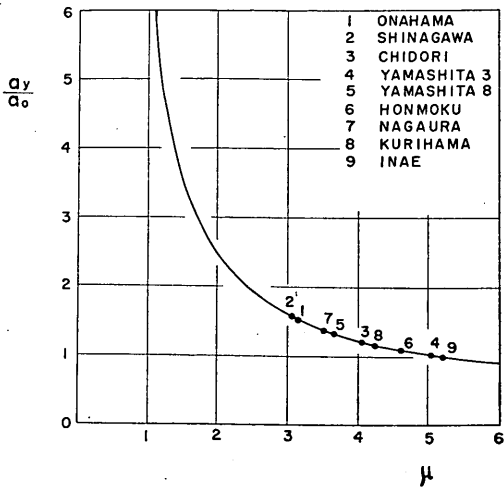


図-4.5 実在橋の定常振動振幅

た、このような定常応答をもとに直杭橋の耐震性を議論することは本論文の目的ではないので、図-4.5に示した結果の詳しい検討には立入らない。しかし、地震応答の計算結果を一般化するとき、ここで得られた結果が使われる。

4.3 直杭橋の地震応答

直杭橋の地震応答に対する運動方程式は式(4.1)において $F_i(t)$ を地震動による慣性力におきかえて得られる。

$$M\ddot{Y} + F(Y) = M\ddot{Z} \quad (4.7)$$

ここに Z : 地盤における地震動の加速度

地盤における地震動の加速度は不規則なものであるから式(4.7)を解析的に解くことはできない。しかし、 Z が時間の函数として与えられていれば数値計算により式(4.7)を解いて地震応答を求めることができる。

(1) 計算方法

式(4.7)の数値計算は当所のデジタル電子計算機 TOSBAC-3400 で行なった。計算法としては Runge-Kutter-Gill の方法を用いた。計算における時間の1ステップは 0.01sec とした。この計算に使用したプログラムは別に報告されている²³⁾。

(2) 地震記録

地震応答の計算に使用した地震の記録は表-4.1に示されている6本である。El Centro 地震はあまりにも有名であり説明を要しないであろう。数値計算では 0.01sec を1ステップとしているので、公開されている加速度-時間の数値表を直線補間により 0.01sec ステップのものに変換して用いた。

清水港、釧路港での記録は当所耐震構造研究室が中心になって進めている港湾地域強震観測により得られたものである。地震計の設置地点の概要については別に報告されているとおりである²⁴⁾。計算には得られた記録を専用の読取装置で 0.01sec ごとに読取りデジタル化して紙テープにさん孔したものを用いた。

図-4.6に計算に使用した各記録を示す。ただし、原記録ではなく、一度デジタル化されたものをプロットしたものである。また図-4.7に各記録のレスポンススペクトルを示す。計算はデジタル電子計算機を用いて Runge-Kutter-Gill の方法で一自由度の質点系の地震応答を求めることにより行なった。このためのプログラムについては別報参照のこと²⁵⁾。図-4.7における Y は質点と地盤の相対変位、 \dot{Y} は相対速度、 \ddot{Y} は相対加速度、 \ddot{Z} は地震加速度を示す。

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

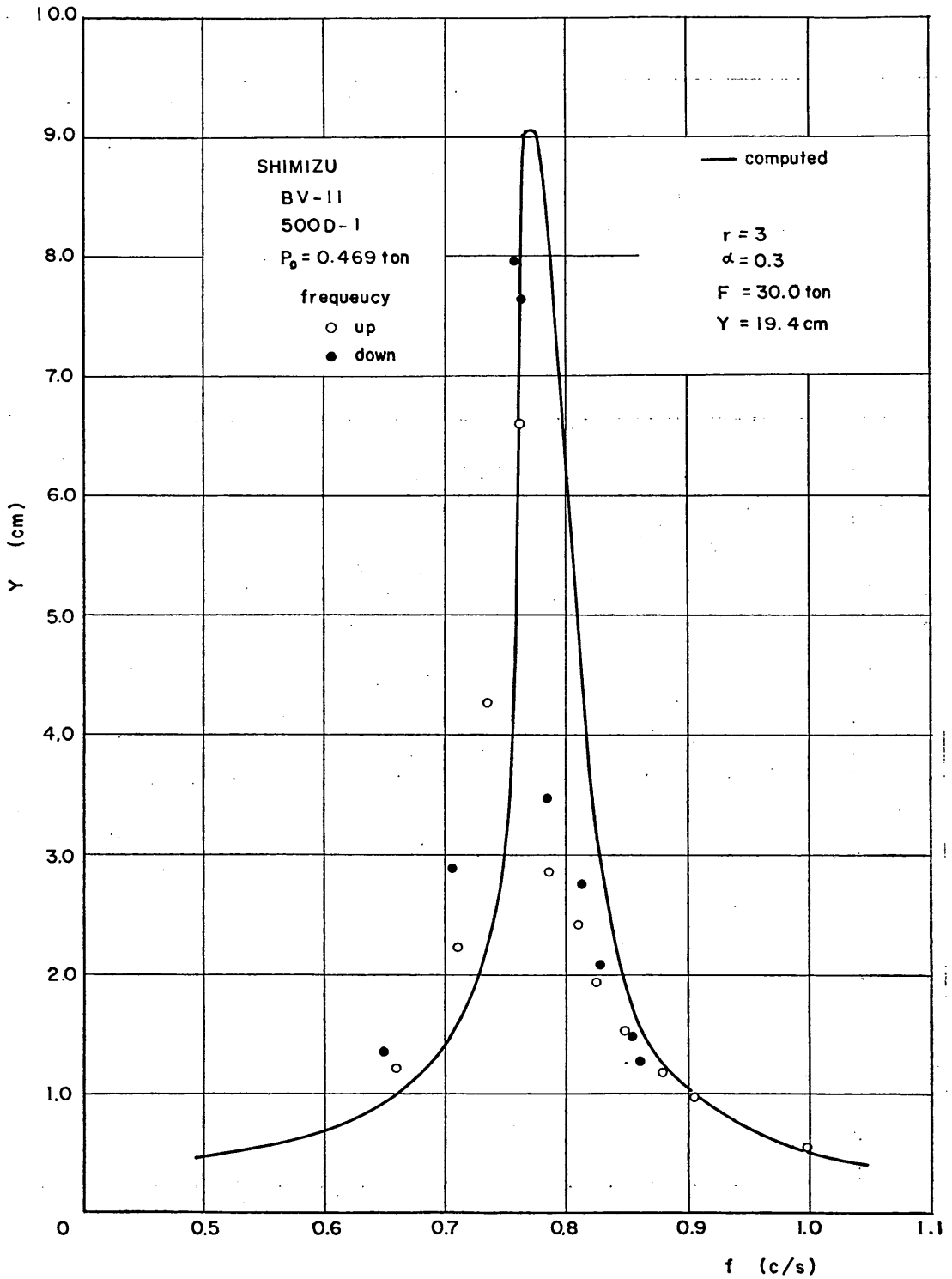


図-4.4 共振曲線 (実測値と計算値)

表-4.1 地震応答の計算に使用した地震記録

地震名略称	震源地	発震時	震源の深さ	観測点	使用した地震計	成分	最大加速度 (gal)
El Centro		1940年				N S	320
		5月18日				E W	223
Shimizu	駿河湾 34.9° N 138.4° E	1965年	40km	清水港	SMACB ₂	N S	86
		4月20日				E W	103
Kushiro	エトロフ島近 44.1° N 145.7° E	1965年	160km	釧路港	SMACB ₂	N S	53
		10月26日				E W	48

