

土 木 研 究 所 報 告

第 190 号

鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の 照査法の開発に関する研究

川 島 一 彦

長谷川 金 二

長 島 博 之

小 山 達 彦

吉 田 武 史

平成5年9月

建設省土木研究所

Copyright © (1993) 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、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 照査法の開発に関する研究

川 島 一 彦*

長谷川 金 二**

長 島 博 之***

小 山 達 彦****

吉 田 武 史*****

SEISMIC DESIGN METHOD OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS BASED ON DYNAMIC STRENGTH AND DUCTILITY

by Dr. Kazuhiko KAWASHIMA

Kinji HASEGAWA

Hiroyuki NAGASHIMA

Tatsuhiko KOYAMA

Takeshi YOSHIDA

要 旨

従来、わが国では、静的横力法と許容応力度法を組み合わせた震度法によって鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚と呼ぶ）の耐震設計を行ってきた。しかしながら、震度法による耐震設計ではどのような地震動に対してどのような損傷にとどめようとしているのかが明確ではない。従来の震災経験によれば、大正12年の関東大震災に代表される大規模地震時に橋脚に作用する地震力はこうした震度法で想定するよりもはるかに大きい。しかしながら、橋脚に適度なじん性があれば、損傷は生じても橋としての機能を大きく損なわない範囲で地震に耐えることができる。したがって、大地震時にも落橋等の致命的な崩壊を防止するためには、非線形域におけるRC橋脚の動的耐力及び変形性能を適切に評価した耐震設計法の開発が必要とされる。

本報告は、大規模地震時に生じる現実的な地震力に対して、非線形域の動的耐力・変形性能を考慮したRC橋脚の耐震設計法を地震時保有水平耐力の照査法として提案するために行った一連の研究を取りまとめたものである。本報告では、RC橋脚の動的載荷実験に基づく動的耐力・変形特性の検討、エネルギー一定則のRC橋脚に対する適用性の検討、模型振動台実験に基づく地震動を受けた場合のRC橋脚の振動特性の検討、設計地震力の設定の基本となるわが国周辺地域における工学的な最大地震規模の推定等を示し、これらの結果に基づき、RC橋脚の地震時保有水平耐力の照査法を提案する。

キーワード：地震、耐震設計、鉄筋コンクリート橋脚、じん性、動的耐力、地震時保有水平耐力、地震規模

平成4年8月24日原稿受理 (Received on August 24, 1992)

- *地震防災部耐震研究室長、工博
- **同耐震研究室主任研究員（現道路局企画課補佐）
- ***同耐震研究室研究員（現関東地方建設局企画部）
- ****同耐震研究室（現関東地方建設局二葉ダム工事事務所）
- *****同耐震研究室（現関東地方建設局道路部道路計画第1課）

Synopsis

Lateral force coefficient method together with the allowable stress design method, which is so-called as the seismic coefficient method, has been adopted for seismic design of bridges for long time. However it is unclear in the seismic coefficient method that how designers intend to design a bridge against how large earthquake ground shaking with how much damages being allowed. It is evident that a ground shaking during the past significant earthquakes was much larger in intensity than the lateral force coefficient assumed in the seismic coefficient method. It is also evident that although some damages were developed, most of bridges could withstand to such large earthquakes if enough ductility was provided in the reinforced concrete piers. It is therefore important to develop a design method in which a realistic ground motion and ductility of reinforced concrete piers which could take place during a significant earthquake could be considered.

It is the purpose of this report to develop a seismic design method which takes account of ductility and realistic ground motions during a significant earthquake. A series of investigations for this purpose was made. This includes a series of dynamic loading tests and shaking table tests of reinforced concrete specimens. Dynamic behavior of reinforced concrete bridge piers was investigated through these excitations. Applicability of the constant energy method which is often adopted to get a nonlinear response from an elastic response was made. Seismicity and maximum possible earthquake magnitude in and around Japan was also studied to evaluate the design earthquake ground motion. These studies were compiled into a new seismic design method which checks the bearing capacity of reinforced concrete bridge piers for a lateral force.

Key Words : Earthquake, Seismic design, Reinforced concrete bridge piers, Dynamic strength, Bearing capacity for lateral force, earthquake magnitude

目 次

1	まえがき	7
1.1	概説	7
1.2	本研究の背景と目的	7
1.3	既往の研究	12
1.4	本報告の構成	15
2	交番載荷実験による鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形特性	18
2.1	概説	18
2.2	実験に用いた供試体及び載荷方法	18
2.2.1	実験に用いた供試体	18
2.2.2	載荷方法	18
2.2.3	降伏変位及び降伏荷重の定義	27
2.2.4	終局変位、最大荷重の定義	29
2.2.5	実験結果の整理	30
2.3	載荷履歴の影響	31
2.3.1	まえがき	31
2.3.2	実験に用いたRC橋脚模型	31
2.3.3	載荷実験方法	31
2.3.4	載荷履歴特性の影響	32
2.3.5	まとめ	36
2.4	載荷くり返し回数の影響	37
2.4.1	まえがき	37
2.4.2	実験に用いたRC橋脚模型	37
2.4.3	載荷実験方法	37
2.4.4	載荷くり返し回数の影響	38
2.4.5	まとめ	42
2.5	載荷速度の影響	44
2.5.1	まえがき	44
2.5.2	実験に用いたRC橋脚模型	44
2.5.3	載荷実験方法	44
2.5.4	載荷速度の影響	45
2.5.5	まとめ	50
2.6	斜め方向載荷の影響	51
2.6.1	まえがき	51
2.6.2	実験に用いたRC橋脚模型	51
2.6.3	載荷実験方法	52
2.6.4	斜め方向載荷の影響	52
2.6.5	まとめ	55
2.7	2方向同時載荷の影響の検討	58
2.7.1	まえがき	58
2.7.2	実験に用いたRC橋脚模型	58
2.7.3	載荷実験方法	58
2.7.4	2方向同時載荷の影響	60

2.7.5	まとめ	65
2.8	軸力の影響	65
2.8.1	まえがき	65
2.8.2	実験に用いたRC橋脚模型	65
2.8.3	載荷実験方法	66
2.8.4	軸力の影響	67
2.8.5	まとめ	72
2.9	矩形断面橋脚に対するせん断補強筋の効果	72
2.9.1	まえがき	72
2.9.2	実験に用いたRC橋脚模型	73
2.9.3	載荷実験方法	73
2.9.4	せん断補強筋の影響	73
2.9.5	まとめ	82
2.10	円形断面橋脚の動的特性の検討	83
2.10.1	まえがき	83
2.10.2	実験に用いたRC橋脚模型	83
2.10.3	載荷実験方法	83
2.10.4	正方形断面と比較した円形断面橋脚の動的特性	85
2.10.5	まとめ	91
2.11	円形断面橋脚に対するらせん鉄筋の影響	91
2.11.1	まえがき	91
2.11.2	実験に用いたRC橋脚模型	93
2.11.3	荷重載荷方法	93
2.11.4	らせん鉄筋の影響	93
2.11.5	まとめ	103
2.12	中空断面の検討	104
2.12.1	まえがき	104
2.12.2	実験に用いた供試体	104
2.12.3	載荷方法	105
2.12.4	中空断面の影響	106
2.12.5	まとめ	111
2.13	ラーメン橋脚の動的特性に及ぼす載荷くり返し回数の影響	112
2.13.1	まえがき	112
2.13.2	実験に用いた供試体	112
2.13.3	載荷実験方法	114
2.13.4	載荷に伴うRCラーメン橋脚の損傷特性	115
2.13.5	RCラーメン橋脚の動的耐力及び変形性能	117
2.13.6	1本柱RC橋脚との比較	120
2.13.7	まとめ	122
2.14	ラーメン橋脚の動的特性の及ぼすハンチの影響	123
2.14.1	まえがき	123
2.14.2	実験に用いたRCラーメン橋脚	123
2.14.3	載荷実験方法	125
2.14.4	載荷に伴う損傷特性とハンチの影響	126
2.14.5	動的特性に及ぼすハンチの影響	131

