

土木研究所資料

大地震に対するRC橋脚の耐震設計法に関する研究

——(その1)等価エネルギー法による非線形地震応答変位の
推定精度に関する検討——

Seismic Resistant Design of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns
Subjected to Large Lateral Force Associated with Large Magnitude Earthquakes
——Part I. Accuracy of Equivalent Energy Method for Evaluation
of Peak Nonlinear Response ——

昭和60年12月

建設省土木研究所
地震防災部・耐震研究室

Copyright ©(1986) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

大地震に対するRC橋脚の耐震設計法に関する研究

——(その1)等価エネルギー法による非線形地震応答変位の 推定精度に関する検討——

Seismic Resistant Design of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns
Subjected to Large Lateral Force Associated with Large Magnitude Earthquakes
—— Part I. Accuracy of Equivalent Energy Method for Evaluation
of Peak Nonlinear Response ——

耐震研究室 室長 川島 一彦

研究員 長谷川 金二

小山 達彦

吉田 武史

要旨

現行の道路橋の耐震設計は、0.2～0.3の設計水平震度相当の地震力に対して、各部の断面力が降伏点に対してある一定の安全率を持つように部材の断面を定めておけば、部材の非線形域のねばりを考慮すれば大地震時にも大破壊はしないであろうという考え方によっている。しかしながら、現状では、大地震に対して部材の終局的な変形性能を考慮して耐震性を照査する具体的な手法は提案されておらず、このような手法の開発が必要とされている。本報告は上記の観点から、大地震時のRC橋脚の耐震設計法を開発することを目的として、Newmarkらにより提案された等価エネルギー法をRC橋脚の非線形最大応答変位を推定するために適用した際の精度を検討した結果についてとりまとめたものである。

キーワード：RC橋脚，耐震設計，二次設計，等価エネルギー法

目 次

1. 概 要	1
1 - 1. 研究目的	1
1 - 2. 非線形応答に関する既往の研究	7
2. 弾性応答に基づく非線形応答の推定法	14
2 - 1. 前提条件の整理	14
2 - 2. Veletsos & Newmark の等価エネルギー法	15
3. 等価エネルギー法の適用性の検討方法	20
4. 解析対象橋脚	25
5. 解析に用いた入力地震動	35
6. 等価エネルギー法の精度	37
6 - 1. 代表的な強震記録に対する検討結果	37
6 - 2. 多数の強震記録に対する検討結果	38
7. 結 論	72
参考文献	74
付属資料	77

1. 概 要

1-1. 研究目的

宮城県沖地震、浦河沖地震等近年の地震においては、RC橋脚に大規模な亀裂、剝離、主鉄筋の座屈、破断等の被害が相次いで生じている（写真1-1～1-5）。これは、大規模地震が当該橋梁の近くで発生したような場合には、橋脚に生じる地震力が現行の道路橋の耐震設計で考慮されている0.2～0.3の設計水平震度相当の力よりもさらに大きくなるためと考えられる。大地震時には、このような大きな地震力が橋に作用するとしても、一方では、このような大地震が当該橋梁の近くで発生する機会はまれであることを考慮すると、単に設計水平震度を大きくするだけで対処することは現実的とは考えられない。このため、一般には大地震が生じた場合には橋脚に損傷が生じることは許容するが、上部構造が落橋するような致命的な破壊は防止することが重要と考えられている。

現行の道路橋の耐震設計は、0.2～0.3の設計水平震度相当の地震力に対して、各部の断面力が降伏点に対してある一定の安全率を持つ値以下となるように部材の断面諸元を定めておけば、部材の非線形域のねばりを考慮すれば大地震時にも大破壊はしないであろうという考え方によっている。しかしながら、上述した近年のRC橋脚の大被害はこのような考え方が必ずしも期待通りには、成立していないことを示しており、大地震時の橋脚の破壊に対する安全性を具体的に照査する手法の開発が必要とされている。

本研究は以上の観点から現行の耐震設計法を基本としつつ図1-1の流れに従い、大地震に対する道路橋の耐震性を照査する手法を開発することを目的とするものであり、その第1段階として、RC橋脚の耐震設計法に着目した。RC橋脚の耐震性を最初に取り挙げたのは以下の理由による。

- 1) 近年発生した地震では、RC橋脚に集中的に被害が生じている。
- 2) RC橋脚模型の動的載荷実験結果等に基づき、RC橋脚については、ある程度動的変形特性および強度特性が推定可能となってきた。

図1-1に示したフローでは、ある地震動が作用した場合に橋脚にどの程度の非線形域の変形が生じるかを推定することが必要とされる。このような非線形域の変形量は、RC橋脚を非線形履歴復元力特性を有する解析モデルに置換し、動的解析を行うことにより求めることができるが、実務設計では、一々非線形動的解析を行うことはできない。このため、何らかの方法で容易に計算可能な、弾性応答から非線形応答を推定し得る手法を開発することが必要とされる。

本報告は、この目的のために実施したものであり、弾性応答から非線形応答変位を推定する手法としてNewmarkらにより提案された等価エネルギー法に着目し、これを実際のRC橋脚の断面諸元に適用するとともに、我が国で得られた多数の強震記録をもとに、その適用性および精度を検討した結果についてとりまとめたものである。なお、本検討では、非線形履歴モデルとして、RC橋脚に対する適合度が比較的良好と言われている武藤モデルを用いた。

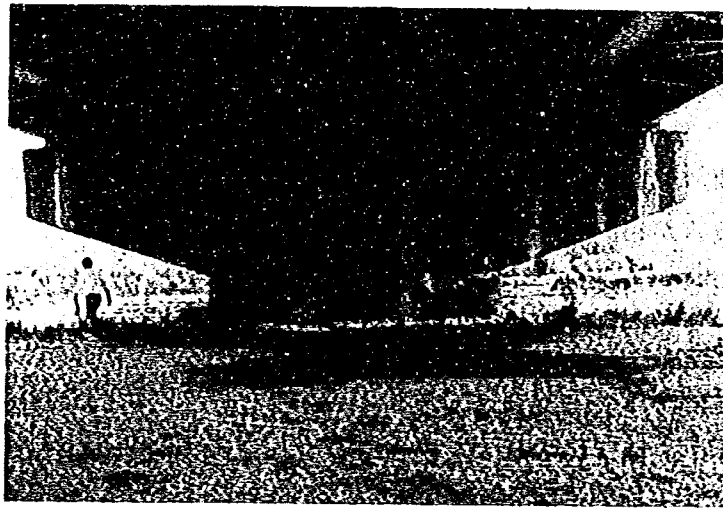


写真 1 - 1(a) P 6 橋脚躯体の損傷（左岸側）

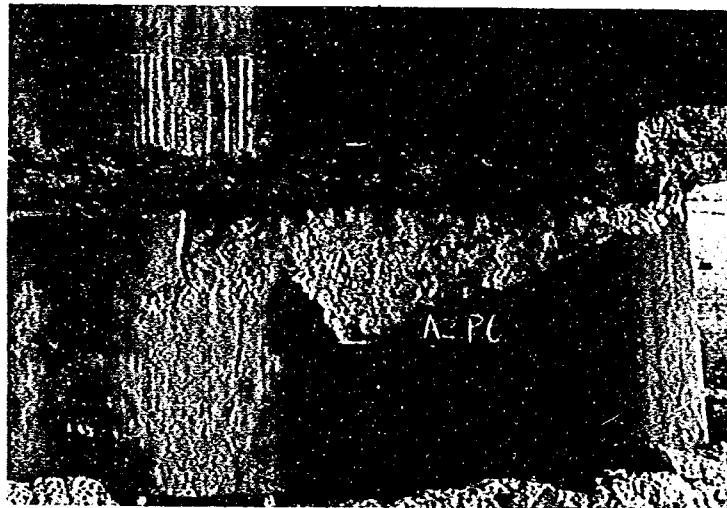


写真 1 - 1(b) 1978 年宮城県沖地震による千代大橋 P 6 橋脚（左岸側）コンクリートのはく離

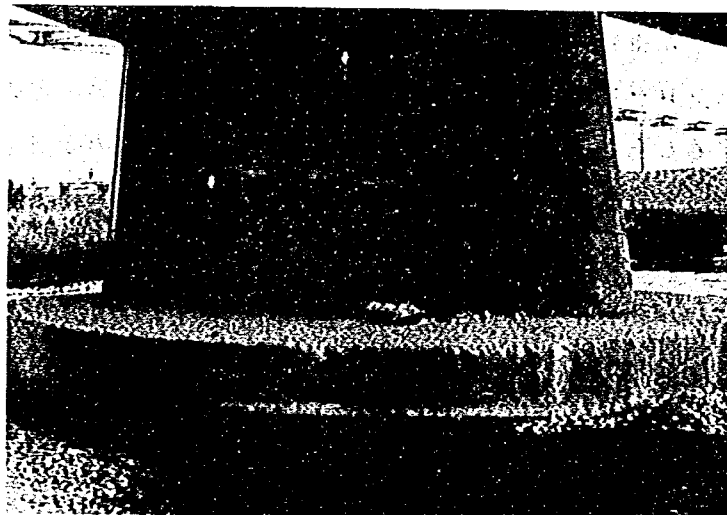


写真 1 - 1(c) P 4 橋脚（左岸側）の亀裂

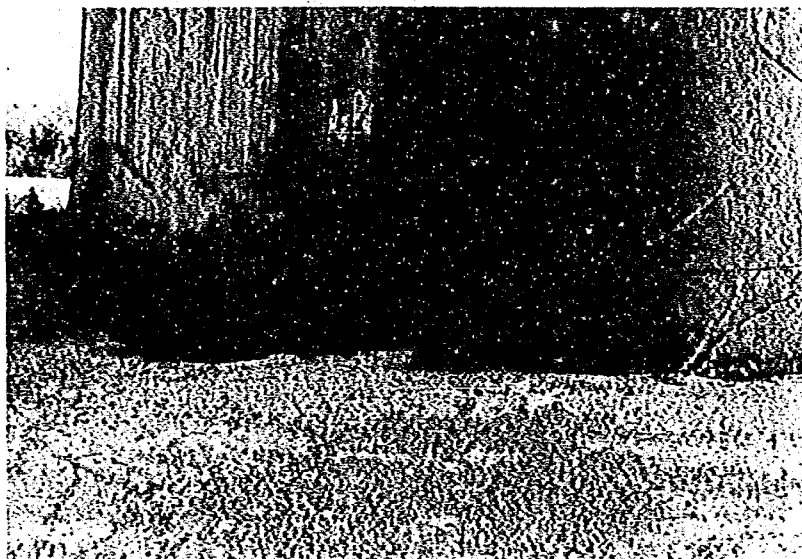


写真 1 - 1(d) P 4 橋脚根元のコンクリートはく離

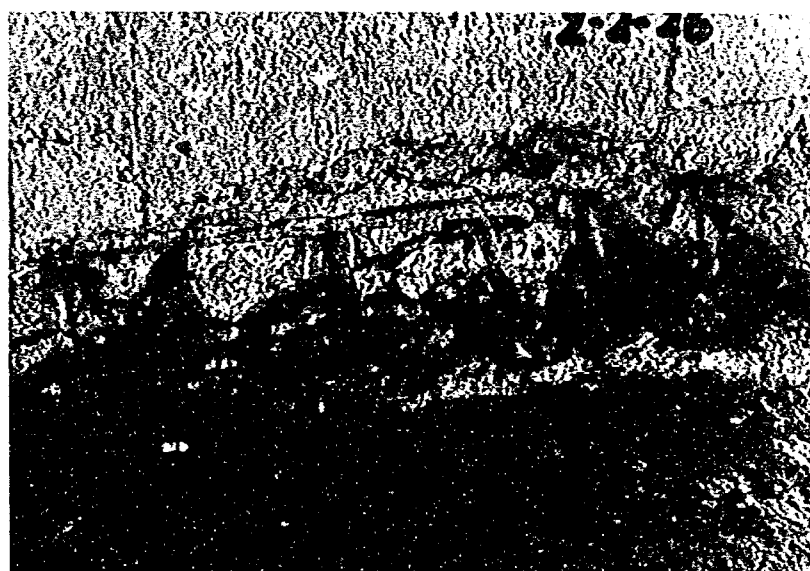


写真 1 - 1(e) P 4 橋脚根元の鉄筋露出
(写真 1 - 1(d)の拡大図)

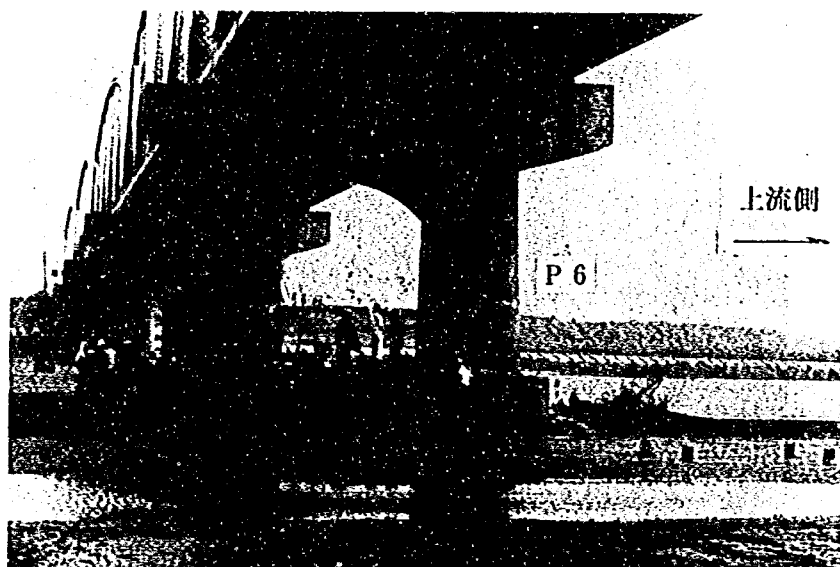


写真 1 - 2(a) 1978 年宮城県沖地震による阿武隈橋 P 6 橋脚の亀裂

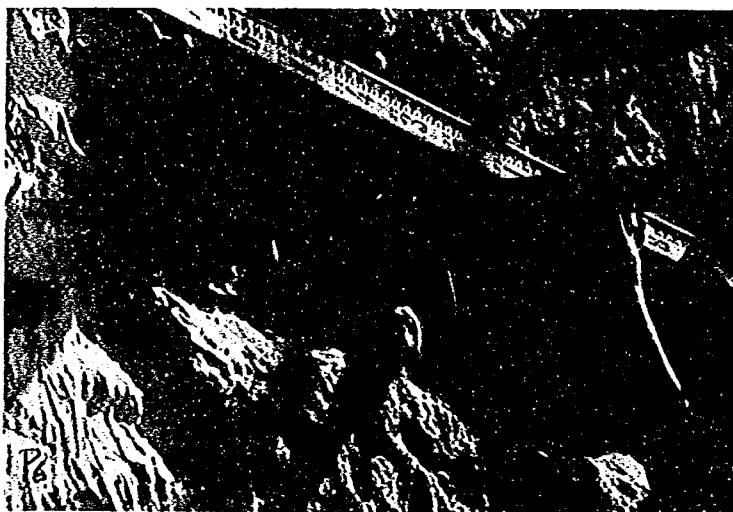


写真 1 - 2(b) P 6 橋脚（上流側，左岸側）のコンクリートはく離



写真 1 - 3 1978 年宮城県沖地震による錦桜橋 P 8 橋脚（左岸側）の亀裂

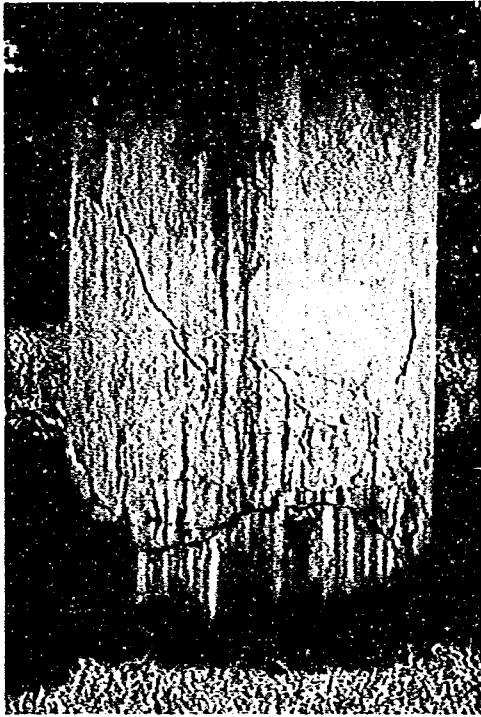


写真 1 - 4 (a) 1978 年宮城県沖地震による
 関上大橋 P 1 橋脚（上流
 側側面の亀裂）

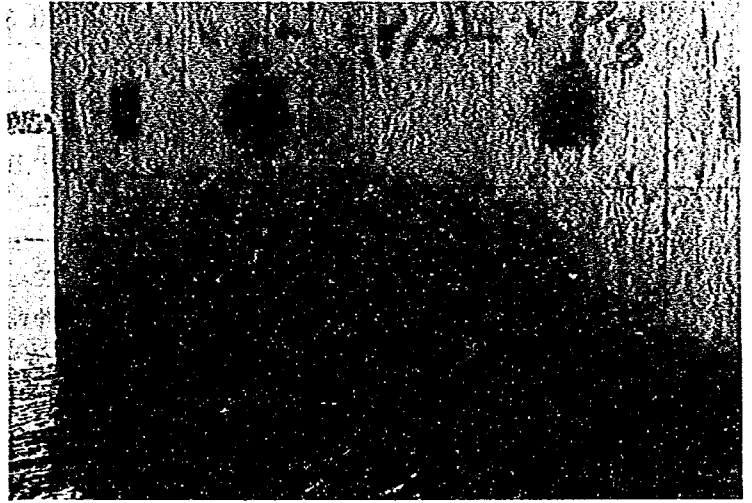


写真 1 - 4 (b) P 3 橋脚（左岸側）の亀裂



写真 1 - 5 (a) 1982 年浦河沖地震による静内橋
 P 3 橋脚の被害



写真 1 - 5 (b) P 6 橋脚の被害

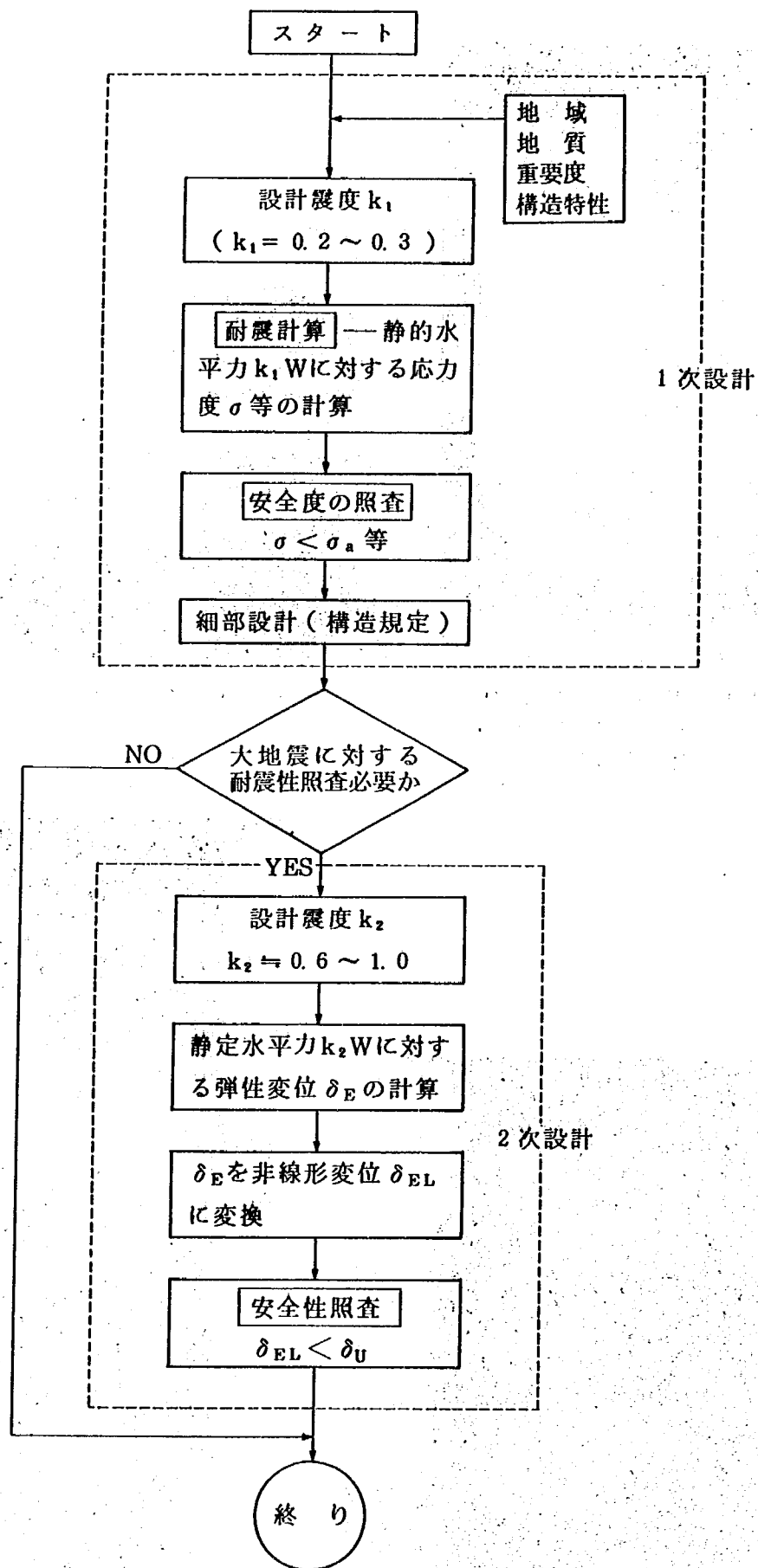


図1-1 大地震に対するRC橋脚の耐震設計フロー

1-2. 非線形応答特性に関する既往の研究

構造物の非線形応答特性に関しては、現在までも各種の検討が行われている。ここでは、構造物の応答を考える上で最も基本的な1自由度系の非線形応答を中心に、既往の主要な研究をレビューすることとする。

1) Jennings, P. Cの研究

Jennings は図1-2に示すような完全弾塑性系に調和外力が作用する場合の定常応答を基本に、完全弾塑性系の応答を線形粘性振動系で模擬する場合の等価粘性減衰定数の与え方について以下のような検討を行っている。なお定常応答に対する等価粘性減衰の研究は1930年の Jacobsen の研究にまで溯ることができるが、これらの研究は、減衰特性が非線形の場合にこれを等価粘性減衰に置換することに主眼を置かれていたのに対して、Jennings は、これを剛性および減衰の両者が非線形の場合に拡張している。

いま、図1-2の完全弾塑性系では、系の円固有振動数、共振時（応答と外力の位相が $\pi/2$ となる場合と定義）の変位振幅、1サイクル当りのエネルギー吸収は、それぞれ、以下のようになる。

$$\frac{\omega^2(x_0)}{\omega_0^2} = \begin{cases} \frac{1}{\pi} \left(\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta \right) & x_0 \geq x_y \\ 1 & x_0 \leq x_y \end{cases} \quad (1-1)$$

$$x_0 = \frac{4x_y}{4 - \frac{F_0\pi}{kx_y}} \quad (1-2)$$

$$E_p(x_0) = 4kx_y(x_0 - x_y) \quad (1-3)$$

ここで、

x_0 : 共振時の変位振幅

x_y : 降伏時の変位振幅

$\omega^2(x_0)$: 非線形系の円固有振動数

$\omega_0^2 = \frac{k}{m}$: 線形系の円固有振動数

$\theta = \cos^{-1} \left(1 - 2 \frac{x_y}{x_0} \right)$

$E_p(x_0)$: 1サイクル当りの損失エネルギー

一方、これを、線形1自由度粘性系でモデル化すると、運動方程式は次のようになる。

$$m(x_0)\ddot{x} + c(x_0)\dot{x} + k(x_0)x = F_0 \sin \omega t \quad (1-3)$$

また、円固有振動数 $\omega_1(x_0)$ 、限界減衰係数 $C_c(x_0)$ 、減衰定数 $n(x_0)$ 、1サイクル当りの

損失エネルギー $E_e(x_0)$ は、それぞれ、次のようになる。

$$\omega_1(x_0) = \sqrt{\frac{k(x_0)}{m(x_0)}} \quad (1-4)$$

$$C_c(x_0) = 2 \sqrt{k(x_0)m(x_0)} \quad (1-5)$$

$$n(x_0) = \frac{C(x_0)}{C_c(x_0)} \quad (1-6)$$

$$E_e(x_0) = 2 \pi n(x_0) k(x_0) x_0^2 \quad (1-7)$$

また、共振時の変位振幅 x_0 は次のように与えられる。

$$x_0 = \frac{F_0}{2 k(x_0) n(x_0)} \quad (1-8)$$

Jennings は式 (1-1) ~ 式 (1-3) による非線形系の特性と式 (1-4) ~ 式 (1-8) による線形系の特性を等値することにより、等価粘性減衰を求めているが、この際、以下の 6 つのモデルを提案している。

1) 共振変位を合わせる方法

$$n(x_0) = \frac{2}{\pi} \frac{x_y}{x} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right) \quad (1-9)$$

2) 動的剛性法

$$n(x_0) = \frac{\frac{2}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right)}{\frac{1}{\pi} \left(\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta\right)} \quad (1-10)$$

3) 動的質量法

$$n(x_0) = \frac{2}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right) \quad (1-11)$$

4) 一定限界減衰法

$$n(x_0) = \frac{\frac{2}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right)}{\sqrt{\frac{1}{\pi} \left(\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta\right)}} \quad (1-12)$$

5) 幾何剛性法

$$n(x_0) = \frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right) \quad (1-13)$$

6) 幾何エネルギー法

$$n(x_0) = \frac{\frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right)}{2 - \frac{x_y}{x_0}} \quad (1-14)$$

以上の 6 つの方法の特徴をまとめた結果が表 1-1 であり、図 1-3 は式 (1-9) ~ 式

(1-14) による等価粘性減衰定数を比較したものである。これによれば、 $x_0/x_y < 1.25$ では6種類の方法による等価粘性減衰定数は大差が無いが、 x_0/x_y が大きくなるにつれ、等価粘性減衰定数には大きな違いが生じてくることがわかる。

なお、以上の方法は、調和外力が作用した場合の応答に対する検討であり、地震荷重のように非定常な外力が作用した場合には、どのようにして基準となる代表的な変位（これは、必ずしも最大変位ではない）を求めるかという点が問題となる。

2) Veletsos, A.S. および Newmark, N.M. の研究

Veletsos らは完全弾塑性1自由度系に El Centro 記録および Vernon 地震記録が作用した場合の最大応答変位を、減衰定数0および10%の粘性減衰を有する線形1自由度系の最大応答変位と比較し、図1-4および図1-5に示す結果を得ている。これより、彼らは、完全弾塑性系応答と線形系応答には、次の2種類のタイプがあることを示唆している（図1-6）。

① 変形一定タイプ

完全弾塑性系の最大相対変位と線形系の最大応答変位がほぼ等しくなる場合（図1-6(a)の場合）。この場合には、次の関係が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} F_Y &= \frac{1}{\mu} F_E \\ \delta_N &= \delta_E \end{aligned} \right\} \quad (1-15)$$

ここで、

$F_Y : F_E$: 完全弾塑性系及び線形系の最大作用力

$\delta_N : \delta_E$: 完全弾塑性系及び線形系の最大相対変位

μ : ダクティリティ・ファクター

② エネルギー一定タイプ

完全弾塑性系のひずみエネルギーと線形系のひずみエネルギーがほぼ等しくなる場合（図1-6(b)の場合）。この場合には、次の関係が成り立つ。

$$\left. \begin{aligned} F_Y &= \frac{1}{\sqrt{2\mu-1}} F_E \\ \delta_N &= \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}} \delta_E \end{aligned} \right\} \quad (1-16)$$

その上で Veletsos らは、変形一定タイプは減衰定数が比較的小さい場合（一般に5%以下）に、また、エネルギー一定タイプは減衰定数が大きい場合に適用性が良いのではないかと指摘している。

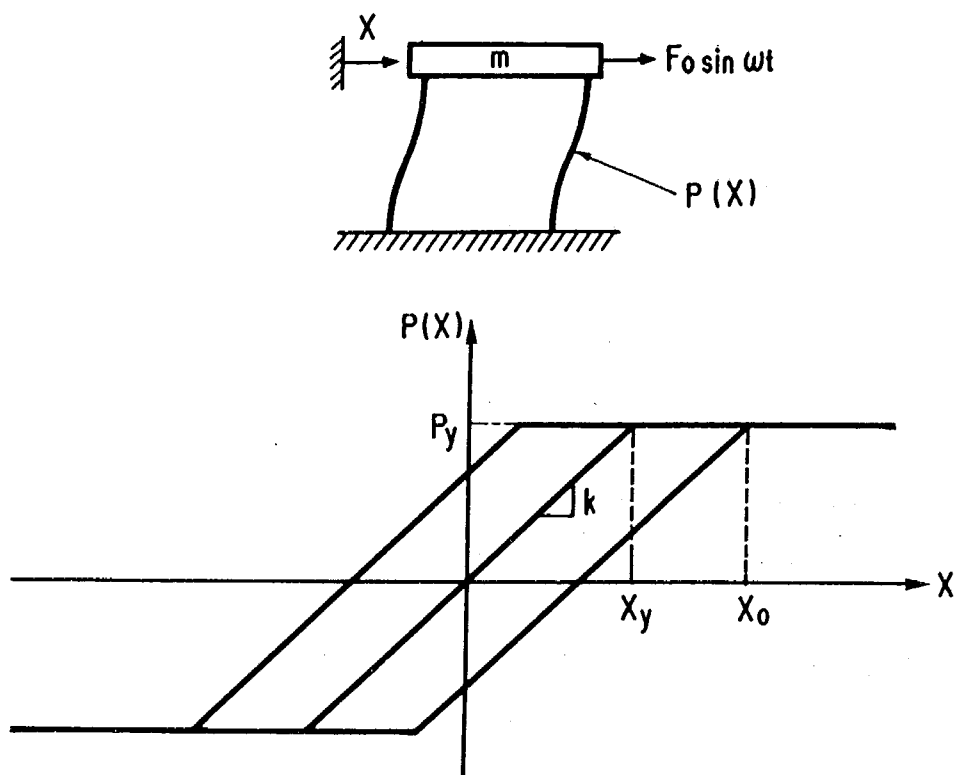


図 1 - 2 完全弾塑性系の 1 自由度
(Jennings (1968) による)

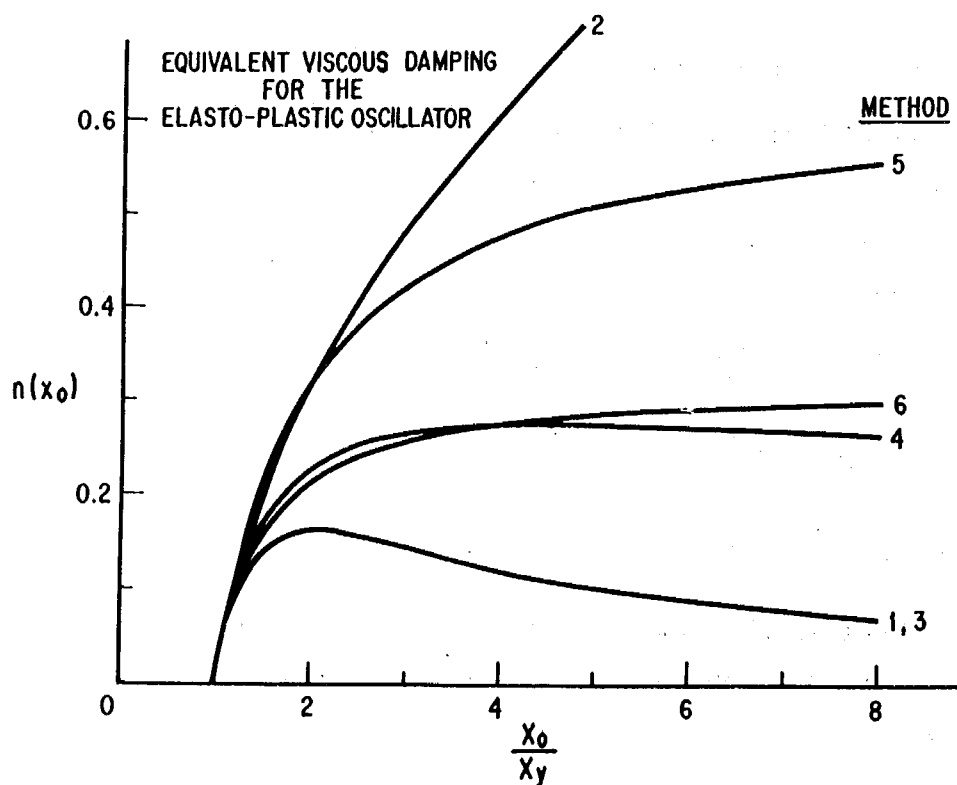


図 1 - 3 完全弾塑性系の定常振動に対する等価粘性減衰定数
(Jennings (1968) による)

表1-1 調和外力による弾塑性系の定常応答に対する等価粘性減衰

Method	Amplitude Matching	Frequency Matching	Properties of Associated Linear Structure					
			Mass $m(x_0)$	Stiffness $k(x_0)$	Damping Coefficient $c(x_0)$	Critical Damping Coefficient $C_c(x_0)$	Damping Factor $n(x_0)$	Maximum Damping Factor
Resonant Amplitude	Yes	Small amplitudes only	m	k	$\frac{4}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right) \sqrt{km}$	$2\sqrt{km}$	$\frac{2}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right)$	0.159
Dynamic Stiffness	Yes	Yes	m	$m\omega^2(x_0)$	$\frac{\frac{4}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right) \sqrt{km}}{\frac{\omega(x_0)}{\omega_0}}$	$2 \frac{\omega(x_0)}{\omega_0} \sqrt{km}$	$\frac{\frac{2}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right)}{\frac{\omega^2(x_0)}{\omega_0^2}}$	—
Dynamic Mass	Yes	Yes	$\frac{k}{\omega^2(x_0)}$	k	$\frac{\frac{4}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right) \sqrt{km}}{\frac{\omega(x_0)}{\omega_0}}$	$2 \frac{\omega_0}{\omega(x_0)} \sqrt{km}$	$\frac{2}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right)$	0.159
Dynamic Constant C_c	Yes	Yes	$\frac{\sqrt{km}}{\omega(x_0)}$	$\omega(x_0)\sqrt{km}$	$\frac{\frac{4}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right) \sqrt{km}}{\frac{\omega(x_0)}{\omega_0}}$	$2\sqrt{km}$	$\frac{\frac{2}{\pi} \frac{x_y}{x_0} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right)}{\frac{\omega(x_0)}{\omega_0}}$	0.272
Geometrical Stiffness	Yes	Small amplitudes only	m	$\frac{kx_y}{x_0}$	$\frac{4}{\pi} \sqrt{\frac{x_y}{x_0}} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right) \sqrt{km}$	$2 \sqrt{\frac{x_y}{x_0}} \sqrt{km}$	$\frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right)$	0.637
Geometrical Energy Method							$\frac{\frac{2}{\pi} \left(1 - \frac{x_y}{x_0}\right)}{2 - \frac{x_y}{x_0}}$	0.318
^a $\omega_0^2 = k/m$; $\omega^2(x_0) = (\omega_0^2/\pi) [A - (1/2) \sin 2\theta]$; $\theta = \cos^{-1}(1 - 2x_y/x_0)$.								