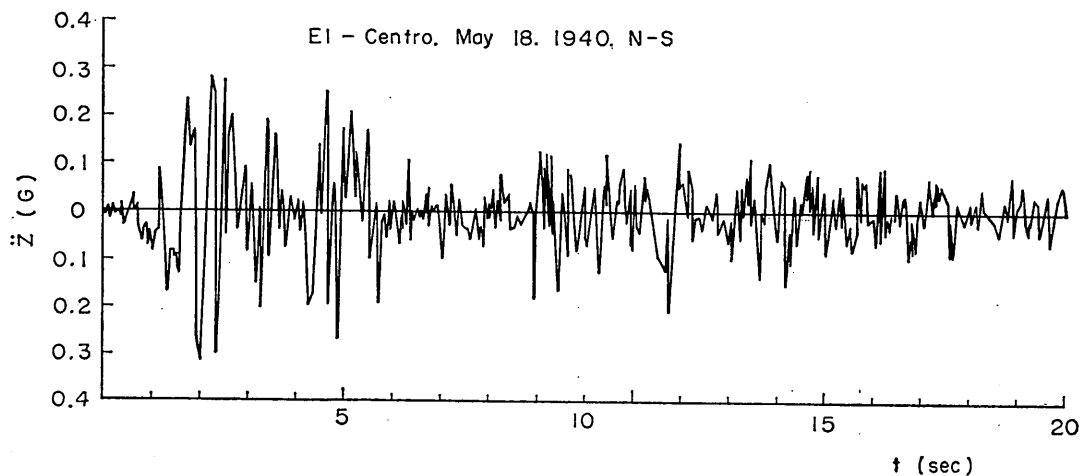


図-4.6 (1 a) 加速度記録 El Centro NS

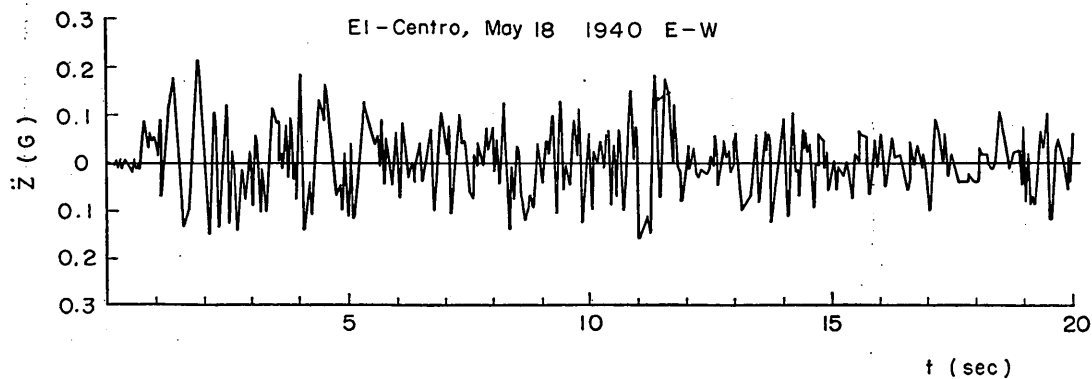


図-4.6 (1 b) 加速度記録 El Centro EW

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

SHIMIZU Apr. 20 1965 N-S

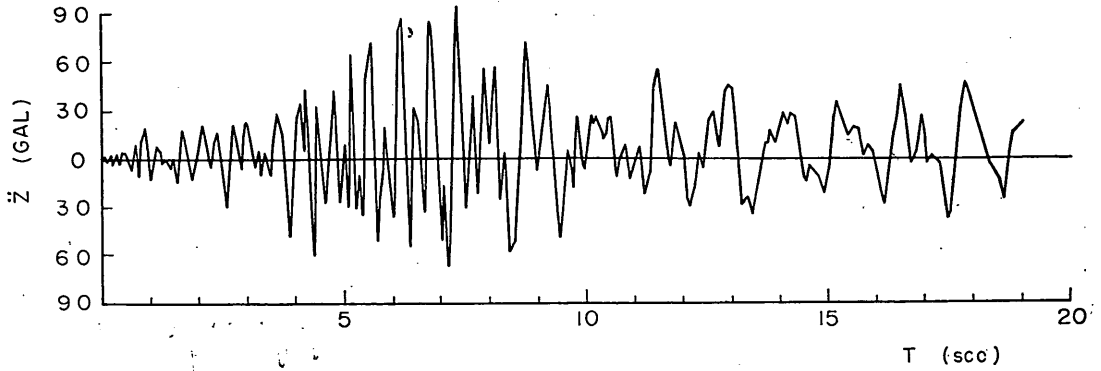


図-4.6 (2 a) 加速度記録 清水 NS

SHIMIZU Apr. 20 1965 E-W

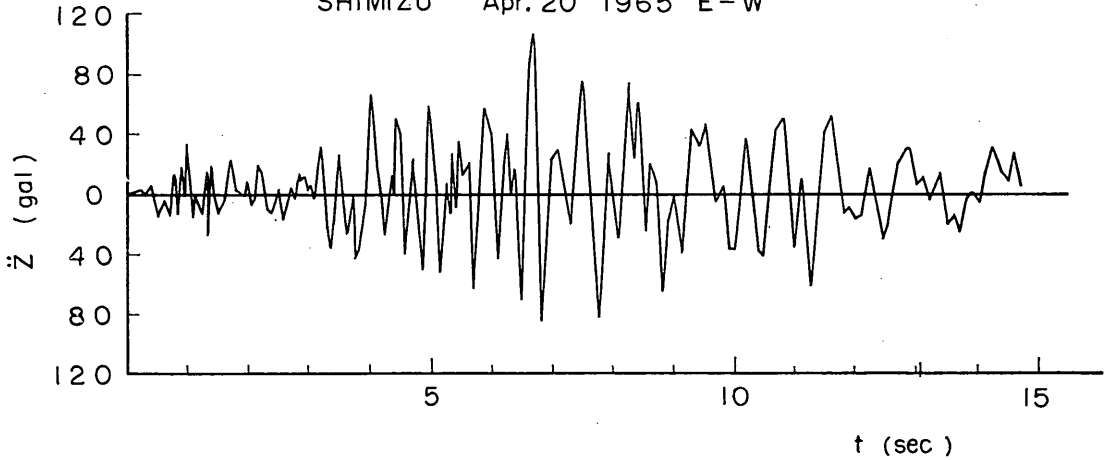


図-4.6 (2 b) 加速度記録 清水 EW

KUSHIRO Oct. 26 1965 N-S

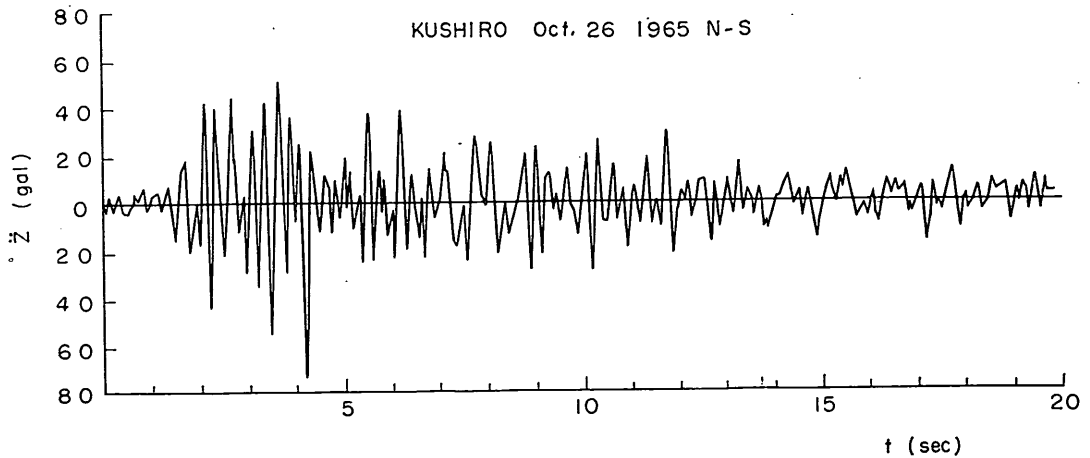


図-4.6 (3 a) 加速度記録 釧路 NS

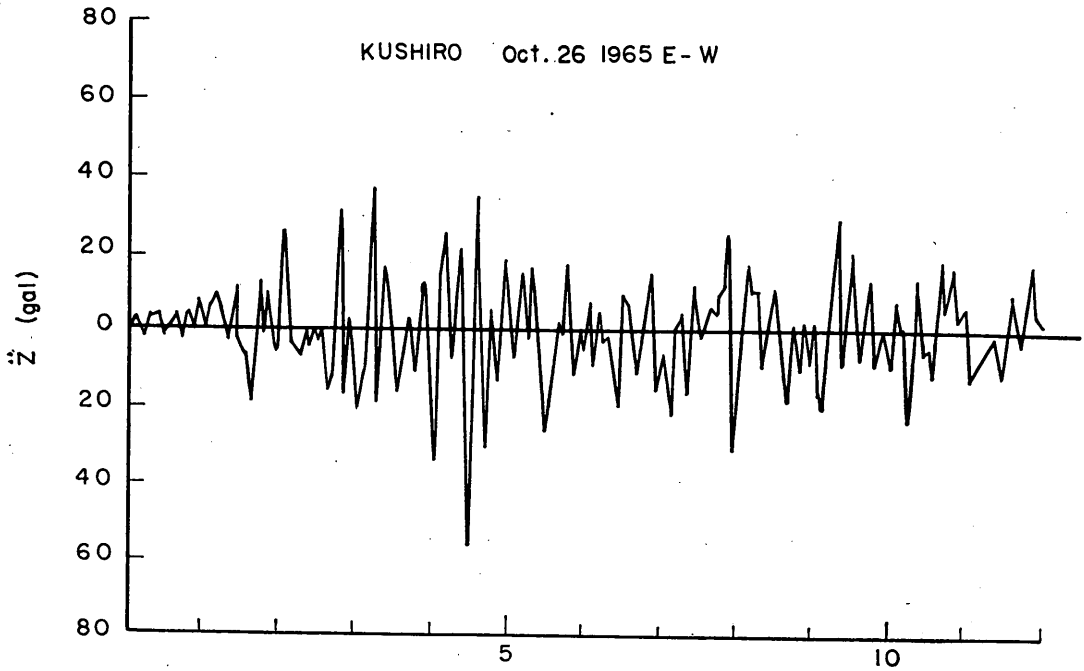


図-4-6 (3b) 加速度記録 釧路 EW t (sec)