2.14.6	まとめ	134
2.15	同一変位振幅で加振した場合の剛性低下率の検討	135
2.15.1	まえがき	135
2.15.2	剛性低下率の定義	135
2.15.3	解析対象とするRC橋脚模型	135
2.15.4	剛性低下率の特性	135
2.15.5	まとめ	139
3	鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能の解析	141
3.1	概説	141
3.2	解析対象とするRC橋脚模型実験	141
3.3	耐力及び変形性能の計算	141
3.4	RC橋脚模型に対する耐力及び変形性能の検討	144
3.4.1	水平力 P ~ 橋脚天端変位 δ の関係	144
3.4.2	最大耐力の検討	144
3.4.3	変形性能の検討	144
3.5	まとめ	149
4	鉄筋コンクリート橋脚の非線形応答特性	150
4.1	概説	150
4.2	等価エネルギー法の概要	150
4.3	等価エネルギー法の適用性の検討方法	151
4.4	解析対象橋脚及び入力地震動	152
4.5	等価エネルギー法の精度の検討	152
4.5.1	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	152
4.5.2	多数の強震記録に対する等価エネルギー法の精度の検討	155
4.6	まとめ	159
5	振動台実験によるRC橋脚の非線形応答特性	160
5.1	概説	160
5.2	鉄筋コンクリート橋脚の振動台加振実験	160
5.2.1	振動台加振実験の概要	160
5.2.2	橋脚模型の設計	162
5.3	振動台加振実験によるRC橋脚の非線形応答	164
5.4	変位制御による強制載荷実験との比較	171
5.5	エネルギー一定則の適用性の検討	175
5.6	変位一定則の適用性の検討	179
5.7	まとめ	181
6	工学的な最大地震の規模の検討	183
6.1	概説	183
6.2	解析対象とした地震資料	183
6.3	わが国周辺の地球物理学的特性及び被害地震の分布	183
6.4	地震活動の地域区分	186
6.4.1	地震活動の暫定地域区分	186
6.4.2	小活動区ごとの累積地震発生回数とマグニチュードの関係	188
6.4.3	地震活動度の地域区分	188
6.5	最大地震のマグニチュードの推定	194
6.6	まとめ	211

7 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法	215
7.1 概説	215
7.2 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計地震力	215
7.3 地震時保有水平耐力及び許容塑性率	220
7.4 地震時保有水平耐力の判定	221
7.5 地震時保有水平耐力照査のねらいと留意事項	222
7.6 まとめ	223
8 結論	224
本研究に関連した研究発表	225

1. まえがき

1.1 概 説

わが国における橋等土木構造物の耐震設計においては、0.2~0.3の設計水平震度相当の地震力に対して、構造部材の各部がすべて弾性範囲内にあるように設計するという、いわゆる許容応力度設計法と静的横力法を組み合わせた震度法が慣用されている。橋梁の耐震設計においては、橋脚の耐震性の確保が重要である。橋脚の大部分は、鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚と呼ぶ)であるため、RC橋脚の耐震性の検討がこの報告の目的であるが、1978年宮城県沖地震等大規模な地震時に震源域近くに存在した橋に作用した地震力は、弾性設計で考慮されている上記地震力を大きく上廻っている。このような大きな地震力を受けたにもかかわらず大部分のRC橋脚はよく地震に耐え、その後長期間にわたって無事供用されている。この理由は、RC橋脚が非線形域に入ることにより振動エネルギーを吸収するとともに、著しい耐力の低下を生じることなく、ねばりを発揮したためである。

しかしながら、一方では、大規模な亀裂、剝離、主鉄筋の座屈等の被害が生じたRC橋脚も多数存在している。これは、震度法では、0.2~0.3の設計水平震度相当の地震力に対して、許容応力度法により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ることにより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が、このような考え方が成立していないことを示している。

したがって、大地震時にも落橋等の致命的な被害を防止するためには、非線形域におけるRC橋脚の耐力及び変形性能を適切に評価したRC橋脚の耐震設計法を開発することが重要である。

本報告は、大規模地震時に生じ得る現実的な地震力に対して、非線形域の動的耐力・変形性能を考慮したRC橋脚の耐震設計法を地震時保有水平耐力の照査法として提案するために行った一連の研究成果をとりまとめたものであり、我が国周辺に生じ得る大規模地震のマグニチュードの推定、大規模地震時に橋に生じる地震力、破壊をともし非線形域におけるRC橋脚の動的耐力・変形性能の検討、エネルギー一定則に基づく弾性応答から非線形応答への変換、地震時保有水平耐力法により照査法の提案について示す。ただし、本研究のうち、設計地震力に関する研究は最大地震動及び加速度応答スペクトルの距離減衰特性としてすでに

報告している²⁾のでここには示さない。

1.2 本研究の背景と目的

震度法による耐震設計は、RC橋脚をはじめ土木構造物の耐震設計に広く用いられており、震災の軽減に大きく貢献している。しかし、震度法では、どの程度の規模の地震に対してどの程度の損傷におさめるのかという設計目標になるときわめてあいまいである。強震観測記録が充実するようになるまでは、設計震度で与えられる地震力は、地盤または構造物に生じる地震力の上限とまでは行かなくても、かなり大きな値を表すと考えられてきた。しかしながら、強震記録が蓄積されるにつれて、規模が少し大きくなると、0.2g~0.3gを上回る加速度が容易に生じることが明らかになってくると、設計震度の意味が改めて問われるようになってきた。

設計震度は、構造物に作用する地震力を与える指標ではあるが、構造物に生じる加速度とは関係ないものだ、というのがその最も代表的な見方である。また、こうした議論の中では、構造物に生じる加速度と地盤の加速度を混同した議論がしばしば出され、設計震度に対する解釈を混乱させてきた。地盤の加速度がかりに1gであろうとも、構造物に生じる加速度、すなわち慣性力が小さければ構造物に被害が生じないことは自明であり、この点ははっきりさせておかなければならない。

また、設計震度の解釈でよく出される議論は、理屈はどうであれ、設計震度0.2~0.3で耐震設計した橋は被害が無いではないかというものである。この意見は、設計震度は加速度とは関係ない別のものであるという意見と近い。また、加速度が重要であるが、加速度の最大値ではなく、その実効値や、あるいは、ある程度の回数繰り返すようなレベルの加速度が設計震度に相当しているのではないかという議論も出されている。

一方、許容応力度に含まれる安全率についても、いろいろの議論がされてきた。安全率のレベルを越す地震力が作用すれば、橋は崩壊するのではないかという議論がその代表的なものである。こうした考え方の中には、構造部材の変形性能という考え方は含まれておらず、単に、地震力と安全率を含めた構造部材の強度から構造物の耐震性を議論しているものが大部分である。さらに、鉛直荷重を支えるための鉛直耐力と地震のように水平荷重に対する水平耐力を区別していない議論もしばしば見受けられる。