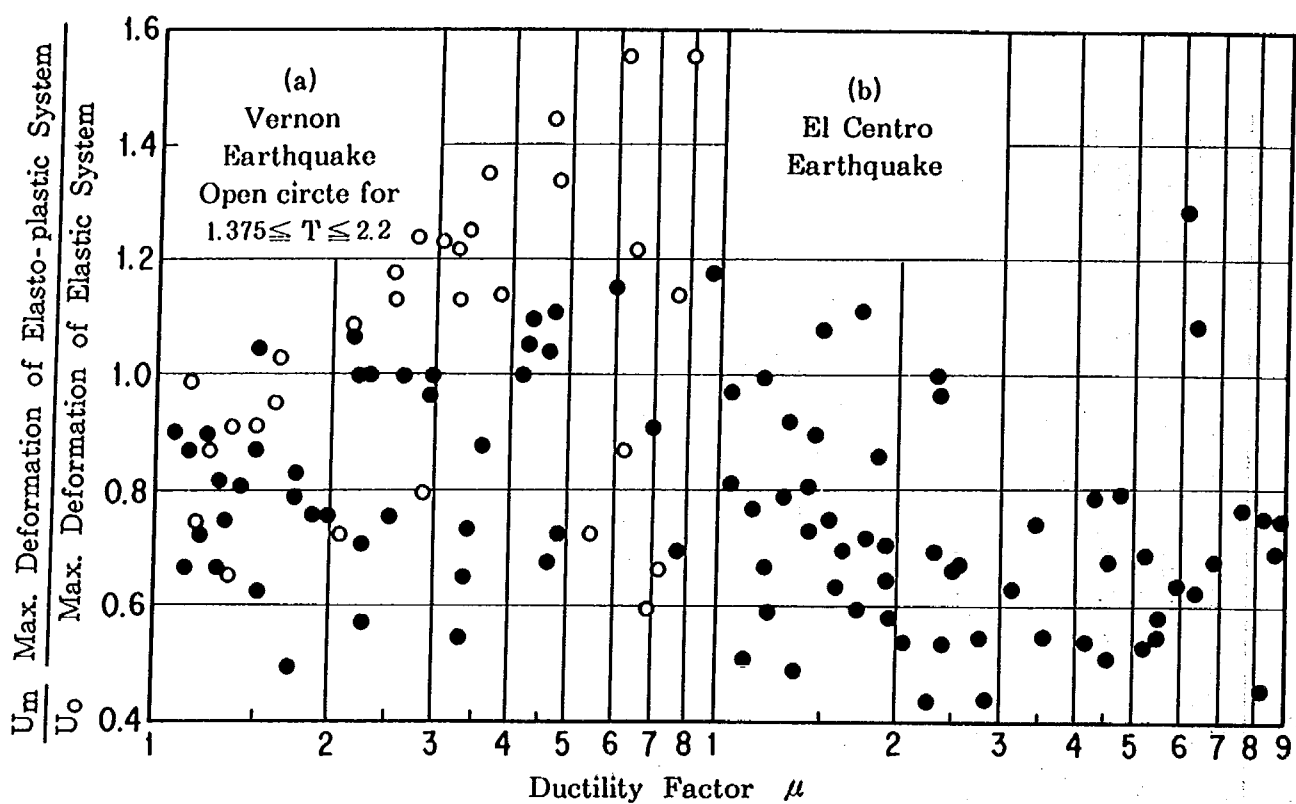


図 1 - 4 完全弾塑性系と弾性系の最大相対変位の比較（減衰ゼロの場合）

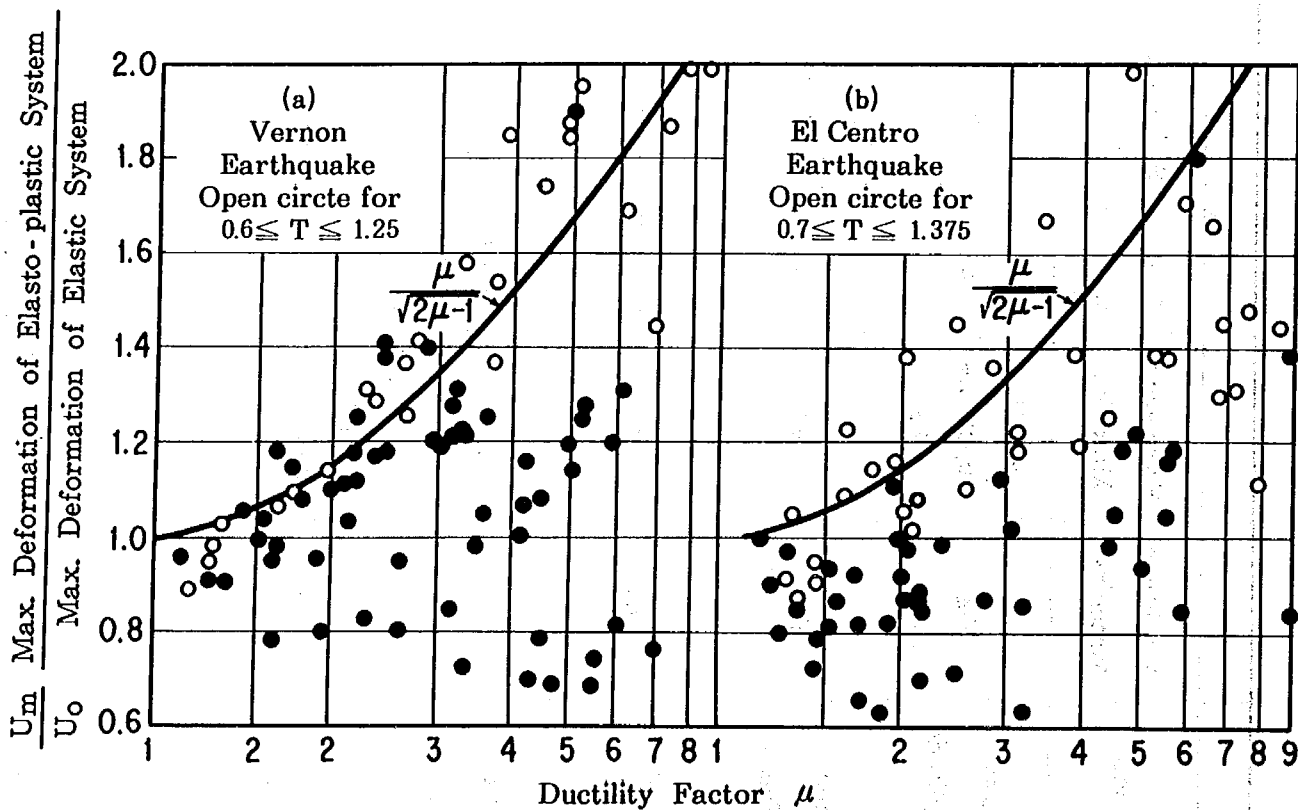
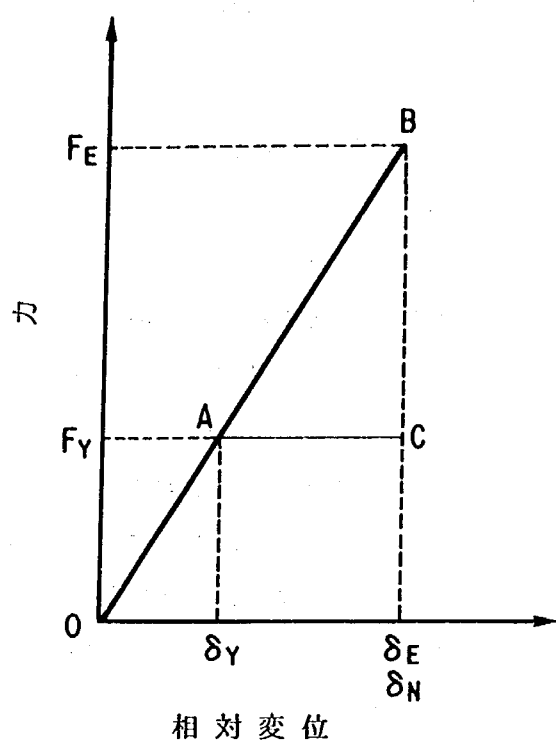
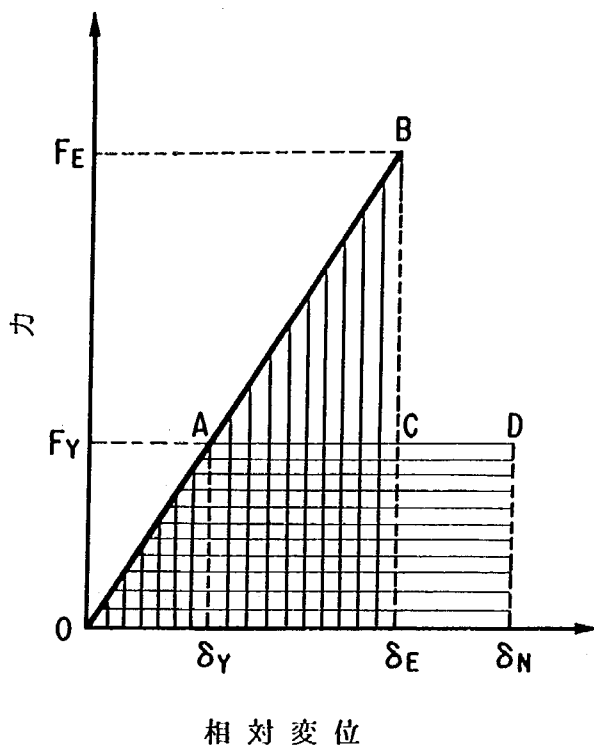


図 1 - 5 完全弾塑性系と弾性系の最大相対変位の比較（減衰定数 10 % の場合）



(a) 変位一定の場合



(b) エネルギー一定の場合

図 1 - 6 非線形応答の特性

2. 弾性応答に基づく非線形応答の推定法

2-1. 前提条件の整理

R C 橋脚の耐震設計（曲げ破壊する場合）で必要とされる弾性応答に基づく非線形応答の推定法の適用に際しては、以下のような前提がある。

1) 橋脚基部の断面諸元は、橋脚断面が特に小さい場合を除けば、鉄筋の応力で決まる場合が大部分である。地震時には鉄筋の許容応力を 1.5 倍割り増しするため 2700 kg/cm^2 となる。したがって、通常の耐震設計では 0.2 ～ 0.3 の設計水平震度相当の地震力 P_E に対して橋脚天端の変位 δ_E は図 2-1 に示すように δ_Y の少し手前にあるのが普通である。

2) これに対して大地震時に想定している弾性震度（橋脚が弾性のまま振動するとした場合に、大地震時に橋脚に生じる弾性応答に相当する震度、ただし、実際には、橋脚はこのような大きな力を受けると非線形化するため、力としてはここまでの大きさの震度は作用しない）は 1.0 程度と考えられるから、 P_E の 3 ～ 5 倍となる。したがって、 P_E 、 δ_E の 3 ～ 5 倍程度までの作用力を受けた場合の非線形応答を計算できなければならない。

以上のような前提条件の他に、耐震計算に用いるという観点からは、以下の条件を考慮しておかなければならない。

1) できる限り簡単であること。

電算を使わなくても、卓上計算機程度で実行でき、また、繰り返し計算等を含まないこと。

2) 考え方が明確であること。

設計者が、計算の中味をその都度理解して設計計算できるように、計算のフローが単純明快であること。

以上のような点を念頭に置いて、R C 橋脚（曲げ破壊する場合）の弾性応答から非線形応答変位を推定する手法を検討すると以下ようになる。

1) 等価線形化法

等価線形化法を用い、非線形応答と同じ変位を与える等価線形化モデルに置換するものである。この際には、何を等価線形化するかによって、以下の 3 種類の方法が考えられる。

a) 剛性及び履歴減衰定数を等価線形化する。

骨格曲線をもとに、剛性及び履歴減衰定数を変位振幅の関数とみなす。まず、初期の変位 δ_1 に対する剛性 k_1 及び履歴減衰定数 h_1 を求め、これによる変位 δ_2 を求める。 δ_2 が δ_1 と一致していなければ、 δ_2 に対する剛性 k_2 および履歴減衰定数 h_2 を用いて再度変位 δ_3 を計算する。以下、この手法をくり返す。

b) 剛性を等価線形化する。

骨格曲線をもとに、剛性を変位振幅の関数とみなす。履歴減衰定数は一定値として扱う。イテレーションは手法 a) と同じである。履歴減衰定数をどのように選ぶかは検討しておかなければならない。

c) 履歴減衰定数を等価線形化する。

骨格曲線をもとに、履歴減衰定数を変位振幅の関数とみなす。剛性は一定値として扱う。イテレーションは手法 a) と同じである。剛性をどのように選ぶかは検討しておかなければならない。

上記 3 手法の中では、一般に、解析精度は c) → b) → a) の順に向上すると考えられるが、これらの方法はいずれもイテレーションを要する。仮に、イテレーション回数が 2 ～ 3 回程度であるとしても、このような計算は実務のルーチン化した耐震設計としては取り入れにくいのではないかと考えられる。

2) 弾性応答から非線形応答への変換

まず弾性応答を求め、これを何らかの方法で非線形応答に変換するものである。この場合には、以下の点を検討しておかなければならない。

a) 弾性応答の求め方

弾性応答を求める際の剛性 k_e 及び減衰定数 h_e の求め方を検討しておかなければならない。しかし、これは、弾性設計として一般に設計計算が行われている訳であるから、基本的にはこれに従えばよいと考えられる。

b) 弾性応答から非線形応答への変換

どのようにして弾性応答から非線形応答へ変換するかに関しては、いろいろな考え方をすることができる。

i) あらかじめ十分な数の弾性応答及び非線形応答計算を行い、両者の関係式を作る。

ii) Veletsos & Newmark の等価エネルギー法等のように、既存の考え方を応用する。

ここでは、上記 2 つの考え方を比較検討した結果、2) の方法を用いることとし、まず、Veletsos & Newmark の等価エネルギー法を用いた場合の精度から検討することとした。

2-2. Veletsos & Newmark の等価エネルギー法

1) 骨格曲線がバイリニアの場合

図 2-2 に示すように、骨格曲線がバイリニアモデルで表わされる場合には、弾性および非線形のひずみエネルギーを表わす面積 OBC および面積 OAEF はそれぞれ次のように与えられる。

$$\text{面積 } OBC = \frac{1}{2} K \delta_e^2 \quad (2-1)$$

$$\text{面積 } OAEF = K \delta_y \delta - \frac{1}{2} K \delta_y^2 + \frac{1}{2} K_1 (\delta - \delta_y)^2 \quad (2-2)$$

ここで、

K, K_1 : 第 1 勾配 (線形系の剛性係数) および第 2 勾配

δ_y : 勾配変化点の変位

δ_e : 弾性応答変位
 δ : 非線形応答変位

面積 $OBC =$ 面積 $OA EF$ と置くことにより、次式が得られる。

$$k_1 \delta^2 + 2 \delta_y (1 - K_1) \delta + \delta_y^2 (k_1 - 1) - \delta_e^2 = 0 \quad (2-3)$$

ここで、

$$k_1 = \frac{K_1}{K}$$

式 (2-3) の解 δ は次のようになる。

$$\delta = \begin{cases} \frac{-\delta_y (1 - k_1) + \sqrt{\delta_y^2 (1 - k_1) + k_1 \delta_e^2}}{k_1} & \dots\dots\dots k_1 \neq 0 \text{ の場合} \\ \frac{\delta_y^2 + \delta_e^2}{2 \delta_y} & \dots\dots\dots k_1 = 0 \text{ の場合} \end{cases} \quad (2-4)$$

なお、いま、塑性率 μ を次式のように表わすと、

$$\mu = \frac{\delta}{\delta_y} \quad (2-5)$$

式 (2-4) は次式のようにになる。

$$\delta = \begin{cases} \frac{\mu}{\sqrt{k_1 (\mu - 1)^2 + 2 \mu - 1}} \delta_e & \dots\dots\dots k_1 \neq 0 \text{ の場合} \\ \frac{\mu}{\sqrt{2 \mu - 1}} \delta_e & \dots\dots\dots k_1 = 0 \text{ の場合} \end{cases} \quad (2-6)$$

2) 骨格曲線がトライリニアの場合

図 2-3 に示すように、骨格曲線がトライリニアモデルで表わされる場合には、弾性及び非線形のひずみエネルギーを表わす面積 $A E H$ および面積 $A B C D I$ はそれぞれ次のように与えられる。

$$\text{面積 } A E H = \frac{1}{2} K \delta_e^2 \quad (2-7)$$

面積 $A B C D I$

$$\begin{aligned} &= \triangle A B F + \square F B C G + \square G C J I + \triangle C D J \\ &= \frac{1}{2} K \delta_e^2 + \frac{1}{2} (2 K \delta_e + K_1 (\delta_y - \delta_e)) (\delta_y - \delta_e) \\ &\quad + (K \delta_e + K_1 (\delta_y - \delta_e)) (\delta - \delta_y) + \frac{1}{2} K_2 (\delta - \delta_y)^2 \end{aligned} \quad (2-8)$$

ここで、

K, K_1, K_2 : 第 1 勾配, 第 2 勾配, 第 3 勾配

δ_c, δ_y : 勾配変化点の変位

δ_e : 弾性応答変位

δ : 非線形応答変位

面積 A E H = 面積 A B C D I と置くことにより，次式が得られる。

$$k_2 \delta^2 + 2 \{ (1 - k_1) \delta_c + (k_1 - k_2) \delta_y \} \delta + \{ (k_1 - 1) \delta_c^2 + (k_2 - k_1) \delta_y^2 - \delta_e^2 \} = 0 \quad (2-9)$$

ここで，

$$k_1 = \frac{K_1}{K}$$

$$k_2 = \frac{K_2}{K}$$

式 (2-9) の解 δ は次のようになる。

$$\delta = \begin{cases} \frac{-\{(1-k_1)\delta_c + (k_1-k_2)\delta_y\} + \sqrt{(1-k_1)(1-k_1+k_2)\delta_c^2 + k_1(k_1-k_2)\delta_y^2 + 2(1-k_1)(k_1-k_2)\delta_y\delta_c + k_2\delta_e^2}}{k_2} & \dots\dots\dots k_2 \neq 0 \text{ の場合} \\ \frac{(1-k_1)\delta_c^2 + k_1\delta_y^2 + \delta_e^2}{(1-k_1)\delta_c + (k_1-k_2)\delta_y} & \dots\dots\dots k_2 = 0 \text{ の場合} \end{cases} \quad (2-10)$$

なお，式 (2-10) は $\delta \geq \delta_y$ の場合にのみ有効であり， $\delta_c \leq \delta \leq \delta_y$ となる場合には，式 (2-4) より δ は次式により求めなければならない。

$$\delta = \begin{cases} \frac{-\delta_c(1-k_1) + \sqrt{\delta_c^2(1-k_1) + k_1\delta_e^2}}{k_1} & \dots\dots\dots k_1 \neq 0 \text{ の場合} \\ \frac{\delta_c^2 + \delta_e^2}{2\delta_c} & \dots\dots\dots k_1 = 0 \text{ の場合} \end{cases} \quad (2-11)$$

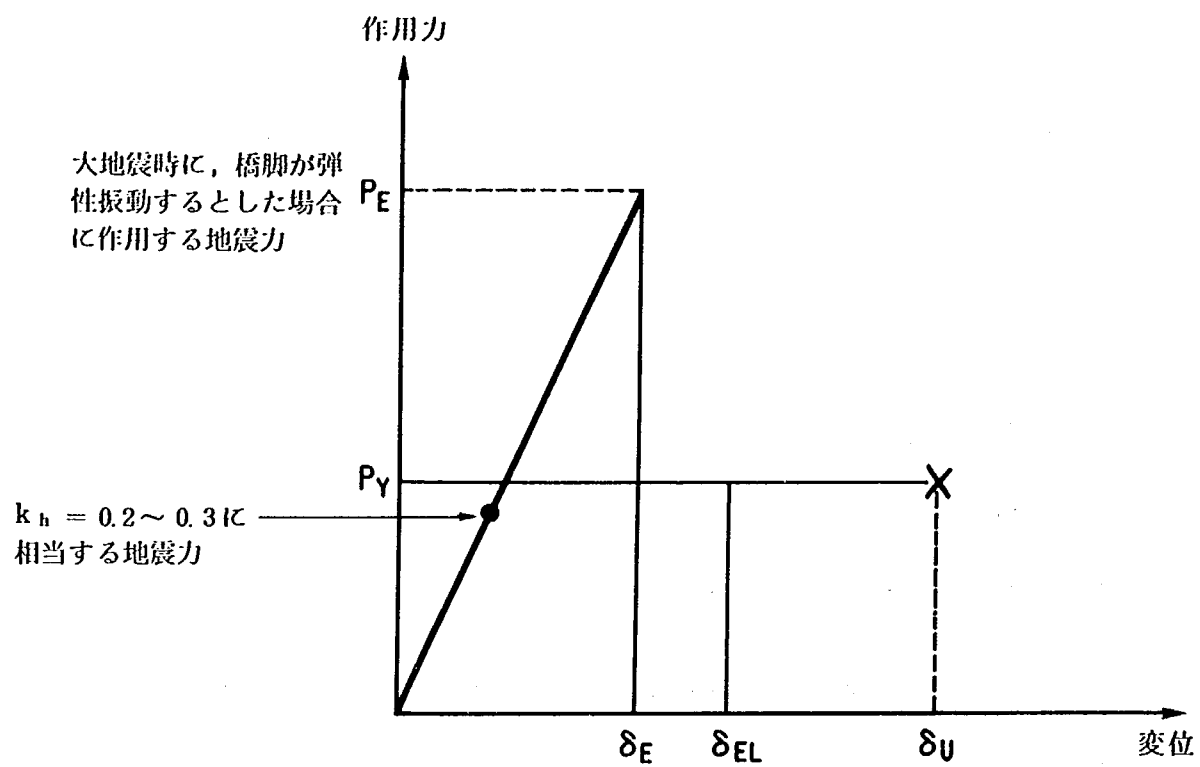
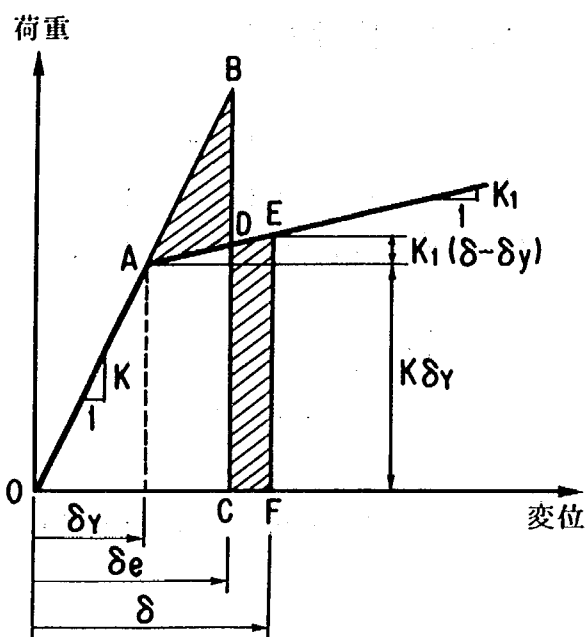
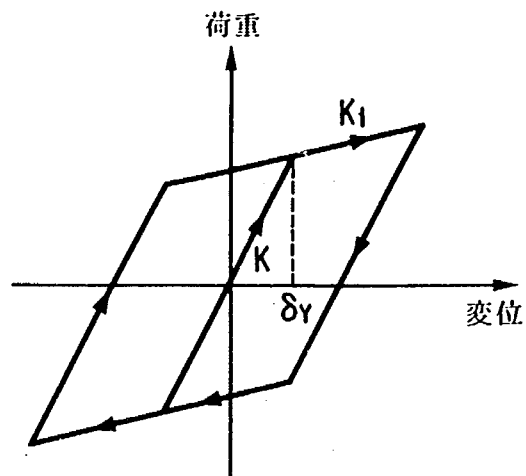


図 2 - 1 RC 橋脚の耐震設計

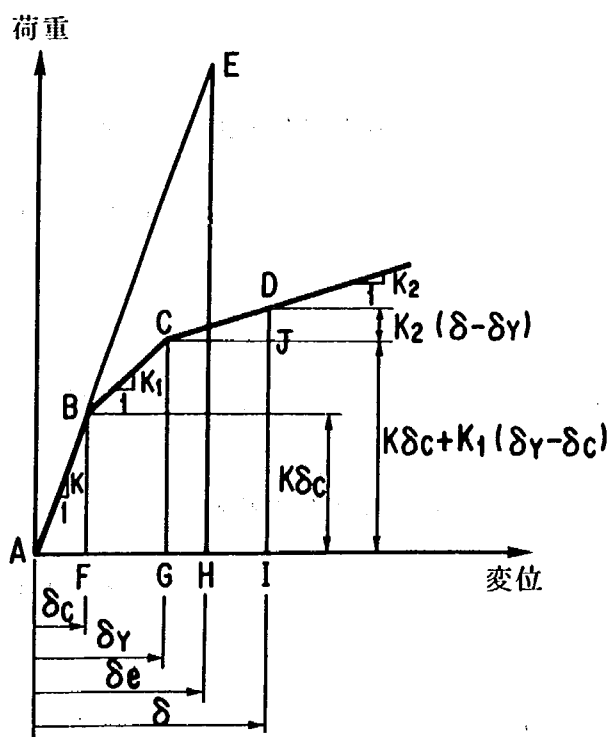


(a) 骨格曲線

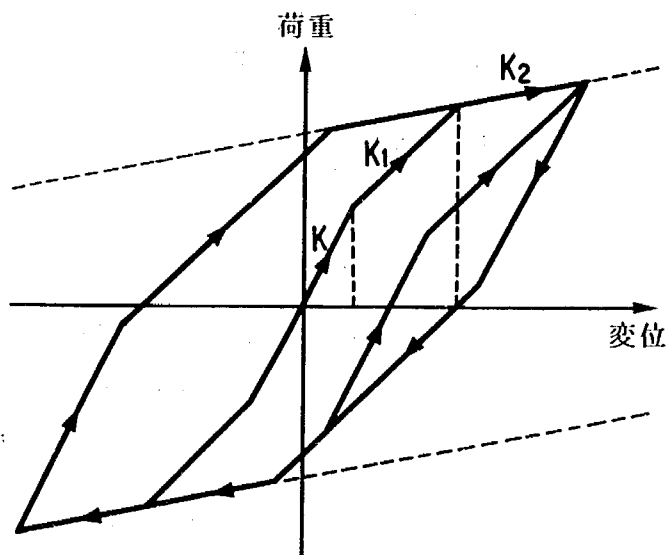


(b) 履歴曲線

図 2-2 バイリニアモデル



(a) 骨格曲線



(b) 履歴曲線

図 2-3 トライリニアモデル

3. 等価エネルギー法の適用性の検討方法

等価エネルギー法の適用性を、非線形履歴復元力特性を持つ1自由度系の最大応答と粘性減衰定数 h を持つ線形1自由度系の最大応答をもとに以下の方針により検討する（図3-1参照）。

- ① 非線形履歴復元力特性を有する1自由度系の最大応答変位 δ_{NL} をある任意の入力地震動に対して求める。
- ② ①と同一の入力地震動に対する線形1自由度系の最大応答変位 δ_E を求める。
- ③ ②により求められた最大応答変位 δ_E を2章に示した等価エネルギー法を用いて、非線形最大応答変位 δ_{EL} に変換する。
- ④ ③によって求めた非線形最大応答変位 δ_{EL} と①によって求めた δ_{NL} の一致度を次式により表わす。

$$\alpha = \frac{\delta_{EL}}{\delta_{NL}} \quad (3-1)$$

- ⑤ 上記①～④の検討を多数の強震記録に対して行い、平均的な一致度を検討する。

なお、上記の手法を適用するに際して、以下の事項に留意した。

1) 入力地震動

入力地震動としては、我が国の地盤上で得られた394成分の強震記録を用いる（入力地震動については、5章に示す）。

2) 線形1自由度系の固有周期

線形1自由度系の固有周期 T としては、降伏点剛性 K_Y に相当する周期を次式により求めた。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_Y G}} \quad (3-2)$$

ここで、

T : 橋脚の基本固有周期〔秒〕

K_Y : 原点と降伏点を結ぶ剛性〔t/m〕

G : 重力の加速度〔m/sec²〕

W : 橋脚の重量〔t〕（上部工重量含む）で、次式により求める。

$$W = 0.3 W_p + W_s \quad (3-3)$$

ここで、

W_p : 橋脚躯体の重量〔t〕

W_s : 上部工反力〔t〕

ここで、 K_Y は道路橋示方書耐震設計編付属資料の方法より、橋脚天端の作用力と変位の関係を求め、これより求めた降伏点剛性である（図3-2参照）。

したがって、以下の検討は全て降伏点剛性を用いて線形1自由度系により最大応答変位を求め

た場合に対する等価エネルギー法の精度の検討結果ということになる。降伏点剛性を用いた理由は以下の通りである。

- ㊤ 等価剛性の考え方からは、橋脚に生じる最大変位に相当する剛性を用いることが考えられるが、このようにすると剛性が最大変位の関数となり、イテレーション計算を必要とする。
- ㊦ イテレーションを避けるためには、いずれかの変位に相当する剛性を用いなければならない。基本的には、どの剛性を用いてもよいが、降伏点は現行の設計の中で応力度の規定上重要な位置を占めていることから、降伏点剛性が最適と判断した。
- ㊧ 橋脚の初期剛性としては、原点とひび割れモーメント発生点を結んだ剛性が考えられる。しかし、一般に、現場において長期間使用された橋脚では、乾燥収縮等何らかの理由により、すでに橋脚にクラックが入っていることが多いことから、降伏点剛性の方が良いと判断した。

3) 減衰定数のモデル化

地震時に橋脚に作用する減衰力としては、ⅰ) 橋脚の非線形復元力特性に起因する履歴減衰、ⅱ) 橋脚躯体から下部工を通して周辺の地盤に振動エネルギーが逃げていくことに起因する逸散減衰、ⅲ) 上部工との摩擦、空気との摩擦等による減衰、等がある。このうち、ⅲ) による減衰は、一般に全体としては大きなものではないことから、ⅰ) およびⅱ) が橋脚に作用する主要な減衰ということになる。

非線形履歴復元力モデルを用いた非線形解析では、計算の過程でRC橋脚の非線形挙動に伴う履歴減衰が自動的に見込まれるため、上記ⅲ) として、1%だけの減衰力を考慮することとした。これに対して、線形解析では、上記ⅰ)、ⅱ)、ⅲ) 全てに相当する減衰力を等価な粘性減衰として見込んでおかなければならない。ここでは、本検討の目的が橋脚が降伏点を越す前の弾性状態の応答(弾性応答)から非線形応答を推定する場合の精度の検討にあることを考慮し、降伏前の橋脚の減衰定数として、2%、5%、10%の3種類を用いることとする。これは、この程度の値が、過去の橋脚の動的解析において一般に用いられる場合が多いことを考慮したものである。また、これとは別に、減衰定数を固有周期の関数として次式で表わした場合についても検討することとした。

$$h = \frac{0.04}{T} \quad (3-4)$$

上式は、多数の道路橋に対する振動実験から求められた関係式($h = 0.02 / T$)をもとに、振動振幅が増加すると減衰定数も大きくなることを考慮して、地震時に橋脚に生じる減衰定数を推定したものである。

4) 非線形履歴復元力モデル

非線形地震応答解析に際しては、RC柱状構造物の履歴復元力特性をよく表わすと言われている武藤のTri-linear Degradationモデルを用いることとした。武藤モデルの履歴特性は図3-3に示す通りであり、骨格曲線および履歴曲線は以下の特徴を有する。

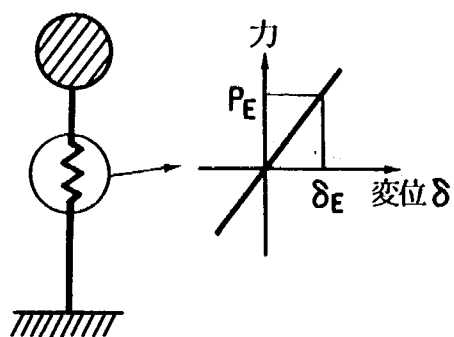
- a) ひび割れ変位 δ_c に致るまでは弾性剛性(初期勾配)Kを有する。

b) ひび割れ後は、第 2 勾配に沿う。この過程で降伏変位 δ_y に至る前に反転する場合には、原点を指向する。

c) 降伏変位 δ_y を越した後は、第 3 勾配に沿う。反転する場合は、原点と降伏点を結ぶ降伏点剛性を持って荷重が下がる。載荷では、過去に経験した最大点を目指す。

なお、武藤モデルの骨格曲線は、上述したトライリニアモデルと同じであり、このため等価エネルギー法による非線形変位の推定式は式(2-10)、式(2-11)となる。

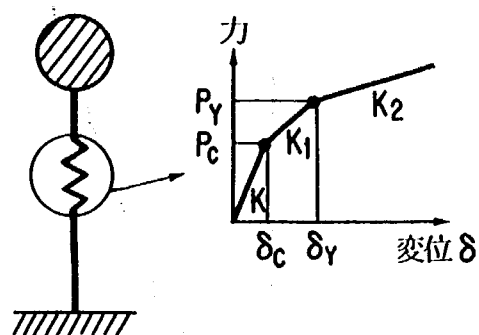
線形応答



粘性減衰定数 h

剛性 K

非線形応答



履歴減衰

1 次剛性 K

2 次剛性 K_1 ($k_1 = K_1/K$)

3 次剛性 K_2 ($k_2 = K_2/K$)



最大応答変位 δ_E



最大応答変位 δ_{NL}

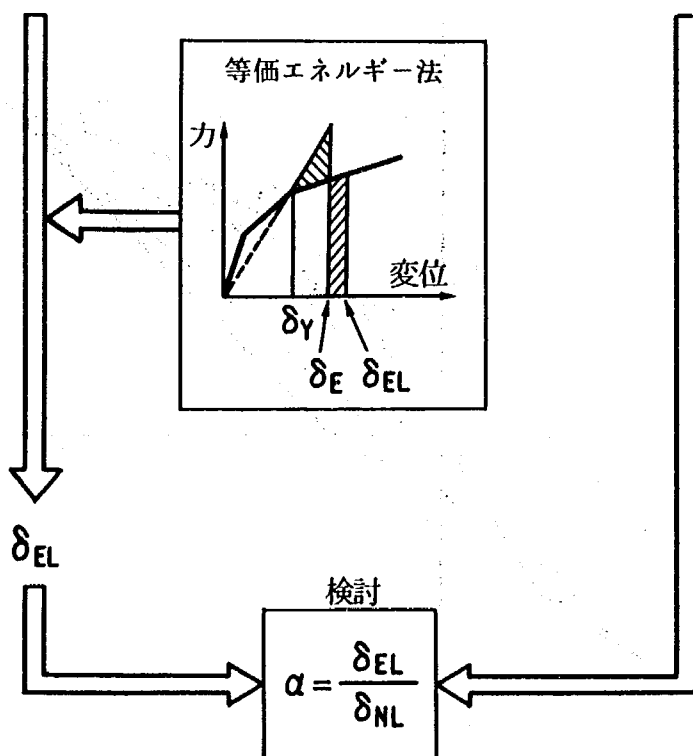


図 3 - 1 等価エネルギー法の適用性検討フロー

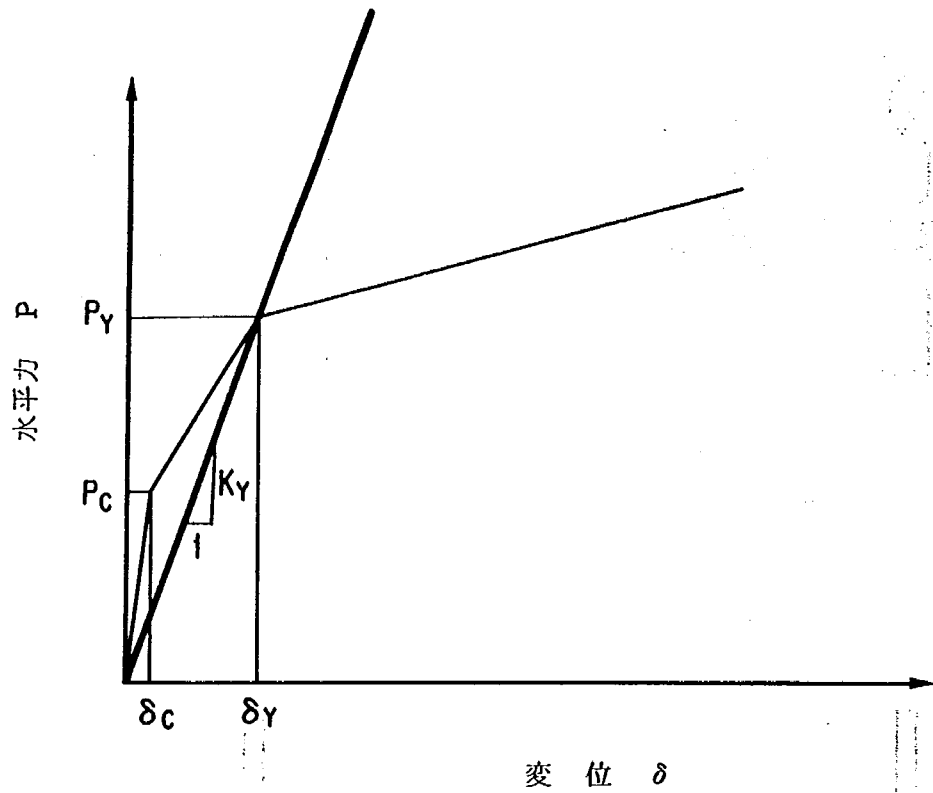


図 3 - 2 降伏点剛性 K_Y の定義

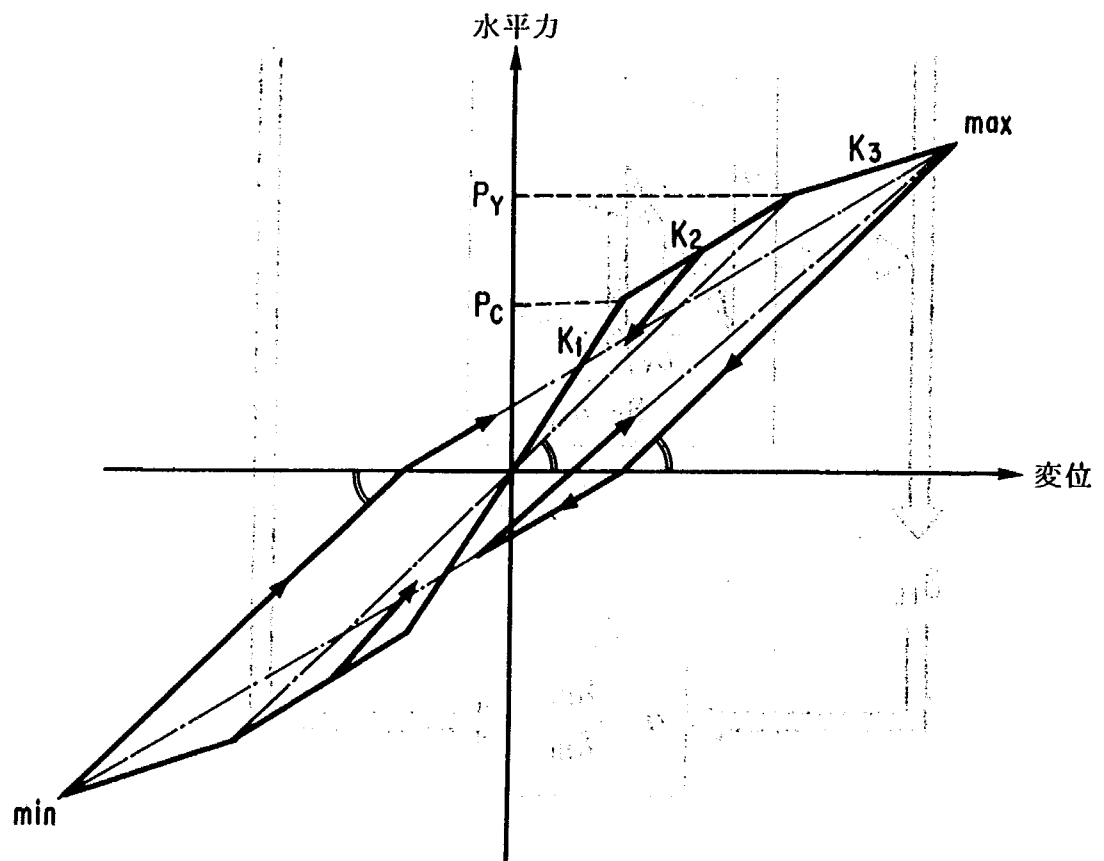


図 3 - 3 武藤モデルの履歴特性

4. 解析対象橋脚

解析には現在我国で一般に用いられている鉄筋コンクリート橋脚を対象とすることとし、以下の条件を選定した。

- 1) 橋脚高さは 5 m, 10 m, 15 m, 20 m の 4 種類とする。
- 2) 上部工としては車道幅員 7 m 程度の単純合成鈑桁を想定し、橋長は 20 m, 30 m, 40 m の 3 種類とする。上部工反力は建設省標準設計（単純桁反力 $\times 2$ ）に基づき、橋長 20 m, 30 m, 40 m に対して、それぞれ 160 t, 260 t, 360 t とする。
- 3) 設計水平震度 k_h は 0.2 とする。
- 4) 橋脚は幅 7 m の小判柱壁式とする。必要鉄筋量および応力度の計算は、軸力および曲げモーメントが作用する複鉄筋断面として行う。また、柱幅は、せん断支間比が 5 ～ 9 となるように選定する。

以上のようにして選定した対象橋脚は、表 4-1, 図 4-1 に示す通りであり、計 21 橋脚である。これらの橋脚の作用力は表 4-2 に示す通りであり、これより定めた配筋は表 4-3 の通りである。

また、道路橋示方書耐震設計編付属資料に示されている方法により、橋脚天端の作用力～変位の関係を求めた結果が図 4-2 である。表 4-4 はひび割れ、降伏及び終局時の、それぞれ、変位及び荷重を示したものである。

表 4 - 1 解析対象橋脚の概要

ケース 番 号	橋脚躯体高さ H (m)	せん断支間比 H/d	軀 体 の 幅 d (m)	ス パ ン 長 L (m)
1	5	6	0.83	20
2				30
3				40
4	10	7.1	1.4	20
5				30
6				40
7		9	1.11	20
8				30
9				40
10	15	7.1	2.1	20
11				30
12				40
13		9	1.67	20
14				30
15				40
16	20	7.1	2.8	20
17				30
18				40
19		9	2.22	20
20				30
21				40

注) 幅員 7 m , 単純合成鈑標準設計による。

表4-2 橋脚作用力

ケース 番 号	上 部 工 反 力				軀 体 自 重				合 計		
	軸力N〔t〕	水平せん断力 S〔t〕	水平力作用位置 y〔m〕	曲げモーメント M〔tm〕	軸力N〔t〕	水平せん断力 S〔t〕	水平力作用位置 y〔m〕	曲げモーメント M〔tm〕	軸力N〔t〕	水平せん断力 S〔t〕	曲げモーメント M〔tm〕
1	160	32	5	160	71	14	2.5	35	231	46	195
2	260	52	5	260	71	14	2.5	35	331	66	295
3	360	72	5	360	71	14	2.5	35	431	86	395
4	160	32	10	320	234	47	5	235	394	79	555
5	260	52	10	520	234	47	5	235	494	99	755
6	360	72	10	720	234	47	5	235	594	119	955
7	160	32	10	320	188	38	5	190	348	70	510
8	260	52	10	520	188	38	5	190	448	90	710
9	360	72	10	720	188	38	5	190	548	110	910
10	160	32	15	480	516	103	7.5	773	676	135	1253
11	260	52	15	780	516	103	7.5	773	776	155	1553
12	360	72	15	1080	516	103	7.5	773	876	175	1853
13	160	32	15	480	416	83	7.5	623	576	115	1103
14	260	52	15	780	416	83	7.5	623	676	135	1403
15	360	72	15	1080	416	83	7.5	623	776	155	1703
16	160	32	20	640	896	179	10	1790	1056	211	2430
17	260	52	20	1040	896	179	10	1790	1156	231	2830
18	360	72	20	1440	896	179	10	1790	1256	251	3230
19	160	32	20	640	724	145	10	1450	884	177	2090
20	260	52	20	1040	724	145	10	1450	984	197	2490
21	360	72	20	1440	724	145	10	1450	1084	217	2890

注) 水平せん断力 = $k_h \times$ 死荷重反力

表4-3 配筋および断面応力度

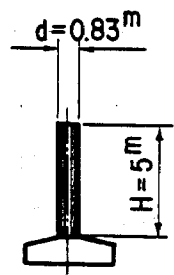
ケース番号	主鉄筋径	鉄筋間隔〔mm〕	鉄筋比 p 〔%〕	コンクリート応力度 σ_c 〔kg/cm ² 〕	鉄筋応力度 σ_s 〔kg/cm ² 〕	段落し位置〔m〕
1	D 16	150	0.34	53.8	1950	無し
2	D 16	125	0.41	75.4	1571	〃
3	D 19	125	0.59	85.1	2431	〃
4	D 16	125	0.26	57.5	2437	5.3
5	D 19	125	0.37	67.1	2473	5.3
6	D 22	125	0.50	74.8	2447	5.3
7	D 22	150	0.52	63.1	2128	5.445
8	D 25	125	0.68	79.7	2451	5.445
9	D 29	150	0.89	89.3	2443	5.445
10	D 19	125	0.26	58.1	2282	7.95
11	D 22	125	0.35	64.5	2311	7.45
12	D 25	125	0.46	68.1	2201	7.45
13	D 22	125	0.43	65.5	2327	8.665
14	D 25	125	0.57	74.1	2397	8.665
15	D 29	125	0.72	80.5	2379	8.165
16	D 22	125	0.29	64.2	2327	11.4
17	D 25	125	0.38	67	2225	10.6
18	D 29	150	0.4	76	2552	10.6
19	D 25	125	0.46	70.9	2402	11.89
20	D 29	125	0.58	75.7	2364	11.39
21	D 32	125	0.71	80.4	2332	11.39

注) 1) ケース1～3 (橋脚高さ5 m) では段落していない。

2) 段落し位置は、躯体基部から段落し位置までの長さを示す。

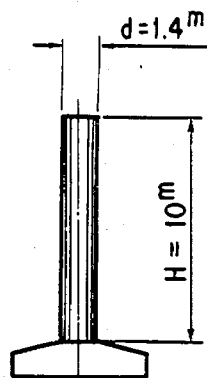
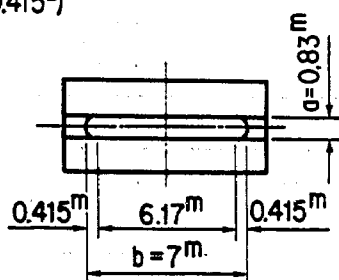
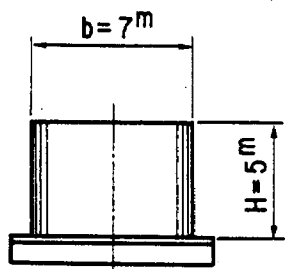
表4-4 対象橋脚の非線形特性