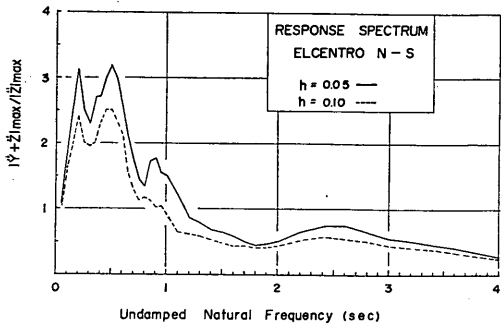


図-4-7 (1a) 応答スペクトル 加速度比 E l Centro NS

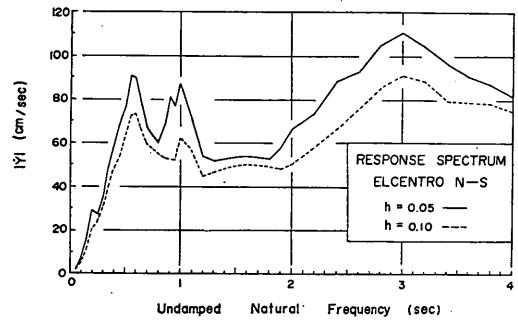


図-4-7 (1c) 応答スペクトル 速度 E l Centro NS

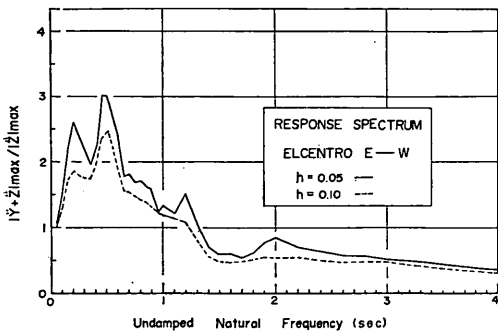


図-4-7 (1b) 応答スペクトル 加速度比 E l Centro EW

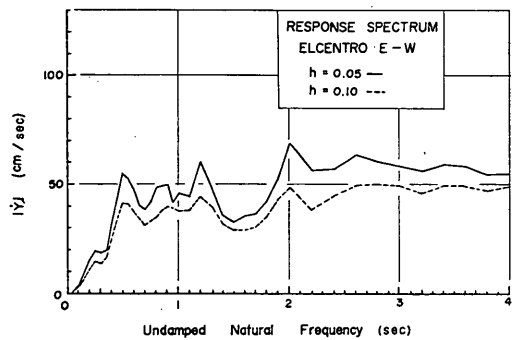


図-4-7 (1d) 応答スペクトル 速度 E l Centro EW

鋼直杭栈橋の耐震性に関する研究

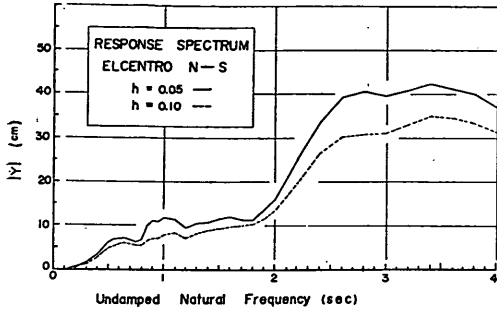


図-4.7 (1e) 応答スペクトル 変位 El Centro NS

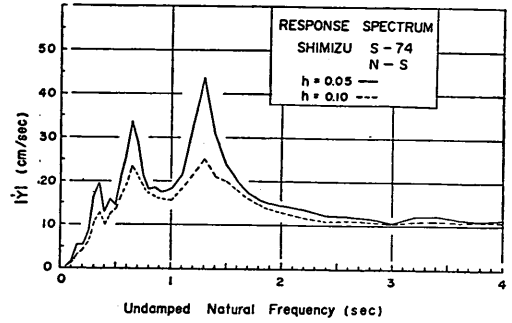


図-4.7 (2c) 応答スペクトル 速度 清水 NS

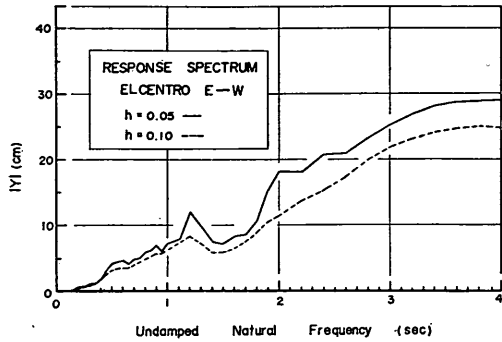


図-4.7 (1f) 応答スペクトル 変位 El Centro EW

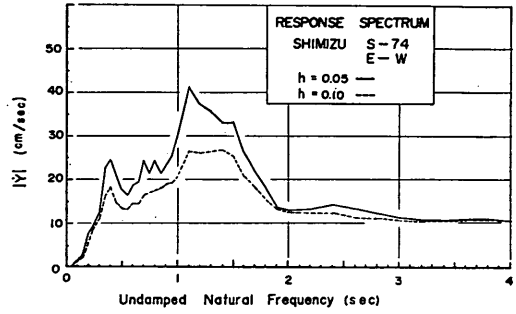


図-4.7 (2d) 応答スペクトル 速度 清水 EW

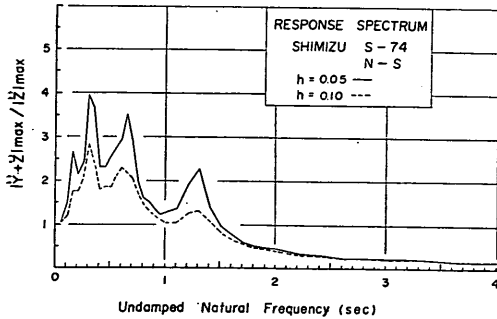


図-4.7 (2a) 応答スペクトル 加速度比 清水 NS

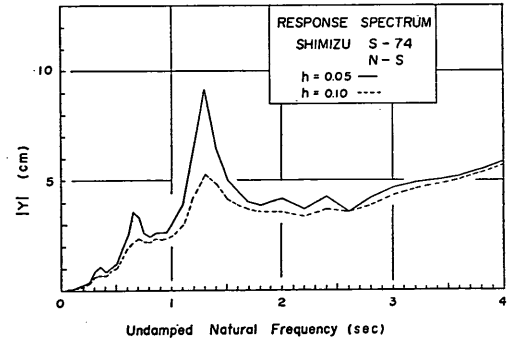


図-4.7 (2e) 応答スペクトル 変位 清水 NS

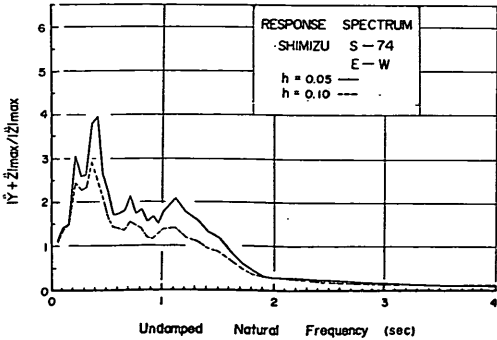


図-4.7 (2b) 応答スペクトル 加速度比 清水 EW

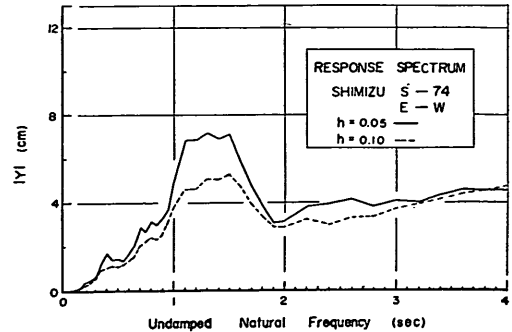


図-4.7 (2f) 応答スペクトル 変位 清水 EW

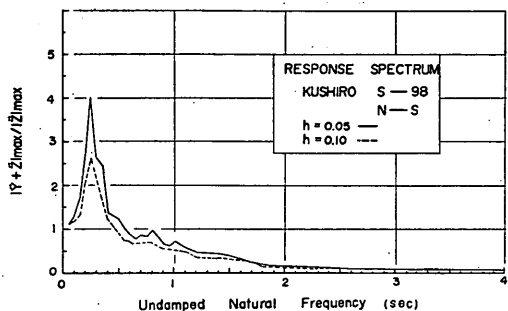


図-4-7 (3a) 応答スペクトル 加速度比 釧路 NS

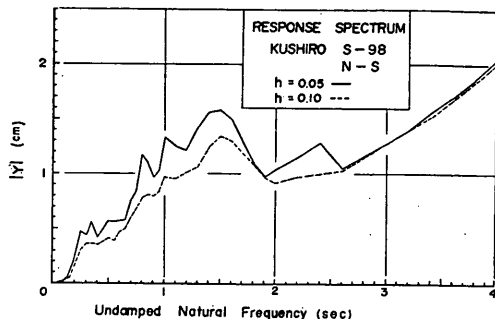


図-4-7 (3e) 応答スペクトル 変位 釧路 NS

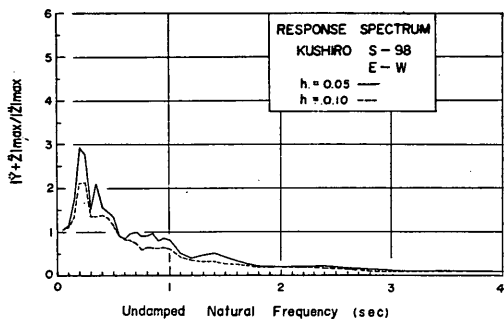


図-4-7 (3b) 応答スペクトル 加速度比 釧路 EW

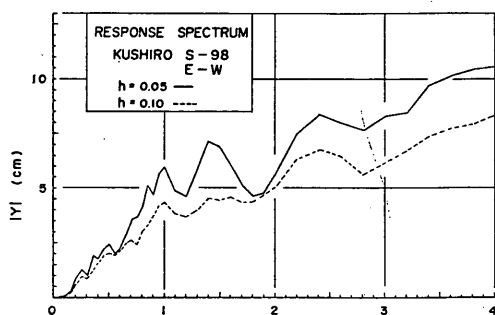


図-4-7 (3f) 応答スペクトル 変位 釧路 EW

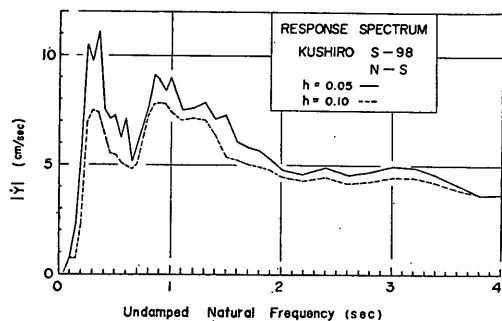


図-4-7 (3c) 応答スペクトル 速度 釧路 NS

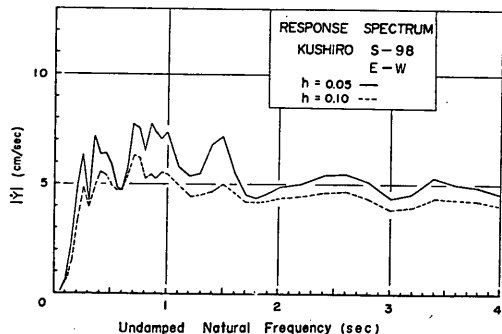


図-4-7 (3d) 応答スペクトル 速度 釧路 EW

(3) 応答計算

先の地震応答の計算法とデジタル化された地震記録を併用することにより、直杭栈橋の地震応答を計算することができる。次のような条件で計算を行なった結果を図 4-8 に示す。

床版重量、ただし上載物を含む (W) 98ton
 栈橋を構成する杭に初めて降伏応力が発生するときの水平力 (F_Y) 15.0ton

F_Y が作用したときの栈橋の変位 (Y_r) 1.0cm

地震 El Centro (1960年 5月18日) NS成分

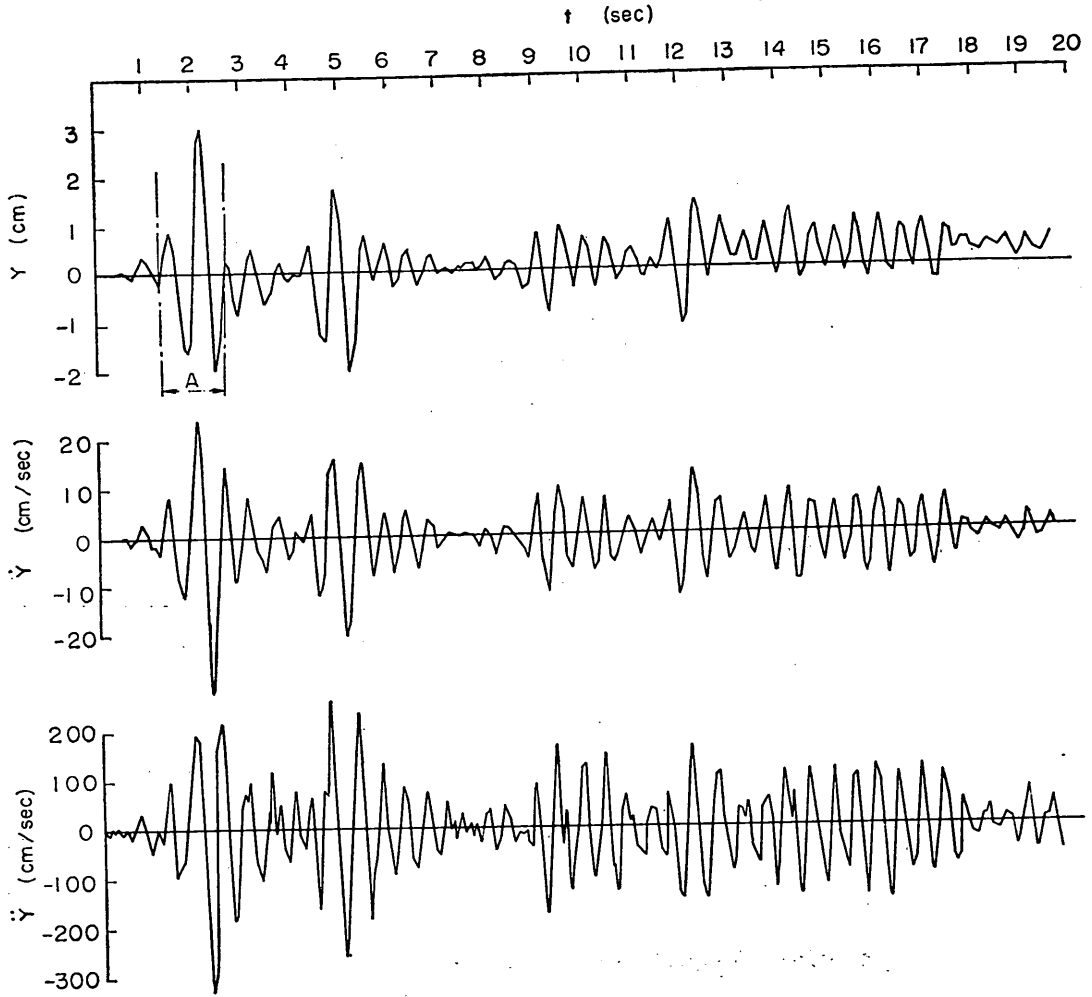
図-4.8の上段は栈橋床版の地盤に対する相対変位、中段は相対速度、下段は相対加速度である。相対変位のうち最大変位を示した付近(図中Aで示してある)を拡大したものおよびそのときの履歴ループを描いたものを 図-4.9に示した。

4. 4 最大応答変位

(1) 変数の整理

直杭栈橋では杭頭の地盤に対する相対変位に応じて杭の応力が変化するから、応答計算結果のうち最も重要な意味を有するのは最大応答変位である。ところが本論文における計算法では計算に用いられる変数が M , F_Y ,

鋼直杭橋の耐震性に関する研究



$r=3$ $\alpha=0.3$ $M=0.1 \text{ ton}\cdot\text{sec}/\text{cm}$ $F_Y=15.0 \text{ ton}$ $Y_Y=1 \text{ cm}$

図-4-8 応答計算結果 (El Centro NS, $M=0.1 \frac{\text{ton}\cdot\text{sec}^2}{\text{cm}}$, $F_Y=15.0 \text{ ton}$, $Y_Y=1 \text{ cm}$)

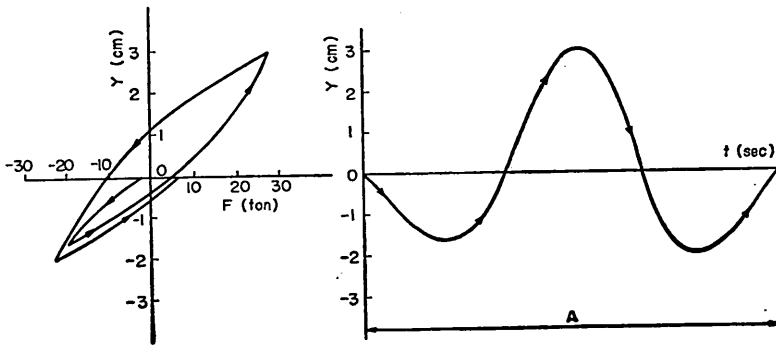


図-4-9 応答計算結果 (部分拡大と履歴)

Y_r 、地震波と4個あり、荷重レベルを変えるため地震加速度に定数を乗じて振巾の拡大または縮小を行なうと最大加速度の大きさが変数として加わり、都合5個の変数が関係する。したがって、このままでは計算条件の組み合わせは非常に大きな数となり一般的な議論を行なうのが大変である。また、計算結果を図化して一般的な傾向を見ようとしても複雑な図となり不便である。これらの変数を組合わせて用いることにより、計算に使用する変数を減らすことができないか検討した。しかし、振動系が非線型で外力が不規則振動なので解析的な検討は困難である。それゆえ、色々な条件に対して計算された最大応答変位を相互に比較するという実験的方法によりこの問題を検討した。

この検討には地震波として清水 EW を用いた。ただし、地震の最大加速度を変えるため、必要に応じて全体に任意の倍率を乗じて用いた。先ず表-4・2に示すように M を一定とし、 F_r/Y_r が一定となるように F_r と Y_r を変化させた5個の組合わせについて、地震の最大加速度を変化させて最大応答変位を求めた。その結果を定常応答の結果をグラフ化したときと同じように、縦軸に a_y/a_0 (a_0 は地震の最大加速度と重力の加速度との比、すなわち震度、 $a_y=Y_r/W$)、横軸に $\mu_r=Y_r/Y_r$ (Y_r は最大応答変位、 Y_r は杭に初めて降伏応力の生ずるときの変位)をとってグラフ化すると、図-4・10のように5つの場合が全く同じものとなった。

上の結果から $F_r/(Y_r \cdot M)$ と a_y/a_0 のそれぞれが同じようになるような条件の組合わせでは μ_r が同じ値となることが予想された。そこで表-4・3のように $F_r/(Y_r \cdot M)$ が前の計算と同じになるような5種類の F_r 、 Y_r 、 M の組合わせを作り、最大応答変位を求めたところ、結果は図-4・10と全く同じになった。

以上のことから、最大応答変位と杭に初めて降伏応力

表-4・2 最大応答変位の試算条件 (F_r/Y_r が一定な組合わせ)

	F_r	Y_r	M
1	100	50	0.1
2	50	25	0.1
3	30	15	0.1
4	20	10	0.1
5	10	5	0.1

の生ずるときの変位との比 μ_r は $a_y/a_0 \cdot F_r/(Y_r \cdot M)$ 、および地震波を変数として表わされることが明らかになった。

表-4・3 最大応答変位の試算条件 ($F_r/(Y_r \cdot M)$ が一定な組合わせ)

	F_r	Y_r	M
1	100	10	0.5
2	100	25	0.2
3	100	50	0.1
4	100	100	0.05
5	100	200	0.025

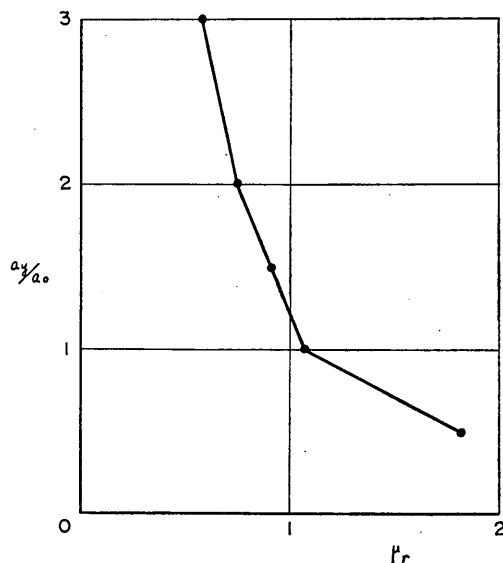


図-4・10 a_y/a_0 と μ_r の関係の試算結果

(2) 最大応答変位の計算

前項の検討で $F_r/(Y_r \cdot M)$ を変数として種々の a_y/a_0 に対して μ_r を求めてよいことが明らかになった。実在の杭橋についての $F_r/(Y_r \cdot M)$ を調べてみると $10 \sim 80(\text{sec}^{-2})$ の範囲にある。そこで $F_r/(Y_r \cdot M)$ を 20sec^{-2} および 40sec^{-2} にとって種々の a_y/a_0 に対する μ_r を求めた。この計算では $F_r/(Y_r \cdot M)$ と a_y/a_0 が希望の値となるような M 、 F_r 、 Y_r と地震の最大加速度の組合わせで計算を行なうのであるから時には地震