本研究を開始した動機は、以上のような震度法にま

つわる不確定さを整理し、大地震時には設計震度で考慮しているよりもっと大きい地震力が生じるとすれば、なぜ、RC橋脚には被害が生じなかったのか、また、どの程度の損傷を許容してもRC橋脚は耐震的であるのか、を明らかにしようとしたことにある。

このような点を解決できる方法として、本研究では地震時保有水平耐力法を提案する。このためには、単にRC部材の動的耐力・変形性能や地震動の工学的性質に関する研究のみならず、構造部材の動的強度と地震外力をどのような土俵で議論すべきかが重要である。

本研究の結論に先に触れることになるが、まず、設計震度0.2~0.3を用いて設計されたRC橋脚が、さらに大きな地震力を受けても多くの場合には被害を受けないのはなぜかを考えてみよう。このためには、「橋脚の耐力とは何か」、また、「何が橋脚の被害」として認識されてきたかを考えなければならない。

このために、最初に、「動的耐力」と「静的耐力」の違いについて考えてみよう。耐震設計で「動的」という場合には、「静的」とは次の点を区別しておかなければならない。

- i) 載荷速度が早い
- ii) 橋の振動（応答）の結果として荷重が生じる

iii) 正負交番して作用する

iv) 有限時間しか作用しない

これらの中でも、荷重がプラス・マイナスに反復して作用するという点と、一方向に作用し続けるといいう点が「動的」と「静的」を区別する上で重要である。これを、図1-1で説明しよう。図1-1(a)に示す死荷重のように、鉛直下方に無限時間作用し続ける荷重に対しては、もし、これが構造物の最大耐力を越えれば、その時点で崩壊が生じる。これに対して、図1-1(b)に示す地震荷重の場合には、仮に水平荷重が橋の最大耐力を上まわっても（正確には、上まわろうとしても）、橋には大きな変形が生じるだけで、やがて水平荷重の方向が反転すれば、崩壊せずすむ。

図1-1(b)でもう1つ重要な点は、これが水平方向の荷重作用に対する抵抗力を示しており、死荷重等鉛直方向力に対する抵抗力はこれとは別であるという点である。コンクリートが破壊し、水平耐力が低下し始めても、帯鉄筋の中にコンクリートが残ってさえいれば、一般には鉛直荷重に対する抵抗力は十分ある場合が大部分である。

さて、このような点を念頭におき、地震時にRC橋脚はどのような損傷を生じるかを考えてみよう。2章に詳述するように、RC橋脚模型の基部を反力床に固定

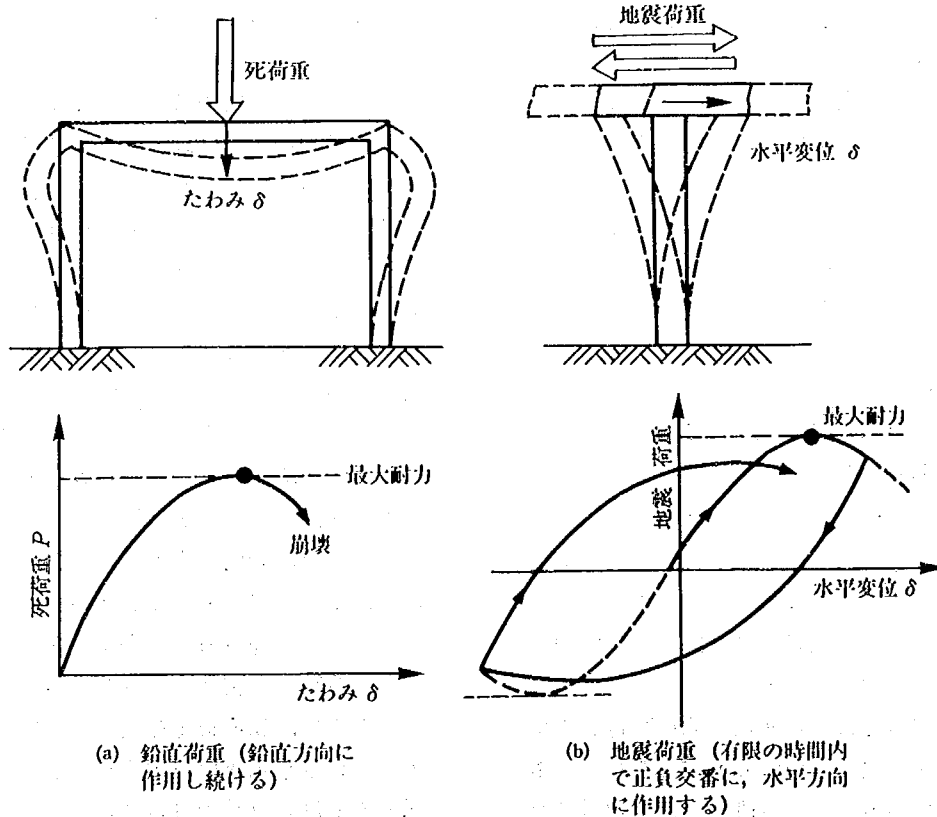


図1-1 水平荷重（地震力）と鉛直荷重（死荷重）の荷重作用の違い

し、動的ジャッキにより橋脚頭部に正負交番の荷重を加えて、橋脚模型がどのように損傷して行くかを検討する。いま、橋脚頭部に荷重を加え、橋脚基部の鉄筋コンクリートがちょうど降伏する状態に達したときに橋脚頭部に生じる変位を降伏変位 δ_y と呼ぶ。地震時の許容応力度の割増しを考慮すると、鉄筋の許容応力度はほぼ降伏点に近い。このため、設計震度相当の地震力が作用した場合に橋脚天端（正確にいうと、上部構造の慣性力の作用位置）に生じる変位が降伏変位 δ_y とみればよい。この変位で10回繰り返し載荷をする。その次に、載荷変位を $2\delta_y$ に上げて10回載荷し、さらにその後、 $3\delta_y$ に上げて10回というように、 $1\delta_y$ ずつ各10回の正負交番載荷を行っていくのである。

図1-2及び図1-3は、このような実験から得られた橋脚天端における水平荷重～水平変位の関係（履歴曲線と呼ぶ）及び各載荷段階終了後の損傷状況の一例を示したものである。これによれば、 $1\delta_y$ で10回繰り返し載荷した後は、小さなクラックが表面に現れるだけで、それ以外の損傷は生じない。 $2\delta_y$ および $3\delta_y$ 載荷後も同様であり、この段階までは、鉄筋の降伏は進展していくが、表面的には損傷は現れてこない。耐力もこの段階までは徐々に上昇してくる。

$4\delta_y$ 載荷になると、基部でコンクリートの剥離が生じ始め、耐力はもはや増加せず、この辺りがほぼ最大耐力となる。 $5\delta_y$ 載荷後には、基部のコンクリートの剥離と主鉄筋の座屈が進展し、これにともない耐力は低下し始める。 $6\delta_y$ 以後になると、徐々に主鉄筋の破断が

生じ始め、耐力低下が顕著になってくる。

詳しくは2章に示すが、以上が、橋脚基部で曲げ破壊する場合の一般的な損傷の進行状況である。それでは、仮に、この橋脚が実物で実際に現地にあり、地震を受けたとした場合には、どのように被災度を評価されるであろうか。地震後の調査では、 $3\delta_y$ までは見えるか見えないか程度のクラックだけであるから、この橋脚は「無被害」と見なされるであろう。 $4\delta_y$ になると、「軽微なコンクリートの剥落」としてとらえられ、 $5\delta_y$ 以上になって、初めて「被害」と見なされるのである³⁾。