ケース 番号	K [t/cm]	$k_1 = K_1/K$	$k_2 = K_2/K$	変位 [cm]			荷重 [t]			降伏点剛性 K_Y [t/cm]	$W = 0.3W_p + W_s$ [t]	固有周期 [秒]	
				δ_c	δ_y	δ_u	P_c	P_y	P_u			初期剛性 K 使用	降伏点剛性 K_Y 使用
1	209.0	0.09	0.004	0.23	0.56	8.96	48.1	54.2	62.1	96.8	181.3	0.186	0.274
2	204.7	0.11	0.006	0.25	0.96	8.13	51.2	67.1	76.3	69.9	281.3	0.235	0.401
3	211.5	0.15	0.01	0.26	1.43	6.89	55.0	91.8	103.3	64.2	381.3	0.269	0.487
4	105.4	0.09	0.004	0.6	0.58	24.9	63.3	63.5	72.9	109.5	230.2	0.297	0.29
5	112.5	0.11	0.005	0.62	1.93	24.7	69.8	85.5	98.1	44.3	330.2	0.344	0.546
6	114.8	0.14	0.007	0.64	2.85	22.2	73.5	109.5	125.8	38.4	430.2	0.389	0.669
7	57.8	0.14	0.007	0.77	3.6	26.2	44.5	66.5	75.0	18.5	216.4	0.389	0.684
8	59.2	0.17	0.008	0.8	4.6	23.7	47.4	85.9	96.3	18.7	316.4	0.463	0.827
9	60.9	0.21	0.013	0.83	5.3	23.6	50.5	108.5	123.3	20.5	416.4	0.525	0.901
10	105.9	0.08	0.003	0.92	1.14	57.9	97.4	99.2	115.1	87.0	314.8	0.346	0.38
11	107.6	0.11	0.004	0.94	2.94	53.5	101.2	124.2	145.8	42.2	414.8	0.394	0.627
12	109.6	0.14	0.005	0.96	4.12	47.2	105.2	152.8	180.2	37.1	514.8	0.435	0.745
13	56.1	0.12	0.005	1.17	4.63	54.8	65.6	89.3	102.8	19.3	284.8	0.453	0.768
14	57.4	0.16	0.007	1.2	6.03	50.0	68.8	112.1	129.7	18.6	384.8	0.52	0.91
15	58.8	0.19	0.01	1.23	7.0	48.4	72.3	137.1	159.5	19.6	484.8	0.577	0.995
16	101.0	0.1	0.003	1.27	2.78	85.24	128.3	141.9	170.0	51.0	476.8	0.436	0.612
17	102.6	0.12	0.005	1.29	4.56	74.86	132.3	170.9	206.8	37.5	576.8	0.476	0.784
18	103.0	0.12	0.006	1.31	4.98	70.68	135.0	181.6	220.3	36.5	676.8	0.515	0.861
19	54.2	0.13	0.006	1.6	6.9	87.85	86.7	123.9	146.8	18.0	377.2	0.53	0.916
20	55.0	0.16	0.007	1.64	8.3	79.4	90.2	149.4	178.2	18.0	477.2	0.591	1.03
21	56.2	0.2	0.01	1.67	9.4	70.9	93.9	177.5	212.1	18.9	577.2	0.643	1.11



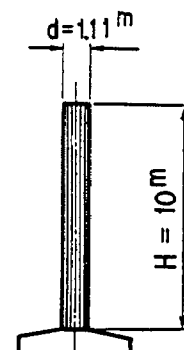
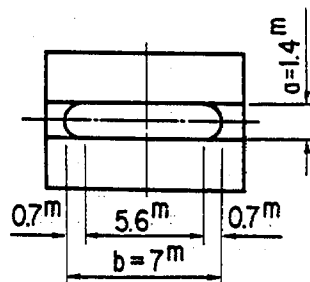
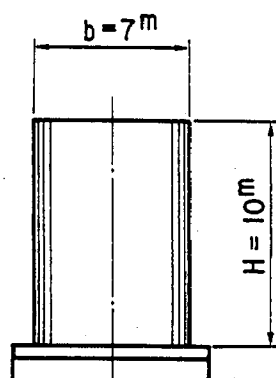
躯体重量 W

$$W = (6.17 \times 0.83 + \pi \times 0.415^2) \times 5 \times 2.5 = 71 \text{ t}$$



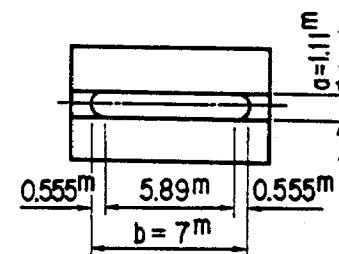
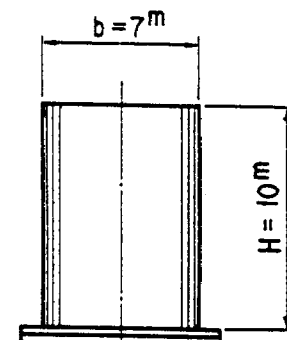
躯体重量 W

$$W = (5.6 \times 1.4 + \pi \times 0.7^2) \times 10 \times 2.5 = 234 \text{ t}$$



躯体重量 W

$$W = (5.89 \times 1.11 + \pi \times 0.555^2) \times 10 \times 2.5 = 188 \text{ t}$$

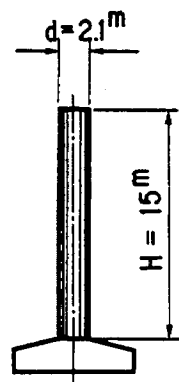


(a) ケース 1～3 (H = 5 m, H/d = 6)

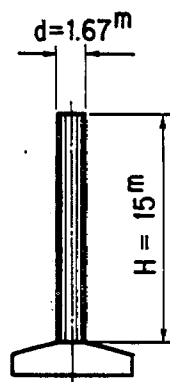
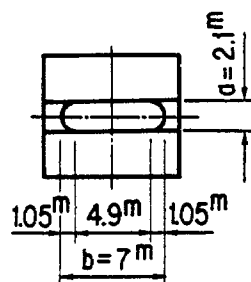
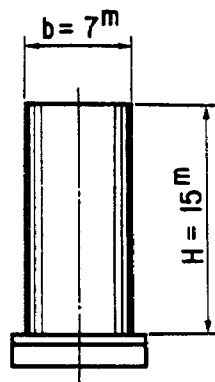
(b) ケース 4～6 (H = 10 m, H/d = 7.1)

(c) ケース 7～9 (H = 10 m, H/d = 9)

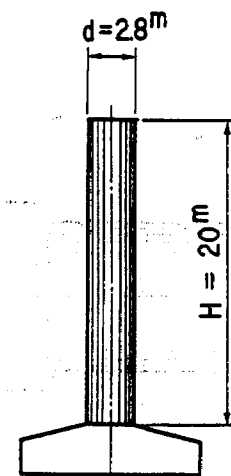
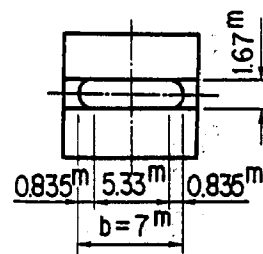
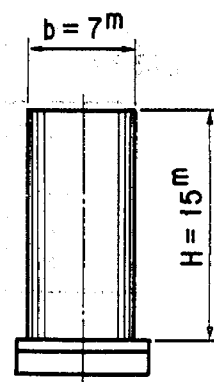
図 4-1 (1) 解析対象橋脚



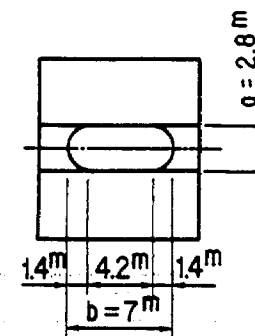
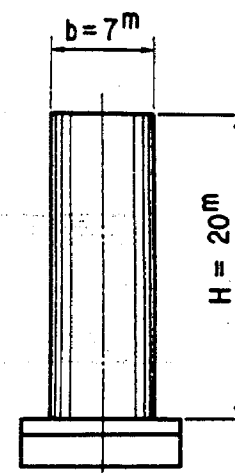
躯体重量 W
 $W = (4.9 \times 2.1 + \pi \times 1.05^2) \times 15 \times 2.5$
 $= 516t$



躯体重量 W
 $W = (5.33 \times 1.67 + \pi \times 0.835^2) \times 15 \times 2.5$
 $= 416t$



躯体重量 W
 $W = (4.2 \times 2.8 + \pi \times 1.4^2) \times 20 \times 2.5$
 $= 896t$

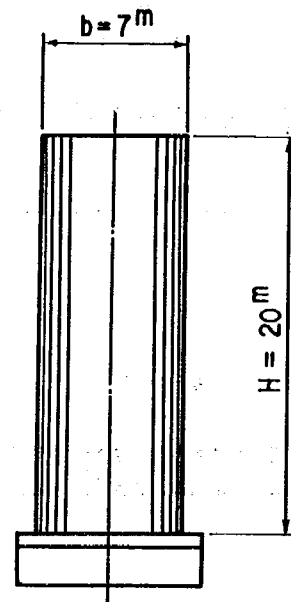
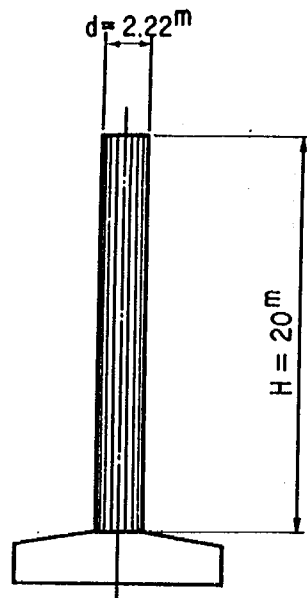


(d) ケース 10～12 ($H=15m$, $H/d=7.1$)

(e) ケース 13～15 ($H=15m$, $H/d=9$)

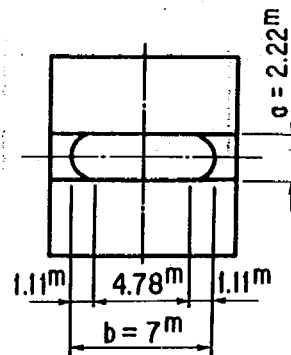
(f) ケース 16～18 ($H=20m$, $H/d=7.1$)

図 4 - 1 (2) 解析対象橋脚



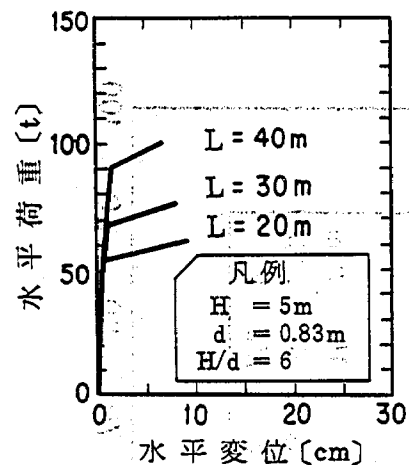
躯体重量 W

$$W = (4.78 \times 2.22 + \pi \times 1.11^2) \times 20 \times 2.5 = 724 \text{ t}$$

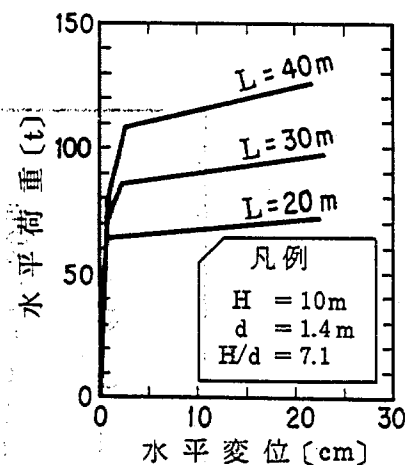


(g) ケース 19 ~ 21 ($H = 20 \text{ m}$, $H/d = 9$)

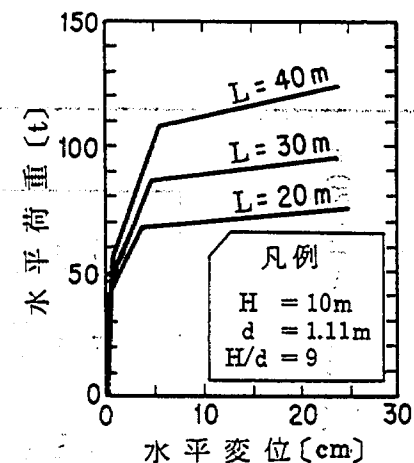
図 4-1 (3) 解析対象橋脚



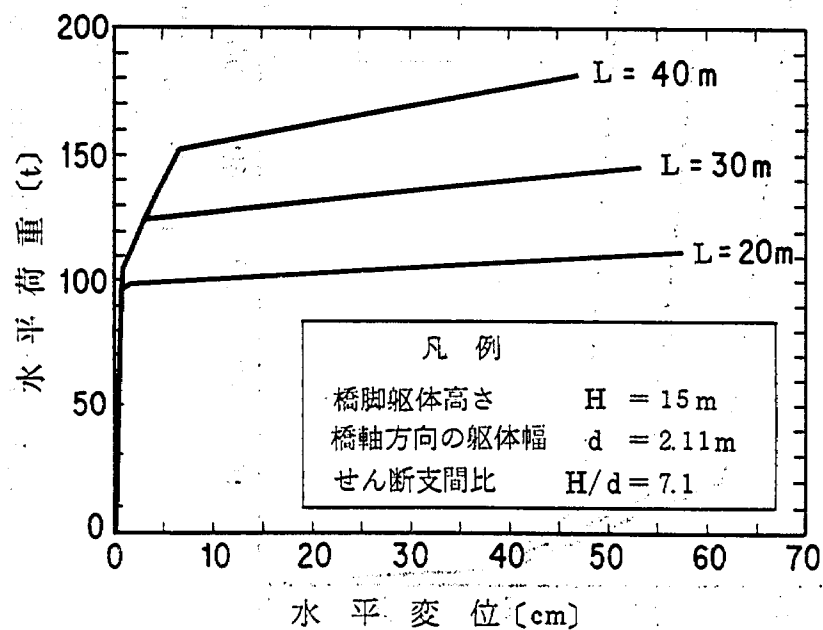
(a) ケース 1～3



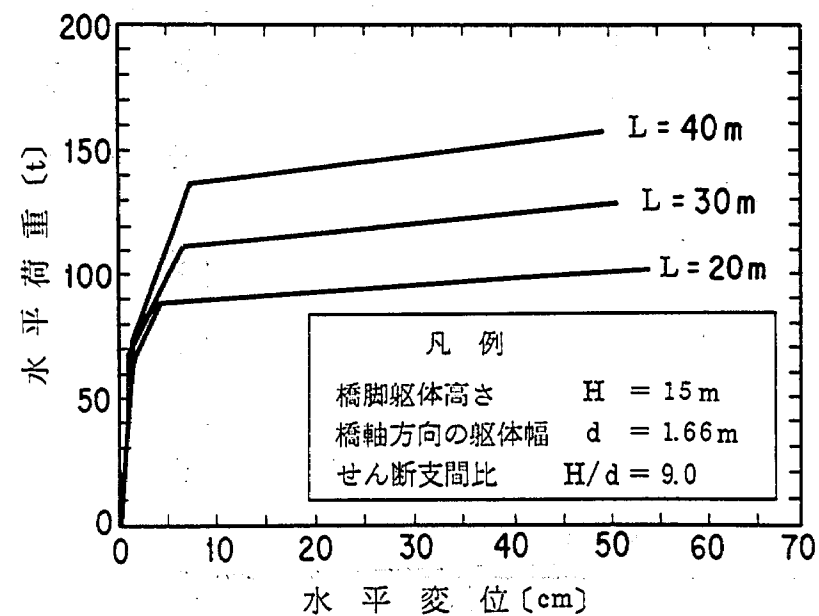
(b) ケース 4～6



(c) ケース 7～9

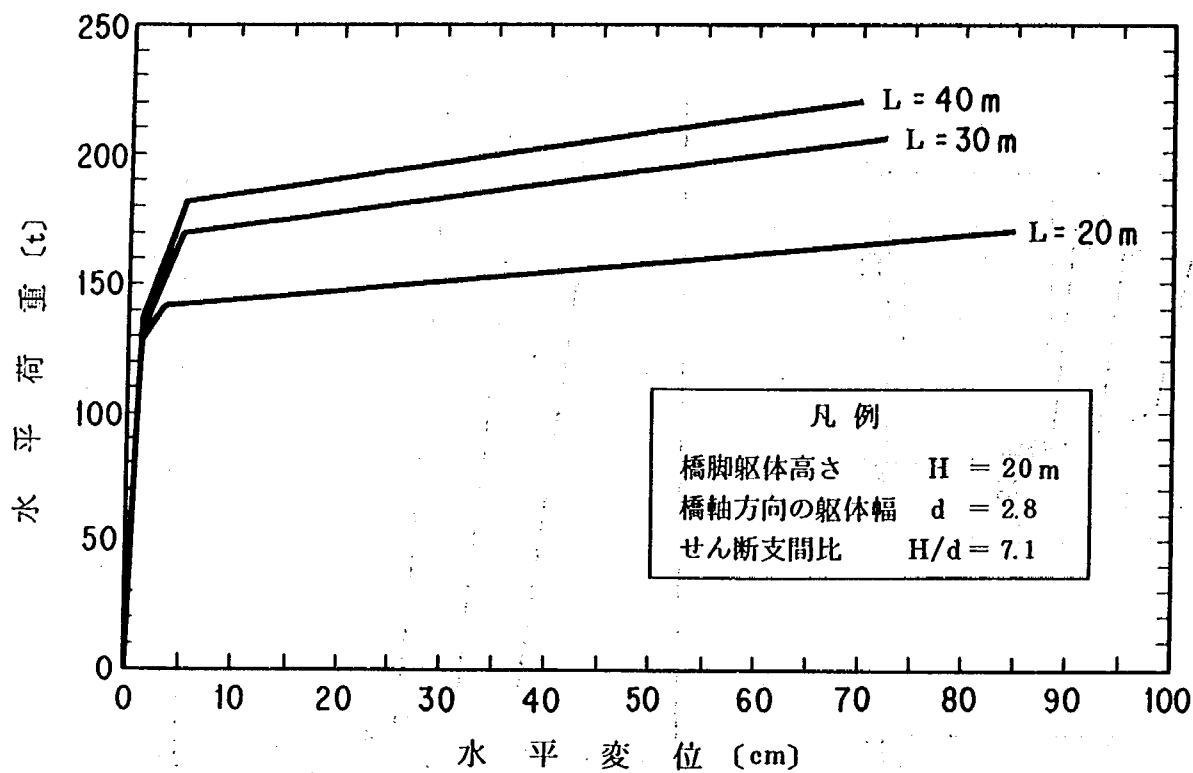


(d) ケース 10～12

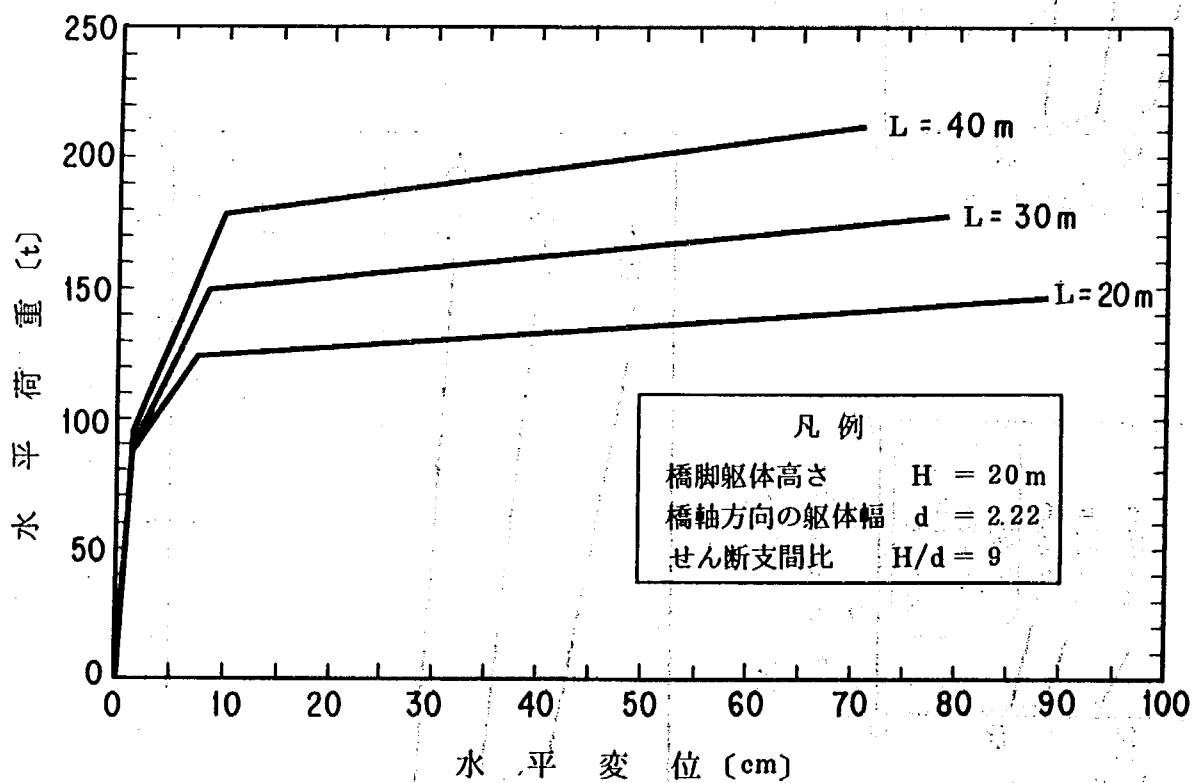


(e) ケース 13～15

図 4-2 (1) 橋脚天端における水平荷重～水平変位の関係



(f) ケース 16 ~ 18



(g) ケース 19 ~ 21

図 4 - 2 (2) 橋脚天端における水平荷重～水平変位の関係

5. 解析に用いた入力地震動

解析対象としたのは我国の67観測地点（いずれも地盤上）において観測された394成分（水平2成分そろった197組）の水平加速度強震記録である。これらは、昭和38年3月27日の越前岬沖地震（ $M=6.9$ ）から昭和55年6月29日の伊豆河奈崎沖地震（ $M=6.7$ ）に至るまでの合計88回の浅発地震（震源深さ60 km未満）に際し、SMAC型強震計（SMAC-B, B2, Q, D, E2）により得られたものであり、建設省土木研究所および運輸省港湾技術研究所により数値化された記録である。

197組の記録を、これらが得られた地震のマグニチュード M および震央距離 Δ 別に分類すると図5-1のようになる。また、図5-2は197組の記録の水平2成分を水平面内で合成して求めた最大加速度の頻度を示したものである。

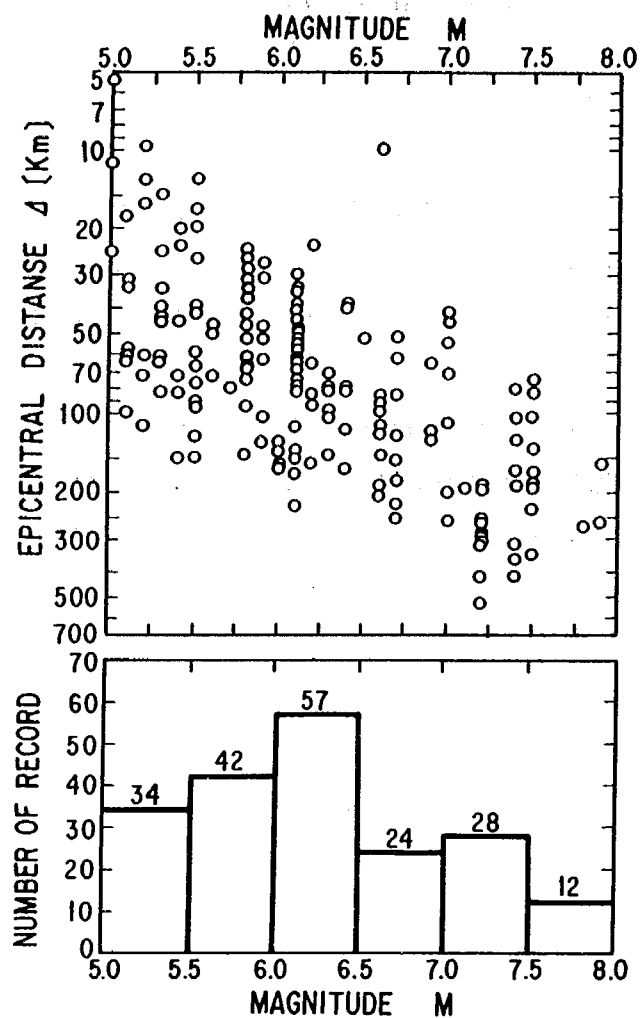


図 5 - 1 解析対象記録のマグニチュードおよび震央距離別分類

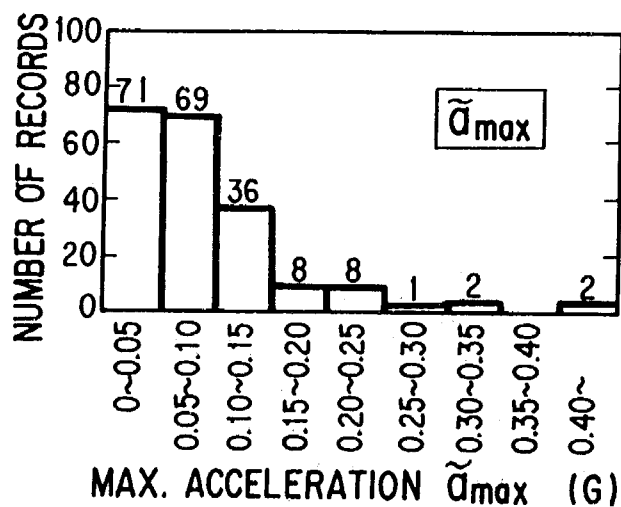


図 5 - 2 解析対象とした記録の最大加速度の頻度分布

6. 等価エネルギー法の精度

6-1 代表的な強震記録に対する等価エネルギー法の精度の検討

まず代表的な強震記録に対する検討結果を示す。対象としたのは、昭和53年6月の宮城県沖地震 ($M=7.4$) による開北橋近傍地盤上の記録 (橋軸方向成分) 及び昭和43年8月の豊後水道沖地震 ($M=6.6$) による板島橋近傍地盤上の記録 (橋軸方向成分) である。これら2波形の加速度波形および加速度応答スペクトルをそれぞれ図6-1および図6-2に示す。

図6-3及び図6-4は、開北橋記録を入力した場合の、それぞれ、非線形及び線形解析による加速度・変位波形を示したものであり、また、図6-5及び図6-6は、板島橋記録を入力した場合の、それぞれ、非線形解析及び線形解析による加速度・変位波形を示したものである。いずれも、ケース3橋脚及びケース8橋脚の例を示しており、また、入力加速度の最大値は記録時の値のままとし開北橋記録では414 gal、板島橋記録では595galとしている。これによれば、大きく非線形域に入る程、非線形解析による応答波形は線形解析による応答波形とは異なってくるのがわかる。

図6-7及び図6-8は、それぞれ開北橋記録及び板島橋記録を入力した場合の等価エネルギー法の精度を式(3-1)の係数 $\alpha = \delta_{EL} / \delta_{NL}$ によって表わしたものである。ただし入力加速度強度が係数 α に及ばず影響を検討するために、入力 of 最大加速度を記録時の最大加速度のままとした他に、これを任意に2段階に変化させた場合の結果も同時に示している。さらに降伏点剛性を用いた式(3-2)による固有周期も参考のため示している。これより、係数 α に関しては以下の事項が指摘される。

- 1) 係数 α が大きくなるのは、降伏周期 T_Y が入力地震動の卓越周期とほぼ一致する場合である。この場合には、線形解析では共振により弾性応答変位 δ_E は大きくなり、このため等価線形最大応答変位 δ_{EL} も大きく求められる。これに対して、非線形解析では、応答が大きくなり非線形域に入ると固有周期が変化 (伸びる) し、また、履歴減衰定数も大きくなるため、非線形解析による最大応答変位 δ_{NL} は等価線形最大応答変位 δ_{EL} ほど大きくならない。降伏周期 T_Y が入力地震動の卓越周期と近い場合に、係数 α が大きくなるのはこのような理由による。
- 2) 上記1)とは反対に、降伏周期 T_Y が入力地震動の卓越周期と一致しない範囲では、係数 α は1.0を下まわる場合がある。
- 3) 線形解析を行う際の減衰定数を大きくすると、当然ながら、 h が大きくなる程、係数 α は小さくなる。このような傾向は、降伏周期 T_Y が入力地震動の卓越周期とほぼ一致する場合に顕著である。
- 4) 同一入力地震動でも、入力強度を大きくすると係数 α はやや大きくなる傾向がある。これは1)で示したように、線形解析では減衰定数を応答振幅によらず一定としているのに対して、非線形解析では入力強度が大きくなり、振幅が大きくなるにつれて履歴減衰が大きくなるためと考えられる。

5) 係数 α が完全に 1.0 の解析橋脚があるが、これはこのような橋脚の応答が非線形域に入っていないためである。

6-2 多数の強震記録に対する検討結果

上記と同じ計算を 5 章に示した 394 成分の強震記録全てについて行った。図 6-9 及び図 6-10 は、それぞれ、 $\delta_{EL} \sim \delta_{NL}$ の関係及び $\delta_{EL}/\delta_Y \sim \delta_{NL}/\delta_Y$ の関係をケース 1 橋脚（降伏周期 $T_Y = 0.27$ 秒）、ケース 3 橋脚（ $T_Y = 0.49$ 秒）、ケース 8 橋脚（ $T_Y = 0.83$ 秒）、ケース 21 橋脚（ $T_Y = 1.1$ 秒）の 4 橋脚について示したものである。これらの図においては、非線形解析および等価エネルギー法による解析のいずれにおいても橋脚が降伏変位 δ_Y を越し非線形域に入った記録に対する結果だけを示しており、非線形解析及び等価エネルギー法による解析でいずれか一方、もしくは、両方とも橋脚が非線形域に入らなかった記録については図中に示していない。なお、ここでは、394 成分の入力地震動の加速度強度は全て強震記録の観測時の値のままとした。図 6-11 は、非線形域に入った記録に対してそれぞれの橋脚ごとに係数 $\alpha = \delta_{EL}/\delta_{NL}$ の平均値 $\bar{\alpha}$ 及び標準偏差を求めたものである。ただし、非線形域に入った記録数が 5 以下の橋脚については、平均値のみを示し、標準偏差は示していない。図 6-9 ~ 図 6-11 の結果より以下の事項が指摘される。

- 1) 同一橋脚であっても、入力地震動の特性によって $\delta_{EL} \sim \delta_{NL}$ の関係は同じではない。すなわち、 $\delta_{EL} \sim \delta_{NL}$ の関係、言い換えれば係数 α は、入力地震動特性の影響を受ける。
- 2) 橋脚が非線形域に入った記録数は多くはないが、全体としてみると δ_{EL} は δ_{NL} とよい相関がある。
- 3) 線形解析時の減衰定数 h が大きくなるほど当然ながら係数 α は小さくなる。図 6-11 に示した係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ を 21 橋脚について再度平均すると表 6-1 のようになり、減衰定数 $h = 0.02, 0.05, 0.1, 0.04/T_Y$ に対して、それぞれ 1.65, 1.19, 0.88, 1.13 となる。

表 6-1 多数の強震記録に対する係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ の値を 21 橋脚に対して平均した値及びその標準偏差

入力地震動の 加速度振幅	線形解析時の 減衰定数	平均値	標準偏差
記録時の値	0.02	1.65	0.36
	0.05	1.19	0.17
	0.1	0.88	0.11
	$0.04/T_Y$	1.13	0.21
記録時の値の 3 倍	0.02	1.96	0.15
	0.05	1.35	0.08
	0.1	0.99	0.06
	$0.04/T_Y$	1.26	0.26

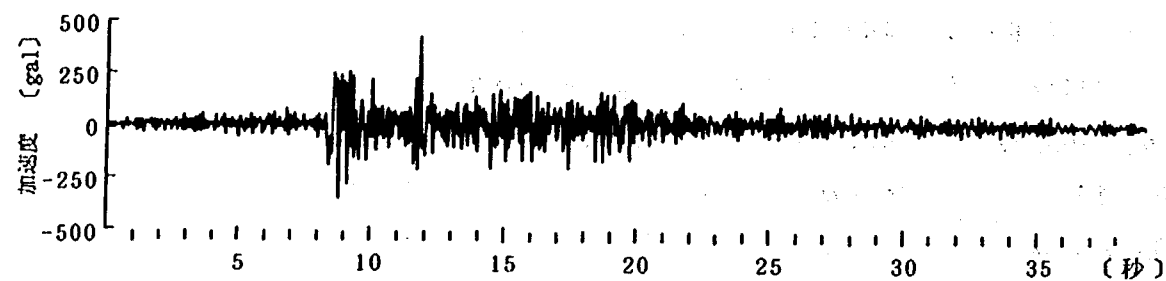
次に、図6-9～図6-11の結果では、非線形域に入った記録数がそれ程多くなかったために、394成分の入力地震動の強度を全て記録時の3倍に増幅して、 $\delta_{EL} \sim \delta_{NL}$ の関係及び $\delta_{EL}/\delta_Y \sim \delta_{NL}/\delta_Y$ の関係を求め直した結果が、それぞれ、図6-12及び図6-13である。また、図6-14は、これを係数 $\bar{\alpha}$ の形で整理したものである。この場合には、上述した入力地震動強度を記録が得られた時のままとした場合に比較して、はるかに多くの記録に対して橋脚は非線形域に入っている。図6-12～図6-14の結果から、以下の事項が指摘される。

- 1) 線形解析時の減衰定数 h の値により多少異なるが、全体としてみると δ_{EL} と δ_{NL} はよく対応している。
- 2) 21橋脚に対して係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ を平均すると(表6-1参照)、減衰定数 $h=0.02, 0.05, 0.1, 0.04/T_Y$ に対して、それぞれ1.96, 1.35, 0.99, 1.26となる。これより、線形解析時の減衰定数 h を0.1とした場合には $\delta_{EL} \approx \delta_{NL}$ となり、 $h=0.02$ 及び 0.05 とした場合には、 δ_{EL} は δ_{NL} よりやや大きめとなることがわかる。また、 $h=0.04/T_Y$ とした場合には、当然ながら、降伏周期 $T_Y=0.8$ 秒付近を境として、これより降伏周期が長い側では δ_{EL} は δ_{NL} よりやや大きめ、これより降伏周期が短い側では δ_{EL} は δ_{NL} よりもやや小さくなっている。なお、前節に示した代表的な強震記録に対する解析結果では、同一入力地震動でも入力強度を大きくすると係数 α はやや大きくなる傾向が認められたが、図6-11及び図6-14の結果は、これとよく調和している。

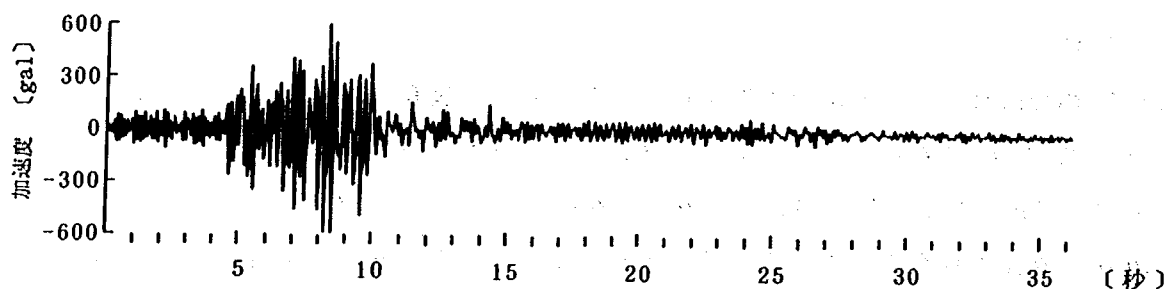
次に、係数 α が橋脚の降伏周期 T_Y によってどのように変化するかを調べるために、図6-11及び図6-14に示した係数 α の平均値(個々の橋脚ごとに、各入力地震動に対して係数 α を平均した値(係数 $\bar{\alpha}$))と降伏周期 T_Y の関係を示した結果が図6-15である。これより、以下の事項が指摘される。

- 1) 線形解析時の減衰定数を $h=0.04/T_Y$ とした場合には、当然ながら短周期では、係数 $\bar{\alpha}$ は小さく、長周期になるにつれて係数 $\bar{\alpha}$ は大きくなる。
- 2) 線形解析時の減衰定数を降伏周期によらず一定とした場合($h=0.02, 0.05$ 及び 0.1 の場合)には、
 - I) 入力強度を記録が得られた時の値とした場合には、係数 $\bar{\alpha}$ は降伏周期 T_Y ごとに変化する。ただし、係数 $\bar{\alpha}$ と降伏周期 T_Y の間には、一定の関係は認められない。
 - II) 入力強度を記録が得られた時の値の3倍とした場合には、係数 $\bar{\alpha}$ は降伏周期 T_Y によらずほぼ一定となる。

となる。したがって、少なくとも降伏周期 T_Y が0.27～1.11秒の範囲では、係数 α は降伏周期 T_Y によって有意に変化する傾向はないといえることができる。

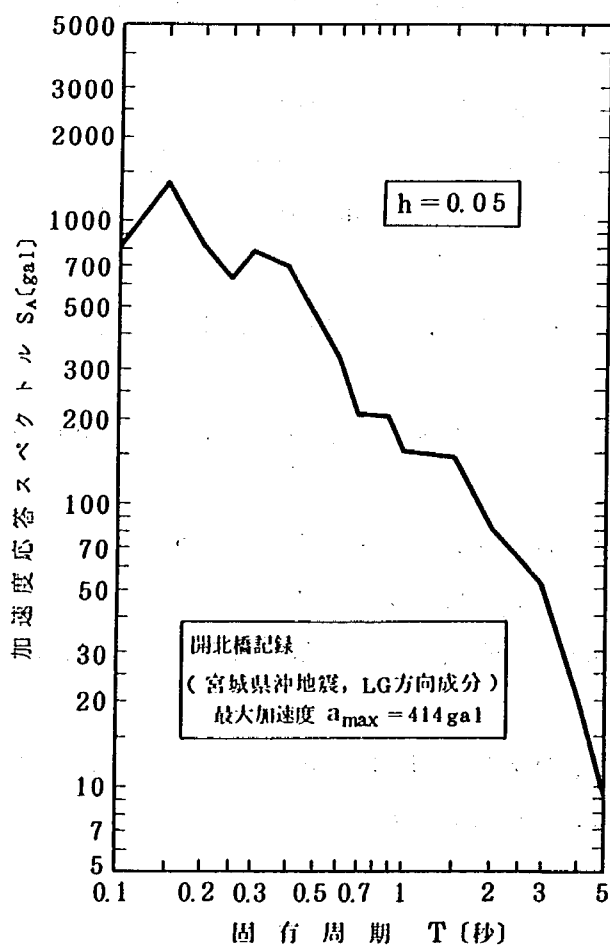


(a) 開北橋記録

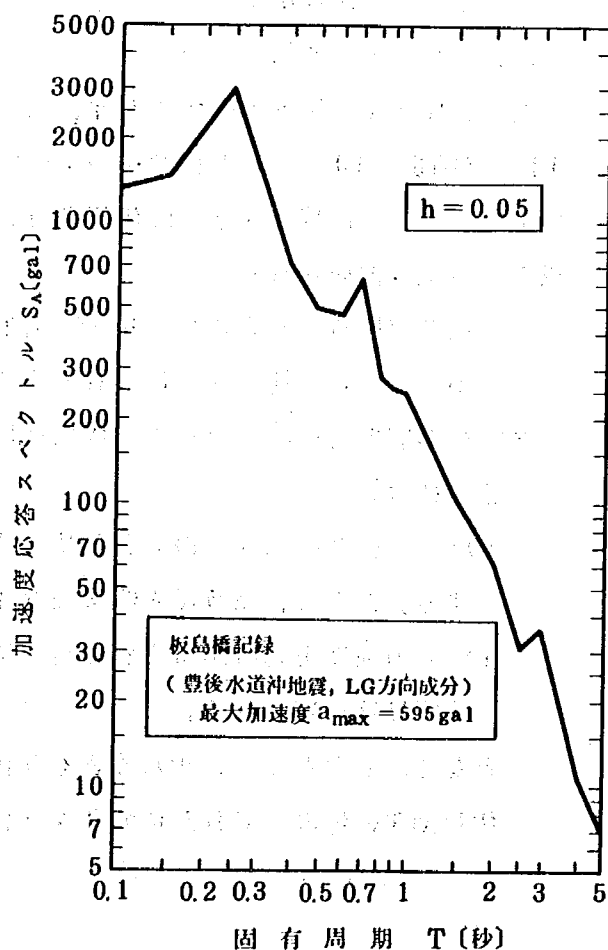


(b) 板島橋記録

図6-1 等価エネルギー法の検討に用いた代表的な強震記録

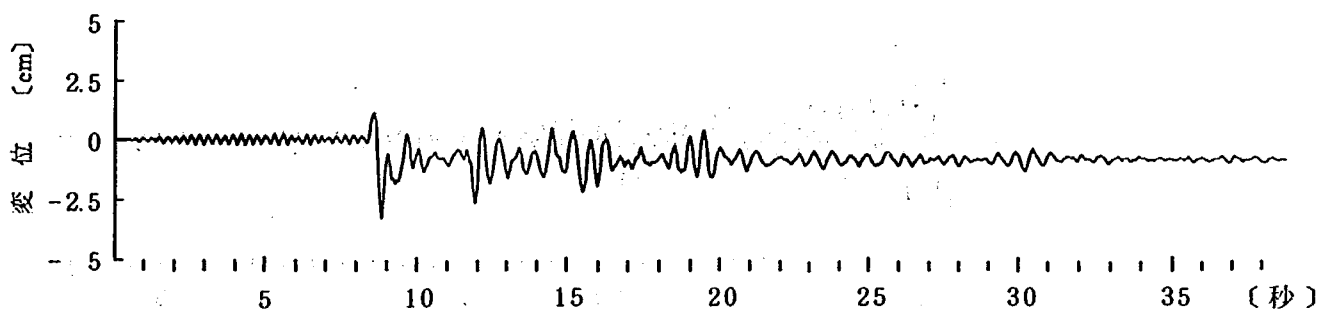
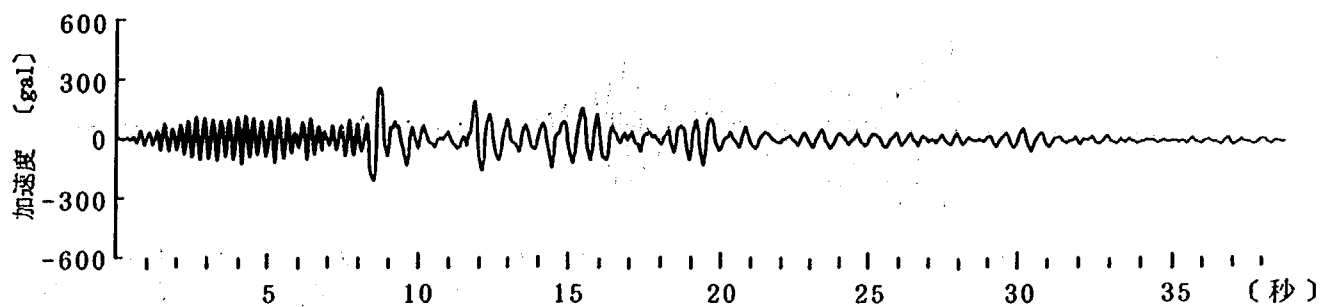