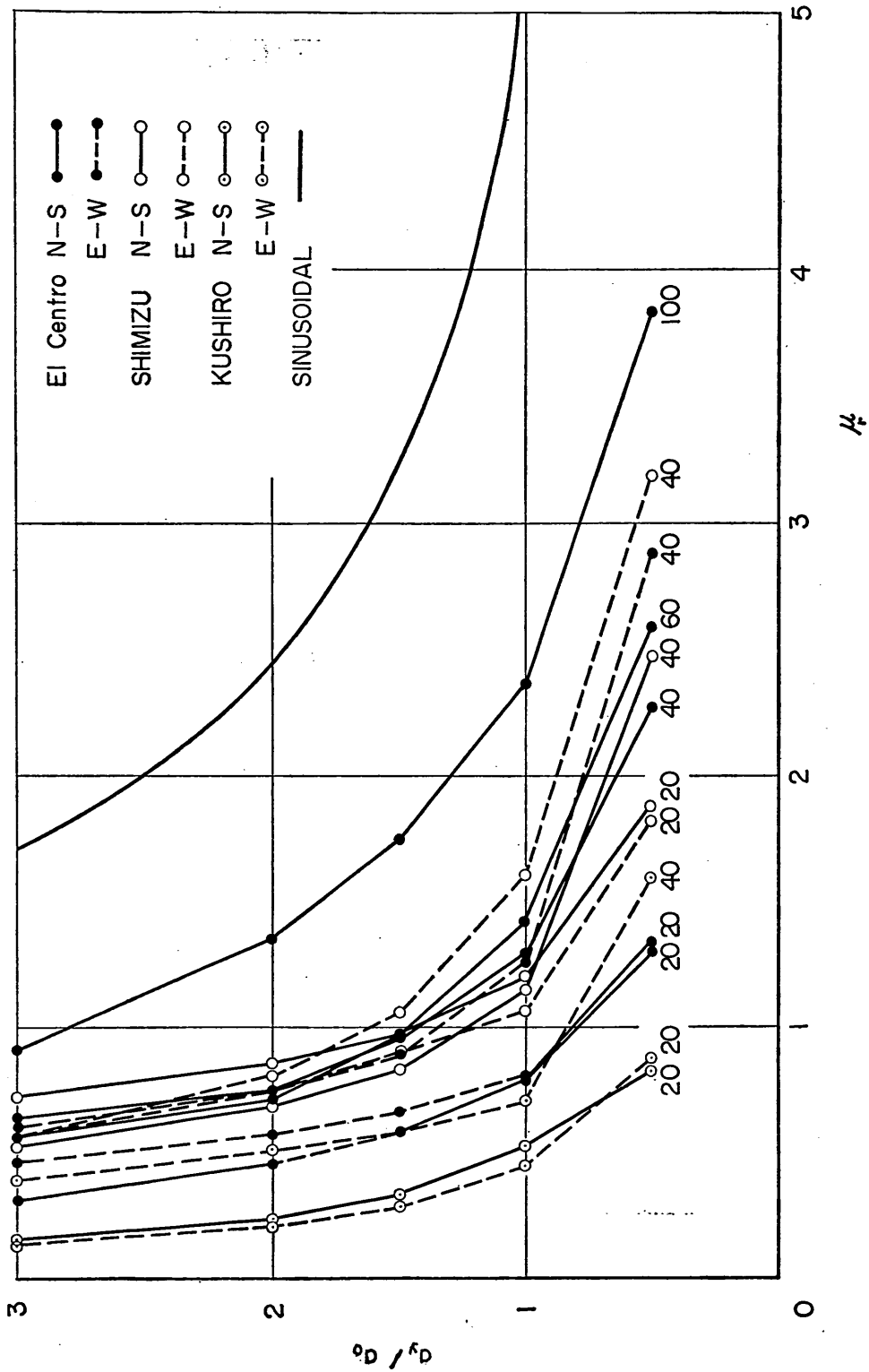


図-4-11 各表震に対する a_s/a_0 と μ_r の関係

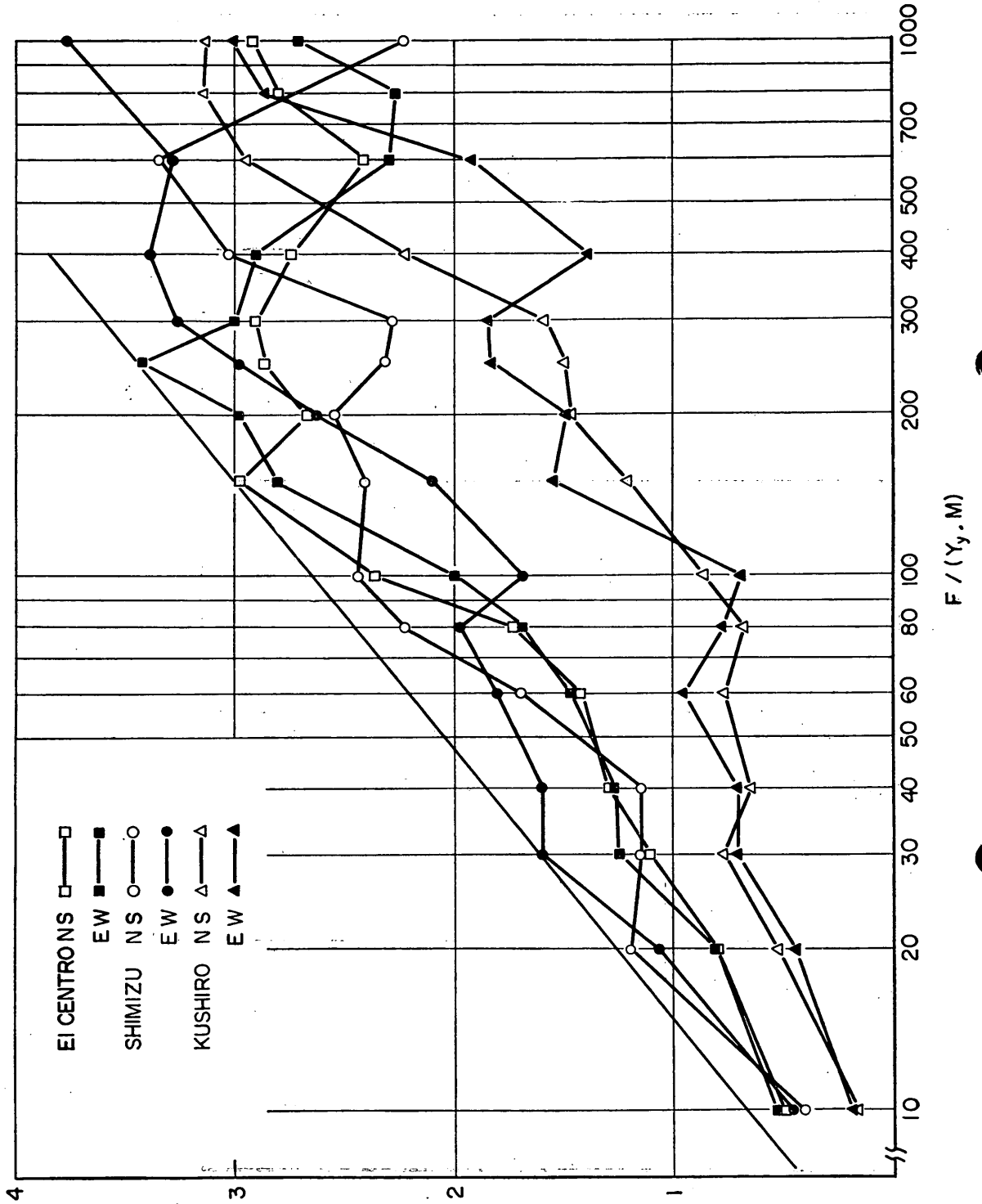


図12 $a_y/a_0=1$ のときの $F_y/Y_y \cdot M$ と μ_r との関係

鋼直杭栈橋の耐震性に関する研究

の最大加速度をある値にしたいことがある。この場合には先にも説明したように加速度全体に一定の値を乗じて最大加速度を希望の値とした。計算結果は図-4・11に示すとうりである。同図には比較のため地震動が連続した正弦波であるとしたときの μ_r および $F_y/(Y_y \cdot M)$ が100の場合に対する結果も示した。直杭栈橋の M , F_y , Y_y 最大加速度および地震が定まれば図-4・11により最大応答変位を求めることができる。

4.5 一般化された最大応答変位

前節までの作業により地震動に対する直杭栈橋の最大

応答変位が求まった。しかし、この最大応答変位の計算には次のような都合の悪い点が残っている。第1にこの計算では最大応答変位を計算するのに必ず電子計算機を必要とし、一般の技術者が手軽に最大応答変位を求めることができない。第2に、ここで得られている最大応答変位は地震の最大加速度は任意に選んでも波形はそれぞれの地震に固有のものであり、地震波が変わるたびに新たに計算を行わなければならない。第3に栈橋は過去に起った特定の地震に対して安定であればよいのではなく、将来生ずるであろうさまざまな波形の地震に対して

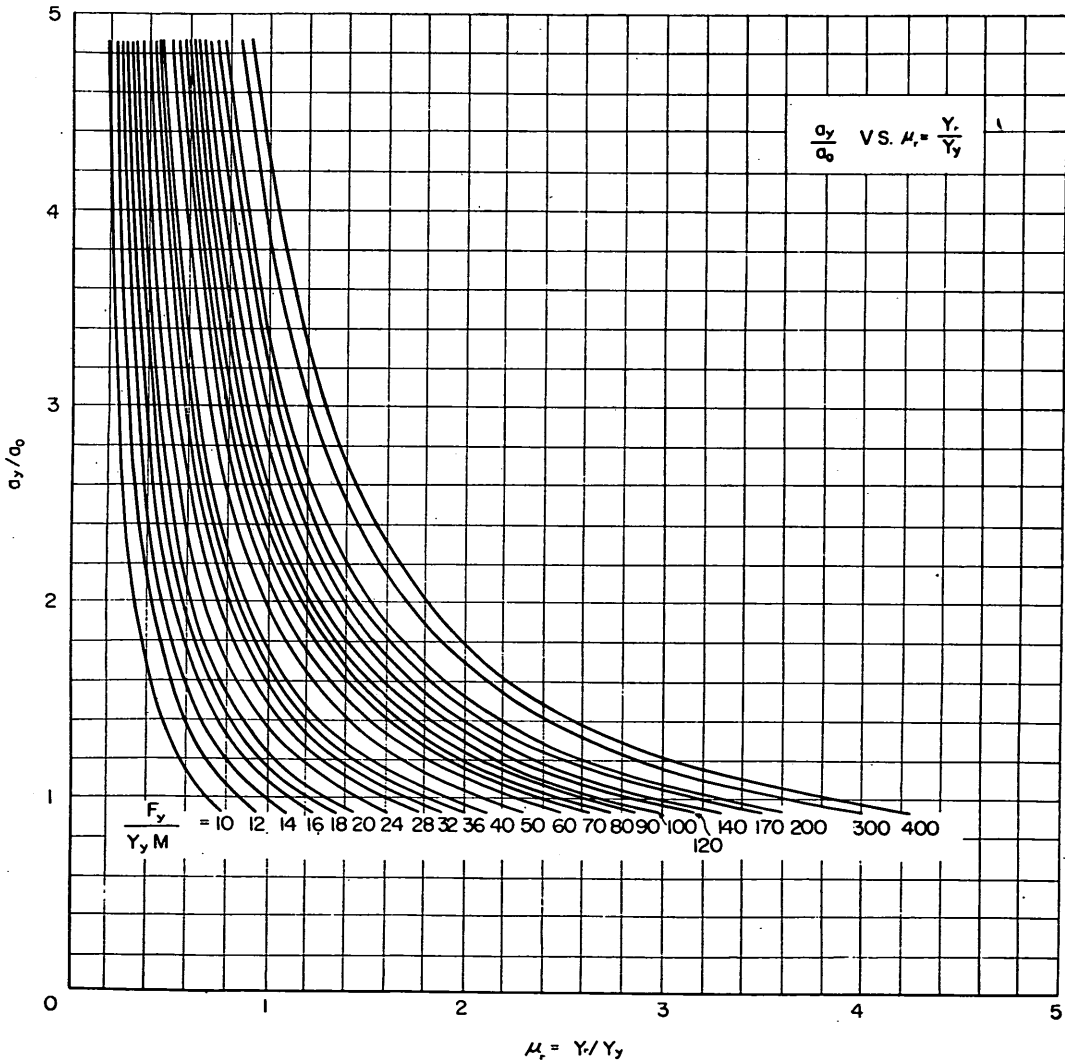


図-4・13 一般化された μ_r

必要な強度を有していなければならない。したがって、特定の地震に対する最大応答変位が求まるだけでは不十分である。

以上のような不都合な点を取除くために、次のように考えた。まず図-4・11に示されたグラフを眺めると各曲線は似た傾向を有していることがわかる。すなわち正弦振動に対する結果をも含めて図-4・11の曲線群のうち任意の2本の曲線を取り出して、その片方の曲線を横軸方向に圧縮または伸張すると、他方の曲線とはほぼ重ねることができる。したがって、種々の a_y/a_0 に対して計算をしなくても任意の1個の a_y/a_0 に対する μ_r を求め、この点を通るように正弦振動に対する計算結果を横軸方向に圧縮すればよい。別な表現をすれば、地震応答計算により得られた任意の a_y/a_0 に対する μ_r を μ_0 とし、同じ a_y/a_0 に対する正弦振動の μ を μ_s とする。正弦振動について求めてある μ (これは a_y/a_0 のすべての値について求められている) に μ_0/μ_s を乗じたものが、先の地震波に対する μ_r となる。もちろん若干の誤差はあるがその誤差は工学上許容範囲内にあると考えられる。

上記のような方法により、任意の a_y/a_0 に対する μ_r が求まれば曲線全体が求まることがわかった。そこで6種の地震について計算した結果のうち $a_y/a_0=1$ の場合のものをとりだし、縦軸に μ_r 、横軸に $F_Y/(Y_Y \cdot M)$ をとってプロットしてみた。その結果が図-4・12である。同図にプロットされた結果を見ると各地震に対する結果は複雑に入りみだれている。また、どれが一つの地震がすべての $F_Y/(Y_Y \cdot M)$ に対して最大の μ_r を与えるのではなく、 $F_Y/(Y_Y \cdot M)$ の値によって最大の μ_r を与える地震が変わっている。