一例を挙げると、昭和53年宮城県沖地震に際して、国道6号の千代大橋のP6橋脚は写真1-1に示すような著しい被害を生じたが、その2つおいたP4橋脚では写真1-2に示すように軽微な被害で済んだ⁴⁾。写真1-3は、基部を拡大したものである。このP4橋脚は第一著者にとっては大変思い出深い。というのは、地震後の調査では、P6等の大被害を受けた橋脚を中心に見てまわり、P4は被害が小さいためあまり気に留めなかった。調査もほぼ終わり、最後になってP4橋脚を見ると基部のコンクリートの一部が小さく剥離している。次の調査地点へ移動した後でフィルムの入替えがあると面倒なために2～3枚残っていたフィルムを撮りつくす必要からたまたま、シャッターを押したのが写真1-2、写真1-3である。当時は、この程度のは被害だという意識をほとんど持っていなかった。しかし、上述した損傷状況からみれば、P4橋脚は $3\delta_y \sim 4\delta_y$ の損傷に相当し、明らかに降伏変位は超している。

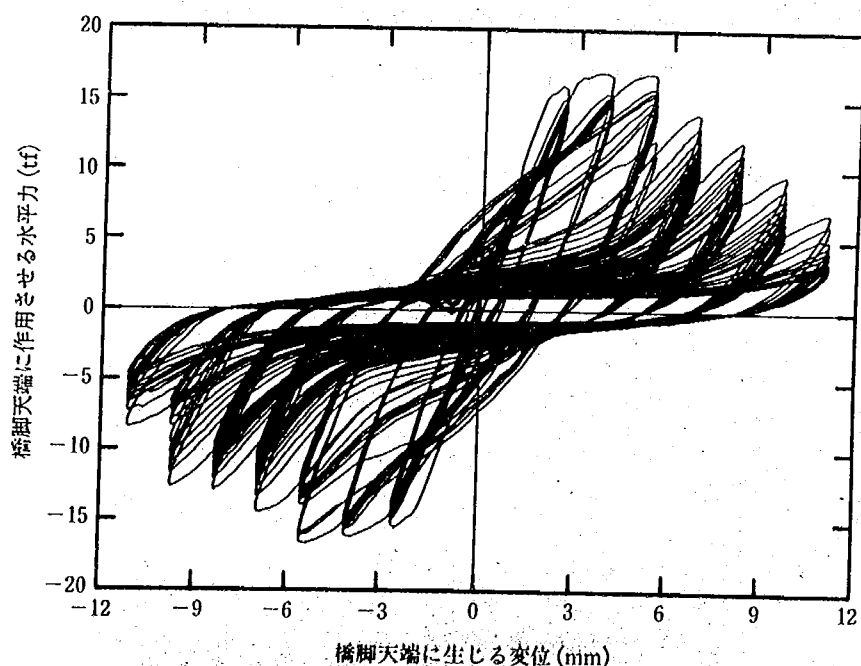


図1-2 橋脚天端に作用させた水平力と橋脚天端に生じる変位の履歴曲線の一例

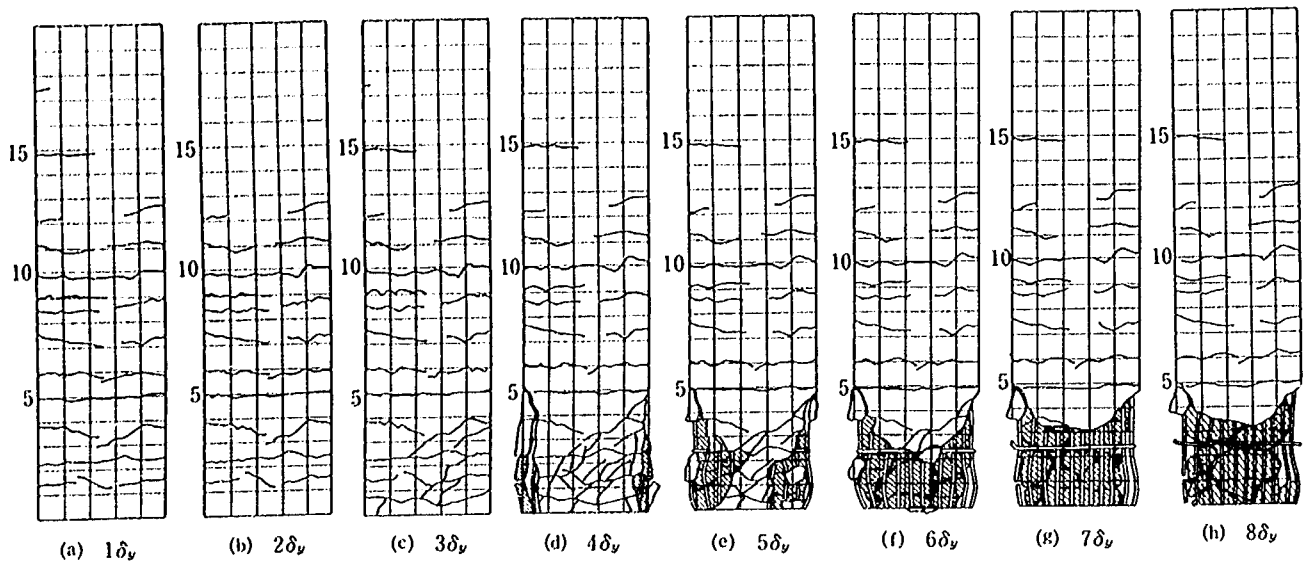


図1-3 載荷に伴うRC橋脚の損傷の進展



写真1-1 千代大橋P6橋脚の損傷



写真1-2 千代大橋P4橋脚の損傷



写真1-3 P4橋脚基部の拡大

震度法による耐震設計では、 $0.2 \sim 0.3$ の設計震度相当の地震力に対して降伏変位 δ_y の少し手前になるように断面を定める。この3倍程度の変位が生じてコンクリートの剥離等の変状が生じない限りは、地震後の調査でも「被害」とは見なされない。これに対して、 $4\delta_y$ 程度以上の変位が生じて初めて、コンクリートの剥離、鉄筋の座屈、破断等が生じ、「被害」と見なされるのである。

それでは、 $\delta_y \sim 3\delta_y$ の範囲にあり、地震後の調査で「被害なし」と判定された橋脚は、これでよかったのであろうか。宮城県沖地震を例にとれば、金華山沖に断層が生じ仙台市及びその近傍の地域でRC橋脚に「被害」が生じた。同じRC橋脚でも、その高さや幅、形状により、全て $4\delta_y$ からコンクリートの剥離が生じる訳ではないが、仮に、これらの「被害」を受けたRC橋脚が $4\delta_y$ 以上の損傷に相当するとすれば、断層とは反対側に上記よりも広い範囲で、 $3\delta_y$ に相当する損傷を生じたRC橋脚が存在する。さらに、これよりも広い範囲で、 $2\delta_y$ の損傷、 δ_y の損傷を受けた橋脚の存在する範囲も、順次、存在する。これらの橋は、宮城県沖地震以後、10年以上にもわたり何ら支障なく使用されてきているのである。

一度、 $\delta_y \sim 3\delta_y$ に達した橋脚は、表面のクラックから内部コンクリートや鉄筋の腐食が生じたり、あるいは、次の地震時に大きな被害を受けないかといった懸念も聞かれる。しかし、これは問題にならないと考えられる。地震に限らず、現場のRC橋脚にはもともとクラックが入っているものが多いのである。これにより使用上問題になった例はほとんど無い。また、次の地震が発生した場合には、それが宮城県沖地震よりも小さく