(a) 開北橋記録

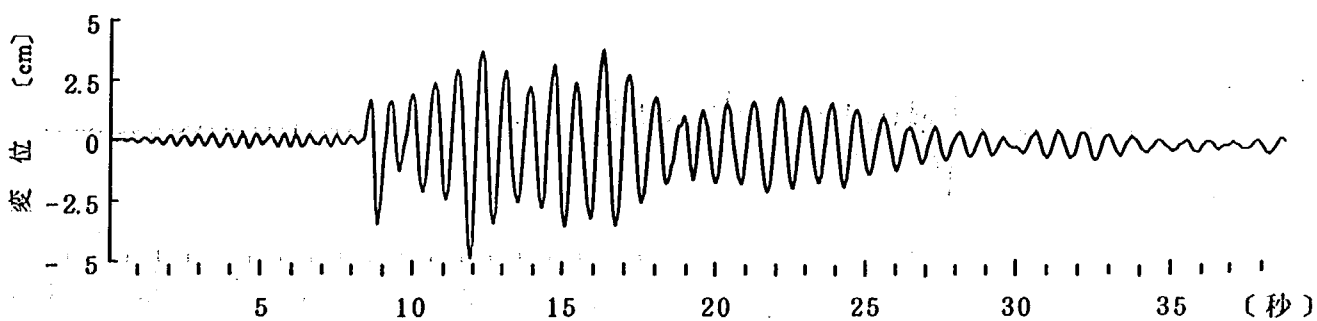
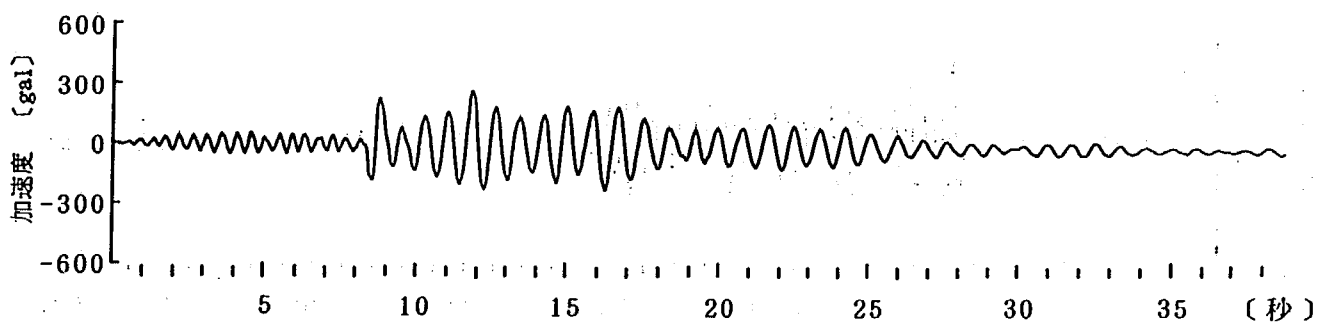


(b) 板島橋記録

図6-2 開北橋記録および板島橋記録の加速度応答スペクトル

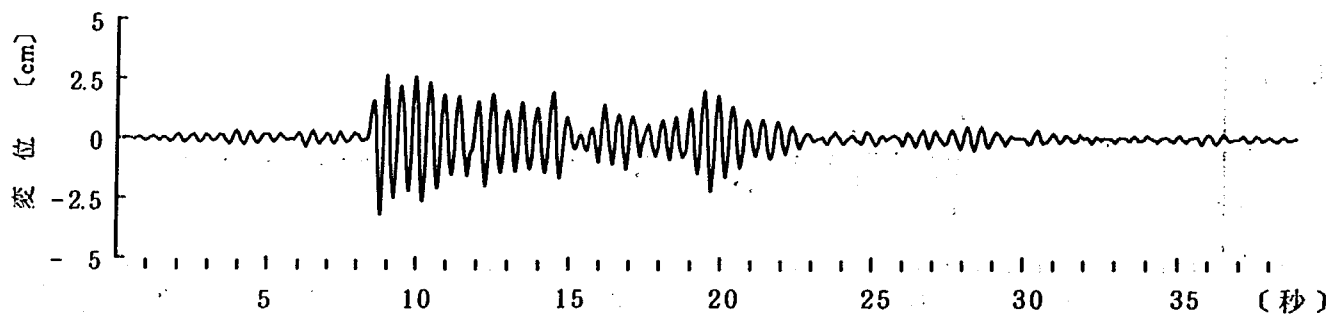
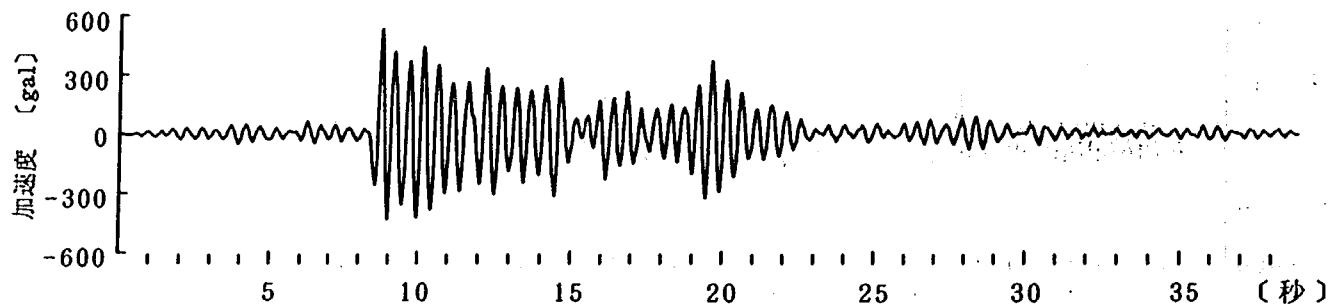


(a) ケース 3 橋脚

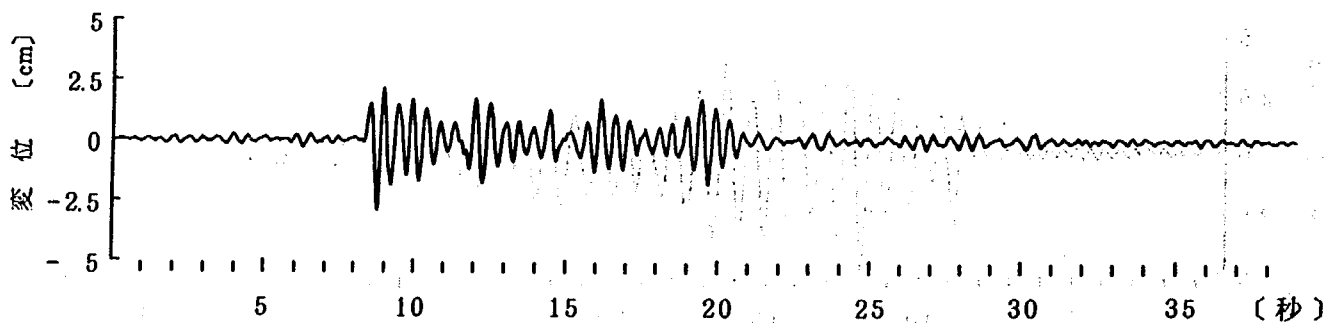
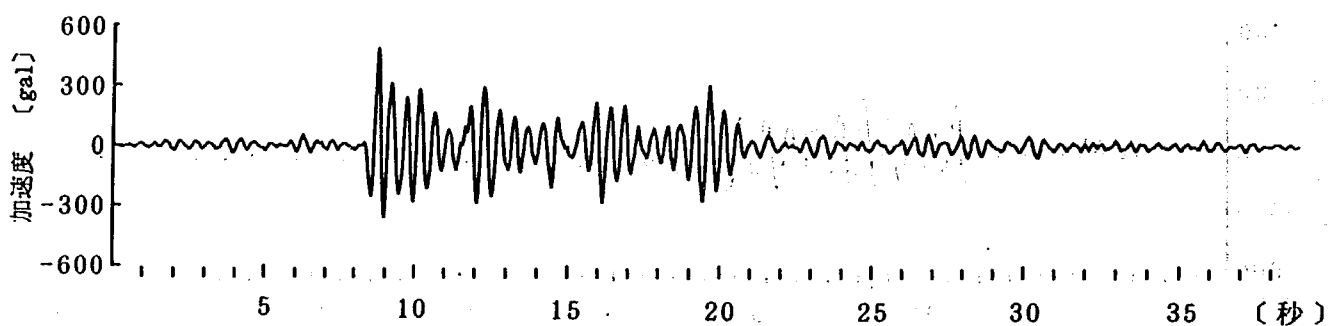


(b) ケース 8 橋脚

図 6-3 開北橋記録を入力した場合の非線形解析による応答加速度および応答変位

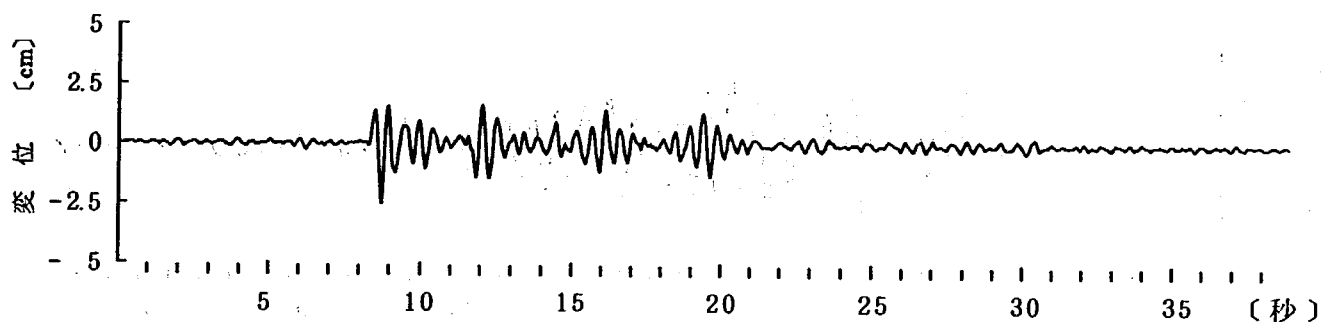
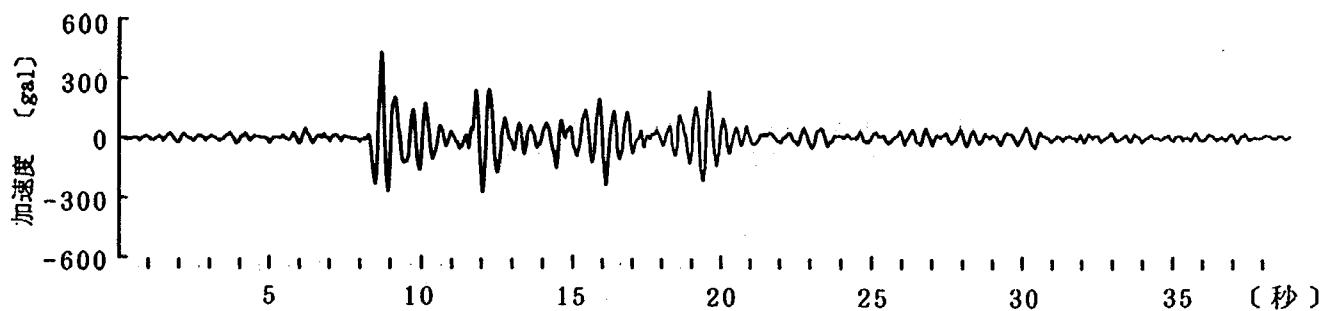


(a) $h = 0.02$

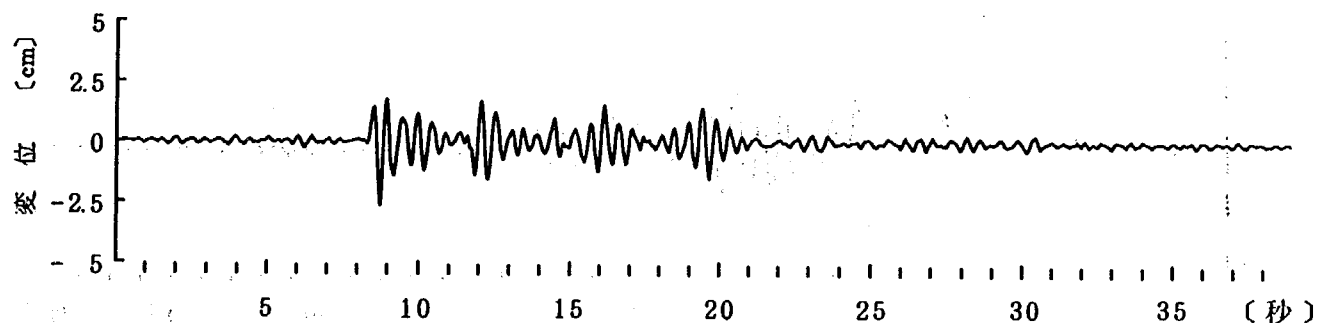
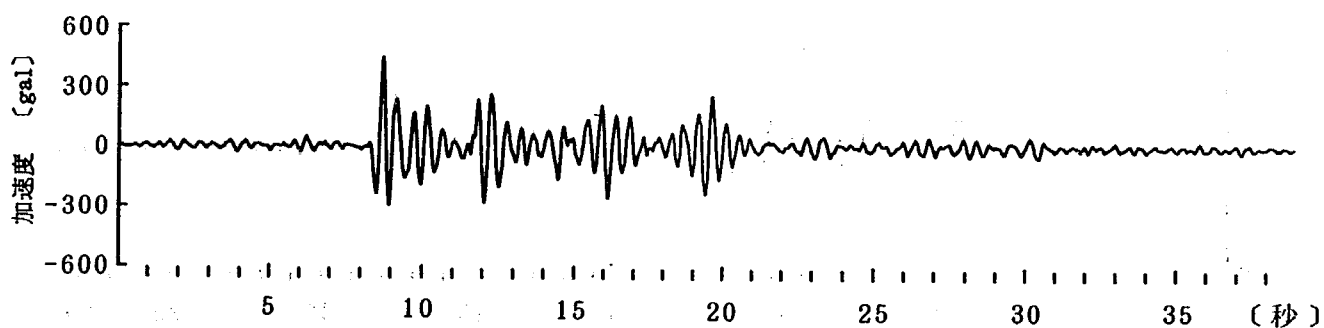


(b) $h = 0.05$

図6-4-1(1) 開北橋記録を入力した場合の線形解析による応答加速度および応答変位
(ケース3橋脚の場合)

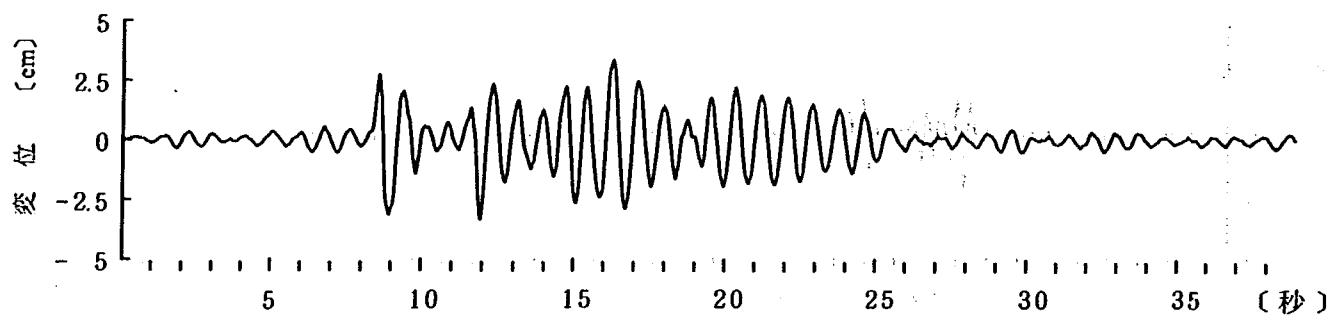
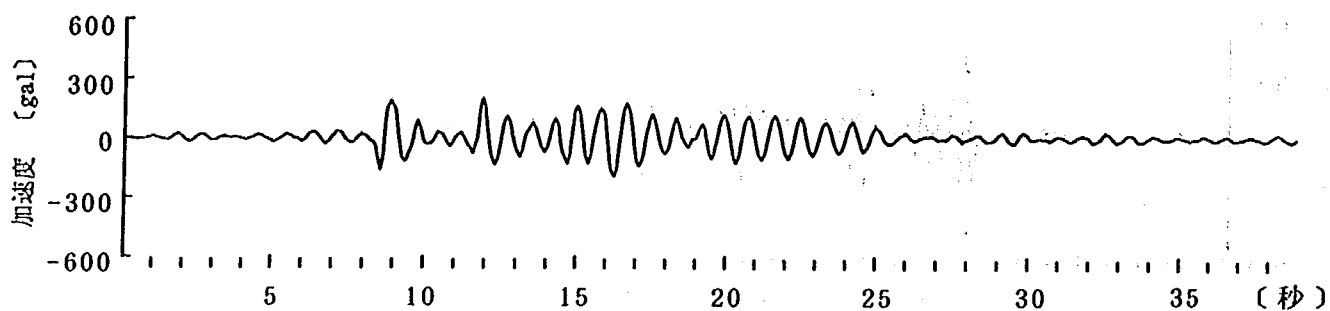


(c) $h = 0.1$

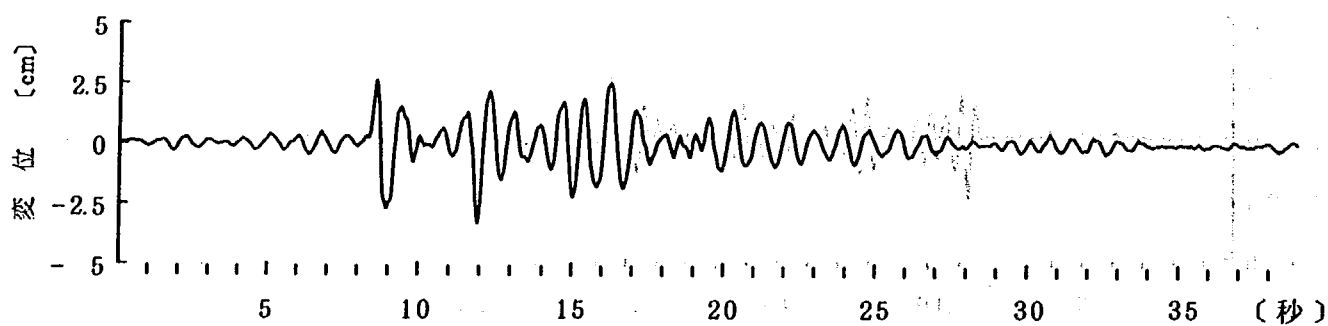
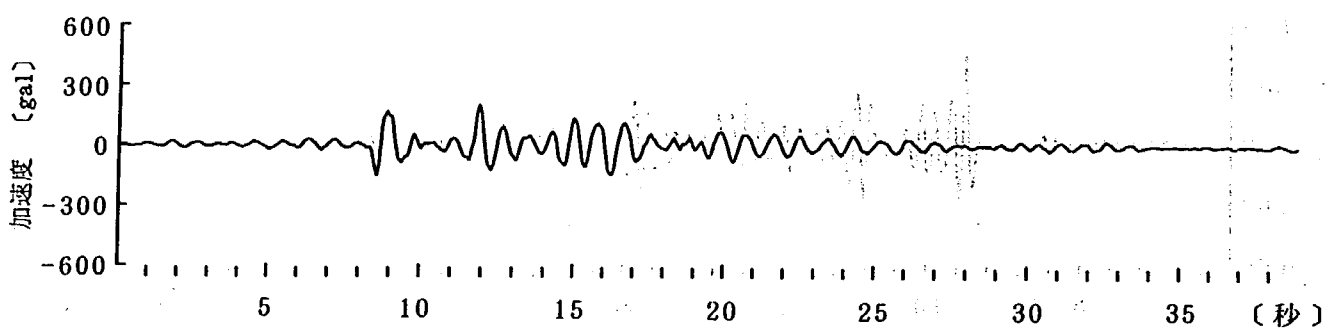


(d) $h = 0.04/T_Y$

図6-4-1(2) 開北橋記録を入力した場合の線形解析による応答加速度および応答変位
(ケース3橋脚の場合)

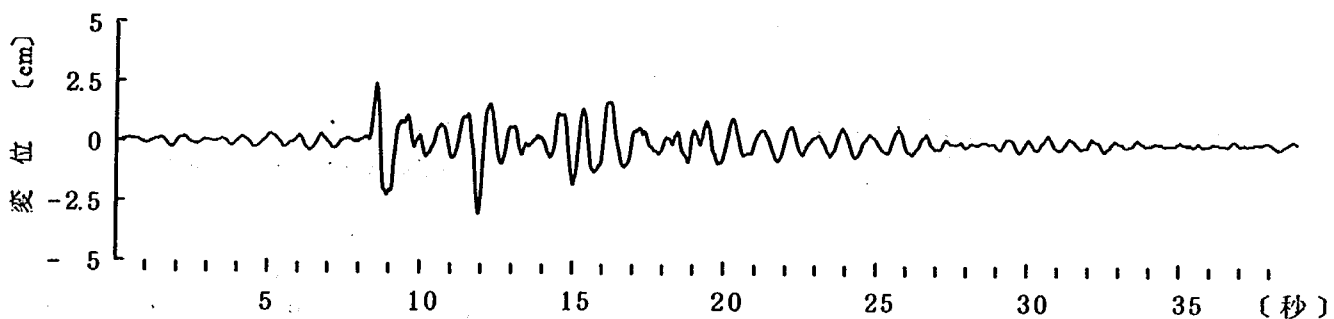
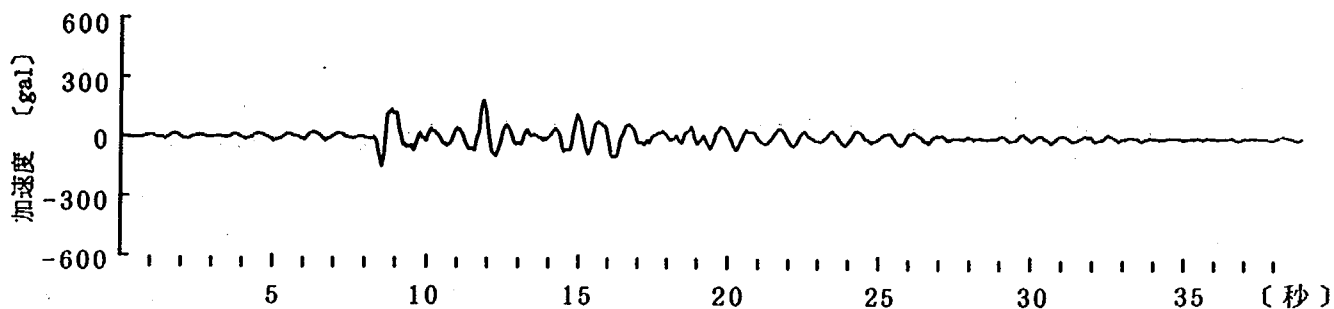


(a) $h = 0.02$

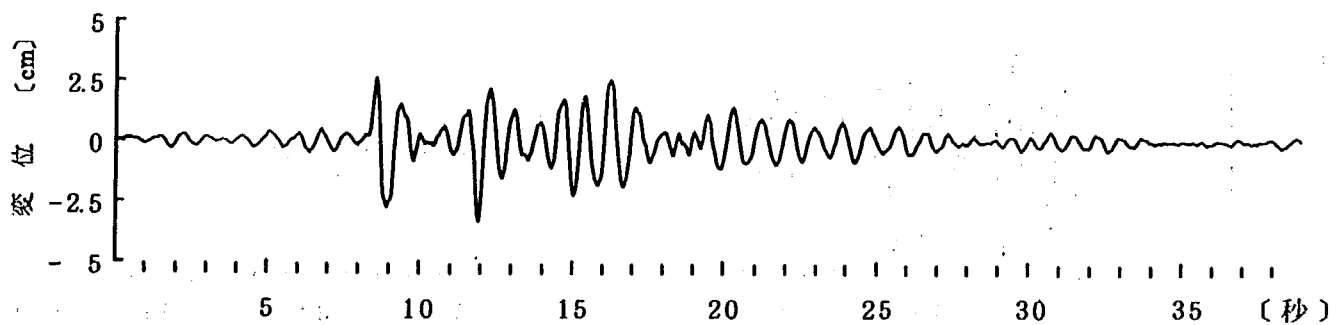
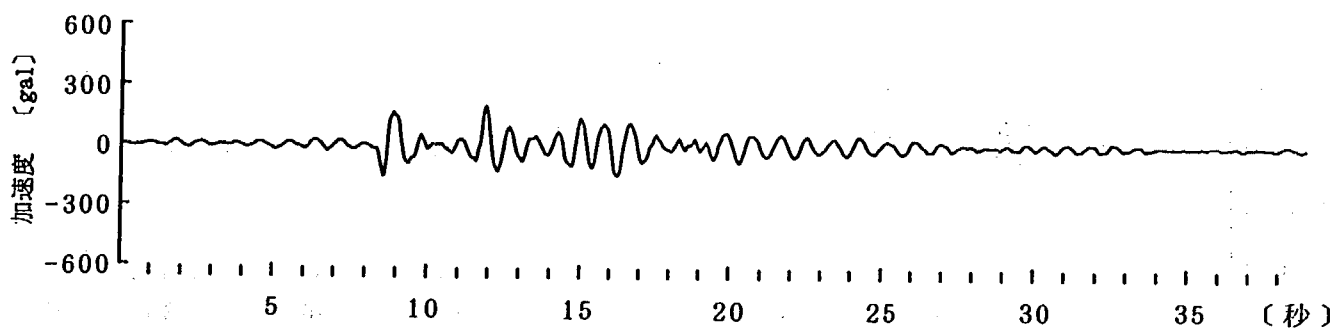


(b) $h = 0.05$

図6-4-2(1) 開北橋記録を入力した場合の線形解析による応答加速度および応答変位
(ケース8橋脚の場合)

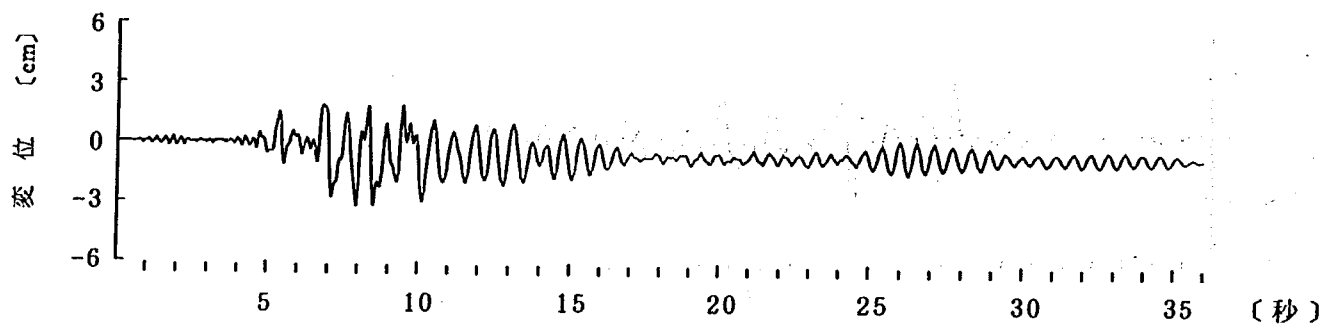
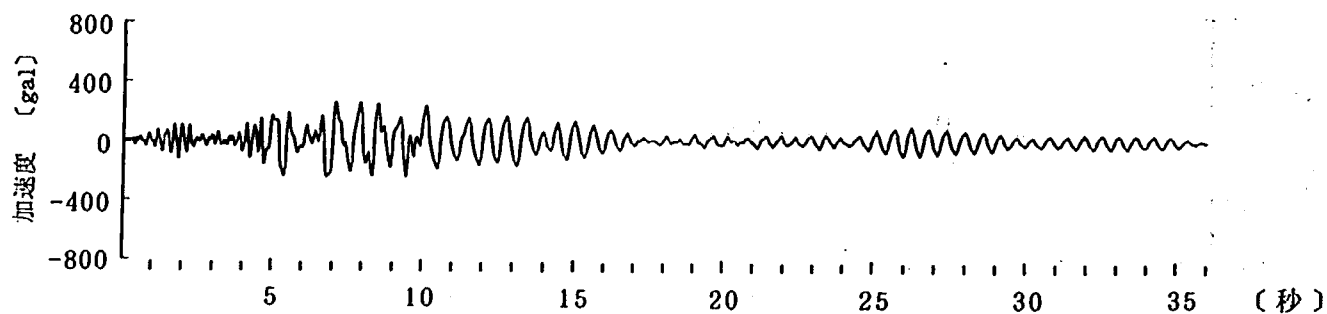


(c) $h = 0.1$

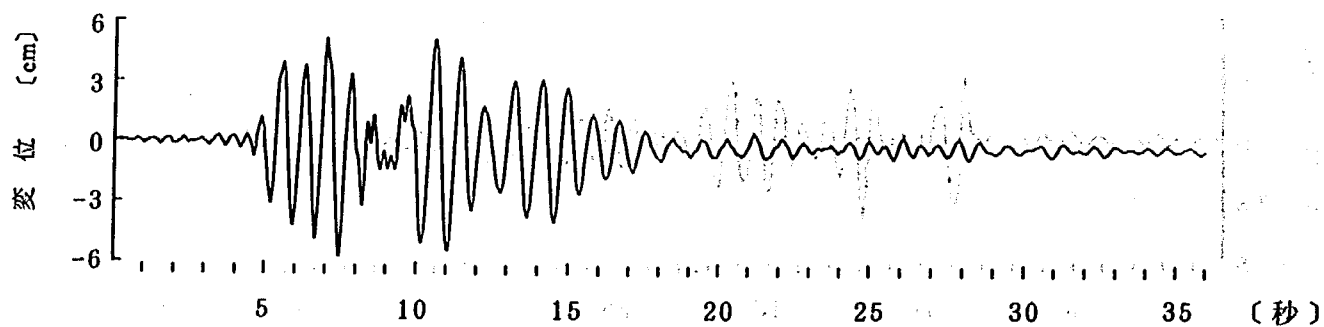
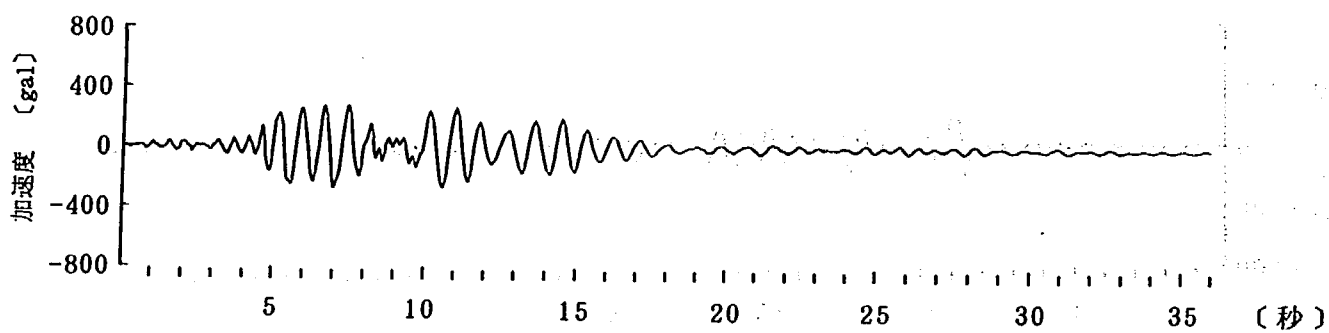


(d) $h = 0.04/T_Y$

図6-4-2(2) 開北橋記録を入力した場合の線形解析による応答加速度および応答変位
(ケース8橋脚の場合)

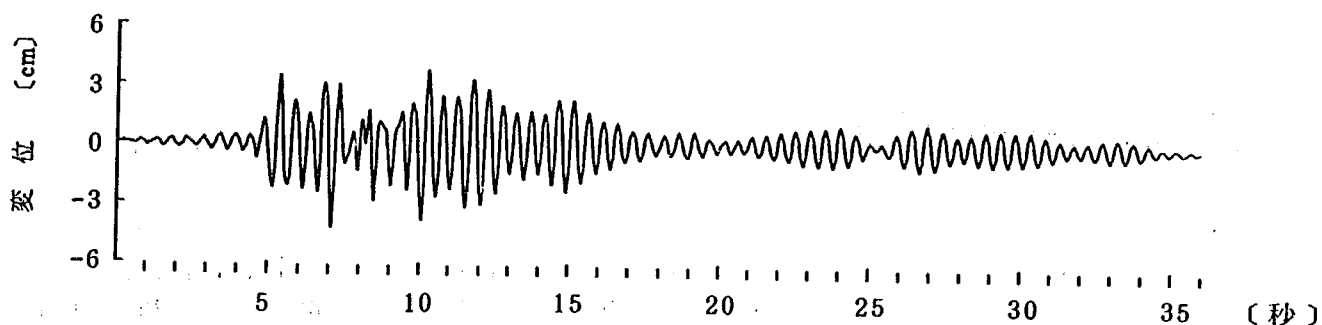
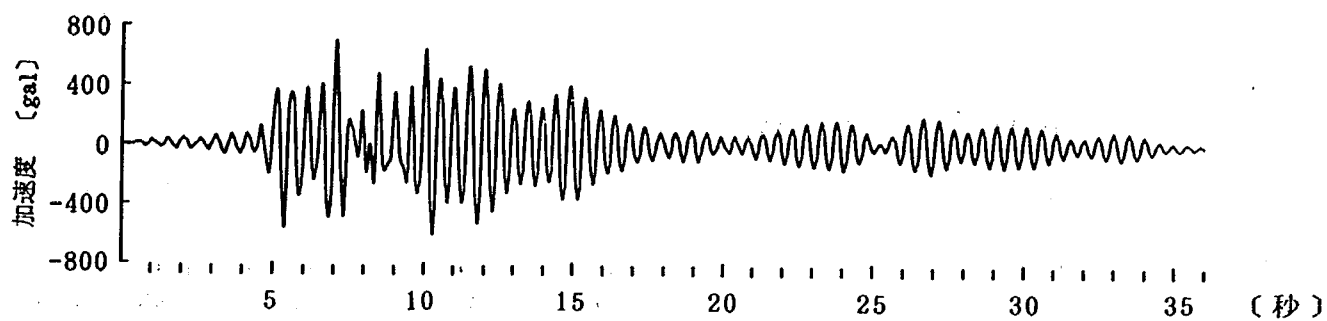


(a) ケース 3 橋脚

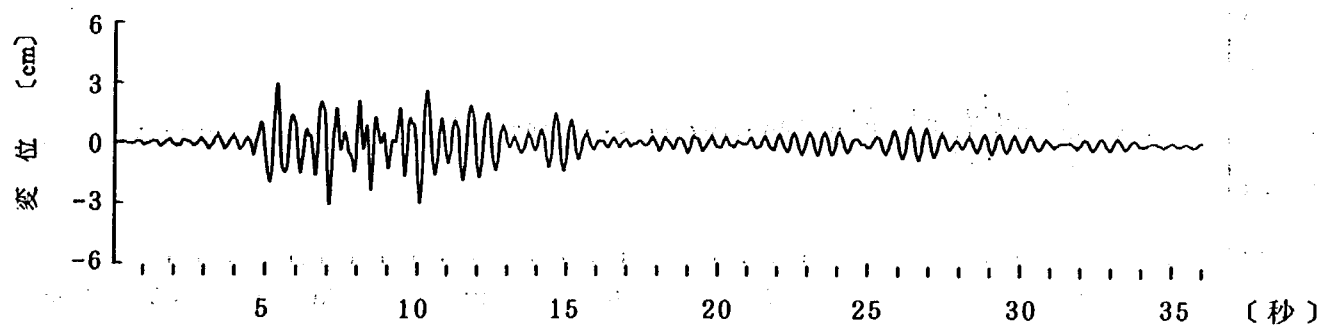
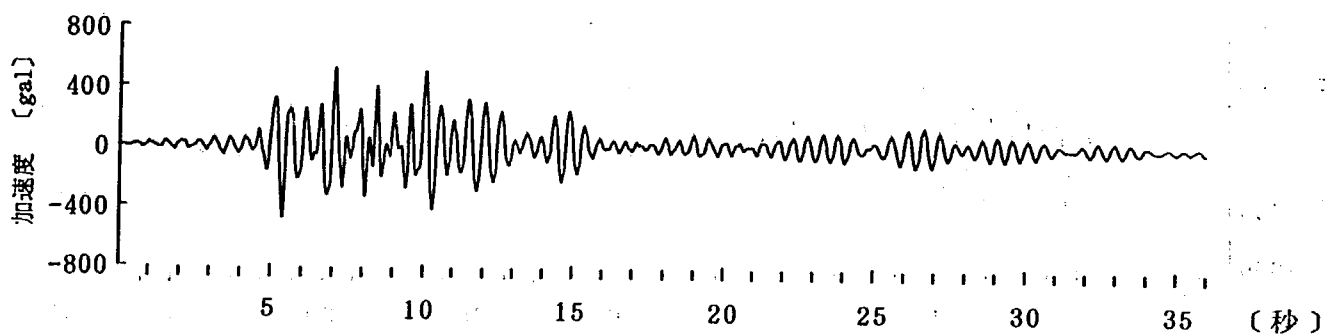


(b) ケース 8 橋脚

図 6 - 5 板島橋記録を入力した場合の非線形解析による応答加速度および応答変位

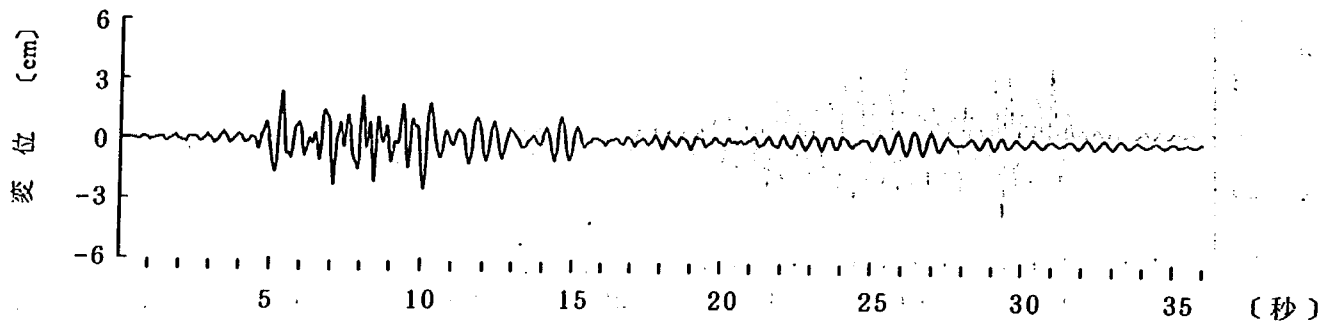
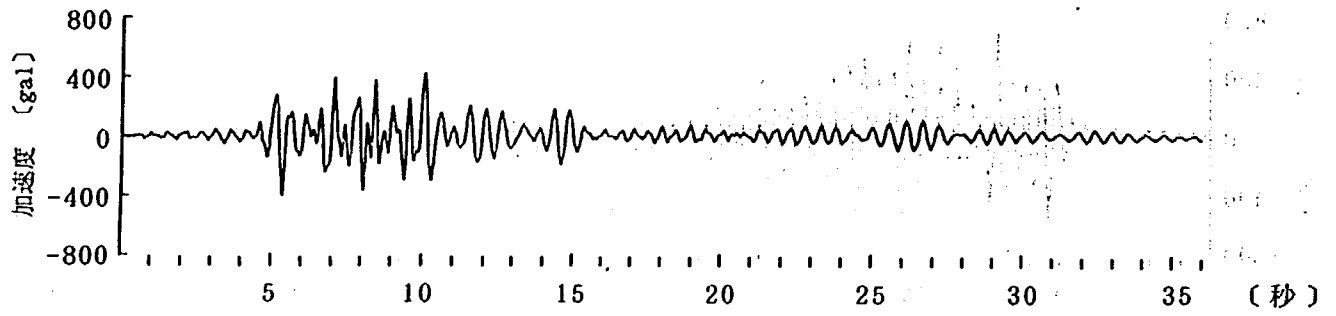