栈橋の設計では将来生ずるであろう地震も含めて最大応答変位が問題となる。そこで、図-4・12に示された右上りの曲線群の上側を連ねたものを一般化された直杭栈橋の最大応答変位に対する μ_r と考える。もちろん、図-4・12に示されたものは3つの地震に対する6本の記録についての結果であるから、この結果の最大値をとったとしても、将来起るであろう地震の最大応答変位がここで定めたものに等しいかあるいは小さいという保証はない。しかしそれほど大きなちがいはないであろう。大きな地震の完全な記録は世界的にも少なく、現段階で非常に多くの地震について計算を行ないその最大値をとるということは不可能である。それゆえ、この点の補強は将来に行なうことにする。

さて以上により $a_y/a_0=1$ のとき任意の $F_Y/(Y_Y \cdot M)$ に対する一般化された μ_r の値が求まったので、他の a_y/a_0 に対しても一般化された μ_r を求めることができる。以上の手順により特定の地震に対するものではなく、一般的な最大地震応答変位に対する μ_r を求めるグラフが図-4・13のように求まる。

5. 直杭栈橋の耐震性

5.1 実在栈橋の最大応答変位と極限変位

栈橋の設計で水平荷重に対する検討は、地震力と船舶が接岸するときに栈橋にかかる衝撃力に対して行なわれる。全国の港湾で国が直轄で施行した鋼直杭栈橋のなかで栈橋の杭の断面が船舶衝撃力で決定されず地震力で決定されたものと、同様に杭断面が地震力で決定された東京都が施行した品川埠頭の直杭栈橋の標準横断面を付録に示してある。これらはいずれも震度法を基本とする現行の設計法により設計されたものである。これらの栈橋について最大応答変位とその栈橋が安定を保ちうる最大の水平変位(極限変位)を計算してみよう。

最大応答変位および極限変位を求めるには鋼材の降伏応力を与えねばならない。栈橋に使われる鋼管杭を構成する鋼材は、日本工業規格(JIS-A5525)によればJIS-G3444(一般構造用炭素鋼鋼管)に規定する第2種(STK41)とすることを原則としている。ところが、これまでに実際に施工された栈橋では、JIS-G3101(一般構造用圧延材)に規定する第2種(SS41)より製造された鋼管を用いているものがほとんどである。特別な場合として、同規定による第3種(SS50)またはJIS-G3106(溶接構造用圧延鋼材)に規定する第2種A(SM50A)等が用いられている。スパイラル溶接鋼管の材料にはJIS-G3307(炭素鋼帯鋼)に規定する第8種(SPH8)またはその相当材が用いられている。JIS規定によると、それぞれの鋼材の降伏点は次のように規定されている。

SS41	23kg/mm ² 以上
SS50	28kg/mm ² 以上
STK41	24kg/mm ² 以上
SM50A	32kg/mm ² 以上

この論文では鋼材の降伏点にJISで認める最小値、すなわち保証値を用いて計算を行なうことにした。大部分の直杭栈橋ではSS41材を用いた管鋼杭が使われているが、その場合にはSS41の保証値をとって降伏応力を2300kg/cm²として計算を進めるわけである。

鋼直杭栈橋の耐震性に関する研究

次に本論文で説明してきた方法では、床版および上載物の重量による軸応力および水平力に対する杭の引抜き押し込みによる軸応力は降伏応力から差し引いておき、その先の計算では軸力は考慮しないことになっていた。実在の栈橋について床版重量および設計に用いる地震時の上載荷重による応力および設計震度と前記床版重量と上載荷重から求めた水平力が作用したときの押し込み引抜き力による応力を求めてみると 300kg/cm^2 以下である。そこで最大応答変位および極限変位を求めるための σ_y は JIS による保証値から 300kg/cm^2 を減じた値を用いることにした。たとえば SS-41 材では 2300

kg/cm^2 から 300kg/cm^2 を減じた 2000kg/cm^2 を降伏応力として計算を行なうのである。

以上の条件により計算された結果を表-5.1に示す。また設計震度を a_0 として計算結果を最大応答変位を求めるためのグラフ (図-4.13) にプロットしたのが図-5.1である。これらの結果で μ_r が1より小さいということは、最大加速度が設計震度に相当する地震が来ても杭に降伏応力が発生しないことを示している。栈橋の極限変位 Y_{cr} と栈橋の杭材に初めて降伏応力の生ずる変位 Y_r との比を μ_{cr} とし、これと μ_r との比を表-5.1に示した。これは Y_{cr}/Y_r であるから最大応答変位の何倍

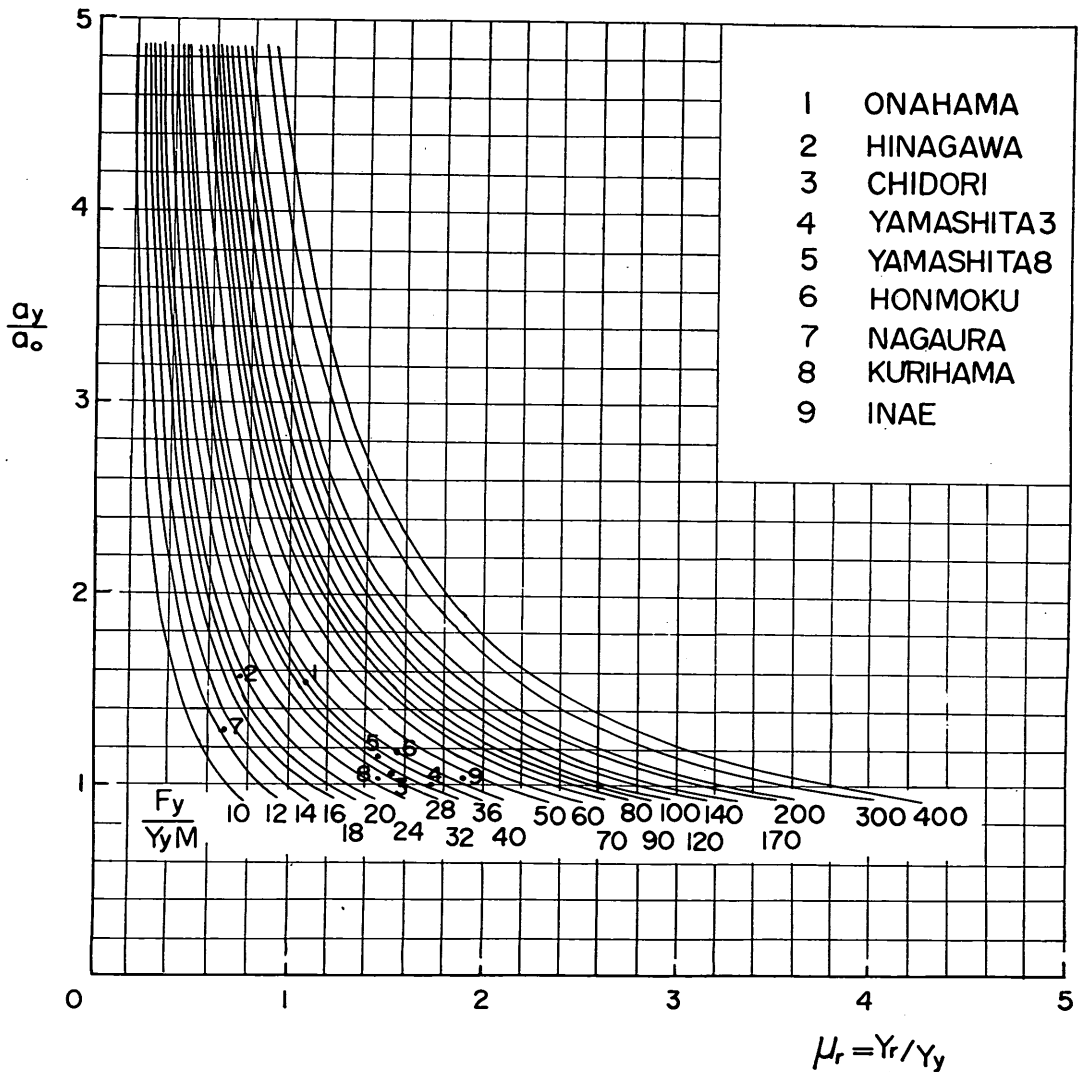


図-5.1 実在栈橋に対する μ_r

表-5-1 実在直杭栈橋の極限変位および最大応答変位

No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
項目	1 ラン当 メソの床 版重量 と上載 荷重	2 地盤 設計 震度 (a_0)	3 設計 震度 (a_0)	4 F_Y	5 Y_Y	6 $\frac{F_Y}{Y_Y \cdot M}$	7 a_y	8 $\frac{a_y}{a_0}$	9 μ_r $\left(\frac{Y_r}{Y_Y}\right)$	10 $1.3\mu_r$	11 Y_r	12 $\frac{F_r}{F_Y}$	13 F	14 Y_{cr}	15 F_{cr}	16 μ_{cr} $\left(\frac{Y_{cr}}{Y_Y}\right)$	17 μ_{cr}/μ_r (Y_{cr}/Y_r)
演算手順				極限変位の計 位の計 算より	極限変位の計 位の計 算より	④×980 ⑤×①	④ ①	⑦ ③	④×15 ⑨より	⑨×⑤ 1.3	式(4・2) より	④×⑫	極限変位の計 位の計 算より	⑩ ⑤	⑬ ⑧		
単位	ton	$gr/cm^{3.5}$		ton	cm	sec^{-2}				cm		ton	cm	ton			
栈橋名																	
小名浜	78.9	40	0.15	18.32	6.37	35.7	0.232	1.55	1.08	1.40	6.88	1.05	19.24	28.79	36.68	4.52	4.19
品川	184.8	5	0.20	57.55	16.24	18.8	0.311	1.56	0.45	0.98	12.18	0.82	47.19	56.82	106.88	35.0	4.67
千鳥	151.9	8	0.20	32.24	7.08	29.4	0.212	1.06	1.55	2.02	10.97	1.32	42.56	33.57	67.87	47.4	3.06
山下第3バース	185.8	15	0.20	37.68	5.84	34.0	0.203	1.02	1.74	2.26	10.16	1.40	52.75	28.94	74.68	4.96	2.85
山下第8バース	248.7	50	0.20	57.20	6.51	34.6	0.230	1.15	1.46	1.90	9.50	1.24	70.93	24.26	106.99	37.3	2.55
本牧	189.0	50	0.20	43.70	5.78	39.2	0.231	1.16	1.57	2.04	9.07	1.32	57.68	23.34	79.32	4.04	2.57
長浦	172.5	5	0.15	33.49	14.60	13.0	0.174	1.29	0.68	0.88	9.93	0.75	25.12	36.81	54.42	2.52	3.71
久里浜	90.4	40	0.15	14.05	5.86	26.0	0.155	0.03	1.47	1.91	8.61	1.28	17.98	23.03	26.72	4.56	3.10
稲永	257.0	20	0.20	53.33	4.43	45.9	0.208	1.04	1.90	2.47	8.42	1.48	78.93	30.89	126.42	6.97	3.67

まで変位すれば棧橋が倒壊するかを示している。 F_{cr}/F_r は棧橋の最大応答変位時の杭反力の何倍の杭反力が生じたときに棧橋が倒壊するかを示しており、 μ_{cr}/μ_r を力の関係におきかえたものである。

5.2 安全率

これまでの作業によって棧橋の最大応答変位や極限変位が求まるようになった。しかし設計において考えている構造物の耐震性を議論するには、必要な安全率が明らかになっていなければならない。本節では安全率に関する問題を検討する。

(1) 何を安全率とするか

本論文で考察を行ってきた過程では、棧橋の安全度を示す指標は二つある。その一つは、棧橋が安定を保ちうる最大変位 (Y_{cr}) と地震応答中に生じた最大変位 (Y_r) との比である。これは表-5・1に μ_{cr}/μ_r として示されているものである。他の一つは、棧橋が安全を保ちうる最大水平力 (F_{cr}) と棧橋に最大応答変位が生じたときの反力 (F_r) との比である。両者はいずれも同じ状態に着目している。しかしながら、そのいずれを安全率とするかによって、設計で要求される最小安全率の値は変わるであろう。その理由は、棧橋が破壊にいたる近くでは、荷重と変位の関係を示す曲線の勾配が小さいことからわかるように、わずかの荷重の増加で変位は大きく増加する。たとえば、清水の模型棧橋では水平力が36tonで変位は23cmである(図-3・9, $\sigma_y=2800\text{kg}/\text{cm}^2$ の場合)。ところが水平力が45tonになると変位は42cmとなる。荷重の増加量35%に対し変位の増加量は83%にも及んでいる。以上の例からも、設計で要求される安全率は、安全率を何をもって表わすかにより異なることがうなずけよう。

では本論文では直杭棧橋の安全率を前記二つのいずれとするかが問題となる。両者のいずれを安全率とするかが適当かは簡単には決め難い。本論文ではこれまでの説明から明らかなように、棧橋の強さは極限変位で間接的に表わされ、地震応答は最大応答変位で代表されている。したがって変位の比をとるのが簡単なので、極限変位と最大応答変位との比をもって安全率とし、今後の考察を進める。

(2) 降伏応力

設計のさいに満足すべき最小の安全率を定めるには、設計の色々な部分で考えられる誤差を考慮しなければならない。ここでは、それらについて検討する。ただし、これまでの考察で安全側の誤差として処理されたものは