れば、損傷の拡大は無い。仮に、宮城県沖地震よりも大きな地震が発生すれば、損傷は拡大するが、RC橋脚にねばりがある限り、なお、鉛直荷重に対する耐力は十分保持できるのである。

このように考えてくると、RC橋脚についていえば、 $\delta_y \sim 3\delta_y$ の範囲については耐震設計上「無被害」と考えてもよいと考えられる。

ただし、本研究で明らかにしたい点は、「被害」との関係において、震度法の設計震度の持つ意味が、従来正しく理解されていないという点である。すなわち、写真1-2に示した千代大橋のP4橋脚の損傷がもう少し小さく、コンクリートの剥離が生じなかったとしよう。一方、宮城県沖地震により千代大橋の橋脚に生じた弾性応答は、地盤表面での最大加速度が $0.3g$ 程度であったことから、 $0.75g$ 程度と推定される⁹⁾。そうすると、P4橋脚のように被害が軽微な橋脚については、「設計水平震度 0.24 で設計されていた千代大橋は、最大加速度 $0.75g$ の振動が生じて「被害」は生じなかった」ということになる。これが「設計震度 0.24 で設計されたRC橋脚は、 $0.75g$ の弾性応答にもつ」「震度法の 0.24 の地震力は「瞬間的」に作用する $0.75g$ の弾性応答に匹敵する」というようにとらえられてきたのである。

設計震度 0.24 を用いて許容応力度法で設計されたRC橋脚は $0.24g$ を超える大地震にも抵抗できるのであるから、これは、外見上の結果としては正しいと言える。しかし、その考え方としては、設計震度の持つ意味を過大評価し、じん性を考慮していないという点で正しくない。

このように考えられてきた背景には、設計で想定し

た状態（すなわち、鉄筋の降伏）を超すと、すぐ何らかの被害を生じると漠然と考えられてきたため、「被害」を生じていない以上、地震力も設計水平震度相当以下であるはずだと考えられてきたためと思われる。しかしながら、写真 1-2 に示した被害は、千代大橋に作用した地震力が設計水平震度 0.24 相当よりもはるかに大きかったこと、ただし、橋脚に適度なねばりがあれば、これに十分に耐えられることを示している。

以上が、本研究に着手した背景と理由である。

1.3 既往の研究

本研究では、わが国周辺に生じ得る大規模地震のマグニチュードの推定、大規模地震時に橋に生じる地震力、破壊をとまなう非線形域における RC 橋脚の動的耐力・変形性能の検討、エネルギー一定則に基づく弾性応答から非線形応答への変換、これらに基づく地震時保有水平耐力法の提案について示すが、この中でも RC 橋脚の非線形動的特性の解析が重要な位置を占めている。このため、ここでは、RC 橋脚の動的特性に対して、既往の研究状況について示すこととする。

RC 部材の耐力に関する研究は、構造物の設計上最も基本的な研究の一つであり、長い歴史をもっている。しかしながら、正負に荷重が繰り返す交番載荷重下における RC 部材の終局状態までの挙動を研究したのはごく最近のことといつてよい。この理由は、橋梁のような土木構造物では不静定次数が低く、塑性ヒンジを生じるような非線形域の状態までを考慮した設計はできないと考えられてきたためである。このような考え方は現在でもかなり多く存在する。確かに不静定次数は低いが、ある程度の規模の地震を経験した場合には、好むと好まざるとにかかわらず橋梁、特に下部構造は非線形域に入るのであるから、その特性を考慮にいれないと実態にあった耐震設計ができないのではないかという考え方がはっきりしてきたのは、ここ 15 年程のことである。このような考え方ができるようになったのは、強震記録に基づく実証的な地震動に関する研究が進み、大規模地震時の地震動特性が非常に大きなバラツキの中ではあるが程度明かとなってきたためと、RC 橋脚の正負交番載荷実験に基づく動的強度及び変形性能に関する研究が進んできたためである。ここでは、本研究着手以前の研究に重点をおき、本研究に関連した研究について紹介することとする。

RC 橋脚の非線形挙動に関する研究は、ニュージーランドでは比較的早くから研究されてきた。これは、ニュージーランドでは、土木と建築が同じグループで

扱われており、また、わが国と同じように山や川が多い国土事情から多数の橋が建設されてきたためである。研究の中心は、カンタベリー大学のパークらであり、コンクリートの耐力及び変形性能に及ぼす帯鉄筋の拘束の構成式の開発から始まり、ニュージーランド流のじん性率の定義、曲率に及ぼすコンクリートの拘束効果の検討、帯鉄筋の配置方法塔に関する広範囲な研究が行われている⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾。これらの研究は、米国等、海外にも大きな影響を及ぼし、じん性を考慮した耐震設計のはしりとなった。

しかし、こうした研究をわが国で適用する際に注意しておかなければならないのは、ニュージーランドで採用されている RC 橋脚の断面はわが国のものと比較すると著しく細いということである¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾¹³⁾。このため、ニュージーランドでは、RC 橋脚に作用する軸力が大きく、また、変形も大きいため $P-\Delta$ 効果が大きい。したがって、ニュージーランドの耐震設計では、2%を越す主鉄筋と 1%にも及ぶスパイラル筋を用いて、内部コンクリートの拘束をいかに大きくするかに意が用いられている。わが国では、伝統的に大断面の RC 橋脚を採用してきており、主鉄筋比の一般には 0.5%以下である。これは、橋脚躯体に用いる鉄筋コンクリート構造の耐震設計における考え方が根本から異なると同時に、設計水平地震力に支点反力を乗じて上部構造から下部構造に作用する水平地震力を求めるというわが国独自の慣例的な耐震設計法によるものである¹⁴⁾。

米国においては、1971 年のサンフェルナンド地震を契機に耐震設計法が許容応力度法から地震時保有水平耐力法に大きく切り替わった。1973 年以後のカリフォルニア州交通局¹⁵⁾や ATC 6¹⁶⁾、AASHTO の耐震設計法¹⁷⁾等は、いずれもニュージーランドの耐震設計法の影響を強く受けたものとなっている¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾。したがって、RC 橋脚の断面が小さく、わが国とは設計の考え方が大きく異なる点は、ニュージーランドと同じである。米国でも、RC 部材の動的特性に関する研究が多数行われているが、これらはほとんどが建築の柱、梁、柱・梁接合部に対するものである。後述するように載荷速度の影響や供試体の寸法の影響等、貴重な研究が多数あるが、対象とする破壊モードが異なったりするため、じん性率や動的耐力等に関する研究成果を直接わが国の RC 橋脚に用いることができるかどうか十分注意しなければならない。

わが国において RC 橋脚の動的耐力を耐震設計法との関連で検討した重要な研究は太田の研究²¹⁾²²⁾がある。太田は、高さが 20 m 程度以下の中小規模の橋脚を

対象として、断面 40×80 cm、柱部の高さ 1.65 m の供試体 6 体を一定軸力作用下で交番載荷し、荷重-変位関係、じん性率、エネルギー吸収性能、破壊特性等を検討した。これに基づき単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法を提案している。この提案は、RC 橋脚のじん性率に基づいて大地震時の耐震性を判定しようというわが国の耐震設計法の中では画期的な研究であった。この研究から、太田は、くり返し荷重下における橋脚躯体の水平変位には、フーチングからの主鉄筋の伸びだしが大きな影響を持つこと、一方向くり返し載荷に比べて交番載荷した場合にはじん性率が著しく低下すること等を見いだした。さらに、太田はこうした実験に基づき、じん性率を考慮した一本柱形式の RC 橋脚の耐震設計法を提案している。