(a) $h = 0.02$

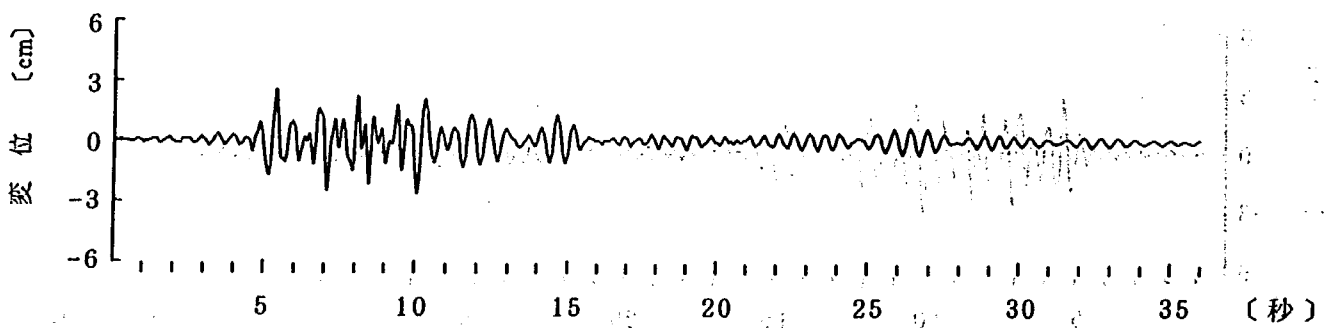
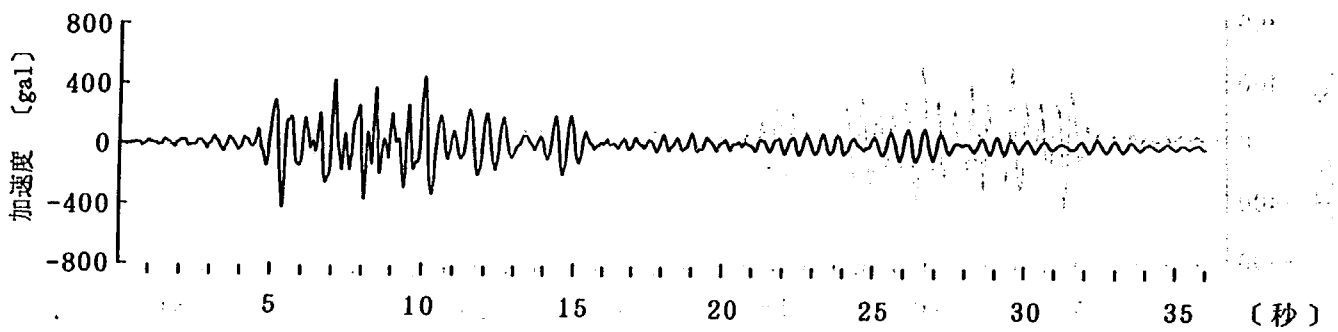


(b) $h = 0.05$

図6-6-1(1) 板島橋記録を入力した場合の線形解析による応答加速度および応答変位
(ケース3橋脚の場合)



(c) $h = 0.1$



(d) $h = 0.04 / T_Y$

図6-6-1(2) 板島橋記録を入力した場合の線形解析による応答加速度および応答変位
(ケース3橋脚の場合)

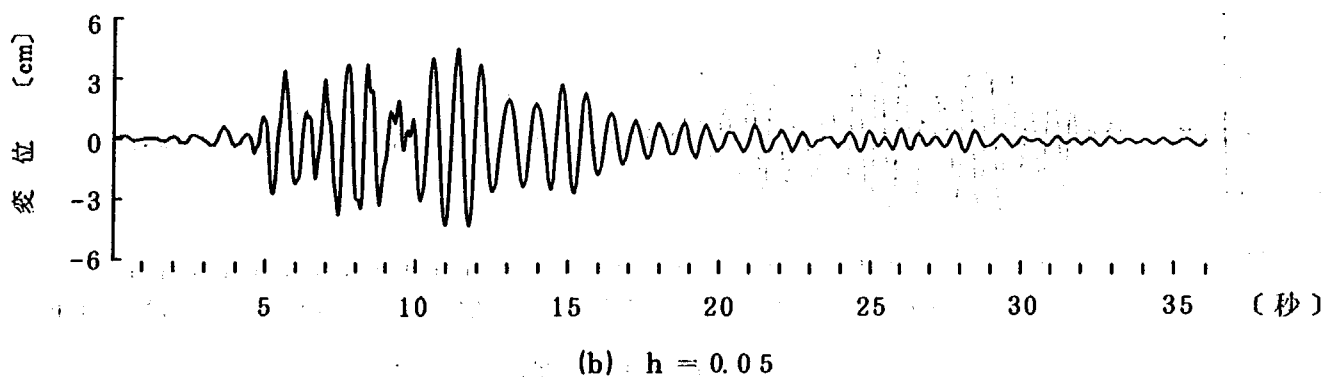
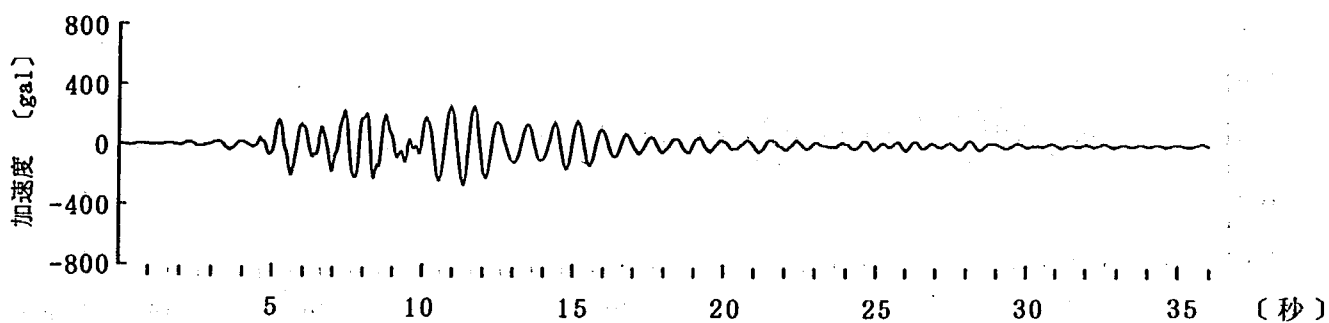
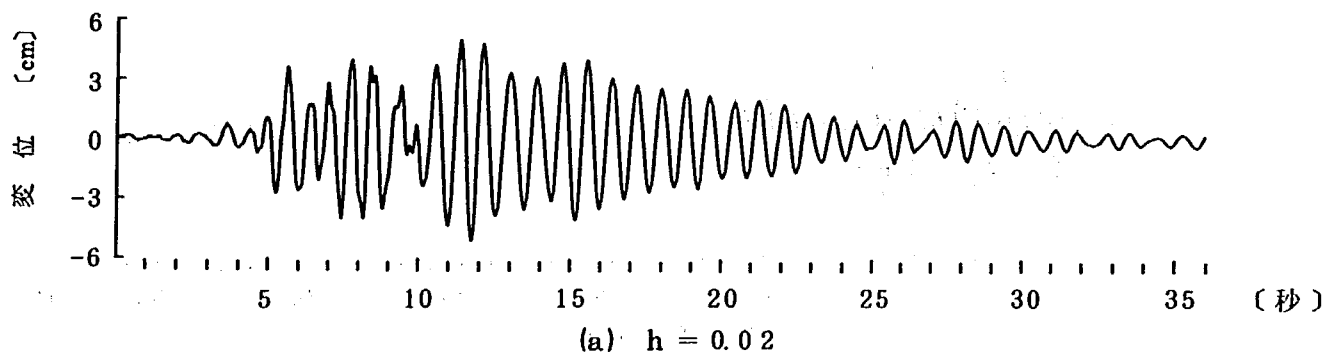
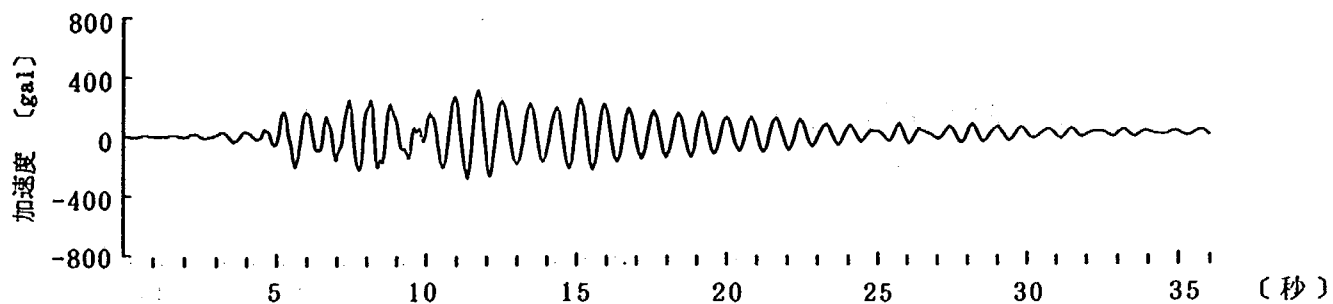


図 6-6-2 (1) 板島橋記録を入力した場合の線形解析による応答加速度および応答変位
(ケース 8 橋脚の場合)

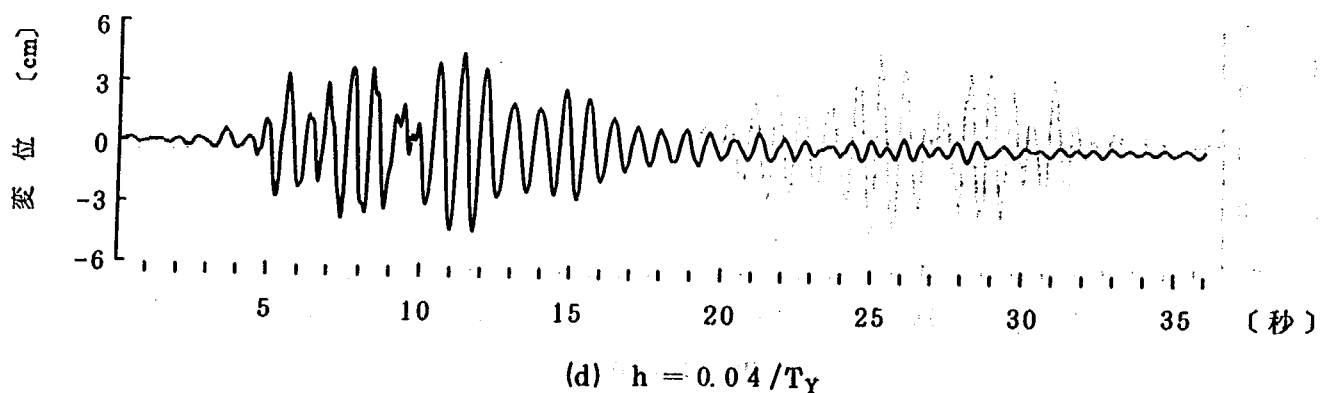
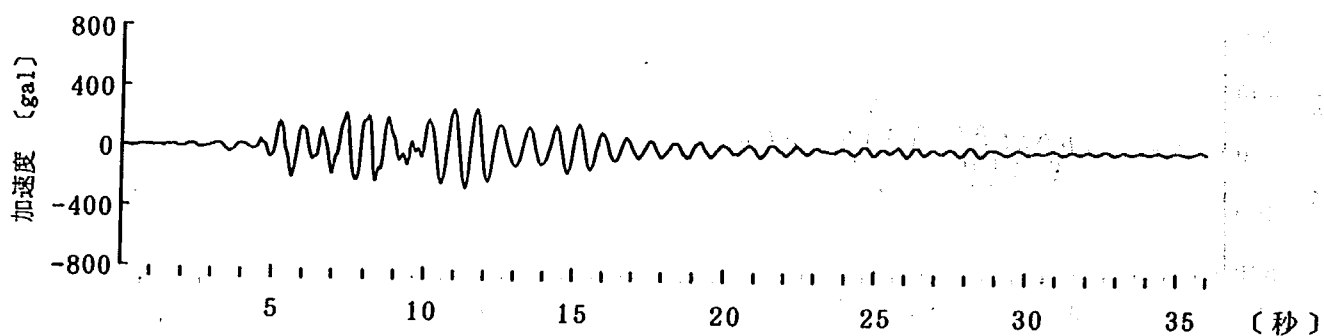
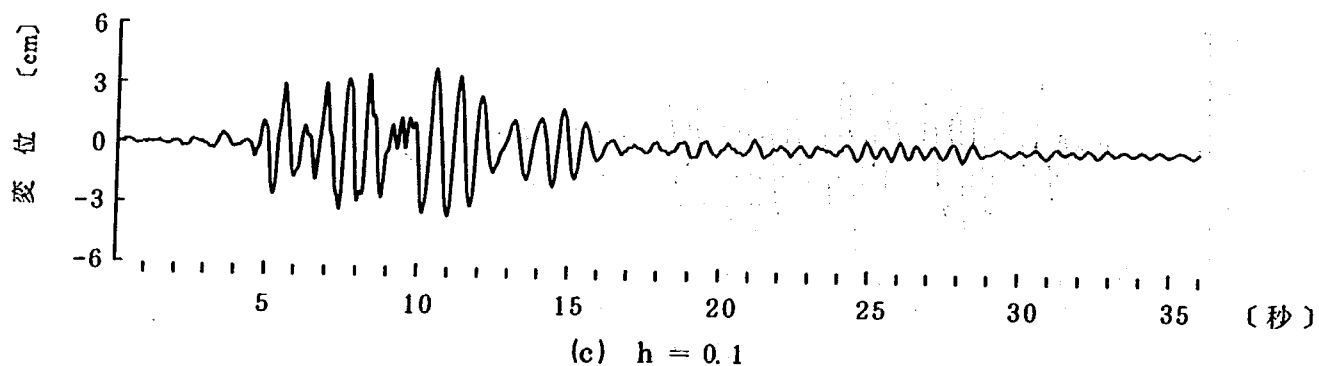
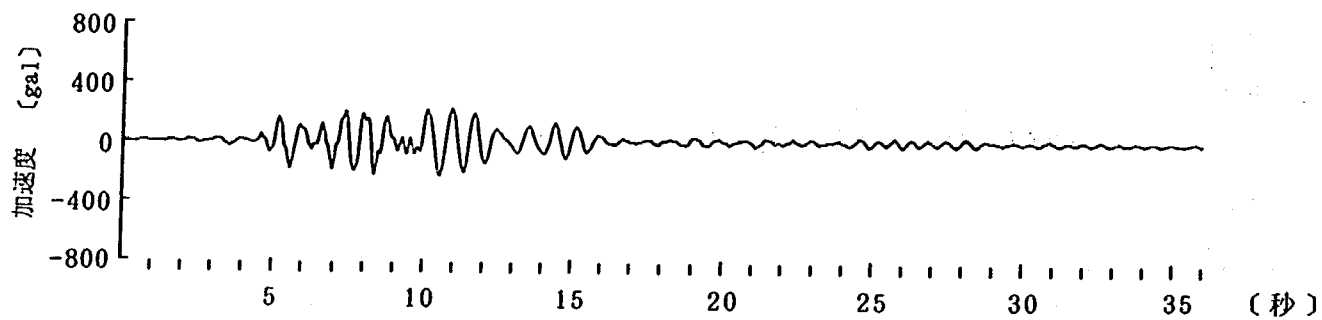
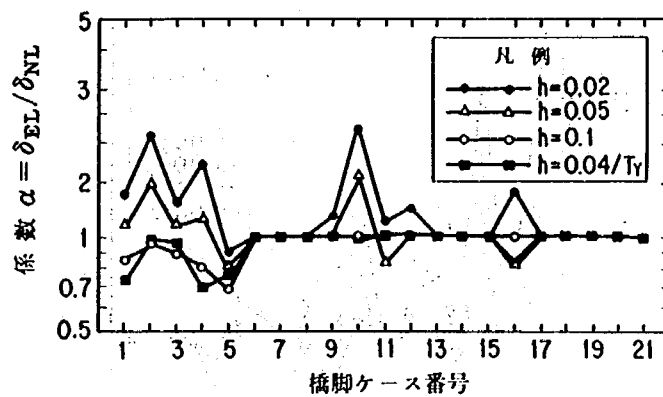
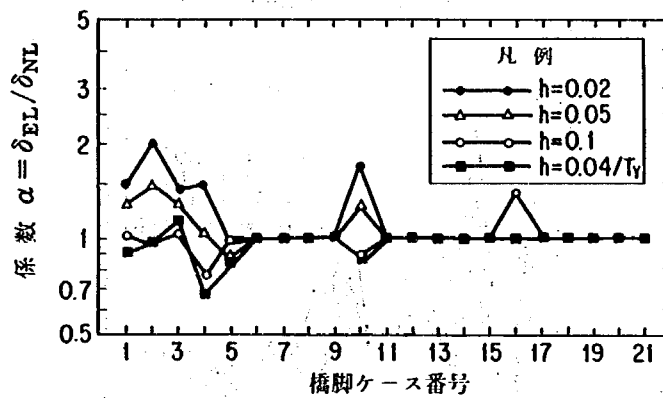


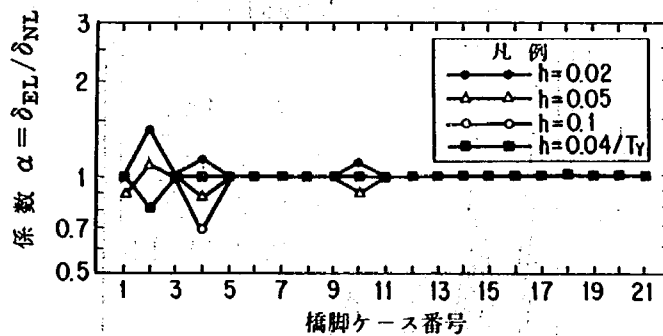
図 6 - 6 - 2 (2) 板島橋記録を入力した場合の線形解析による応答加速度および応答変位
(ケース 8 橋脚の場合)



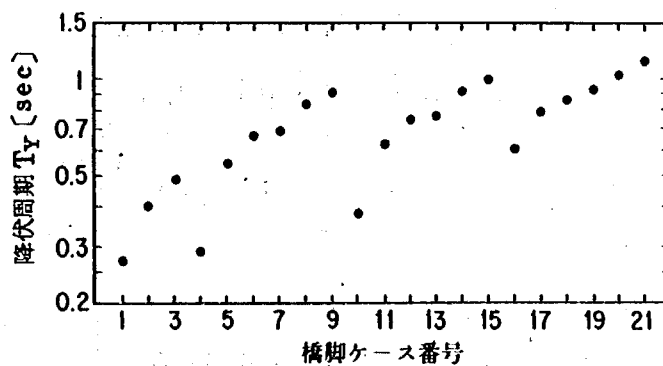
(a) $a_{\max} = 414 \text{ gal}$ の場合



(b) $a_{\max} = 300 \text{ gal}$ の場合

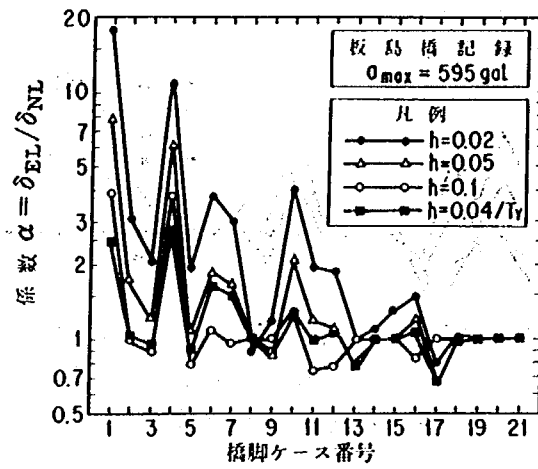


(c) $a_{\max} = 200 \text{ gal}$ の場合

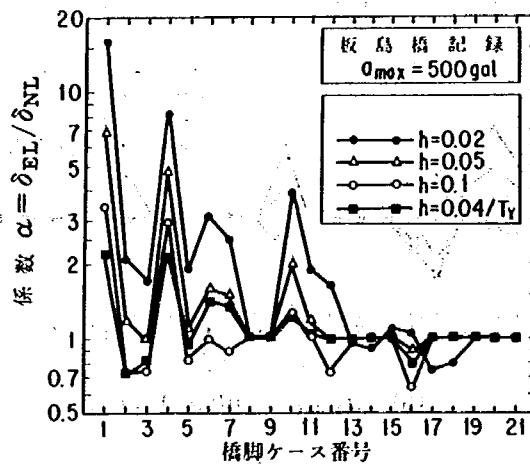


(d) 固有周期

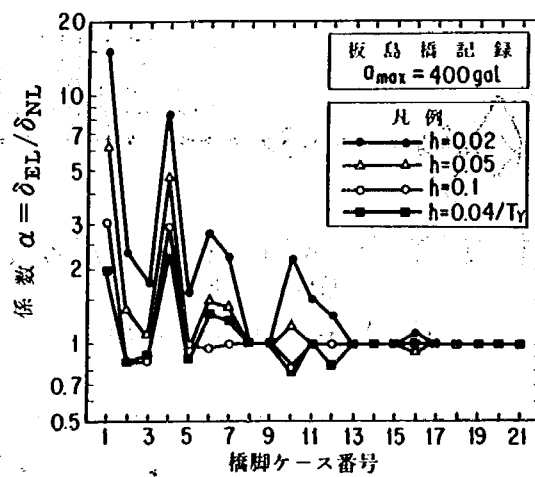
図6-7 係数 α による等価エネルギー法の精度（開北橋記録を入力した場合）



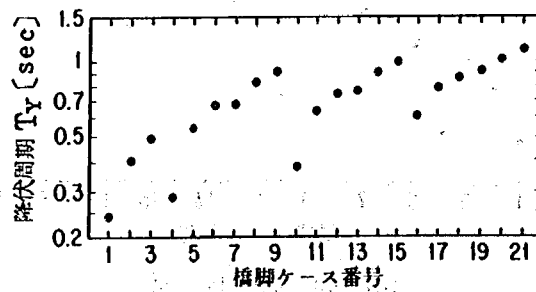
(a) $a_{max} = 595 \text{ gal}$ の場合



(b) $a_{max} = 500 \text{ gal}$ の場合

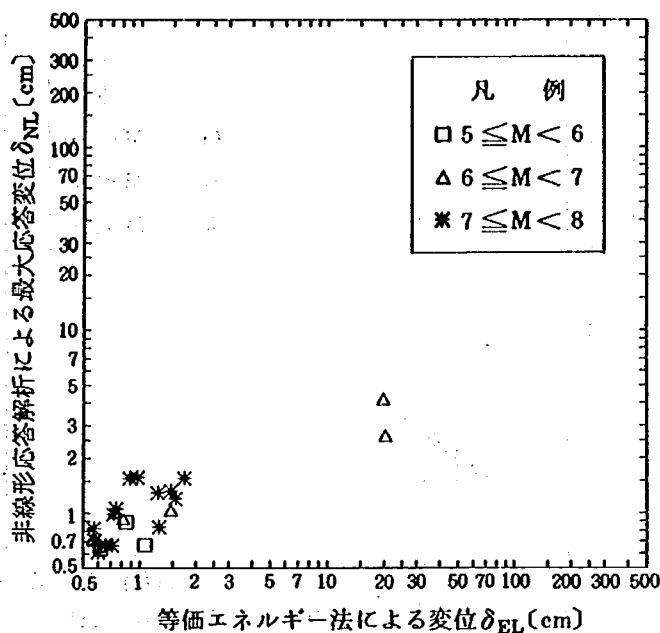


(c) $a_{max} = 400 \text{ gal}$ の場合

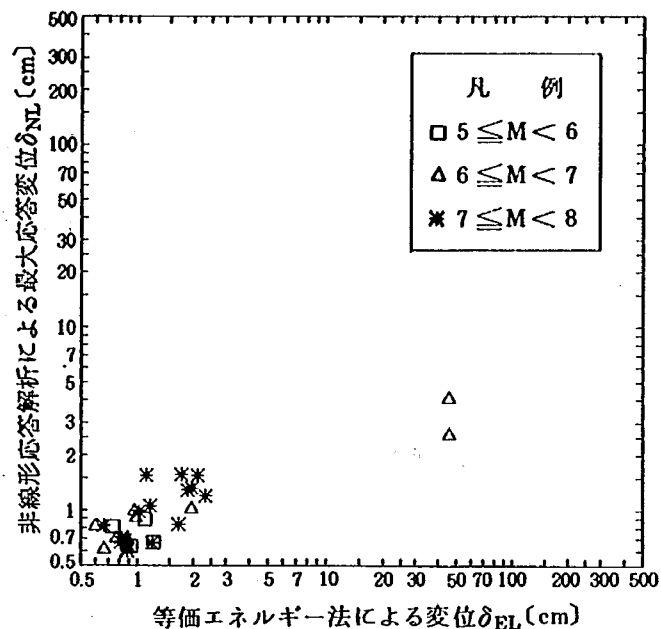


(d) 固有周期

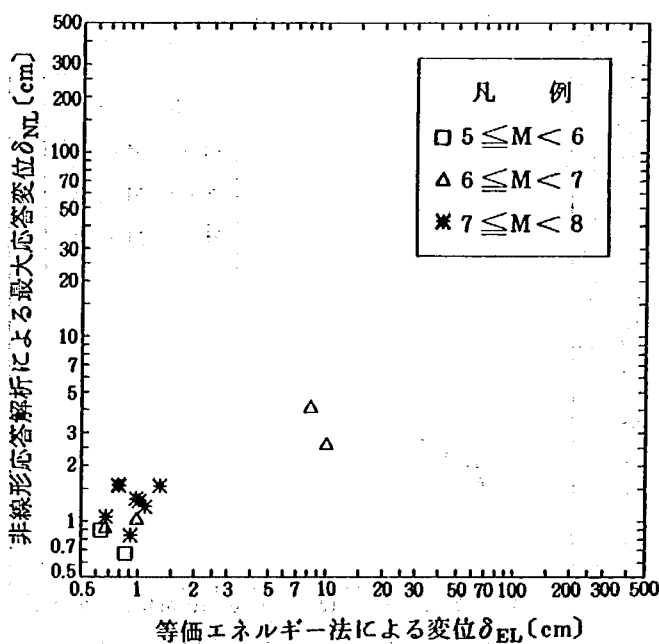
図6-8 係数 α による等価エネルギー法の精度 (板島橋記録を入力した場合)



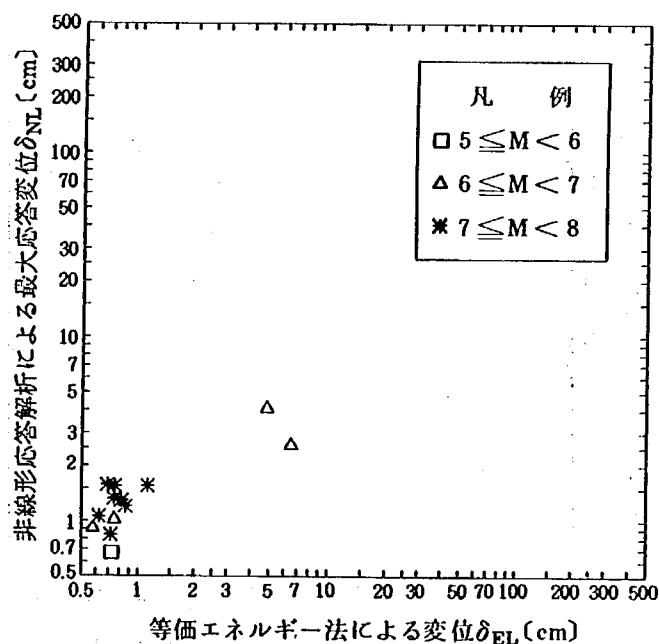
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

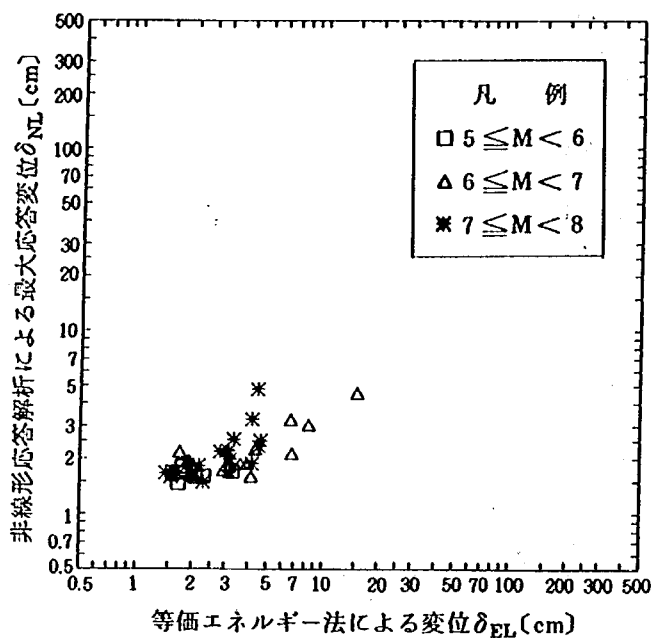


(c) $h = 0.1$

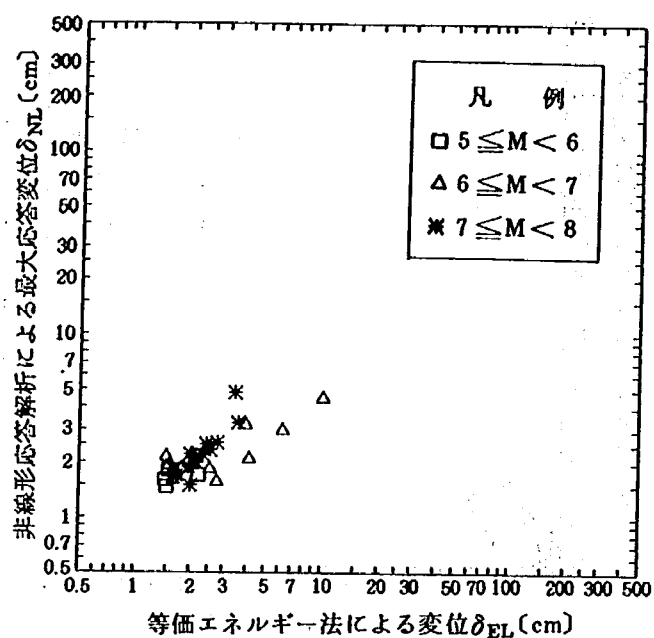


(d) $h = 0.04 / T_Y$

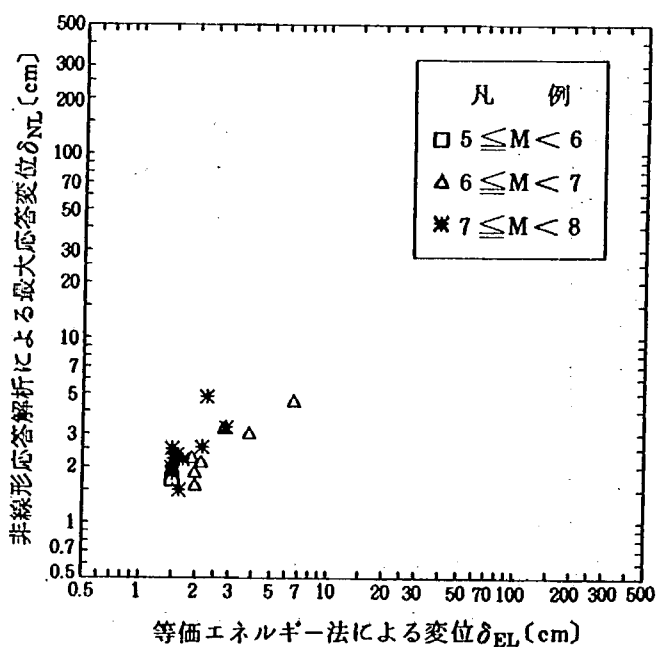
図 6-9-1 $\delta_{NL} \sim \delta_{EL}$ の関係 (入力の最大加速度を記録時のままとした場合, ケース1 橋脚)



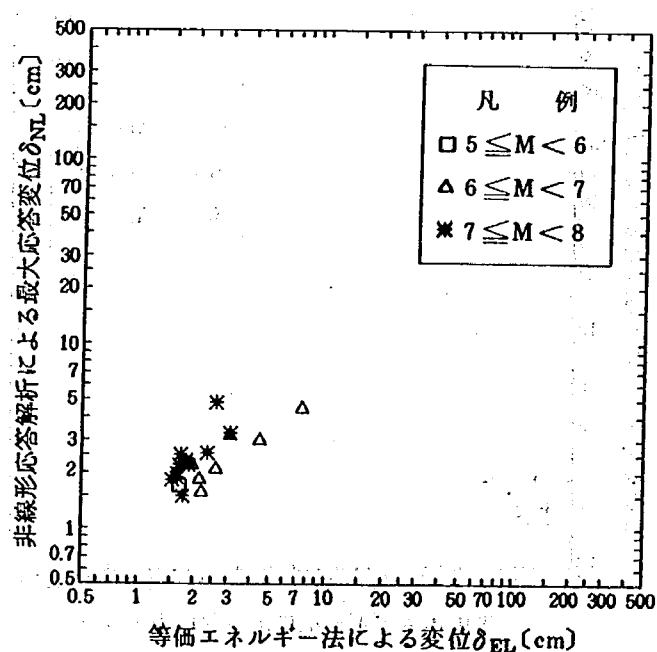
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

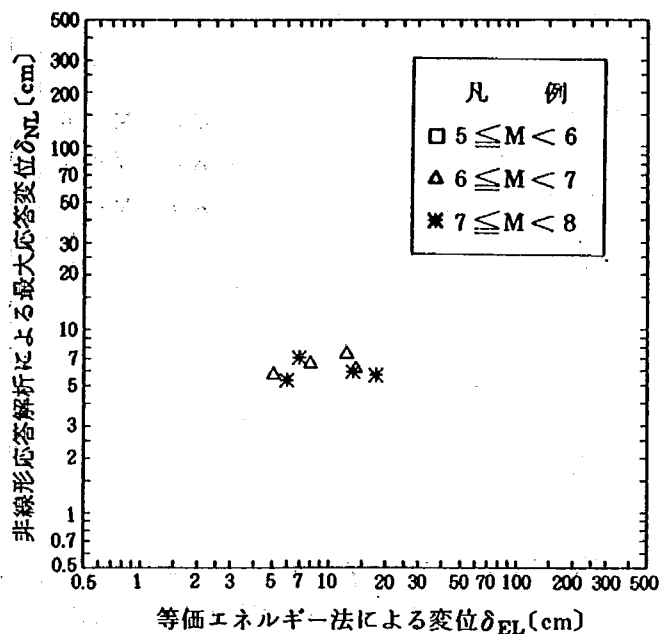


(c) $h = 0.1$

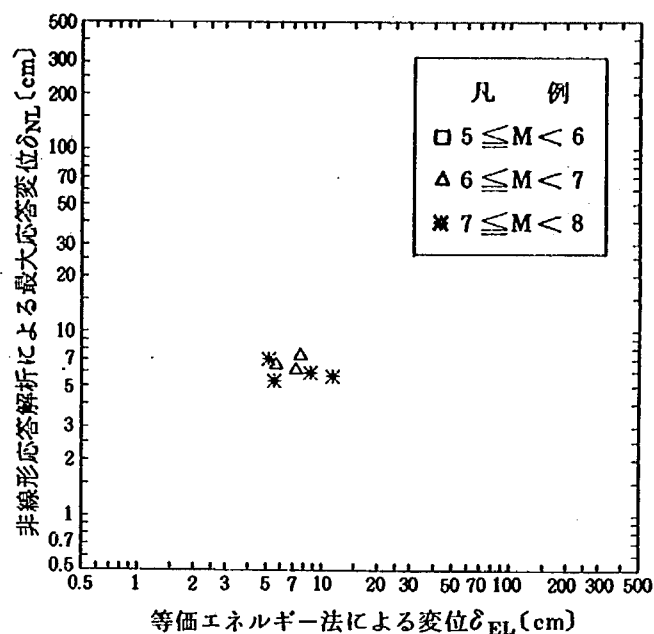


(d) $h = 0.04 / T_Y$

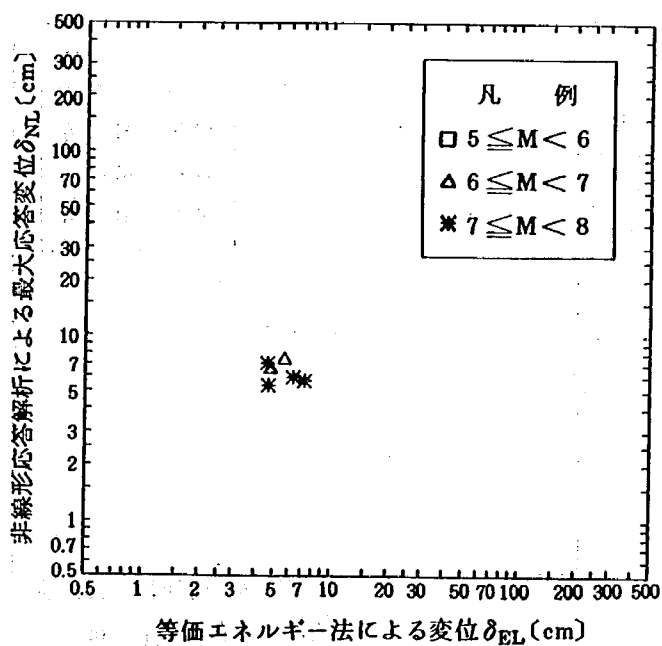
図 6-9-2 $\delta_{NL} \sim \delta_{EL}$ の関係 (入力の最大加速度を記録時のままとした場合, ケース 3 橋脚)



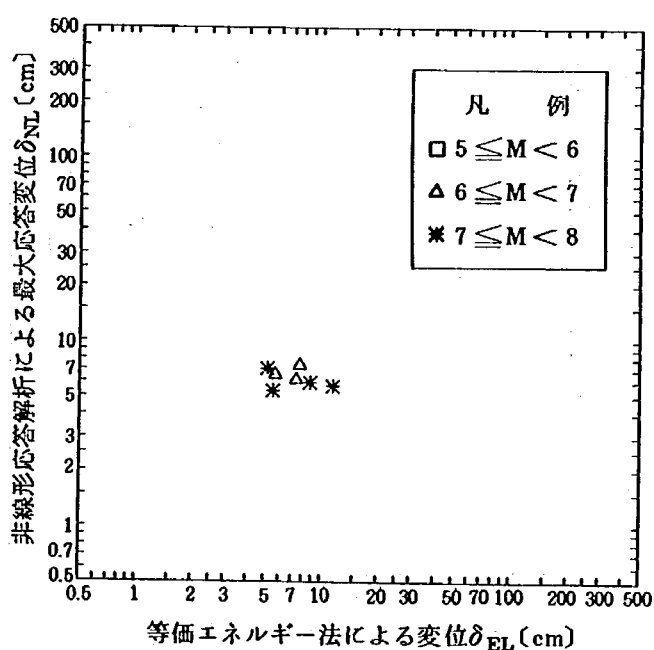
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