とりあげない。先ず降伏応力について考えてみよう。

5.1で説明したように、日本工業規格では各種の鋼材について要求される最小の降伏応力を規定している。したがって、鋼材の降伏応力がこの規定を下廻ることはない。実際に製造市販されている鋼管の降伏応力について、はっきりしたデータはないようであるが、メーカーでは製品のバラツキを考慮してJISの規格よりも相当大きな値を目標に製作しているようである。清水港棧橋についても試験結果では降伏応力は相当大きな値となっている。現状では設計においては、降伏応力はJISで定める最小値を用いること以外に方法はないようであるが、これにもとづく誤差は安全側である。

(3) 極限変位の推定

久保の方法により棧橋の極限変位を推定する方法は先に導いたとおりである。この方法の妥当性は清水港の実験結果をもとに確かめた。その際、鋼材の降伏応力を試験結果の平均をとり、 $3320\text{kg}/\text{cm}^2$ とした。しかし、この値はあくまでも試験結果の平均であり、実際に使用される個々の杭では降伏応力バラツキがあることは頭に入れておかねばならない。ただ、前項で降伏応力としてJISで定める保証降伏応力を採用することを提案している。この保証降伏応力はどの鋼杭でも十分に満足しているから、前記提案に従うかぎり降伏応力のバラツキに対する安全度は見込まなくてもよい。

次に横棧橋の場合に、傾斜した地表面を水平なものにおきかえて計算を行なった。この誤差について少し考えてみる。図-3・11, 3・12からも明らかなように、棧橋が海側に向かって倒壊するときの極限変位のほうが実際に応答計算に用いた条件での極限変位よりも大きい。しかし、そのときの杭反力は応答計算に用いた条件でのものよりも、海側へ倒壊するときのものの方が小さい。このような非線型の系が非定常な振動をする場合、いずれが早く倒壊にいたるかは簡単には決められない。しかし、横棧橋についてはこのような不確かな要素が存在するから、設計においては突提形式の棧橋よりも大きな安全率を見込んでおくべきであろう。

次に杭の水平抵抗に関する地盤常数 K_s の推定の問題がある。この地盤常数 K_s は標準貫入試験の結果から久保の図表を使用して推定したが、久保の図表でも、同一の \bar{N} 値に対し、地盤常数はある範囲内バラツキしている。計算に際しては平均的な値を使ったが、同一の \bar{N} 値に対し、バラツキの上限の地盤常数をとったときと下限の地盤常数をとったときの極限変位及地震時最大応答変位

の影響を μ_{cr} , μ_r について調べてみる。

まず、軟弱な地盤の例として千鳥町第5バースを考える。これの \bar{N} 値から求めた平均的な K_S の値は8であるが、これが下限の K_S の値は4.6で上限の K_S の値は14である。この下限の K_S 値をとったとき μ_{cr} の変化はごく小さく、 μ_r は平均的な K_S をとったときに比べて7%の減になる。

次に上限の K_S の値をとったときは μ_{cr} は1%以下の増で、 μ_r は1%の増になる。

次に同様なことを地盤の固い場合の例として山下埠頭

第7, 第8バースについて考えると、 \bar{N} 値から求めた平均的な K_S の値は50であり、下限の K_S の値は28で、上限の K_S の値は85である。下限の K_S をとったときの μ_{cr} は変化なく μ_r は1%の減になる。上限の K_S をとったときの μ_{cr} の変化は非常に小さく、 μ_r は3%の増になる。

以上のように、 μ_{cr} , μ_r の値は平均的な K_S の値をとった場合に比べて10%以下であり、実際上は問題にしないともよい。

- | | |
|---------------|------------|
| 1 ONAHAMA | 6 HONMOKU |
| 2 SHINAGAWA | 7 NAGaura |
| 3 CHIDORI | 8 KURIHAMA |
| 4 YAMASHITA 3 | 9 INAE |
| 5 YAMASHITA 8 | |

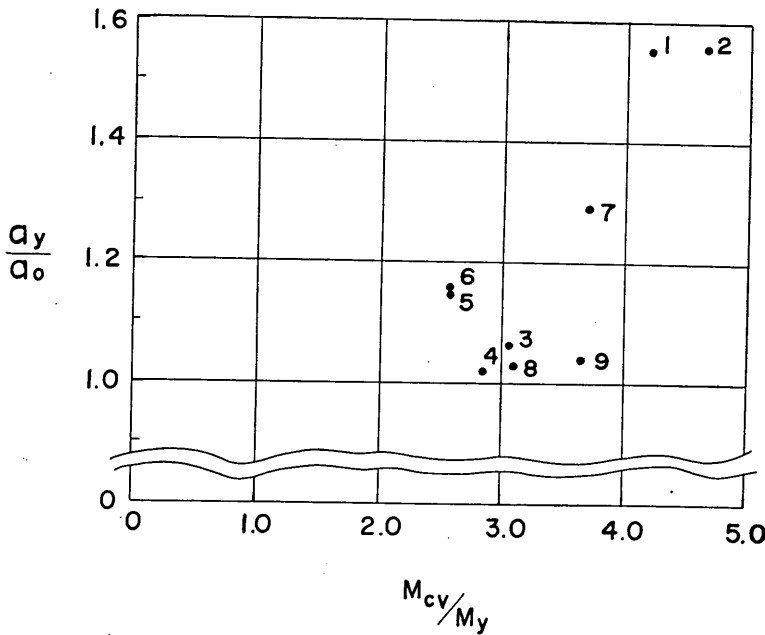


図-5.2 実在栈橋の a_y/a_0 と μ_{cr}/μ_r との関係

5.3 現行設計法で設計された鋼直杭栈橋の耐震性

前節までに述べてきたことをまとめると、直杭栈橋が水平荷重を受け、全部の杭の杭頭および地中部に塑性ヒンジができたときの栈橋頭部の変位 Y_{cr} 、設計震度を加速度に換算し、その加速度を最大加速度にもつ地震のな

かで、栈橋に最大の応答変位を与える加速度波形をもつ地震による最大応答変位 Y_r が求められる。

$Y_{cr}/Y_r = \mu_{cr}/\mu_r$ を栈橋の耐震性を評価する指数、仮にこれを安全率と云えば、5.1 で述べた付録に示す直杭栈橋について、安全率を求めたものが表-5.1における

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

μ_{cr}/μ_r である。

(1) この表をみると地震時の最大応答変位が弾性限界内にあるもの、すなわち $\mu_r < 1$ のものは品川ふ頭の $\mu_r = 0.75$ と長浦棧橋の $\mu_r = 0.68$ の2箇所、他の8箇所は、いずれは地震時の最大応答変位が杭の弾性限界をこえている。

(2) 各棧橋の μ_{cr}/μ_r と静力学的に杭の弾性限界内で考えた設計上の安全率 a_y/a_0 の関係をプロットすると図-5・2になる。これを見ると a_y/a_0 が増すと μ_{cr}/μ_r も増加の傾向があるようにも思えるが他方 a_y/a_0 のほぼ等しい棧橋でも μ_{cr}/μ_r の値にはかなりの差が生ずる場合もあることがわかる。 μ_{cr}/μ_r の値はいずれの棧橋も2以上になっている。それで、これらの棧橋は設計震度に相当する最大加速度の地震に対し、動的応答を考えても倒壊の危険はないと考えてよい。

この研究では地震応答計算に使用した地震の数も少ない、又計算過程に含まれる誤差の範囲および実在棧橋の震害例等についても更に研究の必要があるのでこの研究結果を直ちに設計に利用するには、慎重な配慮が必要である。

引用文献

- 1) Discussion by Y.L.Chang on "Lateral Pile-Loading Tests" by Feagin, A.S.C.E., 1937
- 2) 鋼杭の設計と施工 横山幸満
山海堂 1963 p.111~115
- 3) 前出文献1)
- 4) 杭の横抵抗に関する実験的研究(その1) 篠原登美雄, 久保浩一 運輸技術研究報告 vol. 11, No.12, 1961
- 5) 杭の横抵抗に関する実験的研究(その2) 久保浩一 運輸技術研究所報告 vol. 12, No.2, 1962
- 6) 杭の横抵抗に関する実験的研究(その3) 久保浩一 運輸技術研究所報告 vol. 12, No.2, 1962
- 7) Hパイルの水平抵抗に関する研究
運輸省港湾技術研究所, 八幡製鉄株式会社 1963
- 8) 前出文献7)
- 9) Horizontal Resistance of Piles under Static and Dynamic Loads by S. Hayashi, N. Miyajima and I. Yamashita
Proceedings of the Third World Conference on Earthquake Engineering (New Zealand) 1965
- 10) 鋼杭棧橋の振動性状に関する研究, 山本隆一, 宮島信雄, 山下生比古 第7回土木学会地震工学研究発表会, 1964
- 11) 鋼杭棧橋の振動性状に関する研究(第一報), 山本隆一, 宮島信雄, 山下生比古, 堀内忠治, 第2回港湾技術研究所研究発表会, 1964
- 12) 鋼杭棧橋の耐震性に関する研究, 山本隆一, 林聡, 宮島信雄, 山下生比古 第8回土木学会地震工学研究発表会, 1965
- 13) 清水港における模型鋼杭棧橋の振動実験, 林聡, 宮島信雄, 山下生比古, 山田通一郎, 小蔵紘一郎, 第3回港湾技術研究所研究発表会, 1965
- 14) 鋼杭の動的横抵抗に関する研究, 林聡, 宮島信雄, 山下生比古, 山田通一郎, 小蔵紘一郎 第3回港湾技術研究所研究発表会, 1965
- 15) Dynamic Response of Steel Piles to Lateral Excitation by S. Hayashi, I. Yamashita and K. Ogura
Proceedings of Japan National Symposium on Earthquake Engineering 1966
- 16) 門司港設計計算書(葛葉-11.0m 岸壁, 同取付(袖)) 運輸省第四港湾建設局小倉調査設計事務所 1966 P. 10
- 17) 京浜港設計々算書 その1 (Y-020)
運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所 P. 1の21
- 18) 直杭棧橋の極限強度 プログラムライブラリー(第一集) 運輸省港湾技術研究所 1967 P. 161~165
- 19) スパイラル鋼管の曲げおよび圧縮試験実験報告書 東大工学部奥村研究室 川崎製鉄株式会社 1964
- 20) 斜面における鉛直単杭の横抵抗, 鈴木敦巳, 久保浩一, 田中芳夫 港湾技術研究所報告, vol. 5, No.2, 1966
- 21) Periodic Response of a General Yielding Structure by P. C. Jennings, Proc of A. S. C. E. Vol. 90 No. EM2, 1964, p. 131~166
- 22) 前出文献21)
- 23) 履歴性を有する一質点系の非定常応答計算, プログラムライブラリー(第一集)
運輸省港湾技術研究所 1967 P. 166~168
- 24) 港湾地域強震観測地点資料(その1)
土田隆, 山田通一郎, 倉田栄一
港湾技研資料 No.34 1967
- 25) レスポンス・スペクトルの計算, プログラムライブラリー(第一集) 運輸省港湾技術研究所 1967

付録 直杭棧橋断面図集

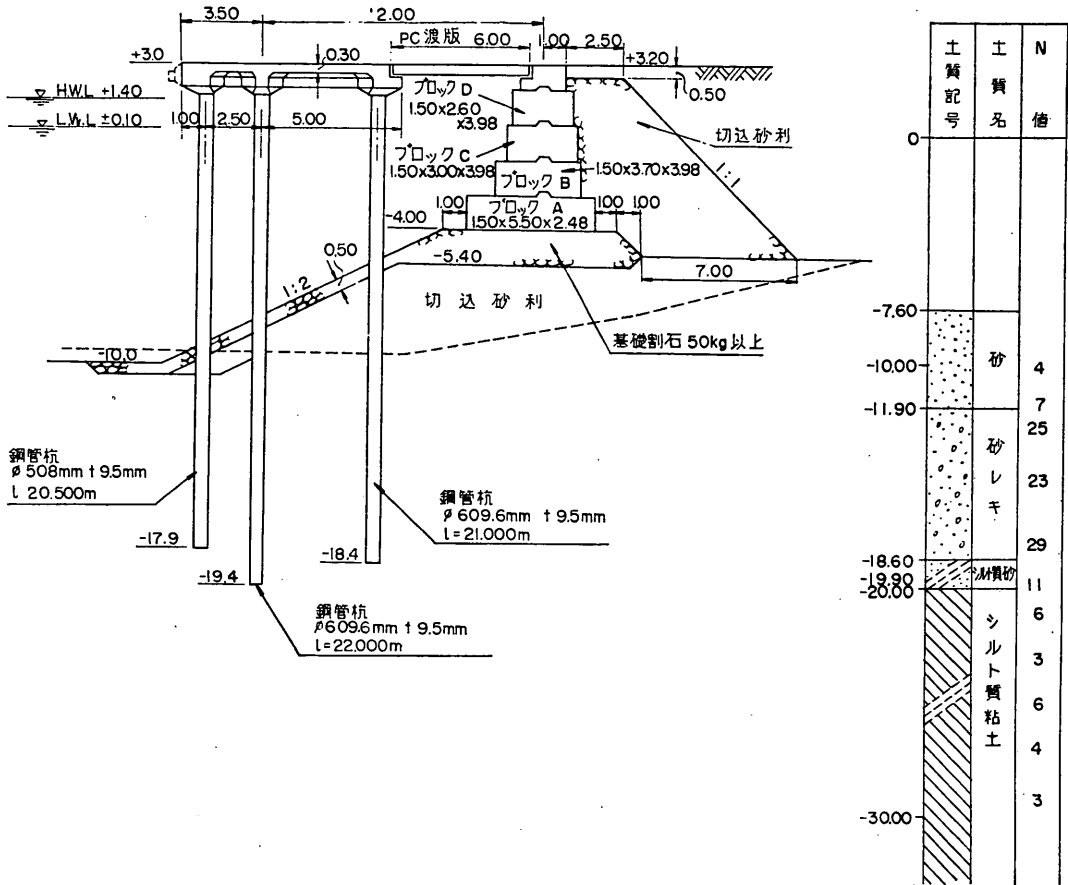


図-A・1 標準断面図 (小名浜)