太田の研究成果は、その後のわが国の RC 橋脚の耐震設計法の進展に大きな影響を与えている。すなわち、この研究成果は、建設省の新耐震設計法(案)²³⁾に反映され、さらに昭和 55 年の道路橋示方書・V 耐震設計編には、「4.5 地震時変形性能の照査に用いる設計震度」という地震力の規定が設けられた²⁴⁾。具体的な照査法は、まだ歴史が新しいということで、耐震設計法の参考資料の一つとして「地震時変形性能の照査方法の例」として示された。ただし、この規定では、「コンクリート構造物は、ぜい性的な破壊が起りやすいため、RC 橋脚または橋台が地震時においても上部構造部分を安全に支持し得るようにするために、主鉄筋の応力度が降伏点を超えてからもある範囲でぜい性的な破壊を生じることなく変形し得るような、適度なじん性を付与するように設計することが望ましい」とした上で、「ある大きさの地震動のもとで部材の変形が許容塑性率以下となるように設計する」としている。また、「この照査に考慮する水平震度としては、震度法よりやや大きい値を考慮する必要があることから、震度法に用いる設計震度の 1.3 倍以上の設計震度を用いる」としている。

この様な規定からわかるように、地震時変形性能の照査の規定は、わが国の土木構造物の耐震設計史上初めてじん性という非線形域の応答を考慮にいれて部材(RC 橋脚及び橋台)の設計を行なうことを示した点できわめて意義深い。しかし、この規定では、「震度法に用いるよりやや大きい地震力」というだけで、震度法に用いる地震力に対する解釈を含めて大規模地震という発想が前面に出されていない。このため、設計者の受けとめ方もまちまちで、震度法より少し安全側に設計するといった程度の見方が一般的であった。

もう一つ道路橋示方書に強い影響を与えた研究とし

て、秋元らの研究²⁵⁾²⁶⁾²⁷⁾がある。秋元らは、昭和 48 年頃から大型模型を用いた一連の RC 橋脚の繰返し載荷実験を行い、主鉄筋比、帯鉄筋比、帯鉄筋の定着方法、軸力等の影響を体系的に調査した。せん断支間比は 4.0 とされている。この結果、曲げと軸力を受ける RC 橋脚の基本的な損傷特性を明らかにし、変形性能の算出に際しては、軸力、側方鉄筋、帯鉄筋の影響を考慮する必要があること、また、帯鉄筋に拘束されたコンクリートの応力・ひずみ曲線、鉄筋のひずみ硬化を考慮した応力・ひずみ曲線、鉄筋のフーチングからの抜け出し等を考慮することの必要性を指摘している。また、昭和 55 年の道路橋示方書に示されていた RC 橋脚の地震時変形性能照査の規定に用いられていた許容じん性率の算出法に変わり、平成 2 年の道路橋示方書²⁸⁾に採用された許容じん性率の算出法(式(7-12))を提案した。

破壊を含む非線形域の載荷実験を行う際にまず必要とされる検討項目の一つに模型の寸法効果がある。一般に、大型供試体を用いた載荷実験は実験装置や予算等の制約でなかなか実施しにくい。しかし、断面寸法が $10 \text{ cm} \times 10 \text{ cm}$ 程度で、4 隅に各 1 本だけ鉄筋を配置したような小さな供試体を用いると、コアコンクリートの損傷が生じた段階で容易に耐力低下が顕著になり、実橋脚の動的特性とは異なった挙動を示すのではないかと懸念される。これに関する研究は、あまり行われていないが、Moncarz らは小型模型を用いた柱の曲げ載荷実験から、鉄筋やコンクリートの材料特性をよく検討すれば小さな模型でもある程度の結果を与えられている²⁹⁾。また、Stone らは、橋脚高さ 9 m、直径 1.5 m という超大型供試体とその 1/6 模型(橋脚高さ 1.5 m、直径 25 cm)の 2 種類を用いて模型相似則の影響を検討している³⁰⁾³¹⁾。材料として、マイクロコンクリートを用いたり、骨材の最大径を変化させている。これは、鉄筋と骨材の付着や噛み合わせの状況が橋脚の動的特性のどの様に影響するかを検討するためである。この結果によれば、直径 1.5 m と直径 25 cm の模型の間には、ほとんど大きな違いは認められず、少なくとも 25 cm 程度の大きさを有していれば、実橋脚の動的特性をよく近似するとみてよい。このような点から、本研究ではあまり小さい模型ではなく、一面における鉄筋が少なくとも 5、6 本はあるように、断面寸法を原則として $40 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$ 以上とすることとした。

次に、実験的に RC 橋脚の動的耐力を研究する際に重要な検討項目として、荷重の載荷速度の影響がある。地震のように動的に作用する荷重に対しては、静的載

荷によるよりも耐力が大きいのではないかというものである。これに対しては、若林らによる割裂強度及び圧縮強度に対する載荷速度の影響の検討³²⁾、RCはり両端れ載荷に対する載荷速度の影響の検討³³⁾、長柱の中心圧縮に対する載荷速度の影響の検討³⁴⁾、藤井らによる異形鉄筋の付着に及ぼす載荷速度の影響の検討³⁵⁾、Mahinらによる曲げを受けるはりに対する載荷速度の影響³⁶⁾、Krawinklerらによる単柱の曲げに対する載荷速度の影響の検討³⁹⁾等いろいろある。RC橋脚のように単柱の曲げについて研究されて例は少ないようである。静的耐力に比較して動的耐力は10-30%程度増加するという報告もあるが、載荷速度に関して広範囲に文献調査した小谷は、衝撃力や爆発力による応答と違い、地震による応答は低次の振動モードが支配的であり、その周期が比較的長いこと、応答が最大となるとき速度がゼロとなること等から、動的耐力の上昇を期待して耐震設計することには合理性が無いと指摘している³⁷⁾。このような点から、本研究においては、2章においてRC橋脚を対象とした載荷速度の検討を行うものとした。

RC橋脚のように非線形挙動をする部材の損傷状況を把握するためには、エネルギー吸収能が重要である。このような観点から研究した興味深い研究に大野、西岡らの研究がある³⁸⁾。大野、西岡らは、RCラーメン橋脚の非線形挙動を実験的に検討し、その崩壊機構をエネルギー論から説明しようとしている。このために、変位制御による一定振幅荷重漸増方式の載荷において繰返し回数の影響を検討し、繰返し回数、すなわち、エネルギーが大きな影響を与えることを示している。エネルギーに基づくRC橋脚の耐震設計の試みは、山田、家村らによっても行われている³⁹⁾。現状では、まだ、部材の吸収エネルギーと外部から加えられたエネルギーのバランスによって耐震設計を実務レベルで行うまでには至っていないが、非常におもしろい考え方と考えられる⁴⁰⁾。このため、本研究においても2章に示す部材の非線形挙動に関する実験的な検討においては、RC橋脚の吸収エネルギーを求めることとした。

大型模型を用いて一連の交番載荷実験を行った研究としては、石橋らの研究がある⁴¹⁾⁴²⁾。石橋らは、断面寸法40×40 cm, 40×50 cm, 40×60 cm, せん断支間比1.5~4の合計43体の交番載荷実験を行ない、RC橋脚のじん性率に及ぼすせん断支間比、主鉄筋比、せん断補強鉄筋比、軸力等の影響を検討している。この結果、じん性率にはフーチングからの主鉄の抜け出しの影響が大きいこと、これを除いた橋脚のみのじん性率は、