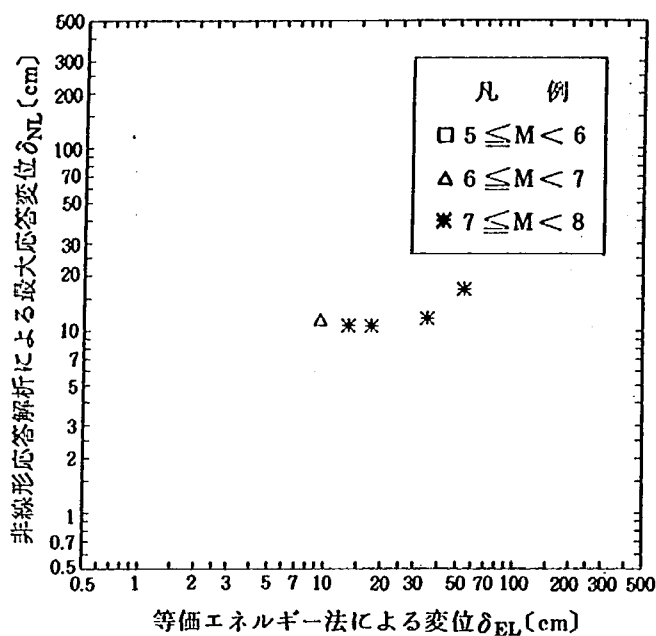


(c) $h = 0.1$

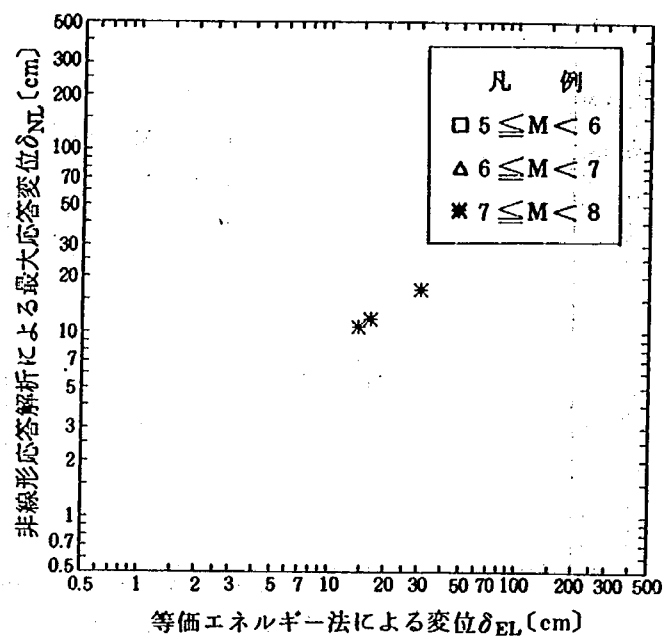


(d) $h = 0.04 / T_Y$

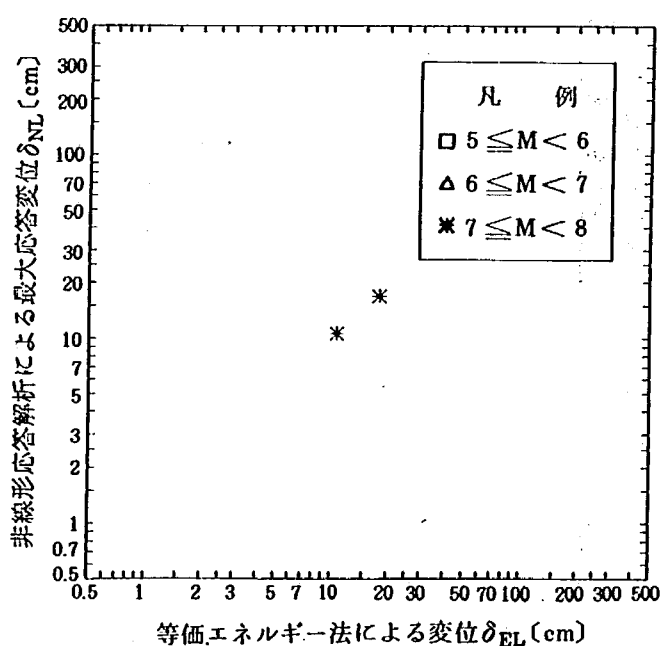
図 6-9-3 $\delta_{NL} \sim \delta_{EL}$ の関係 (入力 の 最大 加速度 を 記録 時 の ま と し た 場 合 , ケ ー ス 8 橋 脚)



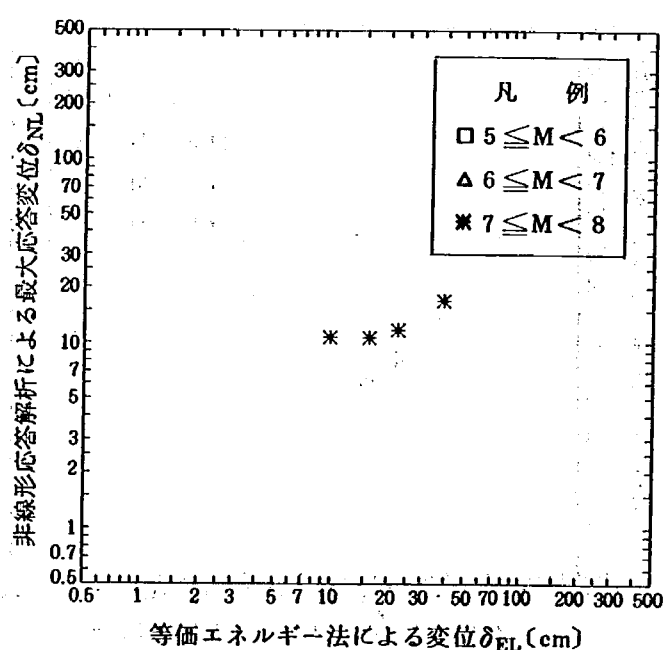
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

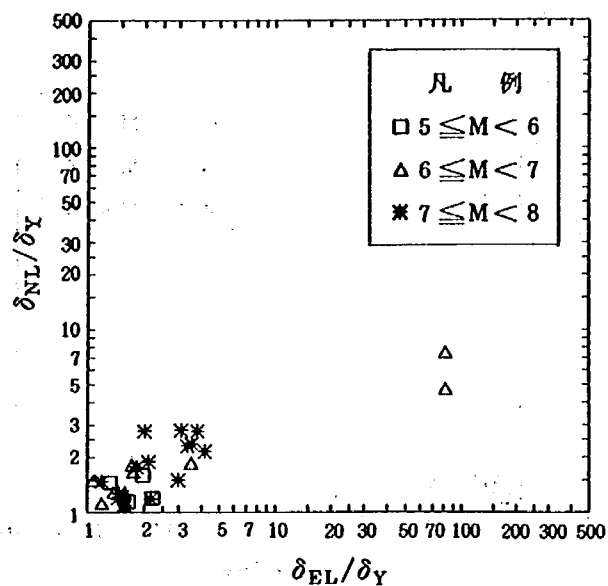


(c) $h = 0.1$

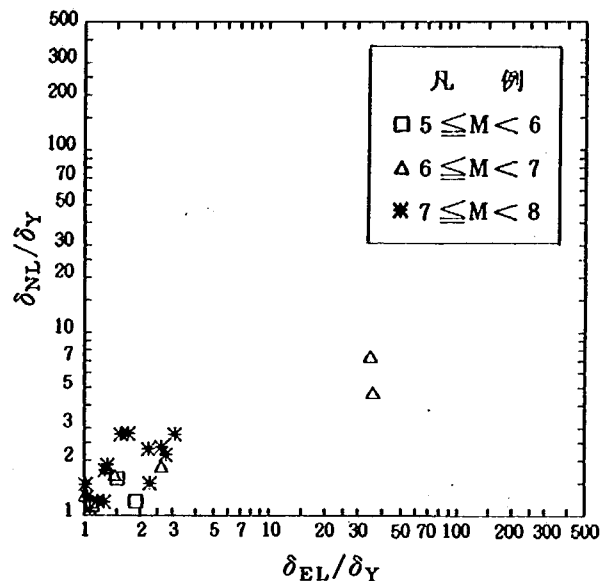


(d) $h = 0.04 / T_Y$

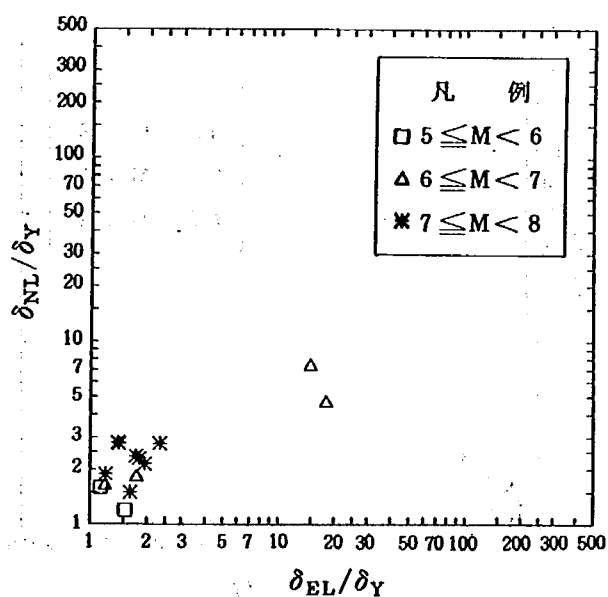
図 6-9-4 $\delta_{NL} \sim \delta_{EL}$ の関係 (入力最大の加速度を記録時のままとした場合, ケース21橋脚)



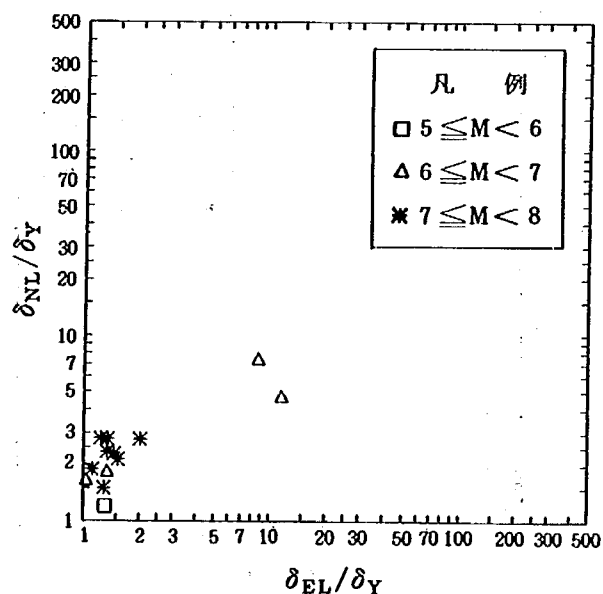
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

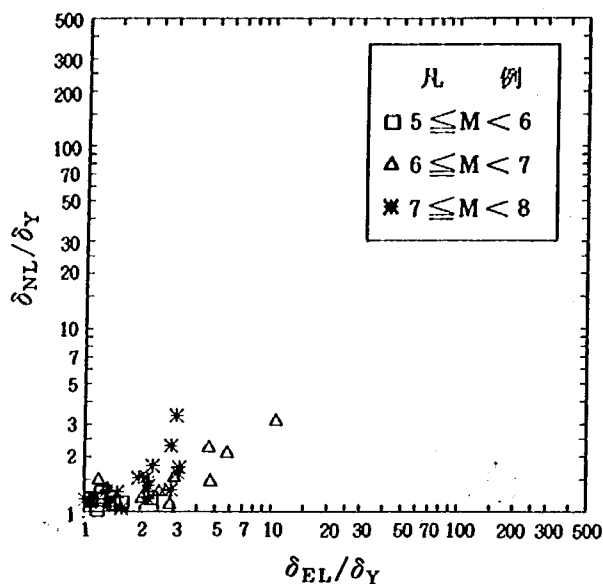


(c) $h = 0.1$

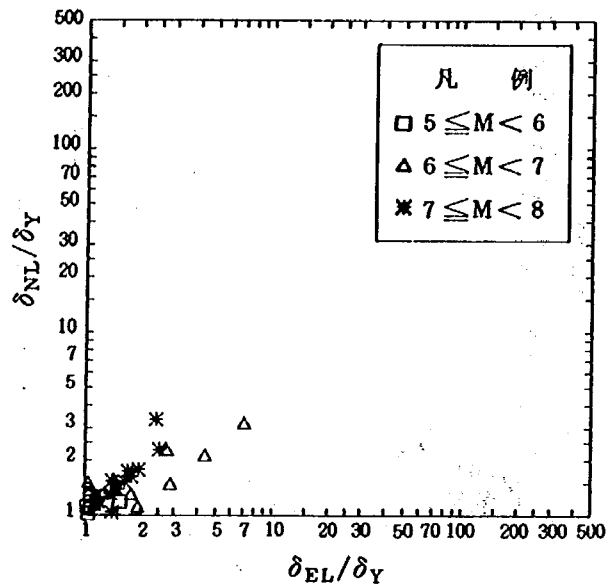


(d) $h = 0.04/T_Y$

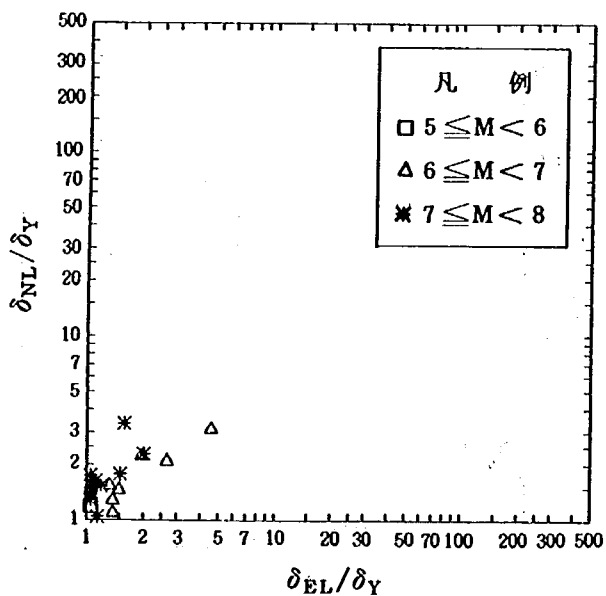
図6-10-1 $\delta_{NL}/\delta_Y \sim \delta_{EL}/\delta_Y$ の関係 (入力 の 最大 加速度 を 記録 時 の まま と し た 場 合 , ケース 1 橋脚)



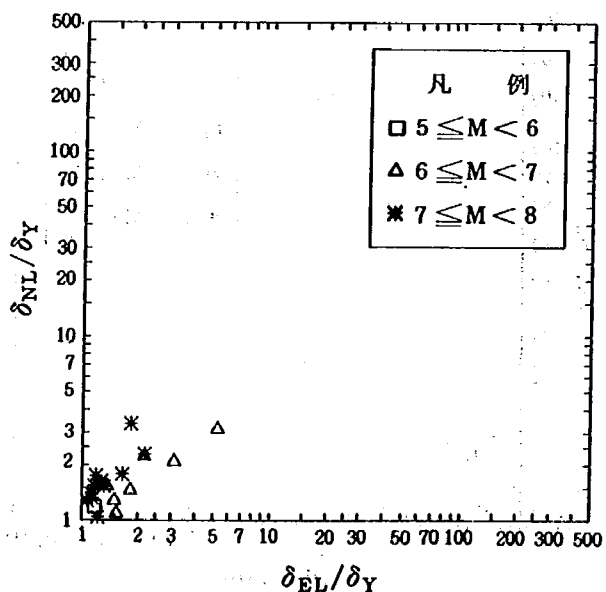
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

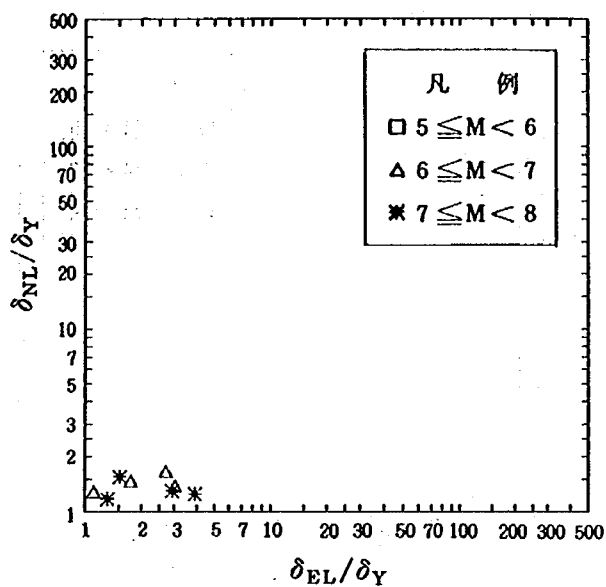


(c) $h = 0.1$

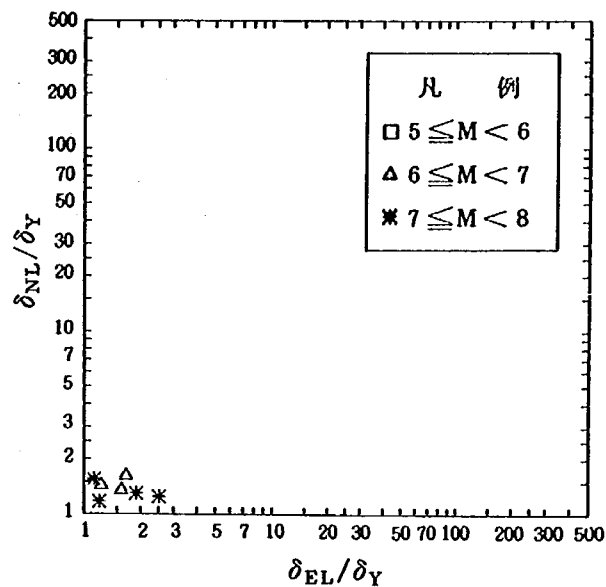


(d) $h = 0.04/T_Y$

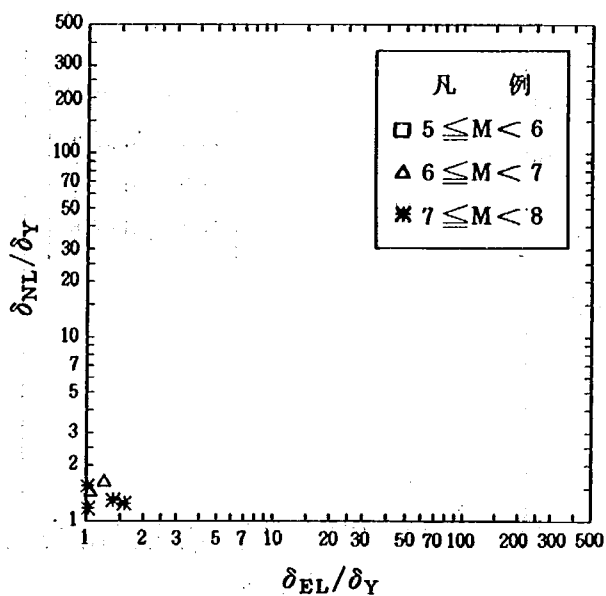
図6-10-2 $\delta_{NL}/\delta_Y \sim \delta_{EL}/\delta_Y$ の関係 (入力の最大加速度を記録時のままとした場合, ケース3橋脚)



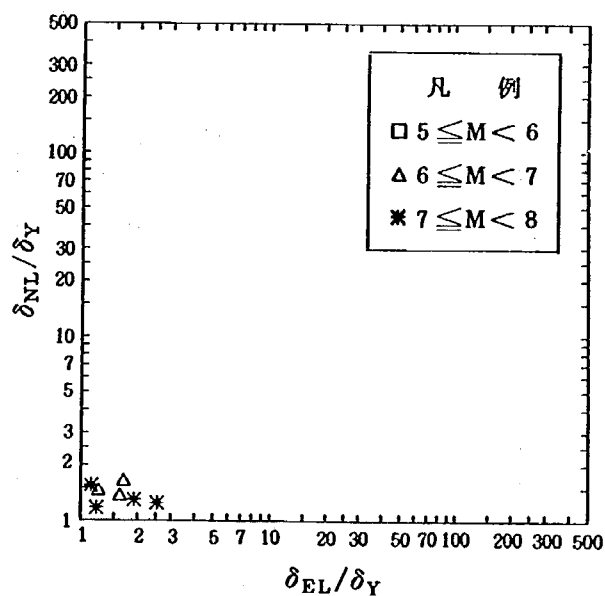
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

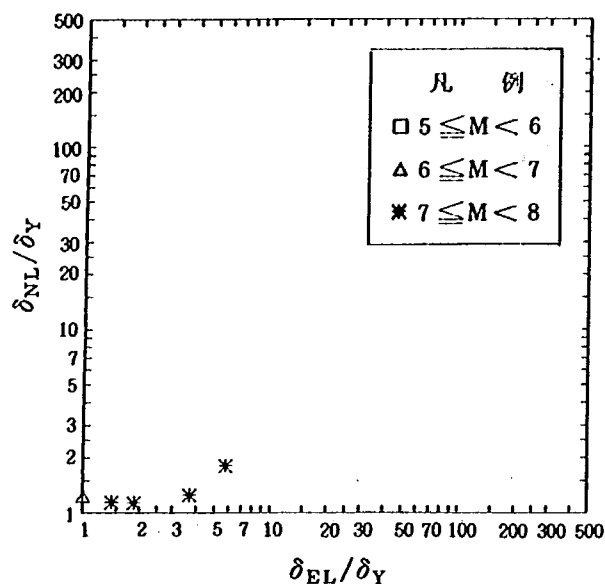


(c) $h = 0.1$

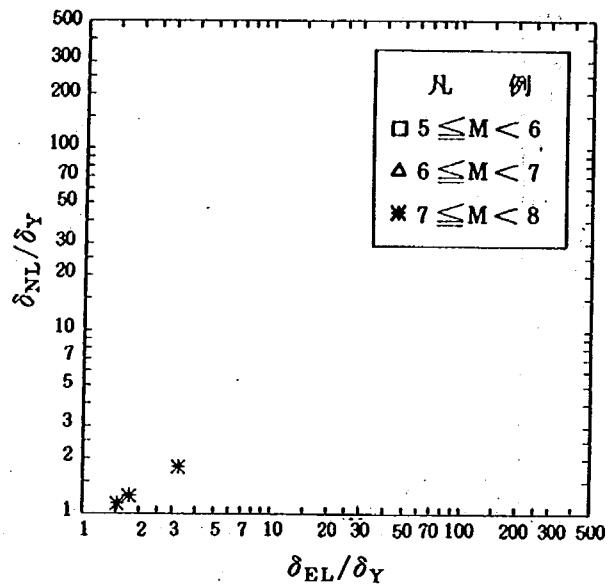


(d) $h = 0.04/T_Y$

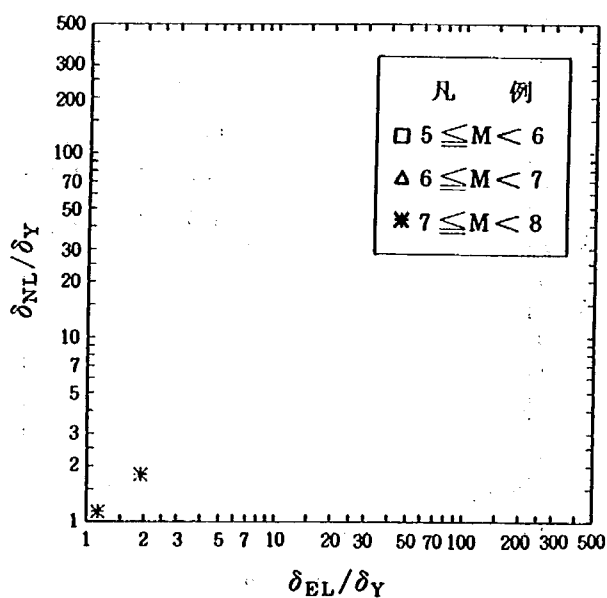
図6-10-3 $\delta_{NL}/\delta_Y \sim \delta_{EL}/\delta_Y$ の関係 (入力の最大加速度を記録時のままとした場合, ケース8橋脚)



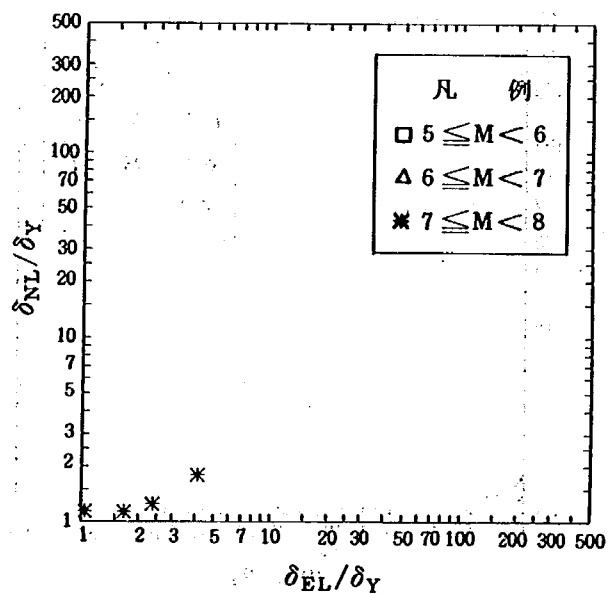
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

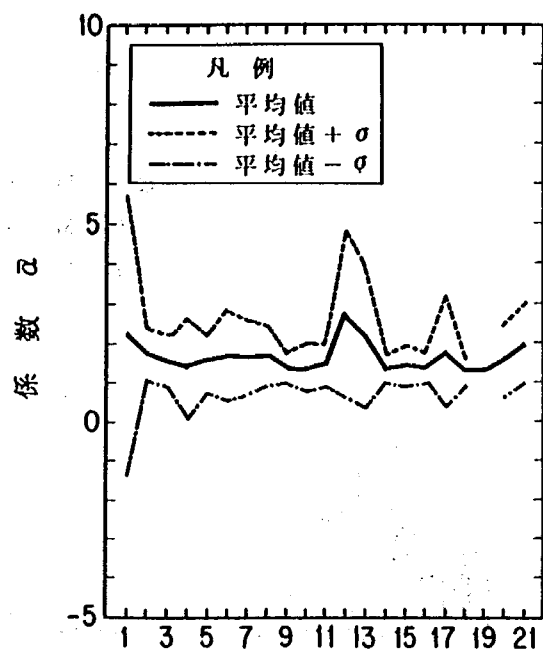


(c) $h = 0.1$

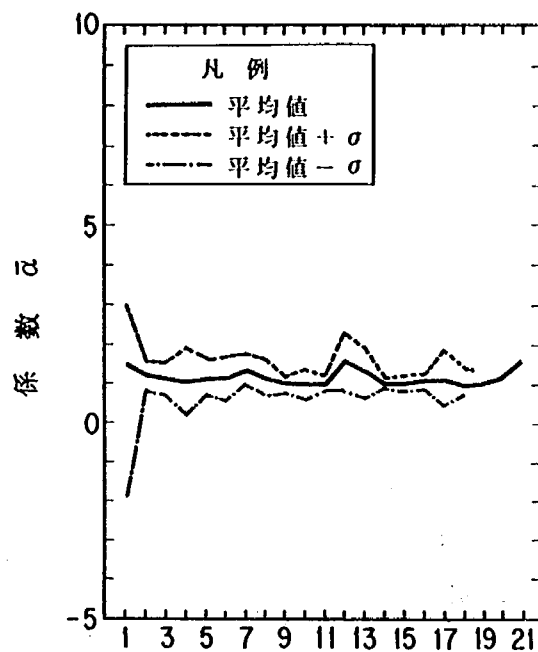


(d) $h = 0.04/T_Y$

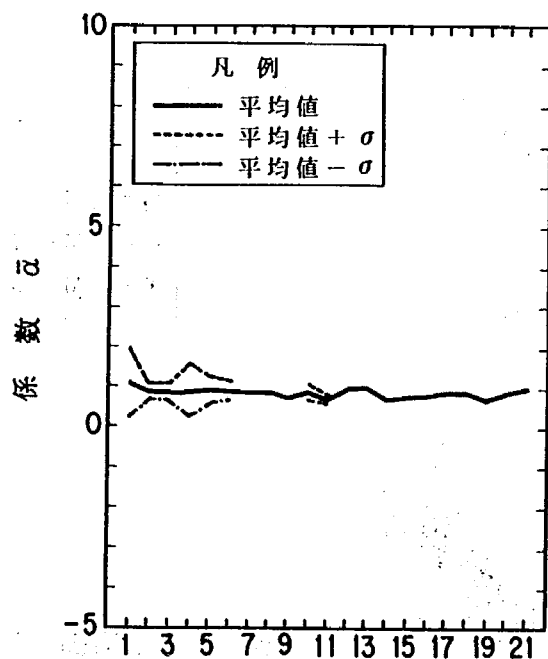
図6-10-4 $\delta_{NL}/\delta_Y \sim \delta_{EL}/\delta_Y$ の関係 (入力の最大加速度を記録時のままとした場合, ケース21橋脚)



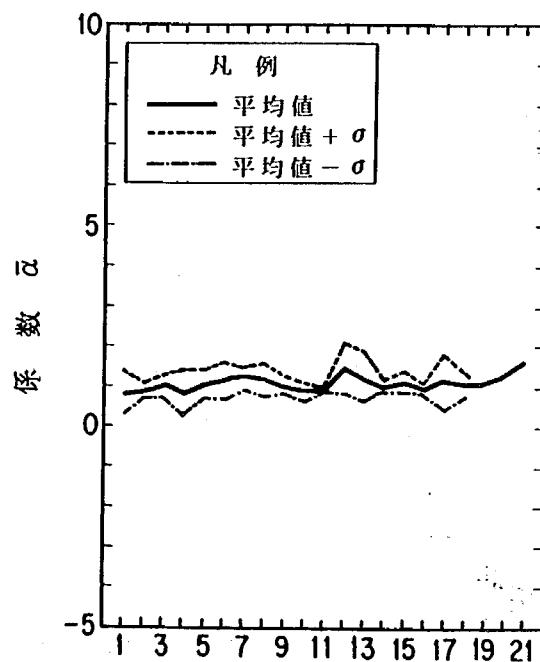
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$



(c) $h = 0.1$



(d) $h = 0.04 / T_Y$

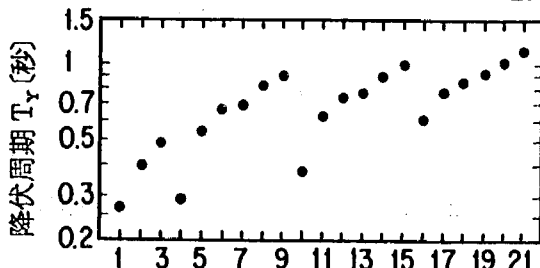
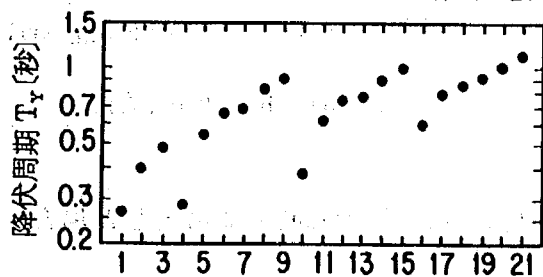
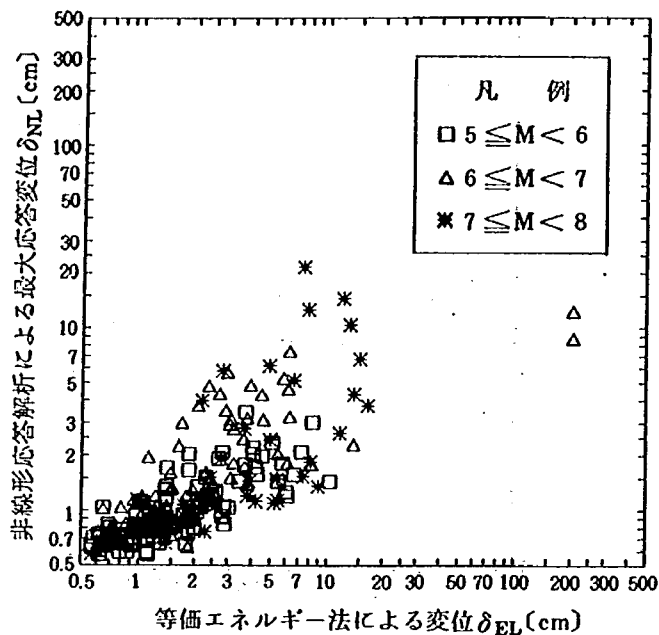
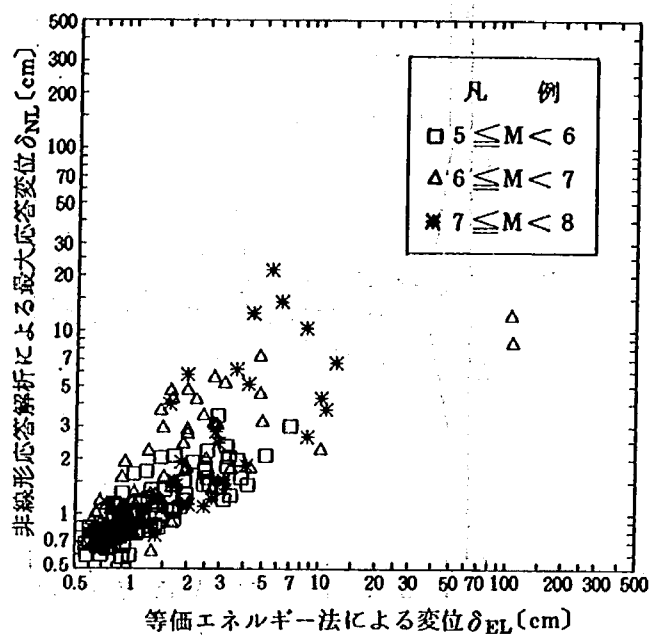


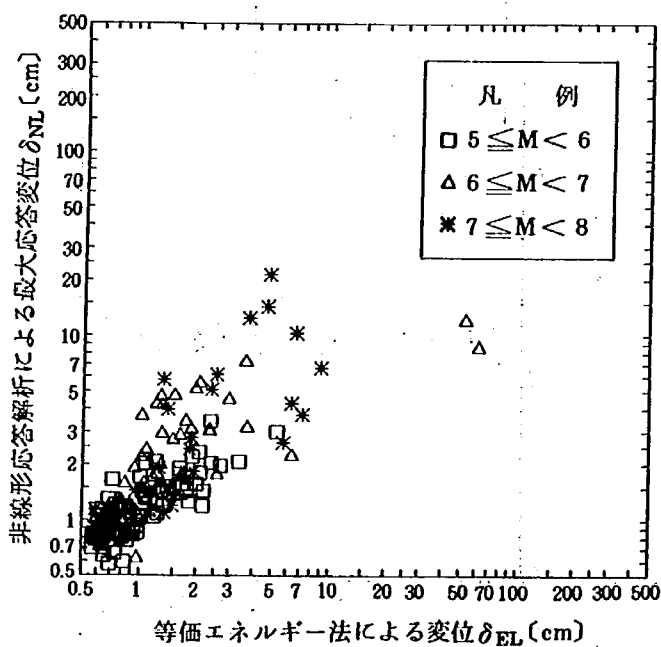
図6-11 多数の強震記録に対する係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ 及び標準偏差
(入力最大の加速度を記録時のままとした場合)



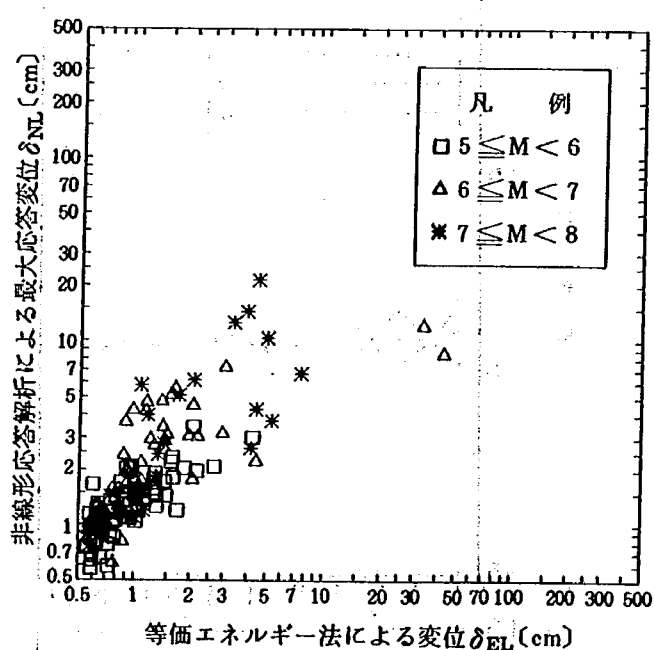
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

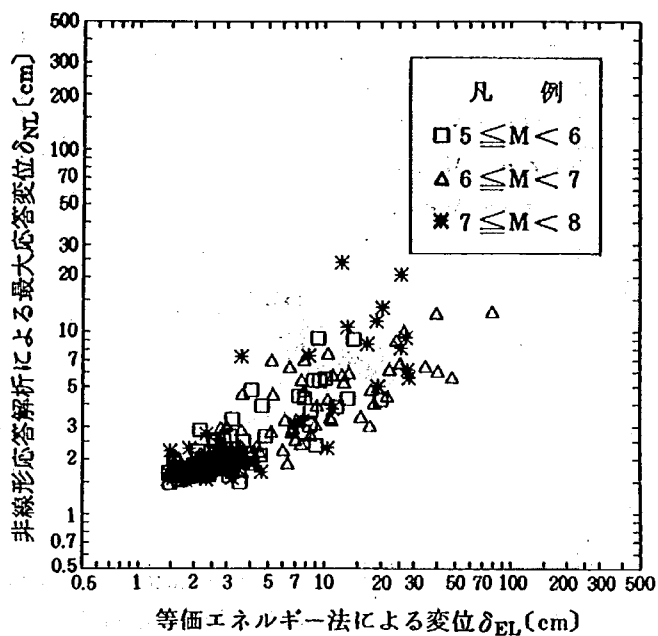


(c) $h = 0.1$

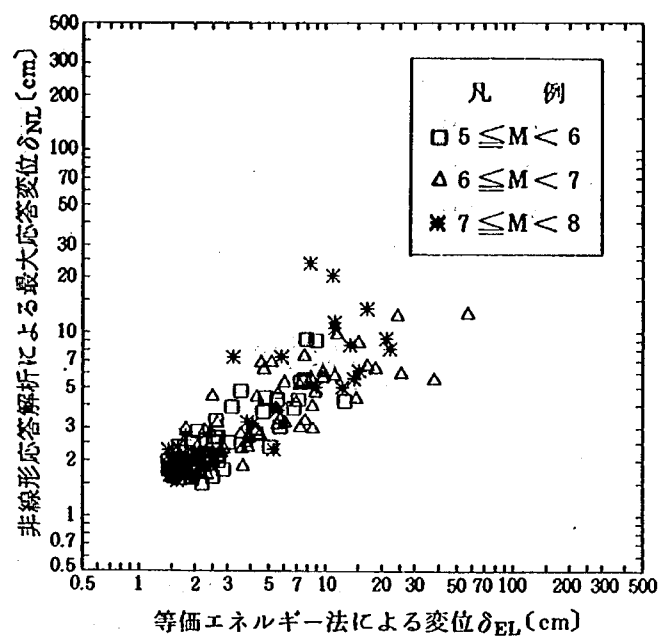


(d) $h = 0.04/T_y$

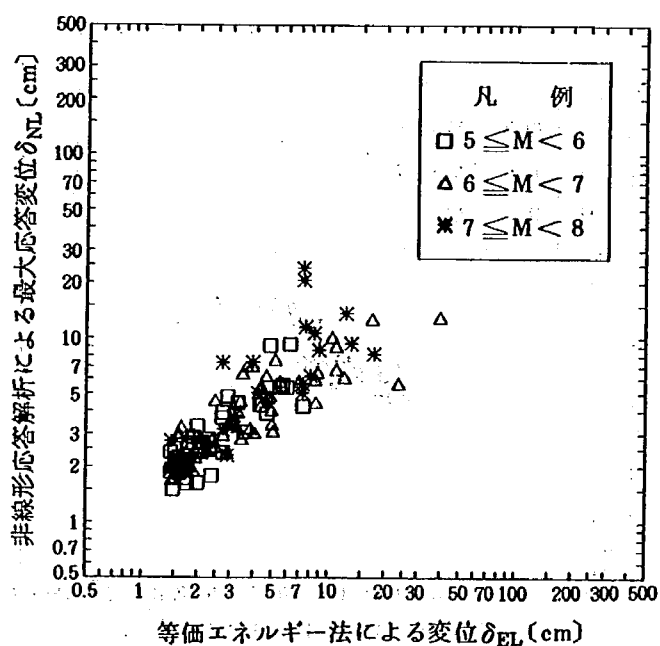
図 6 - 12 - 1 $\delta_{NL} \sim \delta_{EL}$ の関係 (入力の最大加速度を記録時の 3 倍とした場合, ケース 1 橋脚)



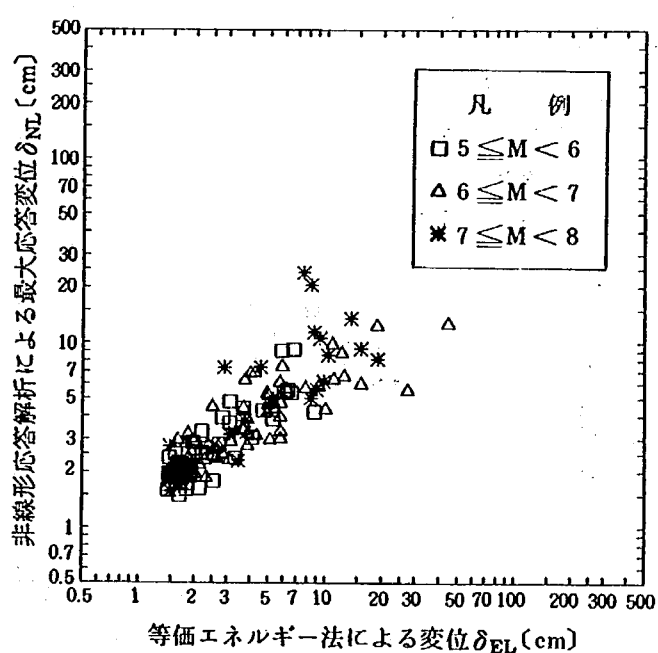
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