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

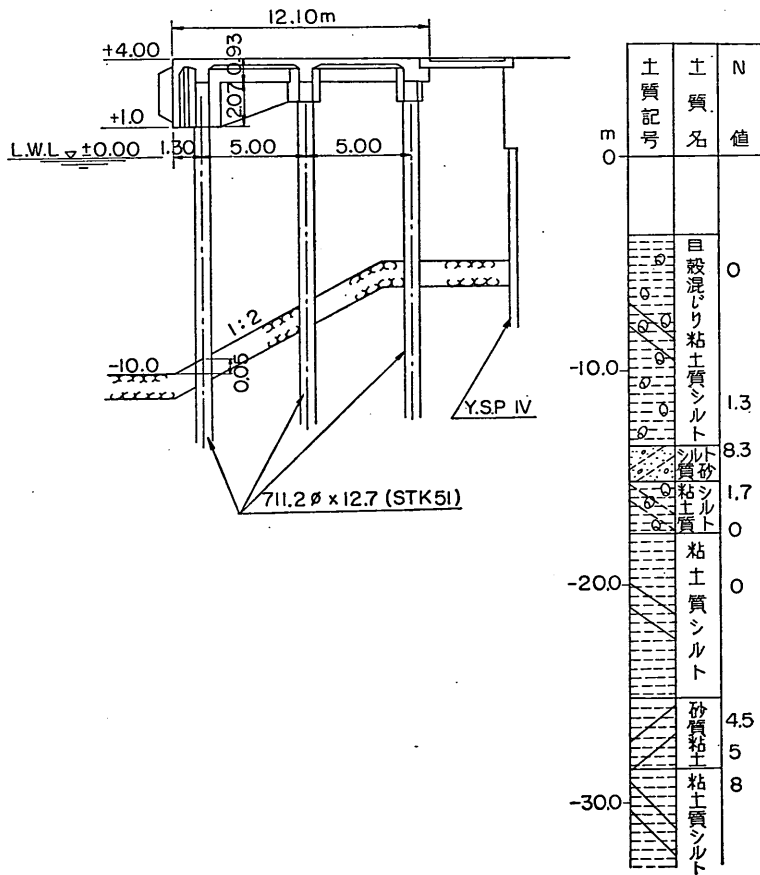


図-A・2 標準断面図 (品川)

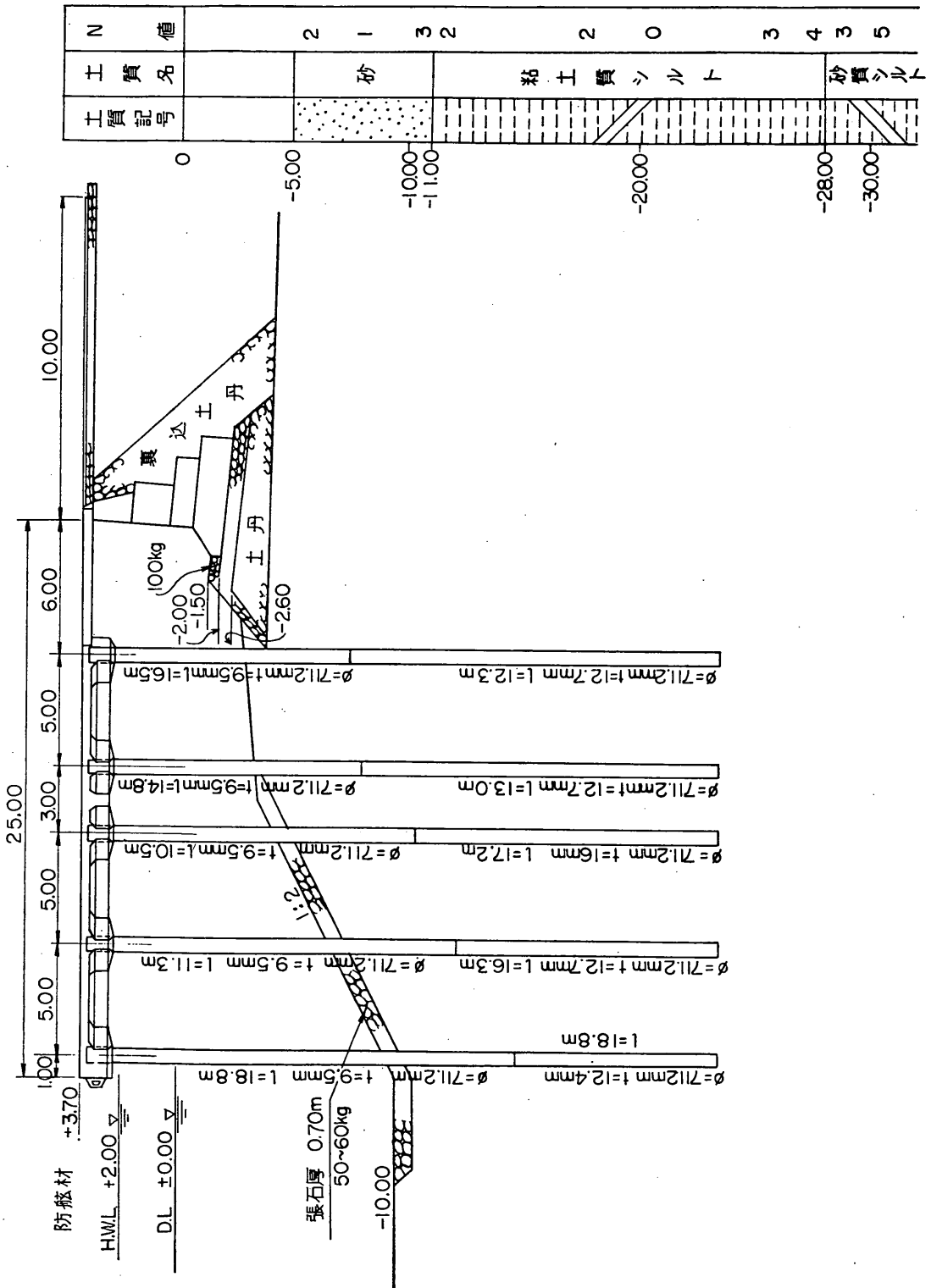


図-A・3 標準断面図(千鳥)

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

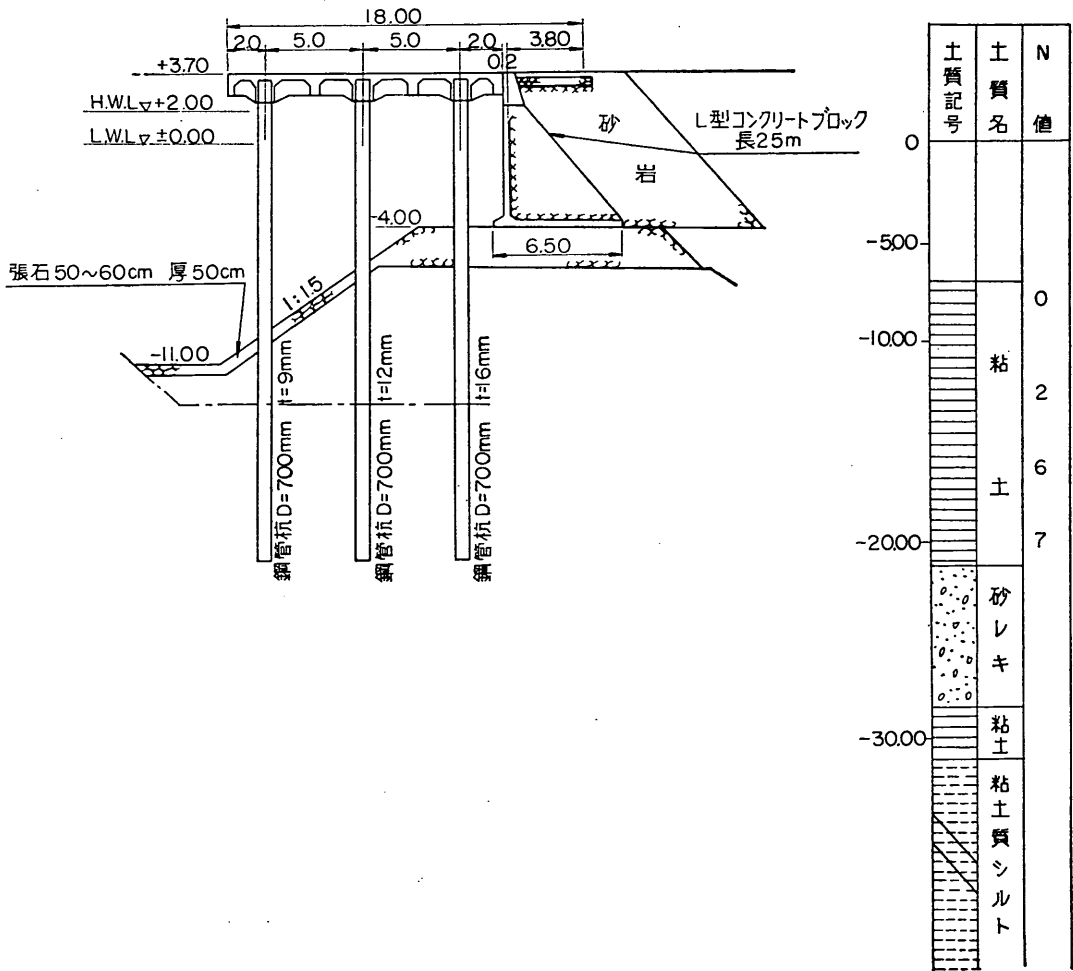


図-A・4 標準断面図 (山下第3)

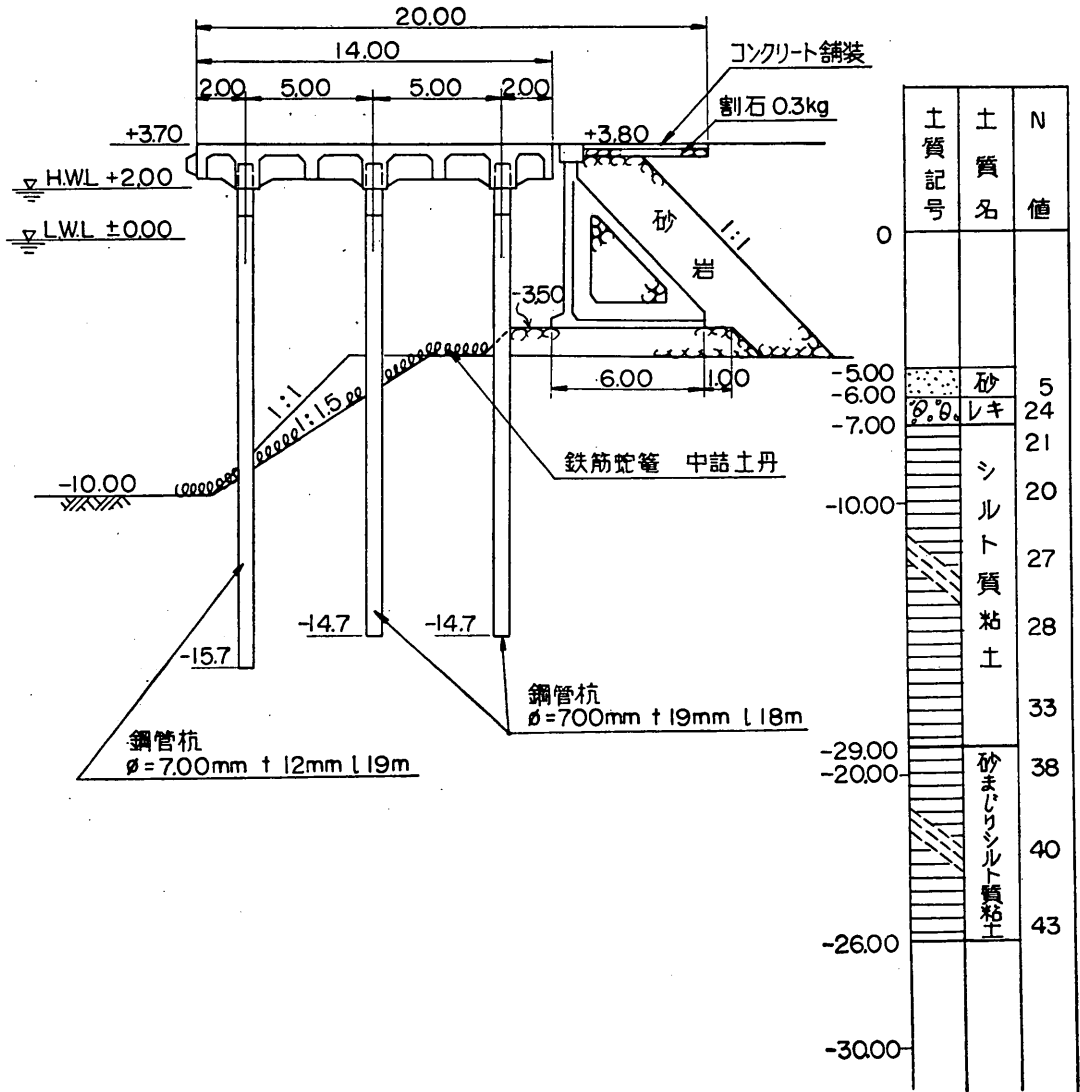


図-A・5 標準断面図 (山下第8)