次式で与えられることを提案している。

$$\mu = 1.52 + 3.64(S_{ua}/M_u) \quad (1-1)$$

ここで、 S_{ua}/M_u は、せん断耐力と曲げ耐力の比である。このようなじん性率の推定式は、じん性を考慮した耐震設計では非常に有効であるが、推定式のバラツキが大きいのも事実である。この原因は、じん性に及ぼす各種の要因が考慮されていないためと、破壊のメカニズムが十分に考慮されていないためと考えられる。従って、RC橋脚の損傷に対するさらに広範囲な研究が必要と考えられる。

RC橋脚の動的特性を研究するためには一般に動的載荷実験が行われるが、実橋脚の振動を再現するために振動台を用いて振動実験を行った研究としては、町田、睦好らの研究がある⁴³⁾⁴⁴⁾。町田、睦好らは、静的載荷と動的載荷による耐力の違いを検討するため、振動台加振実験を行っている。実験に用いた橋脚は、断面10×15 cm, 柱部の高さ60 cmの小型模型であり、主鉄筋としてはD10が柱のコーナーに各1本、計4本配置されている。検討の主眼点は、従来の静的載荷に比較すると地震時には必ずみ速度が大きいため、鉄筋の降伏点が上昇し、静的耐力に比べて20~30%上昇することから、この影響を検討したものである。振動実験の結果、静的荷重下におけるよりも鉄筋の降伏点が上昇した効果が振動応答に現れたと報告している。しかし、地震時の橋に生じる程度の応答速度で、鉄筋の降伏点が橋の振動応答に有意な差を生じるだけ変化するかどうかはさらに検討を要するに思われる。

また、家村らはハイブリッド実験装置を用いて、地震を受けた場合の各種のRC橋脚の非線形挙動を検討している⁴⁵⁾⁴⁶⁾。ハイブリッド実験では、特定の地震を受けた場合のRC橋脚の振動特性が得られるため、RC部材のじん性率や動的特性に及ぼす各種の影響という形では結果がまとめられていないようであるが、ランダムな実地震波を受けるRC橋脚の損傷状況が明らかにされつつある。

昭和57年3月21日の浦河沖地震では、一般国道235号の静内橋のRC橋脚の激甚な被害を生じた。被害は、いずれも橋脚の主鉄筋の途中定着部で生じており、この部分における定着長の不足によるものであった⁴⁷⁾。同様な被害は、JRの鉄道橋にも生じており、定着部の耐震性の判定と耐震補強法に関する研究が行われている。土木研究所においても、道路橋を対象に広範囲な研究が行われているが、これについては別途報告している⁴⁸⁾ので、この報告では対象としない。

1.4 本報告の構成

本研究では、まず、2章において動的載荷実験に基づくRC橋脚の動的耐力及び動的変形特性を検討する。これは、土木研究所における部材耐震実験装置を用いて昭和57年度から行ってきた実験結果を体系的に取りまとめたものである。荷重載荷履歴の影響、載荷速度の影響、載荷荷重の方向の影響、2方向同時載荷の影響といった荷重作用の解明を中心に、RC橋脚の非線形域における動的特性を示す。1本柱形式のRC橋脚を検討の主対象としているが、一部にはラーメン橋脚の検討結果も示す。

3章では、2章に示す載荷実験結果に基づき、1本柱形式のRC橋脚の荷重、変位の関係を解析的に推定した場合の精度を検討する。解析方法としては、昭和55年の道路橋示方書V耐震設計編の地震時変形性能の照査法に用いられていた方法を基本とする。

4章では、RC橋脚の非線形性を考慮して、これを耐震計算に持ち込むために重要なエネルギー一定則の適用性を検討する。非線形性を考慮するためには、非線形応答の計算が必要であるが、耐震計算ではいちいち非線形応答解析することはできない。このため、線形応答から非線形応答へ変換する手法として提案されたのがエネルギー一定則である。この他に、同種の方法として、変位一定則という方法もあるが、後述する5章の検討から変位一定則の適用性には問題があると考えられたため、ここではエネルギー一定則を用いることとしたものである。エネルギー一定則は、耐震計算の中でよく用いられるが、実際にその精度を検討した例は少ない。このため、ここではRC橋脚の非線形性を用いて、RC橋脚に対するエネルギー一定則の適用性を検討したものである。

5章では、RC橋脚模型の振動台実験に基づき、実際に地震動を受けた場合のRC橋脚の非線形応答特性を検討する。過去の地震でRC橋脚に損傷を生じる程度の応答を経験した橋で強震記録が得られた例はない。このため、実地震時のRC橋脚の地震応答特性を解明する上で、本実験は貴重な資料を与える。また、こうした振動台実験との比較で、2章に示した変位制御による動的載荷実験との比較や、4章に示したエネルギー一定則の適用性を検討する。

6章では、耐震設計で想定すべき地震動を明らかにするため、わが国周辺で生じ得る最大の地震マグニチュードを検討する。これは、地震動の加速度応答スペクトル等、地震動の工学的特性に関しては、距離減

衰式等、各種の検討が行われているので、工学的なセンスでわが国周辺に生じ得る最大地震の規模が推定できれば、耐震設計で想定すべき地震規模を定めるのに重要な資料となるためである。

7章では、2章から6章までの検討を総合して、これを地震時保有水平耐力の照査法として提案する。照査法の構築に際しては、大正12年の関東大震災に代表される大規模地震時に実際に生じ得る現実的な地震動に対して、損傷を許容してRC橋脚の耐震性を検討できることを目標とした。

8章では、本研究の結論を示す。さらに、本研究では検討し尽くせず、今後に残る問題点も示す。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：宮城県沖地震災害調査報告所、土木研究所報告、第159号、昭和58年3月
- 2) 川島一彦、相沢 興、高橋和之：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式、土木研究所報告、第166号、建設省土木研究所、昭和60年9月
- 3) 川島一彦：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査、基礎工、Vol. 18, No. 6, pp. 36-47, 平成2年6月
- 4) 岩崎敏男、川島一彦、高木義和：1978年宮城県沖地震による地域別地震動強度の分布に関する調査報告、土木研究所資料、第1512号、昭和54年6月
- 5) Park, R., Kent, D.C. and Sampson, A.: Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading, Proc. ASCE, No. ST7, pp. 1341-1360, July 1972
- 6) Park, R. and Blakeley, W.G.: Seismic Design of Bridges, RRU Bulletin 43, National Roads Board, Wellington, New Zealand, 1979
- 7) Zahn, F.A., Park, R., Priestley, M.J.N. and Chapman, H.E.: Development of Design Procedures for the Flexural Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns, Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 19, No. 3, pp. 200-212, September 1986
- 8) Park, R. and Pauley, T.: Bridge Design and Research Seminar 1990, RRU, Wellington, New Zealand, 1990
- 9) 川島一彦：ニュージーランドにおける道路橋の耐震及び免震設計技術、橋梁と基礎、pp. 17-22, 平成元年2月