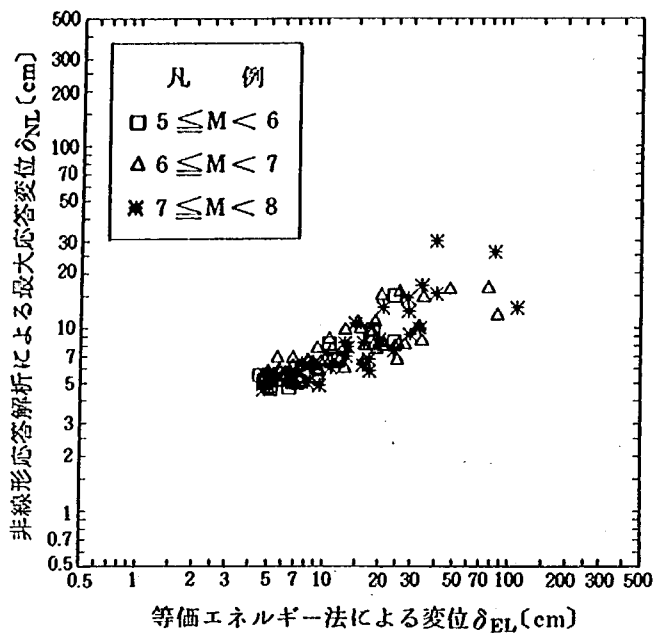


(c) $h = 0.1$

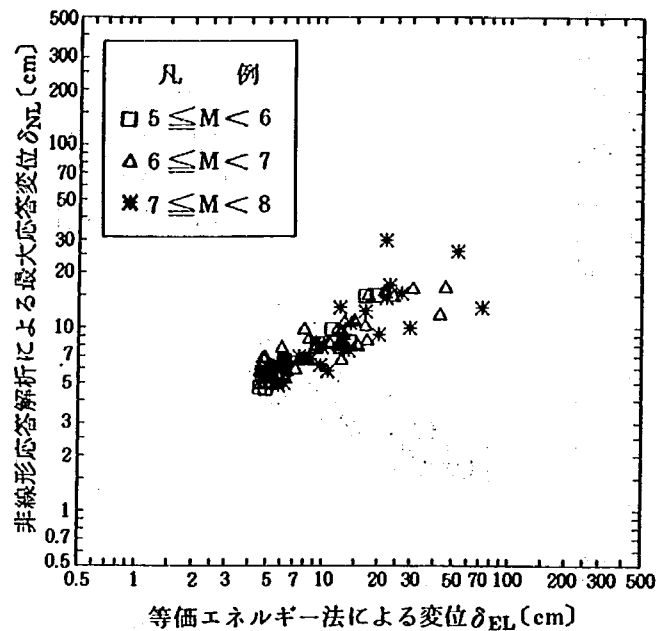


(d) $h = 0.04 / T_Y$

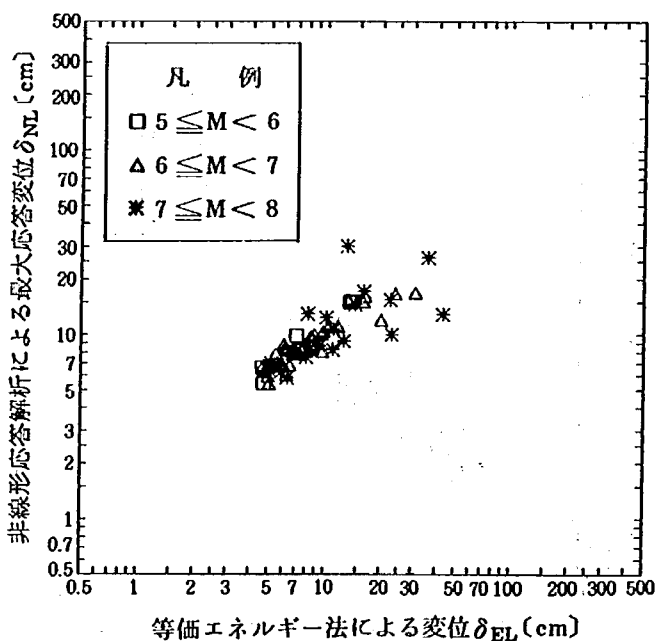
図 6-12-2 $\delta_{NL} \sim \delta_{EL}$ の関係 (入力最大の加速度を記録時の 3 倍とした場合, ケース 3 橋脚)



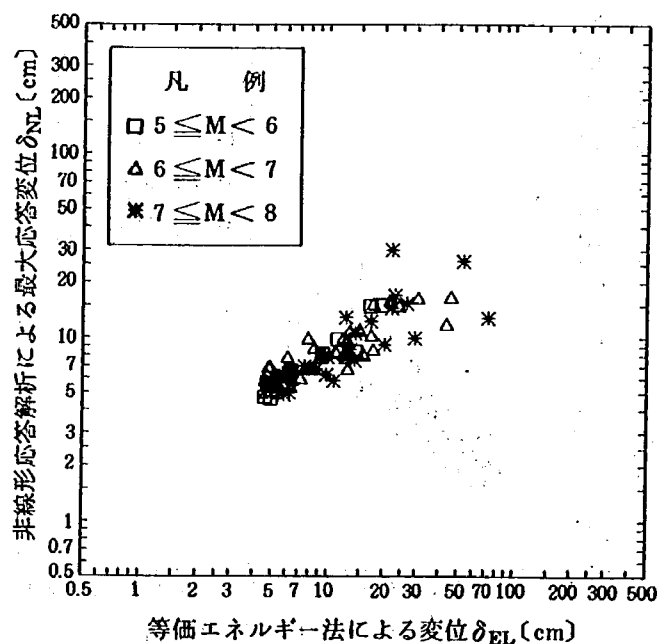
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

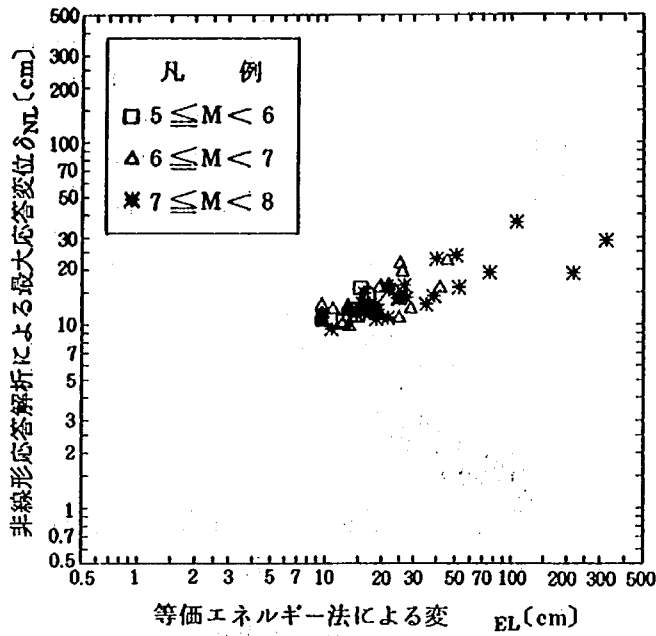


(c) $h = 0.1$

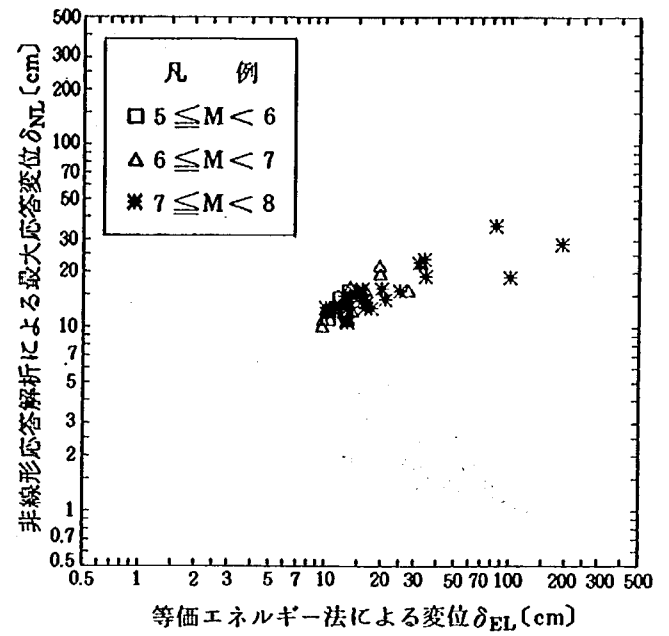


(d) $h = 0.04 / T_Y$

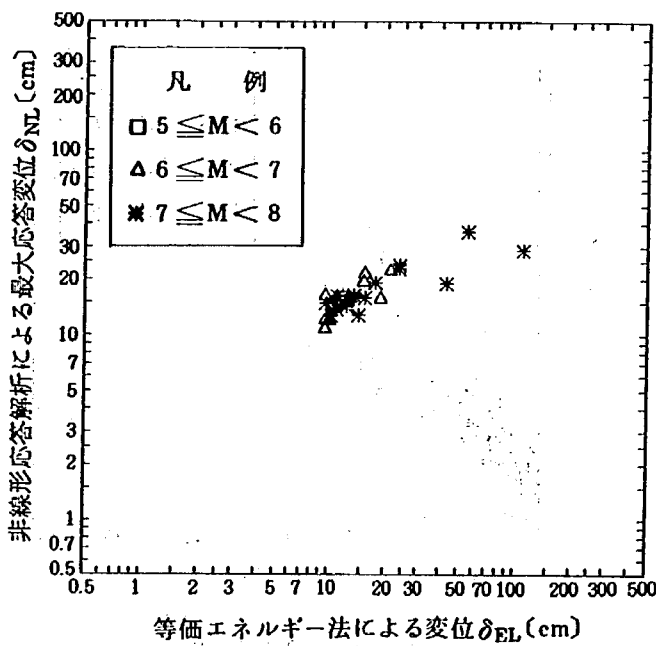
図 6 - 12 - 3 $\delta_{NL} \sim \delta_{EL}$ の関係 (入力の最大加速度を記録時の 3 倍とした場合, ケース 8 橋脚)



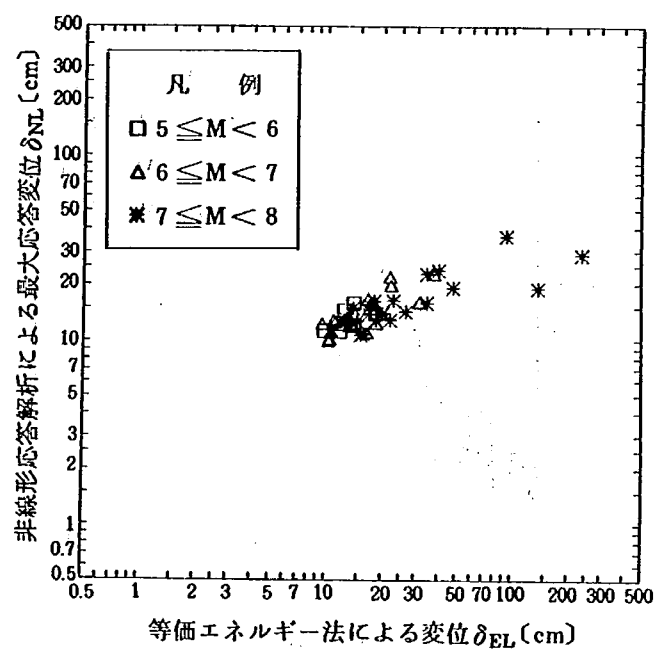
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

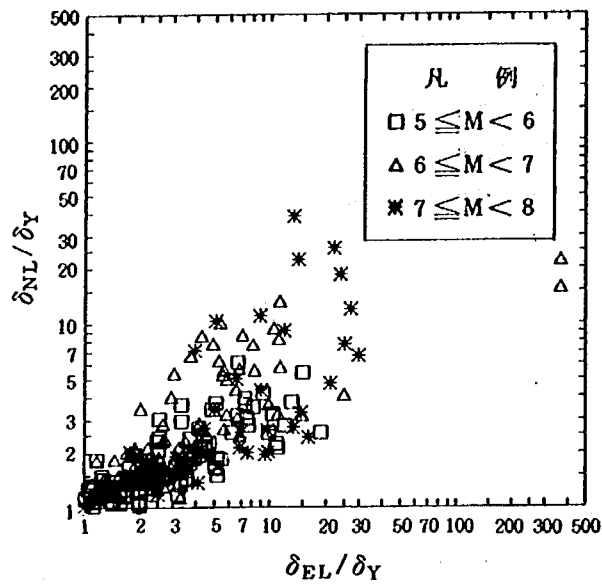


(c) $h = 0.1$

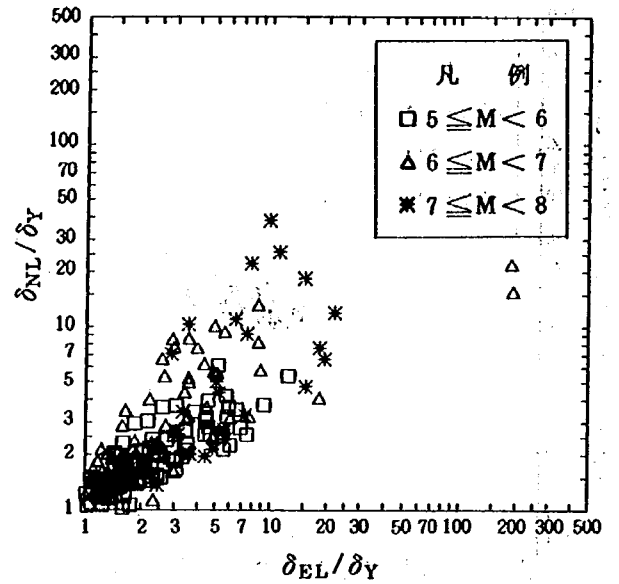


(d) $h = 0.04 / T_Y$

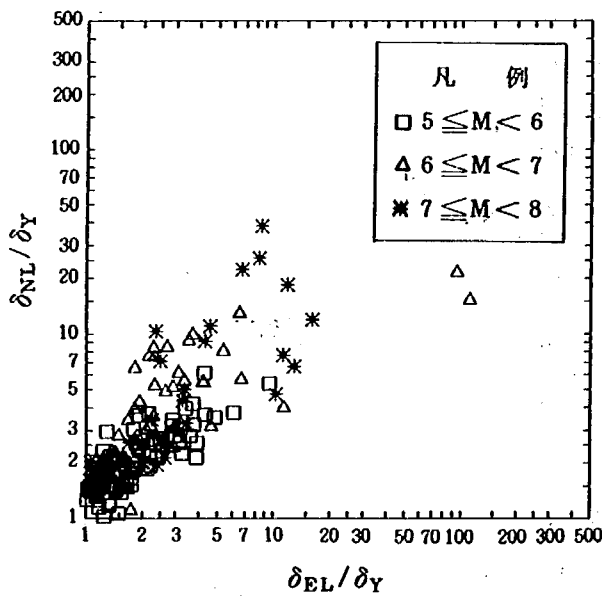
図 6-12-4 $\delta_{NL} \sim \delta_{EL}$ の関係 (入力最大の加速度を記録時の 3 倍とした場合, ケース 21 橋脚)



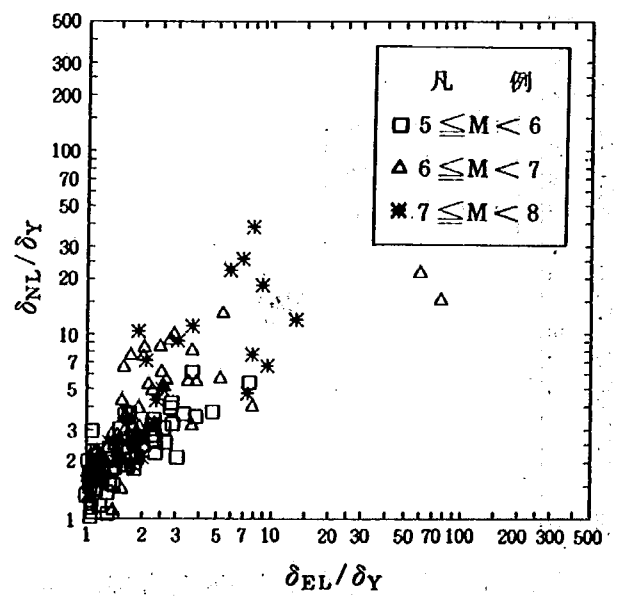
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

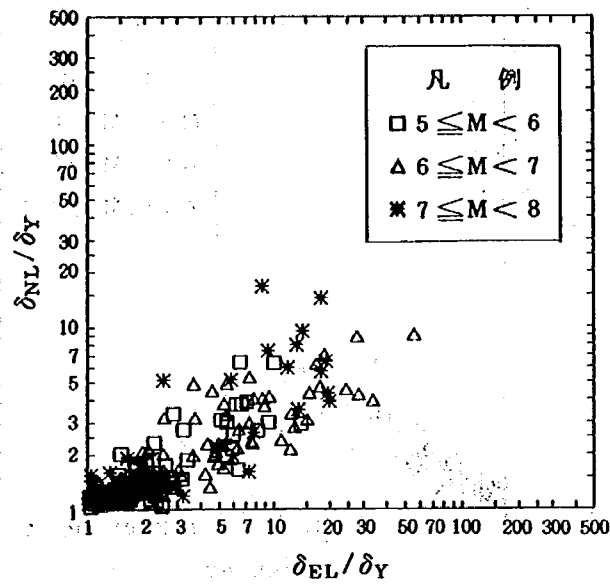


(c) $h = 0.1$

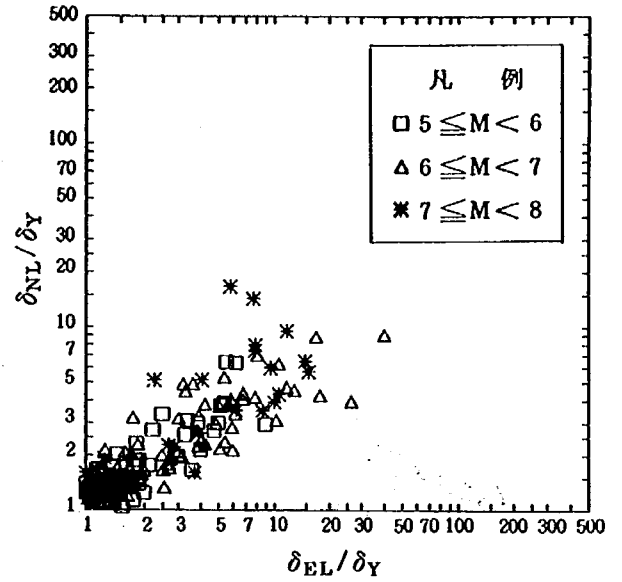


(d) $h = 0.04/T_Y$

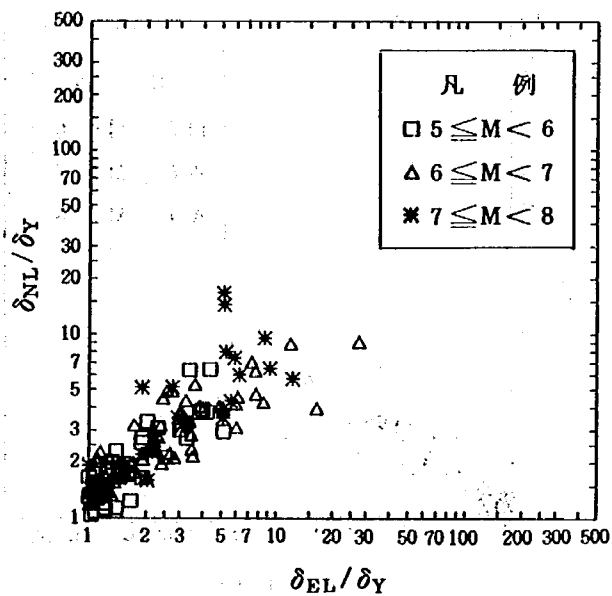
図 6 - 13 - 1 $\delta_{NL}/\delta_Y \sim \delta_{EL}/\delta_Y$ の関係 (入力最大の加速度を記録時の 3 倍とした場合, ケース 1 橋脚)



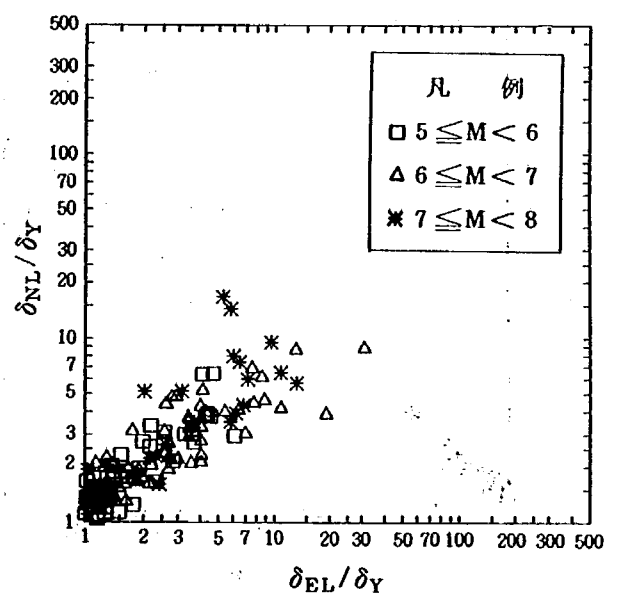
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

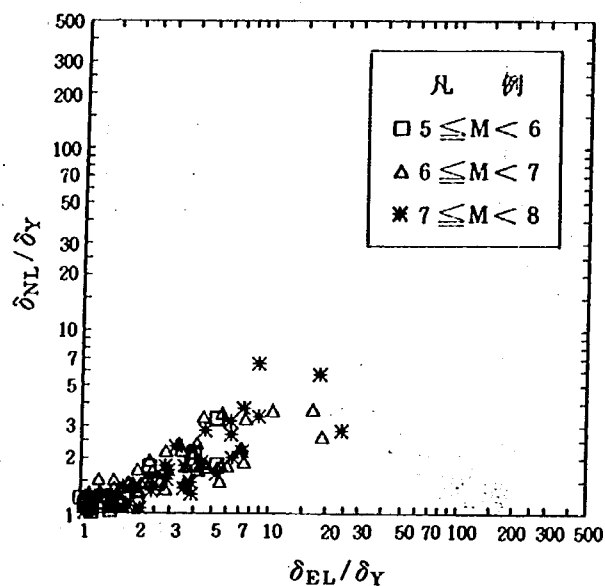


(c) $h = 0.1$

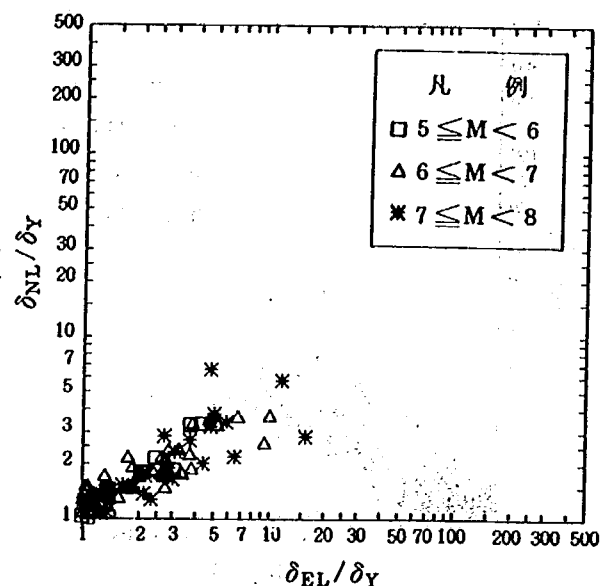


(d) $h = 0.04/T_Y$

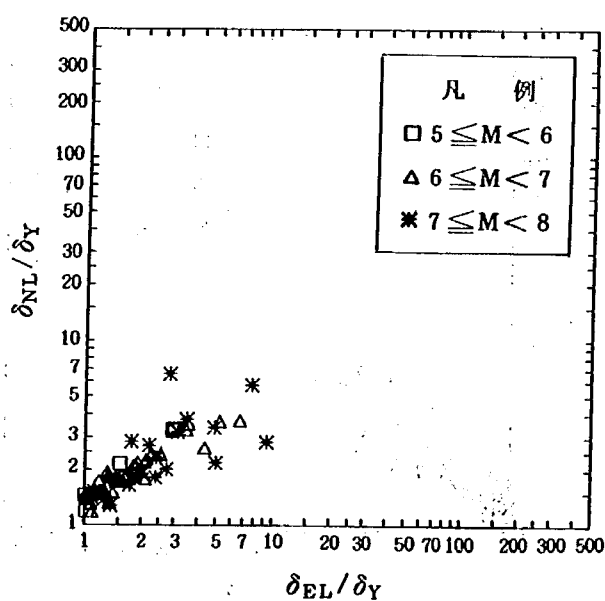
図6-13-2 $\delta_{NL}/\delta_Y \sim \delta_{EL}/\delta_Y$ の関係 (入力の最大加速度を記録時の3倍とした場合, ケース3橋脚)



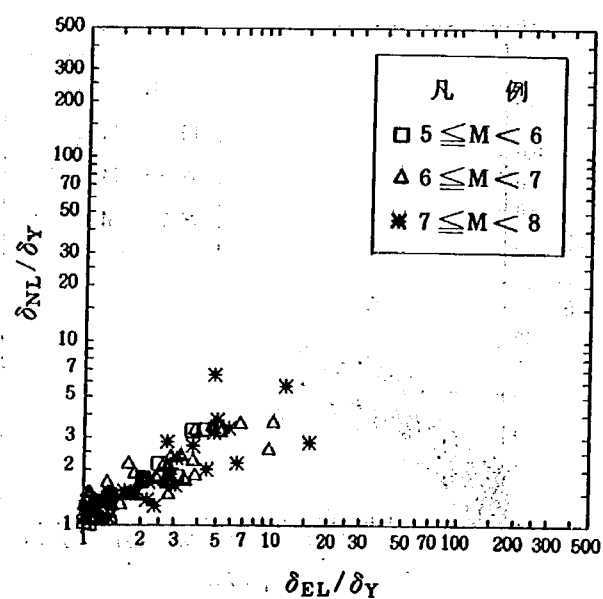
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

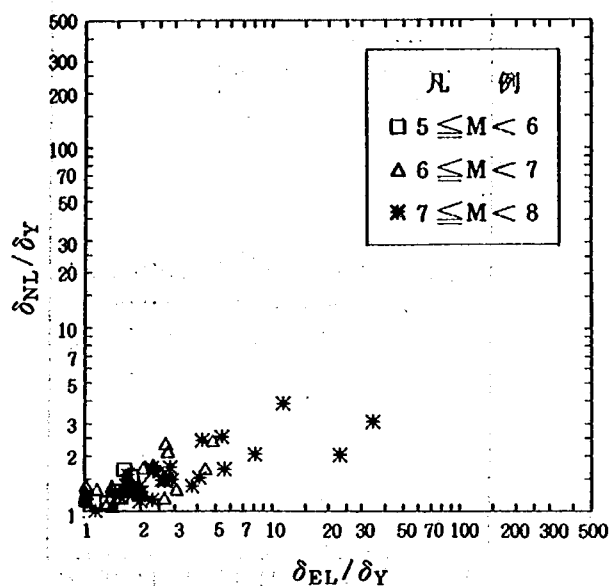


(c) $h = 0.1$

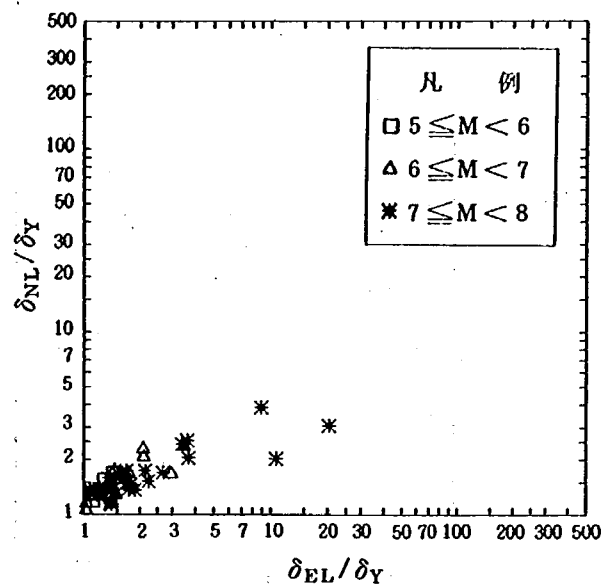


(d) $h = 0.04/T_Y$

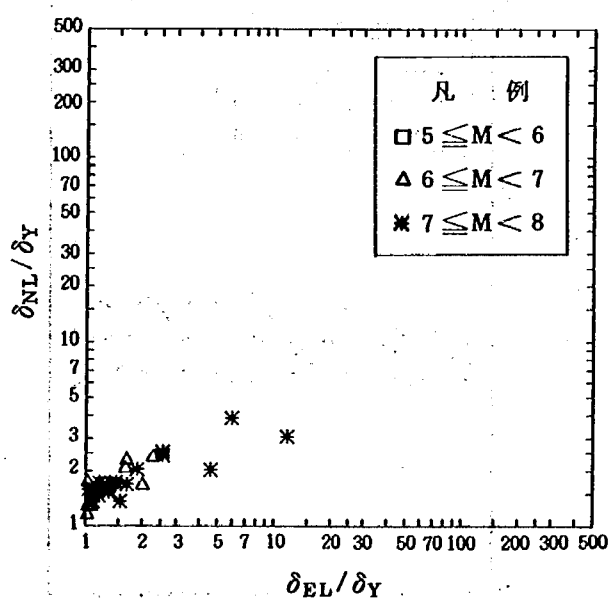
図 6-13-3 $\delta_{NL}/\delta_Y \sim \delta_{EL}/\delta_Y$ の関係 (入力の最大加速度を記録時の3倍とした場合, ケース 8 橋脚)



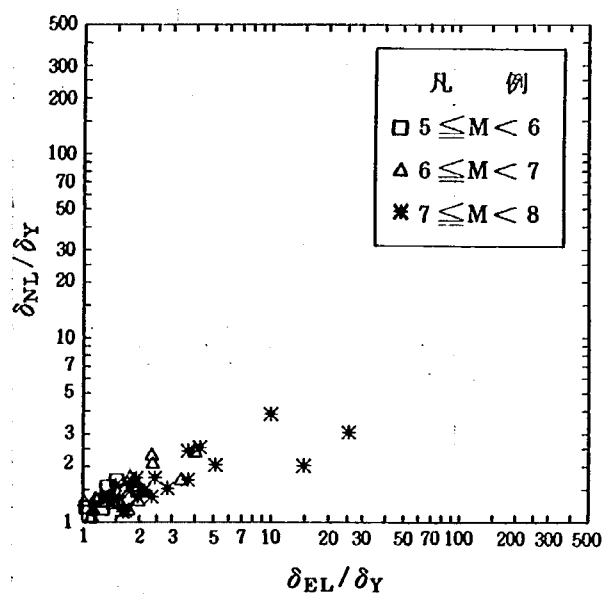
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

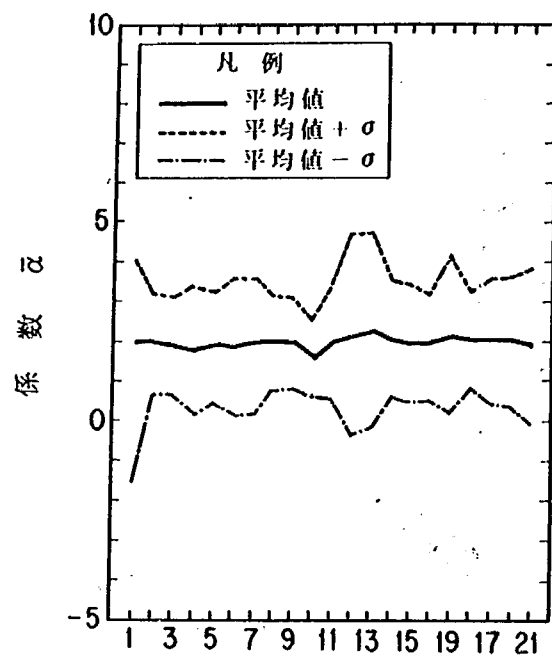


(c) $h = 0.1$

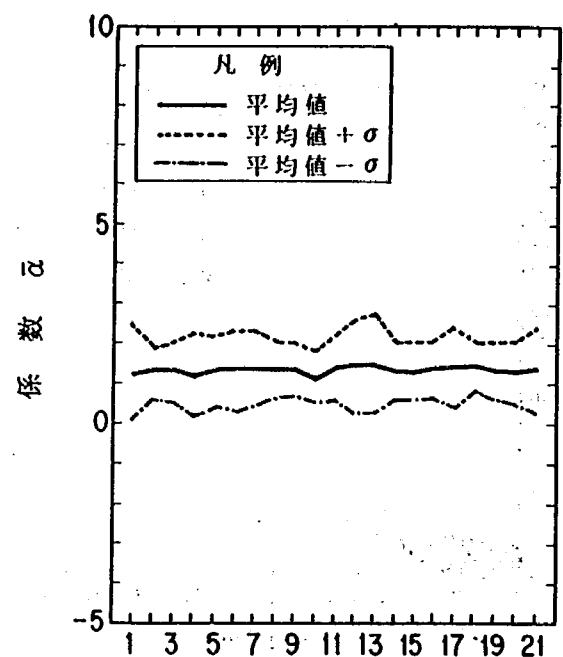


(d) $h = 0.04/T_Y$

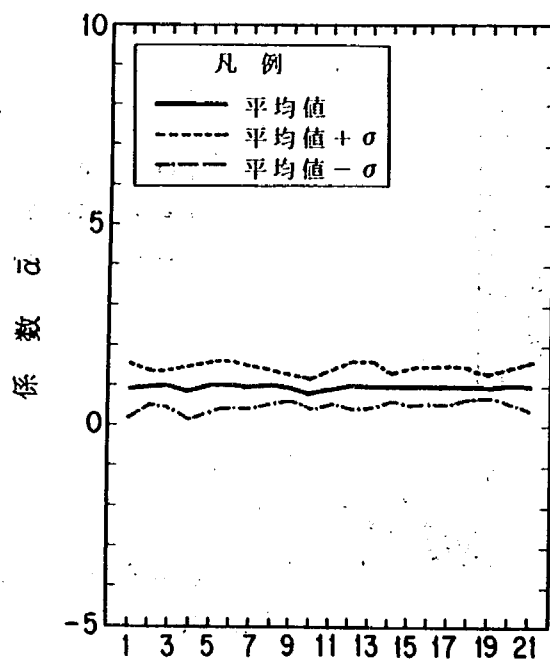
図6-13-4 $\delta_{NL}/\delta_Y \sim \delta_{EL}/\delta_Y$ の関係 (入力最大の加速度を記録時の3倍とした場合, ケース21橋脚)



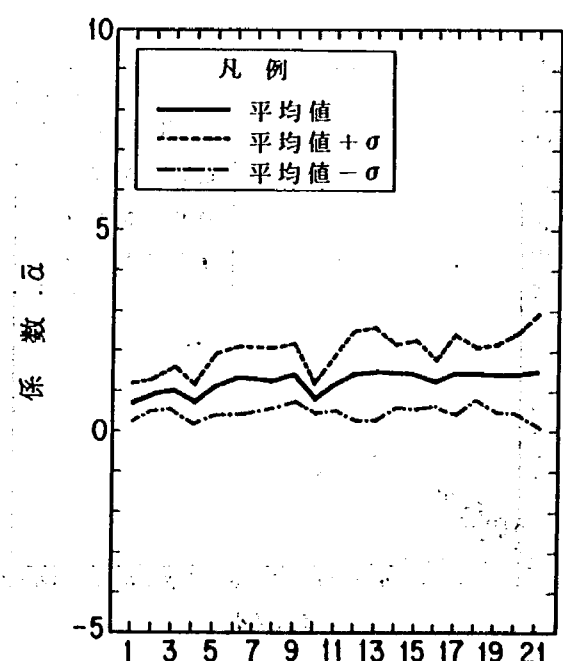
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$



(c) $h = 0.1$



(d) $h = 0.04 / T_y$

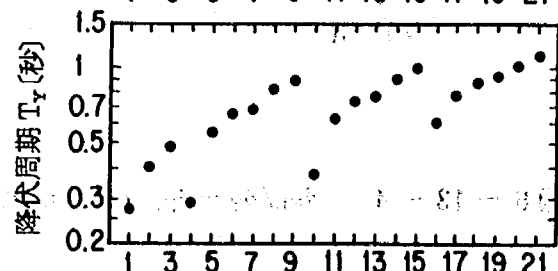
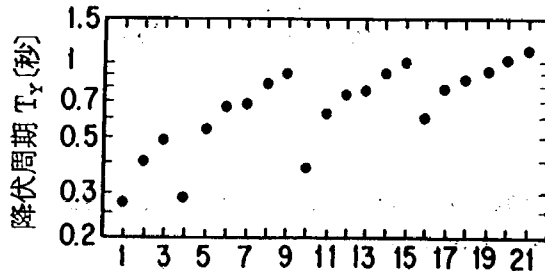
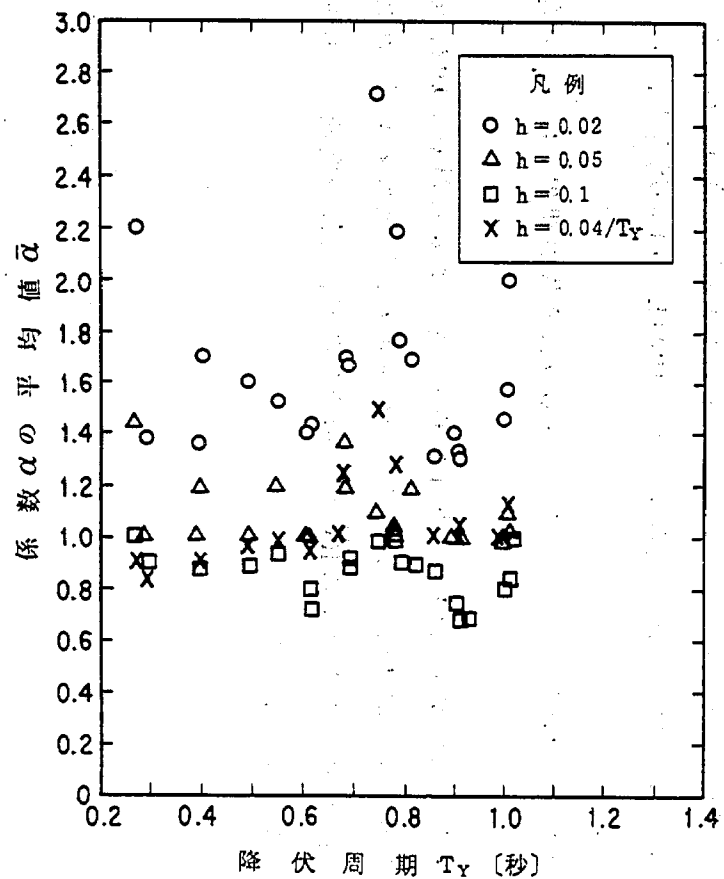
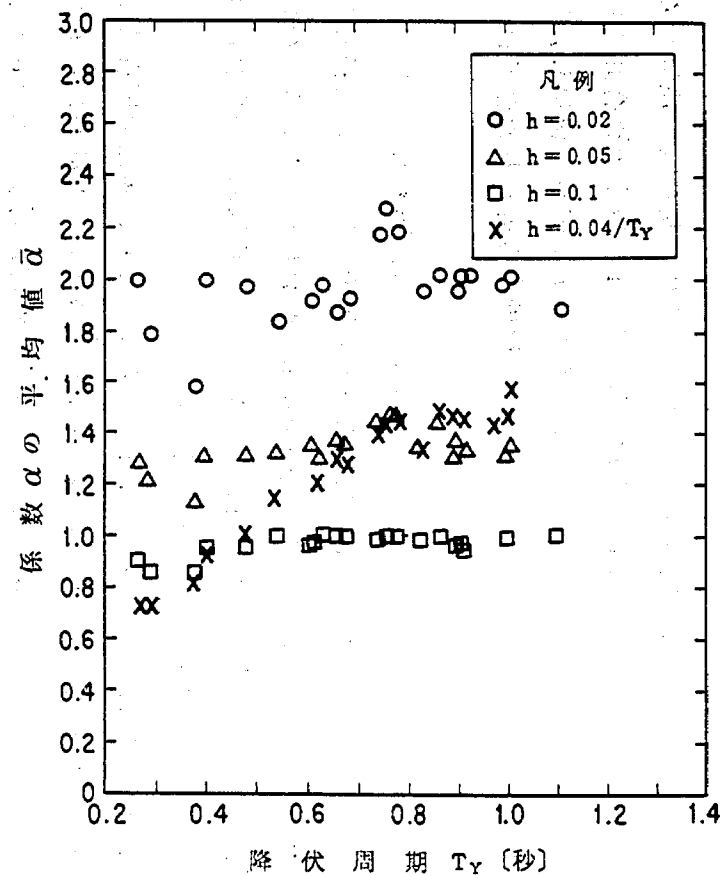


図6-14 多数の強震記録に対する係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ 及び標準偏差
(入力最大の加速度を記録時の3倍とした場合)



(a) 入力強度を記録が得られた時の値とした場合



(b) 入力強度を記録が得られた時の値の3倍とした場合

図6-15 係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ と橋脚の降伏周期 T_Y の関係

7. 結 論

等価エネルギー法による非線形応答変位の推定精度を検討するために、我が国の地盤上で観測された 394 成分の強震記録を入力として降伏周期 T_Y が 0.27 秒から 1.11 秒までの合計 21 橋脚（RC 橋脚）に対する非線形解析（武藤による剛性低下型トライリニアモデルを使用し、履歴減衰の他に、 $h = 0.01$ の粘性減衰を考慮）及び線形解析を行った。本解析から得られた結論は以下の通りである。

- 1) 同一橋脚であっても、入力地震動の特性によって非線形解析により求めた最大応答変位 δ_{NL} と線形解析による最大応答変位 δ_E を等価エネルギー法によって非線形応答変位に変換した値 δ_{EL} との関係は変化する。また、同一橋脚に同一入力地震動を作用させた場合でも、入力の強度が変化すると係数 α は変化する。橋脚の降伏周期が入力地震動の卓越周期と比較的近い場合には、一般に入力地震動の強度を上げる程、係数 α は大きく求められる。
- 2) 394 成分の強震記録（加速度強度は観測時の値のままとした）のうち、非線形解析及び等価エネルギー法解析のいずれにおいても橋脚が降伏点を越して非線形域に入った強震記録（記録数は、21 橋脚ごとに変化する）に対して、 δ_{EL} と δ_{NL} の一致度を 21 橋脚に対する係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ によって表わすと、係数 $\bar{\alpha}$ は線形解析時の減衰定数 h に応じて、 $\bar{\alpha} = 1.65$ ($h = 0.02$ の場合)、 $\bar{\alpha} = 1.19$ ($h = 0.05$ の場合)、 $\bar{\alpha} = 0.88$ ($h = 0.1$ の場合)、 $\bar{\alpha} = 1.13$ ($h = 0.04/T_Y$ の場合) となる。
- 3) 394 成分の強震記録の加速度振幅を観測時の 3 倍にして上記 2) と同じ検討を行うと、 $\bar{\alpha} = 1.96$ ($h = 0.02$ の場合)、 $\bar{\alpha} = 1.35$ ($h = 0.05$ の場合)、 $\bar{\alpha} = 0.99$ ($h = 0.1$ の場合)、 $\bar{\alpha} = 1.26$ ($h = 0.04/T_Y$ の場合) となる。
- 4) 降伏周期 T_Y が 0.27 ～ 1.11 秒の範囲では、上記 2) の係数 $\bar{\alpha}$ は降伏周期 T_Y によって有意な変化を示さない。
- 5) 非線形解析に考慮した粘性減衰定数 (0.01) 及び線形解析で考慮した粘性減衰 (0.02, 0.05, 0.1, $0.04/T_Y$) の相互の関係に注意する必要があるが、以上の結果より、等価エネルギー法は少なくとも 0.27 ～ 1.11 秒の範囲の降伏周期を有する RC 橋脚の非線形応答変位を簡便に計算する手法として、使用可能であるといえることができる。

参 考 文 献

- 1) 成田信之, 村上巳里, 浅沼秀弥: 1982年浦河沖地震による静内橋災害調査報告, 日米天然会議耐風耐震構造専門部会, 第15回合同部会, 筑波, 1983.
- 2) 佐伯彰一, 太田実, 小林茂敏, 福井幸武, 川島一彦, 西川和廣: 1978年宮城県沖地震災害調査報告書, 第9編「橋梁関係の被害」, 土木研究所報告, 第159号, 1983.
- 3) 尾坂芳夫, 柳田力, 太田実, 小寺重郎: 鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析と設計への応用, 土木学会論文報告集, 第297号, 1980.
- 4) 太田実: 繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第292号, 1979.
- 5) 山田善一: 高架橋の動的破壊規範と弾塑性耐震設計法に関する調査研究, 財団法人防災研究協会, 1983.
- 6) 岩崎敏男, 萩原良二, 小山達彦: 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関する実験的研究, 第6回日本地震工学シンポジウム, 1982.
- 7) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究——(その1)昭和56~58年度の検討結果——, 土木研究所資料, 第2232号, 1985.
- 8) Jennings, P. C. : Equivalent Viscous Damping for Yielding Structures, Proc. ASCE, Vol. 94, No. EM 1, 1968.
- 9) Veletsos, A.S. and Newmark, N.M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. 2nd WCEE.
- 10) Hudson, D.E. : Equivalent Viscous Friction for Hysteretic Systems With Earthquake Like Excitation, Proc. 2nd WCEE.
- 11) Iwan, W.D. : The Response of Simple Stiffness Degrading Structures, Proc. 2nd WCEE.
- 12) Berg, G.V. and Thomaides, S.S. : Energy Consumption by Structures in Strong Motion Earthquakes, Proc. 2nd WCEE.
- 13) Penzien, J. : Elasto-plastic Response of Idealized Multi-story Structures. Subjected to a Strong Motion Earthquake, Proc. 2nd WCEE.
- 14) 大沢胖, 柴田明德: 地震動に対する1質点系非線型レスポンスの特性, 日本建築学会論文報告集, 第69号, 1961.
- 15) 柴田明德: 等価線形系による非線形地震応答の解析に関する一考察, 東北大学建築学報, 第16号, 1975.
- 16) 梅村魁編著: 新しい耐震設計, 日本建築センター, 1979.
- 17) 土岐憲三, 白井孝治: 地震時におけるRC橋脚の最大応答予測について, 第18回土木学会地震工学研究発表会, 1985.
- 18) 小山達彦, 川島一彦, 長谷川金二: 等価エネルギー法の適用性に関する検討, 第18回土木学

会地震工学研究発表会， 1985.