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

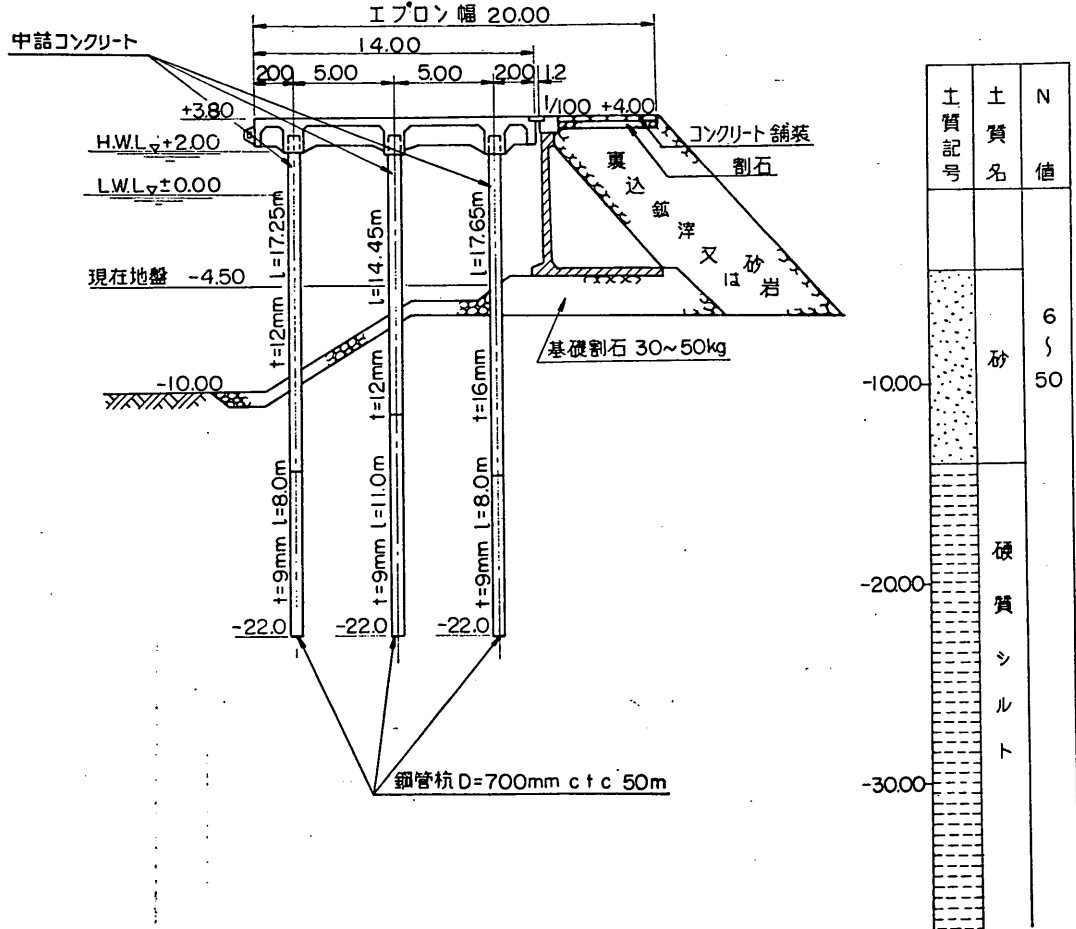


図-A・6 標準断面図 (本牧27)

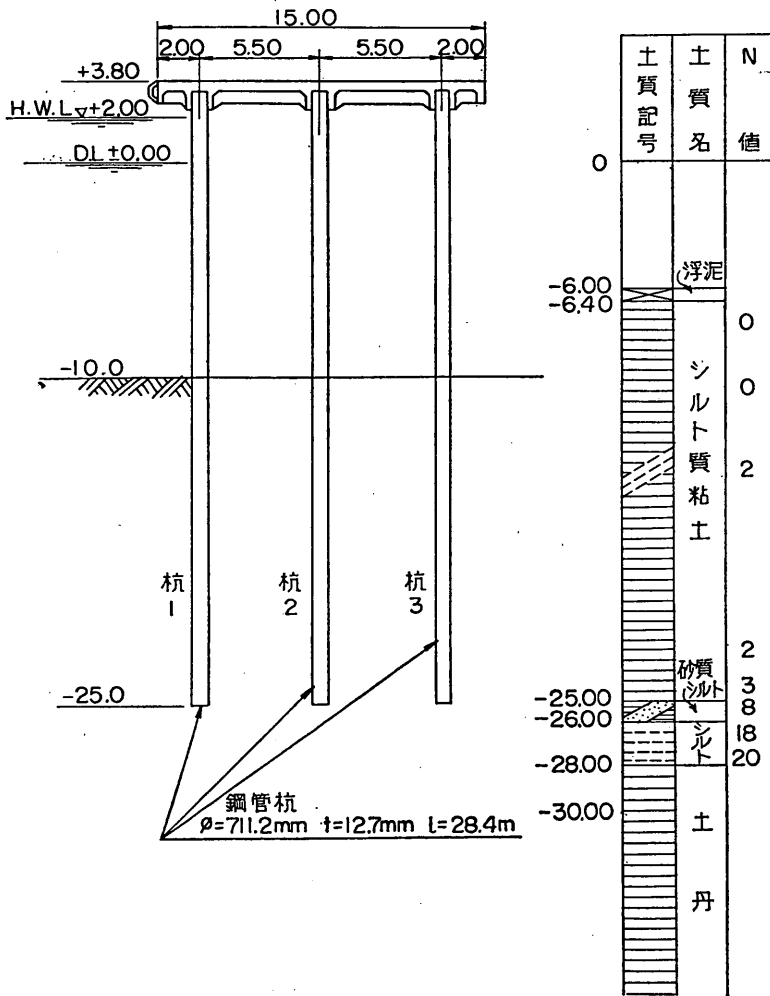


図-A・7 標準断面図(長浦)

鋼直杭棧橋の耐震性に関する研究

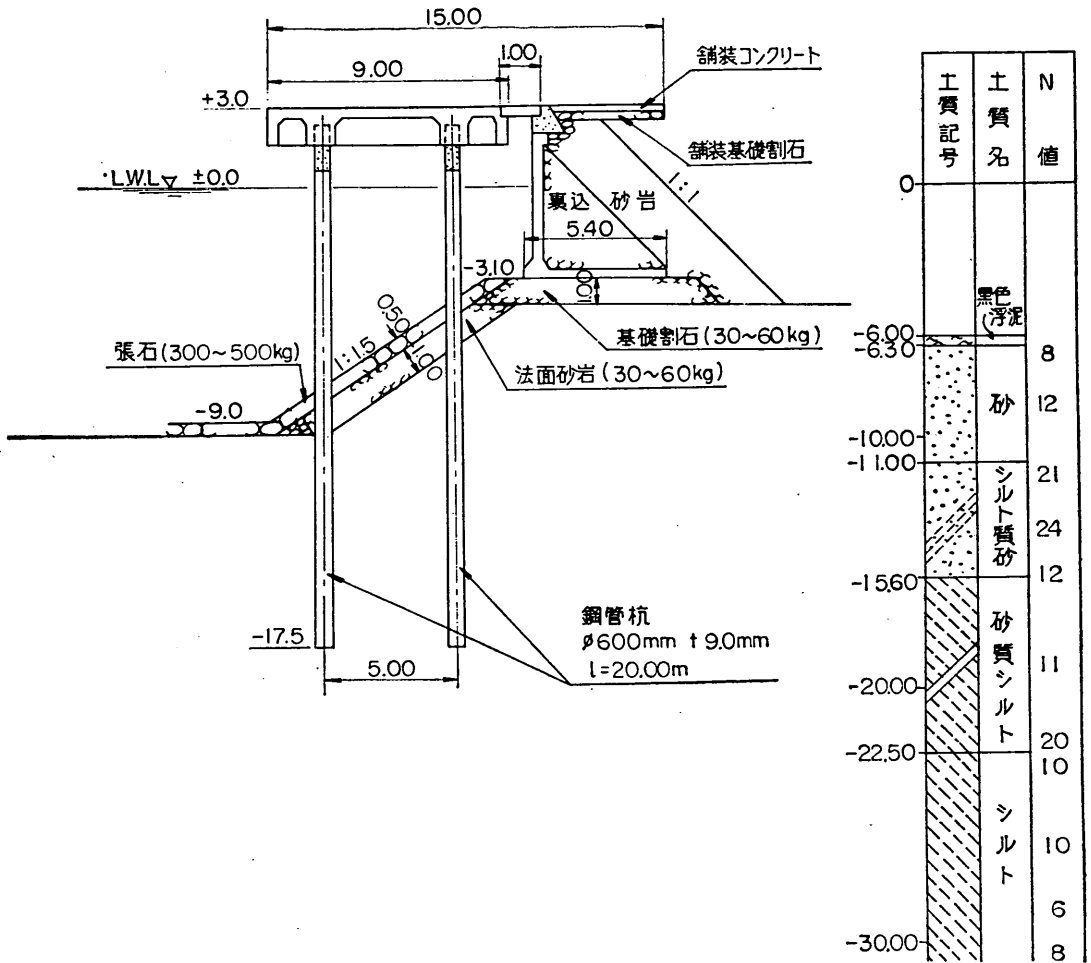


図-A・8 標準断面図 (久里浜)

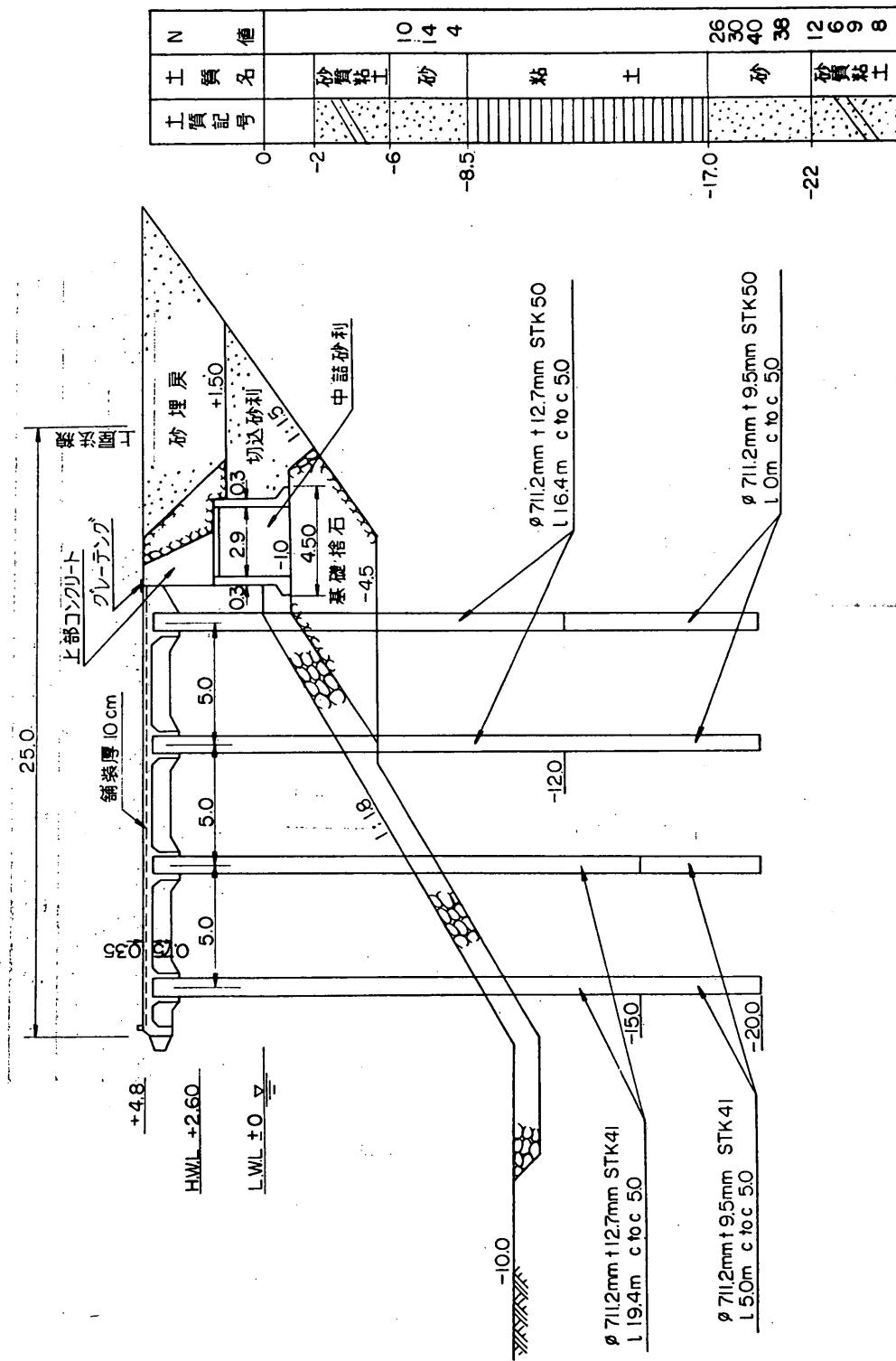


図-A.9 標準断面図 (箱永)