- 19) 睦好宏史，町田篤彦，松田淑彦：RC 構造物の弾性応答による弾塑性応答の推定，土木学会第40回年次学術講演会， 1985.
- 20) 栗林栄一，岩崎敏男：橋梁の耐震設計に関する研究(Ⅲ) — 橋梁の振動減衰に関する実測結果 — ，土木研究所報告，第 139 号， 1970.
- 21) 武藤清：構造物の動的設計，丸善， 1977.
- 22) 建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録，土木研究所彙報，No 1～8， Vol. 32～38， 40.

付 属 資 料

1000 1000 1000 1000

付表 1-1 (1) 多数の強震記録に対する係数 α の平均値及び標準偏差 ($h=0.02$)

入力強度を記録時のままとした場合

ケース番号	平均値 $\bar{X}$	標準偏差 σ	平均値 + σ	平均値 - σ	データ数
1	2.213	3.555	5.767	-1.342	29
2	1.719	0.640	2.360	1.079	36
3	1.578	0.655	2.233	0.923	38
4	1.379	1.252	2.631	0.128	75
5	1.523	0.696	2.219	0.826	28
6	1.691	1.127	2.818	0.565	16
7	1.673	0.945	2.619	0.728	10
8	1.695	0.796	2.491	0.899	8
9	1.403	0.333	1.736	1.071	12
10	1.360	0.646	2.006	0.714	29
11	1.427	0.585	2.013	0.842	11
12	2.714	2.102	4.816	0.612	6
13	2.181	1.801	3.982	0.380	6
14	1.335	0.335	1.671	1.000	8
15	1.449	0.534	1.983	0.915	8
16	1.398	0.381	1.779	1.017	13
17	1.768	1.435	3.203	0.333	7
18	1.306	0.356	1.661	0.950	9
19	1.312	—	—	—	4
20	1.579	0.929	2.508	0.650	5
21	1.985	1.053	3.038	0.932	5

付表 1-1 (2) 多数の強震記録に対する係数 α の平均値及び標準偏差 ($h=0.05$)

入力強度を記録時のままとした場合

ケース番号	平均値 $\bar{X}$	標準偏差 σ	平均値 + σ	平均値 - σ	データ数
1	1.448	1.639	3.087	-0.191	23
2	1.201	0.330	1.532	0.871	29
3	1.157	0.398	1.555	0.759	29
4	1.058	0.850	1.908	0.208	46
5	1.195	0.474	1.669	0.721	18
6	1.190	0.529	1.718	0.661	13
7	1.382	0.355	1.737	1.027	5
8	1.190	0.432	1.622	0.758	7
9	1.013	0.169	1.181	0.844	10
10	1.025	0.360	1.385	0.664	23
11	1.068	0.220	1.287	0.848	7
12	1.571	0.679	2.250	0.892	5
13	1.313	0.663	1.977	0.650	6
14	1.006	0.110	1.117	0.896	5
15	1.014	0.190	1.204	0.823	5
16	1.090	0.146	1.236	0.944	9
17	1.193	0.699	1.893	0.494	6
18	1.069	0.316	1.385	0.752	7
19	1.015	—	—	—	2
20	1.220	—	—	—	3
21	1.531	—	—	—	3

付表 1-1(3) 多数の強震記録に対する係数 α の平均値及び標準偏差値 ($h=0.1$)

入力強度を記録時のままとした場合

ケース番号	平均値 $\bar{X}$	標準偏差 σ	平均値 + σ	平均値 - σ	データ数
1	1.121	0.895	2.015	0.226	14
2	0.899	0.192	1.091	0.707	20
3	0.905	0.250	1.155	0.655	19
4	0.917	0.667	1.584	0.250	23
5	0.954	0.328	1.282	0.626	11
6	0.923	0.251	1.174	0.672	7
7	0.883	—	—	—	4
8	0.896	0.234	1.130	0.662	6
9	0.751	—	—	—	3
10	0.876	0.261	1.138	0.615	9
11	0.733	0.075	0.808	0.658	5
12	0.996	—	—	—	4
13	1.008	—	—	—	4
14	0.695	—	—	—	3
15	0.821	—	—	—	3
16	0.812	0.067	0.879	0.745	6
17	0.921	—	—	—	4
18	0.877	—	—	—	4
19	0.698	—	—	—	1
20	0.852	—	—	—	3
21	1.042	—	—	—	2

付表 1-1(4) 多数の強震記録に対する係数 α の平均値及び標準偏差 ($h=0.04/T_Y$)

入力強度を記録時のままとした場合

ケース番号	平均値 $\bar{X}$	標準偏差 σ	平均値 + σ	平均値 - σ	データ数
1	0.863	0.547	1.410	0.316	13
2	0.904	0.194	1.098	0.710	20
3	1.004	0.295	1.298	0.709	19
4	0.840	0.576	1.416	0.264	15
5	1.068	0.398	1.467	0.670	14
6	1.175	0.454	1.629	0.721	10
7	1.252	0.293	1.545	0.960	5
8	1.200	0.441	1.641	0.760	7
9	1.076	0.190	1.266	0.886	10
10	0.906	0.259	1.165	0.647	7
11	0.947	0.146	1.093	0.801	6
12	1.507	0.631	2.137	0.876	5
13	1.287	0.630	1.917	0.656	6
14	1.075	0.134	1.209	0.941	5
15	1.145	0.258	1.403	0.886	5
16	0.981	0.088	1.069	0.893	8
17	1.181	0.684	1.866	0.497	6
18	1.093	0.331	1.424	0.762	7
19	1.113	—	—	—	2
20	1.376	—	—	—	3
21	1.653	—	—	—	4

付表 1-2 (1) 多数の強震記録に対する係数 α の平均値及び標準偏差 ($h=0.02$)

入力強度を記録時の 3 倍とした場合

ケース番号	平均値 $\bar{X}$	標準偏差 σ	平均値 + σ	平均値 - σ	データ数
1	1.971	2.126	4.098	-0.155	221
2	1.998	1.233	3.232	0.765	230
3	1.880	1.223	3.103	0.657	200
4	1.792	1.667	3.459	0.126	270
5	1.825	1.390	3.215	0.435	160
6	1.861	1.704	3.565	0.156	135
7	1.912	1.718	3.630	0.193	88
8	1.955	1.203	3.157	0.752	98
9	1.957	1.164	3.120	0.793	95
10	1.575	0.925	2.500	0.651	223
11	1.966	1.454	3.420	0.511	98
12	2.185	2.569	4.754	-0.384	89
13	2.281	2.457	4.738	-0.175	73
14	2.055	1.449	3.504	0.606	77
15	1.971	1.446	3.417	0.525	78
16	1.906	1.332	3.238	0.574	114
17	2.193	1.926	4.119	0.267	80
18	2.054	1.210	3.264	0.844	93
19	2.022	1.528	3.550	0.494	64
20	2.008	1.674	3.682	0.333	59
21	1.891	1.941	3.832	-0.050	56

付表 1-2 (2) 多数の強震記録に対する係数 α の平均値及び標準偏差 ($h=0.05$)

入力強度を記録時の 3 倍とした場合

ケース番号	平均値 $\bar{X}$	標準偏差 σ	平均値 + σ	平均値 - σ	データ数
1	1.289	1.146	2.435	0.143	197
2	1.302	0.661	1.962	0.641	211
3	1.310	0.768	2.078	0.542	170
4	1.205	1.009	2.214	0.197	228
5	1.337	0.931	2.268	0.405	129
6	1.387	1.003	2.390	0.384	107
7	1.376	0.940	2.317	0.436	75
8	1.355	0.681	2.036	0.675	85
9	1.388	0.661	2.049	0.727	80
10	1.135	0.572	1.708	0.563	173
11	1.382	0.828	2.210	0.554	85
12	1.454	1.222	2.676	0.231	76
13	1.492	1.209	2.701	0.283	64
14	1.356	0.732	2.088	0.625	71
15	1.300	0.714	2.014	0.586	65
16	1.379	0.764	2.143	0.616	93
17	1.471	0.998	2.469	0.473	68
18	1.423	0.627	2.050	0.796	76
19	1.344	0.739	2.083	0.605	54
20	1.314	0.795	2.108	0.519	48
21	1.371	1.096	2.466	0.275	42

付表 1-2 (3) 多数の強震記録に対する係数 α の平均値及び標準偏差 ($h=0.1$)

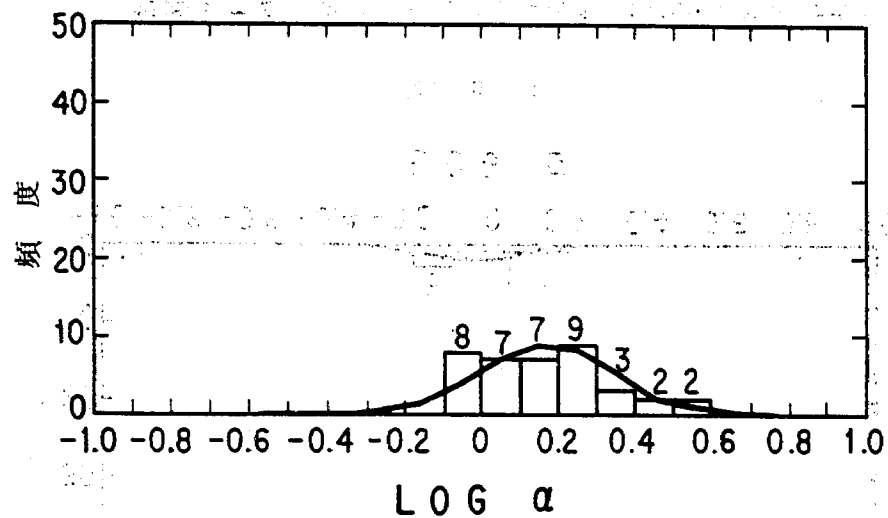
入力強度を記録時の 3 倍とした場合

ケース番号	平均値 $\bar{X}$	標準偏差 σ	平均値 + σ	平均値 - σ	データ数
1	0.903	0.687	1.591	0.216	161
2	0.951	0.418	1.369	0.534	158
3	0.987	0.495	1.482	0.492	120
4	0.862	0.669	1.531	0.193	173
5	1.010	0.619	1.629	0.391	93
6	1.050	0.577	1.627	0.473	80
7	1.008	0.526	1.534	0.482	59
8	1.011	0.414	1.425	0.597	64
9	0.986	0.367	1.353	0.618	65
10	0.852	0.394	1.245	0.458	118
11	0.982	0.461	1.444	0.521	70
12	1.051	0.618	1.669	0.432	59
13	1.046	0.605	1.650	0.441	52
14	1.006	0.382	1.388	0.624	47
15	0.993	0.463	1.457	0.530	42
16	0.995	0.439	1.434	0.557	73
17	1.042	0.500	1.542	0.541	56
18	1.026	0.402	1.428	0.624	64
19	0.977	0.356	1.333	0.622	38
20	1.011	0.476	1.487	0.535	30
21	1.042	0.647	1.689	0.395	27

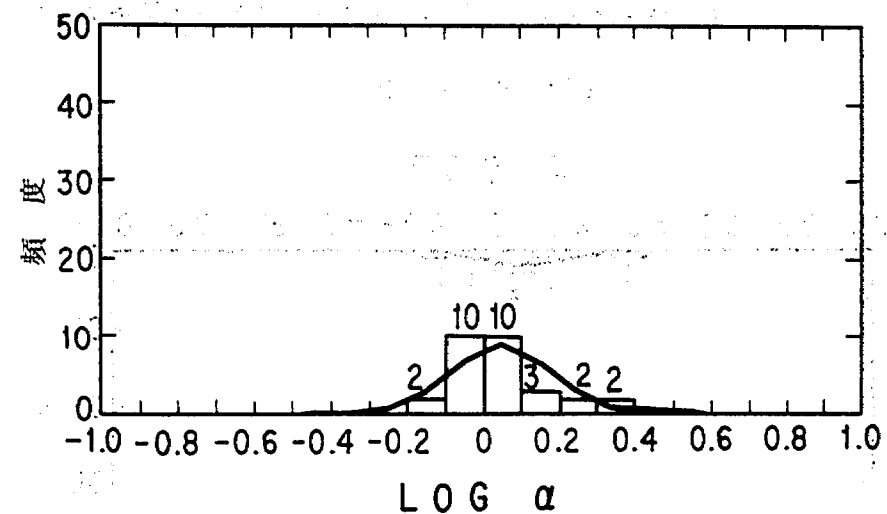
付表 1-2 (4) 多数の強震記録に対する係数 α の平均値及び標準偏差 ($h=0.04/T_Y$)

入力強度を記録時の 3 倍とした場合

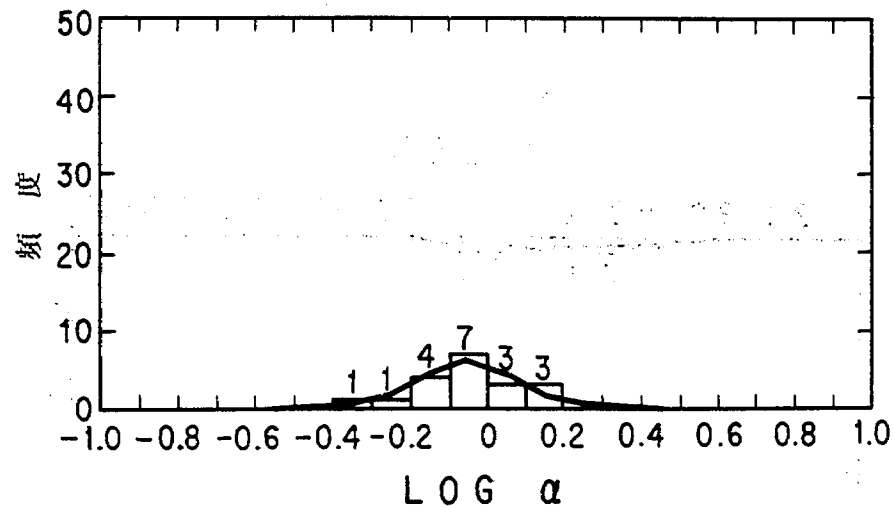
ケース番号	平均値 $\bar{X}$	標準偏差 σ	平均値 + σ	平均値 - σ	データ数
1	0.732	0.498	1.230	0.234	140
2	0.957	0.422	1.379	0.536	158
3	1.083	0.564	1.647	0.518	133
4	0.716	0.531	1.246	0.185	151
5	1.165	0.768	1.932	0.397	108
6	1.300	0.878	2.178	0.422	100
7	1.291	0.832	2.123	0.459	73
8	1.369	0.691	2.060	0.678	85
9	1.470	0.724	2.194	0.746	82
10	0.827	0.377	1.205	0.450	118
11	1.231	0.679	1.910	0.553	80
12	1.408	1.156	2.564	0.252	76
13	1.459	1.165	2.624	0.294	64
14	1.456	0.823	2.278	0.633	71
15	1.444	0.866	2.310	0.577	69
16	1.222	0.618	1.840	0.603	87
17	1.455	0.980	2.435	0.475	68
18	1.485	0.663	2.147	0.822	78
19	1.402	0.835	2.237	0.567	60
20	1.461	0.979	2.440	0.482	53
21	1.585	1.412	2.997	0.174	46



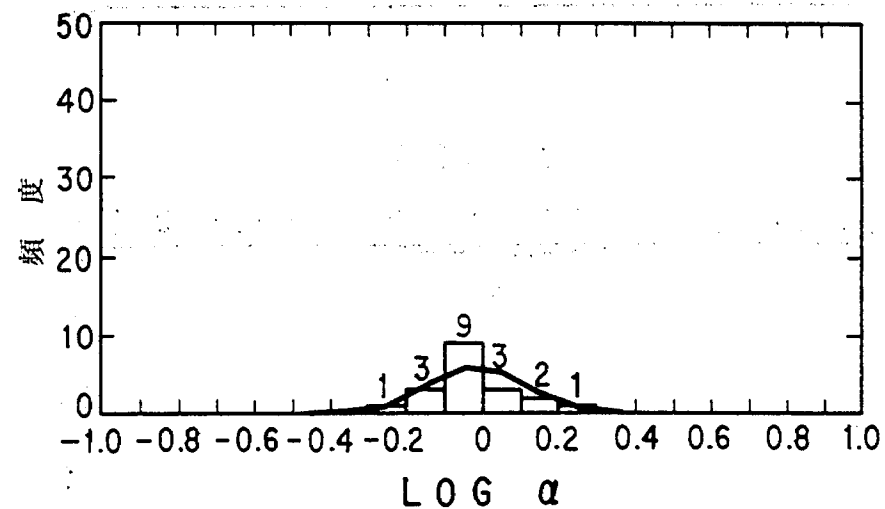
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

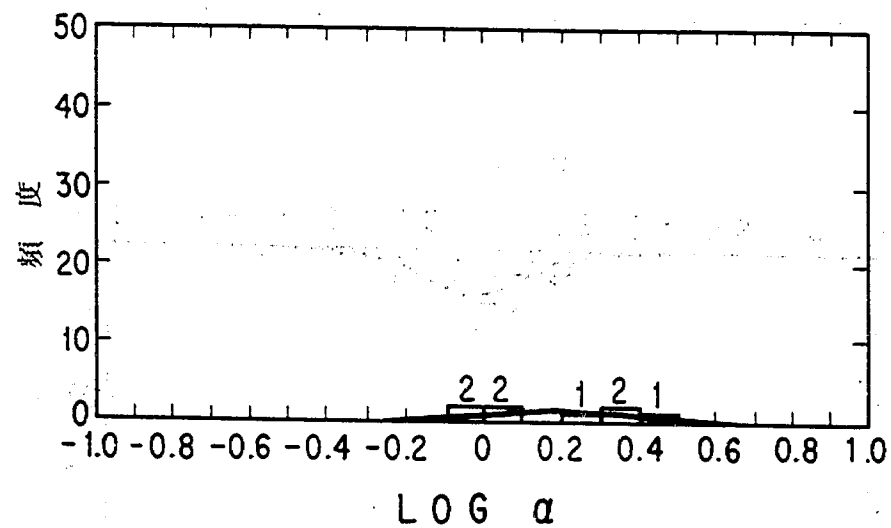


(c) $h = 0.1$

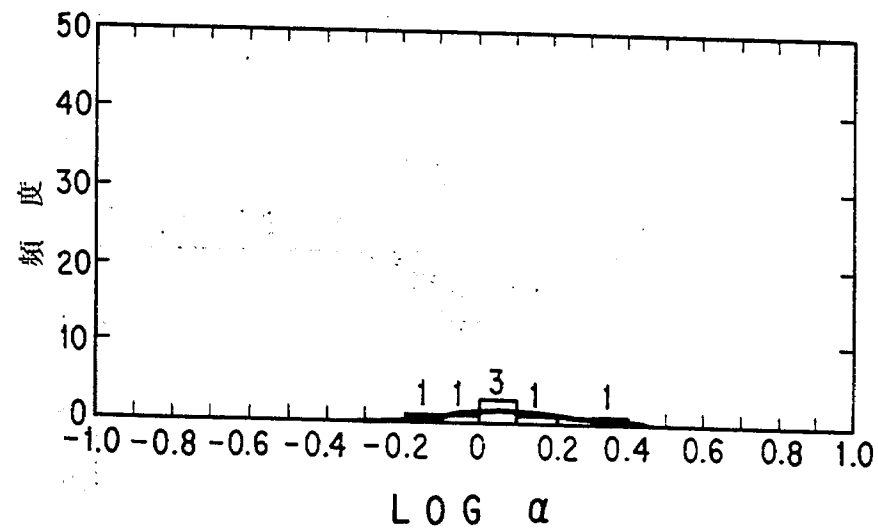


(d) $h = 0.04 / T_Y$

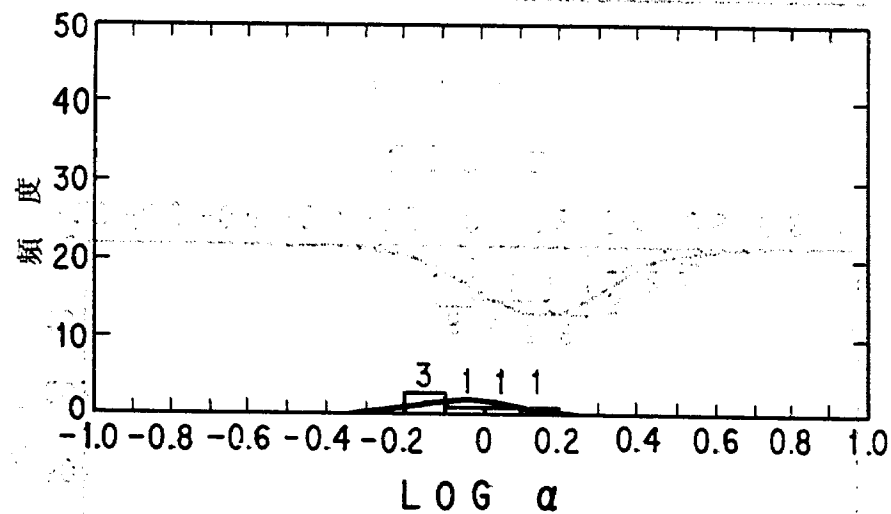
付図 1-1 多数の強震記録に対する係数 α の頻度分布 (入力 of 最大加速度を記録時のままとした場合, ケース 3 橋脚)



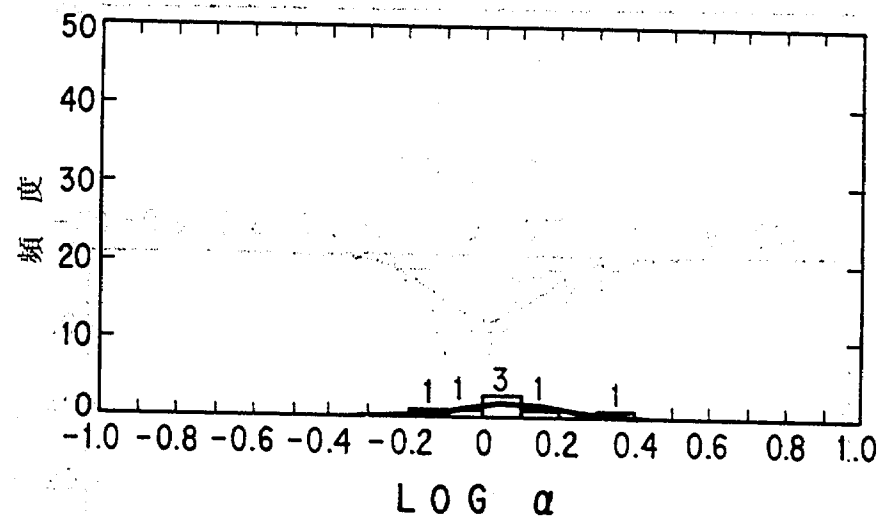
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

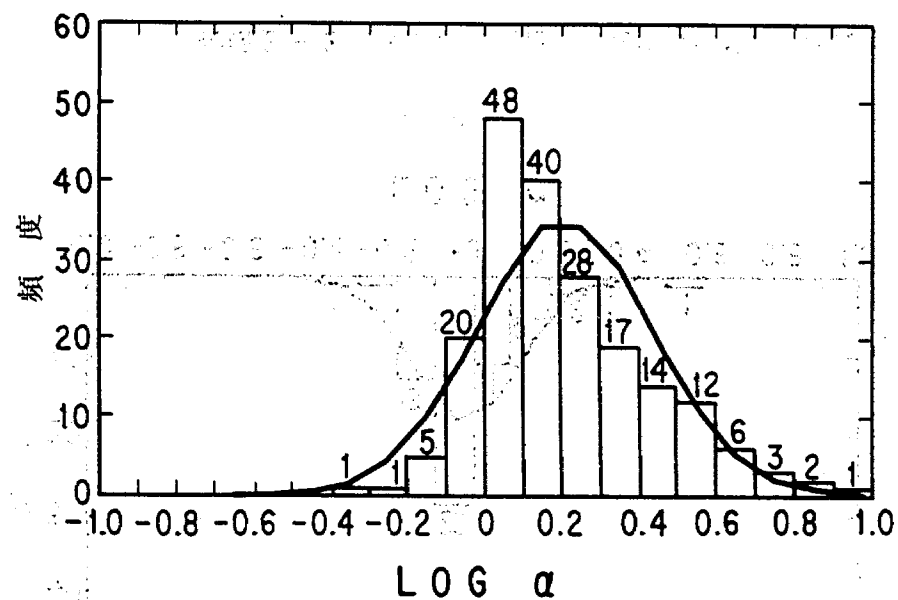


(c) $h = 0.1$

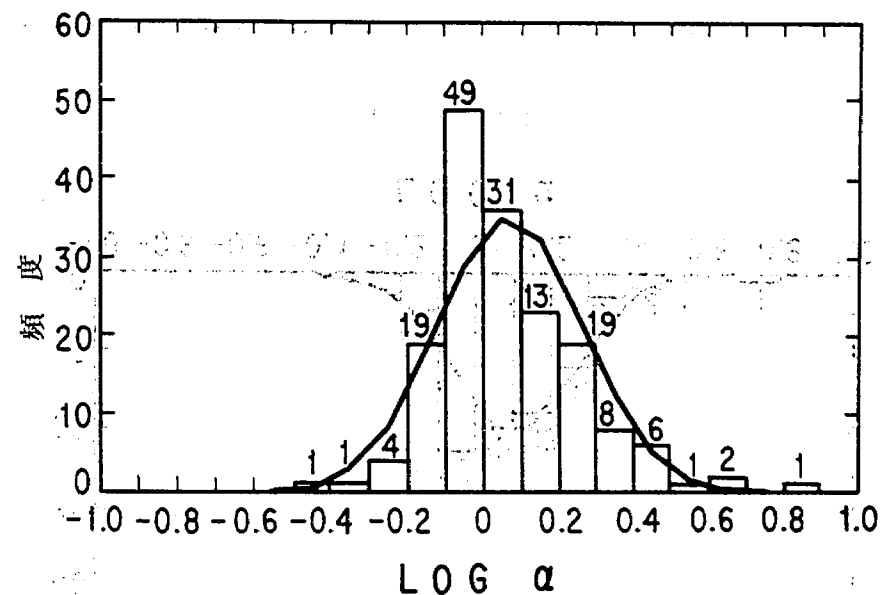


(d) $h = 0.04 / T_Y$

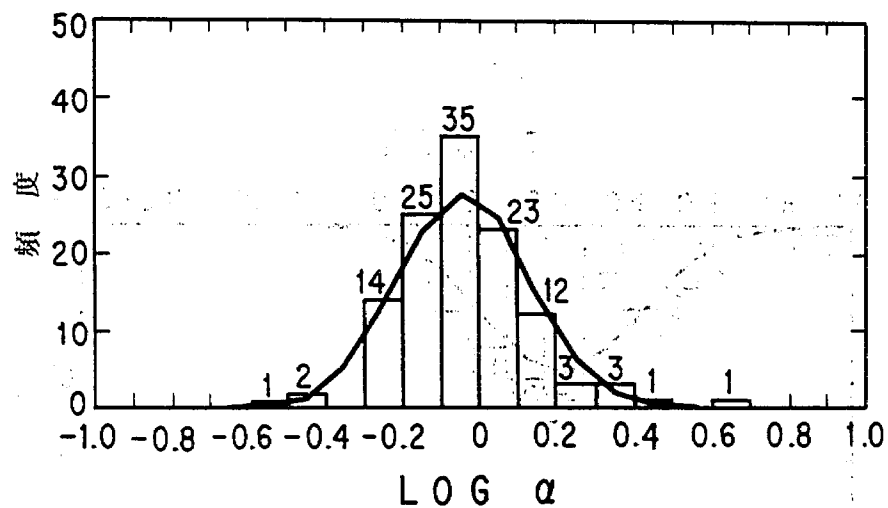
付図1-2 多数の強震記録に対する係数 α の頻度分布（入力の最大加速度を記録時のままとした場合，ケース8橋脚）



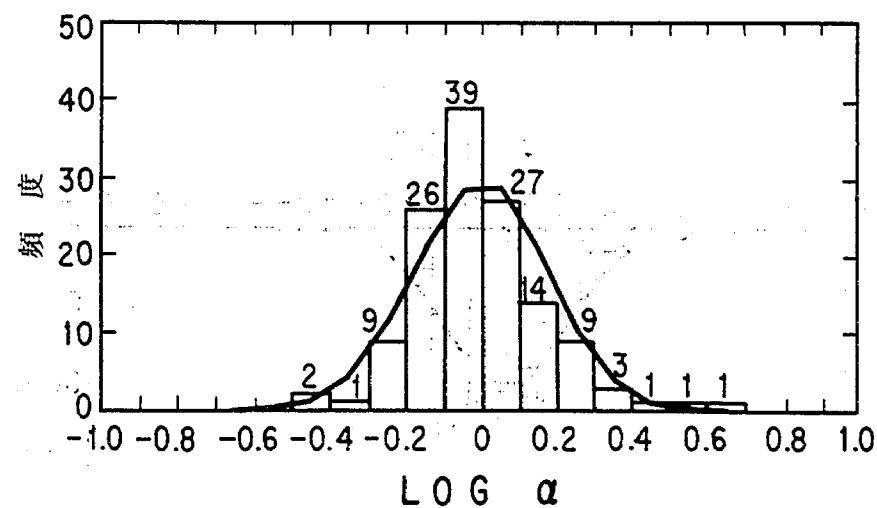
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$

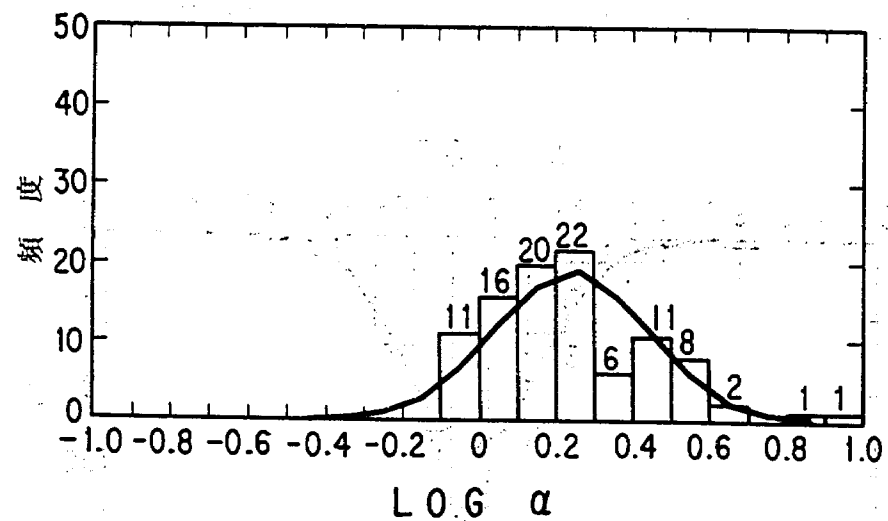


(c) $h = 0.1$

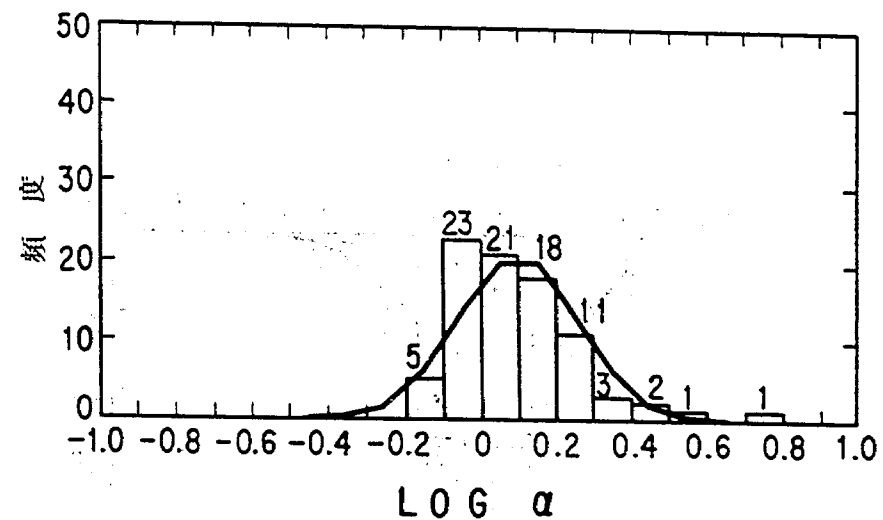


(d) $h = 0.04 / T_Y$

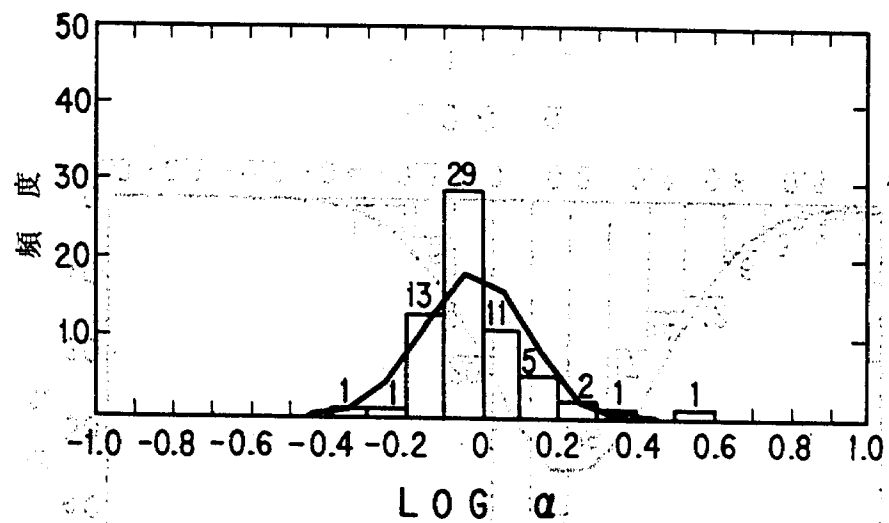
付図2-1 多数の強震記録に対する係数 α の頻度分布（入力 of 最大加速度を記録時の3倍とした場合，ケース3橋脚）



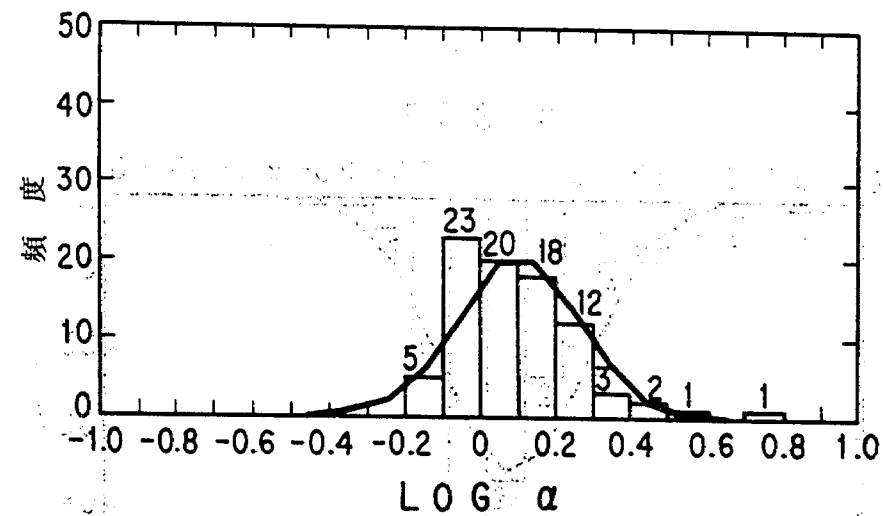
(a) $h = 0.02$



(b) $h = 0.05$



(c) $h = 0.1$



(d) $h = 0.04 / T_Y$

付図 2-2 多数の強震記録に対する係数 α の頻度分布 (入力の最大加速度を記録時の 3 倍とした場合, ケース 8 橋脚)

大地震に対する R C 橋脚の
耐震設計法に関する研究

— (その1) 等価エネルギー法による
非線形地震応答変位の推定精度に関
する検討 —

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 5

土木研究所資料第2266号

昭和60年12月(1985年)

川島 一彦 長谷川金二
小山 達彦 吉田 武史

キーワード：R C 橋脚，耐震設計，二次設計，等価エネルギー法

要 旨

本報告は，大地震時の R C 橋脚の耐震設計法を開発することを目的
として，Newmark らにより提案された等価エネルギー法を R C 橋脚
の非線形最大応答変位を推定するために適用した際の精度を検討した
結果について取りまとめたものである。

郵便はがき

3 0 5 - □ □

四十円切手
をはって下
さい

建設省土木研究所
耐震研究室 行

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. 190

No. 190

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2266号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印