- 10) Park, R. and Chapman, H.E.: Basic Design Concept of Seismic Design in New Zealand, International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges, pp. 35-82, Bormio, Italy, Edited by Calvi, G.M. and Priestley, M.J., April 1991
- 11) Kawashima, K., Ichimasu, H. and Kōdera, J.: Basic Design Concept of Seismic Design in Japan, International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges, pp. 83-122, Bormio, Italy, Edited by Calvi, G.M. and Priestley, M.J., April 1991
- 12) Cormak, L.G.: Example of Application of Seismic Design of Highway Bridges in New Zealand, International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges, pp. 299-316, Bormio, Italy, Edited by Calvi, G.M. and Priestley, M.J., April 1991
- 13) Ichimasu, H., Kōdera, J., Tanaka, Y. and Kawashima, K.: Example of Application of Seismic Design of Highway Bridges in Japan, International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges, pp. 407-434, Bormio, Italy, Edited by Calvi, G. M. and Priestley, M.J., April 1991
- 14) 川島一彦, 長谷川金二: 震度法による連続橋の耐震設計法, 橋梁と基礎, pp. 37-45, 平成2年10月
- 15) California Department of Transportation: Earthquake Design Criteria for Bridges, 1973
- 16) Applied Technical Council: Seismic Design Guidelines for Highway Bridges (ATC-6), 1981
- 17) AASHTO: Guide Specifications for Seismic Design of Highway Bridges, 1983
- 18) Gates, J. and Buckle, I.G.: Basic Design Concept of Seismic Design in U.S.A., International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges, pp. 5-32, Bormio, Italy, Edited by Calvi, G.M. and Priestley, M.J., April 1991
- 19) Seible, F., Priestley, J.N., Gates, J. and Hipley, P.: Example of Application of Seismic Design of Highway Bridges in U.S.A., International Workshop on Seismic Design and Retrofitting of Reinforced Concrete Bridges, pp. 373-406, Bormio, Italy, Edited by Calvi, G.M. and Priestley, M.J., April 1991
- 20) 川島一彦, 岩崎敏男: 米国における道路橋の耐震設計とその変遷, 橋梁と基礎, pp. 31-37, 平成元年3月
- 21) 太田 実: 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究, 土木研究所報告, 第153号, 昭和55年3月
- 22) 太田 実: くり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荷重, 土木学会論文集, 第92号, 昭和54年12月
- 23) 建設省: 新耐震設計法(案), 土木研究所資料, 第1185号, 昭和52年3月
- 24) 日本道路協会: 道路橋示方書, V 耐震設計編, 昭和55年3月
- 25) 秋元泰輔, 小坂寛己: RC橋脚の地震時変形性能照査に関する研究, コンクリート構造物のじん性とその評価法に関するコロキウム, pp. II-241~II-252, 昭和63年3月
- 26) 秋元泰輔他: 高応力繰返し荷重を受けるコンクリート橋脚の耐力に関する基礎的研究, 土木学会第29回, 第31回, 第33回年次学術研究会, 昭和59年, 51年, 58年
- 27) 秋元泰輔他: コンクリート橋脚の変形性能, 第15回日本道路協会, pp. 615-616, 昭和63年10月
- 28) 日本道路協会: 道路橋示方書, V 耐震設計編, 平成2年2月
- 29) Moncarcz, P.D. and Krawinkler, H.: Material Simulation in Dynamic Model Studies of Steel and Reinforced Concrete Structures, Proc. World Conference on Earthquake Engineering
- 30) Stone, W.C. and Cheok, G.S.: Inelastic Behavior of Full-scale Bridge Columns subjected to Cyclic Loading, NIST Building Science Series 166, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, January 1989
- 31) Cheok, G.S. and Stone W.C.: Behavior of 1/6 Scale Model Bridge Columns Subjected to Cyclic Inelastic Loading, NBSIR 86-3494, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, November 1986
- 32) 若林 實, 中村 武, 吉田 望, 岩井 哲, 渡辺幸広: 構造部材の共同に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究, 京大防災研究所年報, 第23号B-1, pp. 159-171, 昭和55年4月

- 33) 若林 實, 中村 武, 岩井 哲, 渡辺幸広, 下戸芳寛, 林 康裕: 構造部材の共同に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究 (その 2), 京大防災研究所年報, 第 25 号 B-1, pp. 151-167, 昭和 57 年 4 月
- 34) 若林 實, 岩井 哲: 鉄筋コンクリート長柱の挙動に及ぼす載荷速度の影響, 京大防災研究所年報, 第 28 号 B-1, pp. 253-265, 昭和 60 年 4 月
- 35) 藤井 栄, 森田司郎, 奥畑浩一郎, 小松勇二郎: 異形鉄筋の付着特性に及ぼす載荷速度の影響に関する研究, 日本建築学会, 近畿支部研究報告集, pp. 45-48, 昭和 59 年 6 月
- 36) Mahin, S.A. and Bertero, V.V.: Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members, Report No. EERC 72-9, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, December 1972
- 37) 小谷俊介: 鉄筋コンクリートにおける載荷速度の影響, コンクリート工学, Vol. 21, No. 11, pp. 23-24, 昭和 58 年 11 月
- 38) 藤掛一典, 大野友則, 西岡 隆: 鉄筋コンクリートラーメン橋脚のエネルギー吸収容量に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第 390 号/V-8, pp. 113-121, 昭和 63 年 2 月
- 39) 山田善一, 家村浩和, 西村: 履歴吸収エネルギーにより RC 橋脚の耐震性評価, 第 17 回土木学会地震工学研究発表会, pp. 231-234, 昭和 58 年 7 月
- 40) 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版界, 昭和 55 年 9 月
- 41) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究, 土木学会論文集, 第 390 号/V-8, pp. 57-66, 昭和 63 年 2 月
- 42) 石橋忠良, 吉野伸一, 青木桂一: 鉄筋コンクリート部材のじん性率, 構造物設計資料, No. 79, pp. 3-10, 昭和 59 年 9 月
- 43) 睦好宏史, 町田篤彦, 鶴田和久: ひずみ速度を考慮した鉄筋コンクリート部材の動的非線形地震応答解析, 土木学会論文集, 第 366 号/V-4, pp. 113-122, 昭和 61 年 2 月
- 44) 町田篤彦, 睦好宏史, 豊田和彦: 鉄筋コンクリート部材のじん性率の定量化に関する研究, コンクリート構造物のじん性とその評価法に関するコロキウム, pp. II-253-II-264, 昭和 63 年 3 月
- 45) Tanzo, W., Yamada, Y., Iemura, H. and Endoh, K.: Substructure Hybrid Loading of Structural Member under Combined Axial, Shear and Bending Loads, Proc. 8th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 1503-1508, December 1990
- 46) 家村宏和, 山田善一, 今井清裕, 清水裕文: 構成則に基づいた変動高軸力 RC 柱の変形性能とハイブリッド地震応答実験, 第 19 回土木学会地震工学研究発表会, pp. 369-372, 昭和 62 年 7 月
- 47) 浅沼秀弥: 静内橋地震災害調査, 土木技術資料, Vol. 25, No. 11, 昭和 58 年 11 月
- 48) 川島一彦, 運上茂樹, 飯田寛之: 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究, 土木研究所報告, 第 189 号, 平成 6 年 3 月

2. 交番載荷実験に基づく鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形特性

2.1 概 説

大正12年の関東地震に代表される大規模な地震荷重用作用下においては、RC橋脚はコンクリートの剥離や鉄筋の座屈、破断をとまなうきわめて非線形な挙動を示す。このような破壊をとまなう領域でRC橋脚がどのような動的耐力及び変形性能を有するかを解析的に検討することは非常に困難である。このため、ここでは、大型の供試体を用いた動的な正負交番載荷実験によって、実験的にこれらの特性を検討することとした。

RC橋脚に作用する地震荷重の特徴は、RC橋脚が非線形挙動した場合には、その結果としてその後にRC橋脚に作用する荷重が決まるという点である。また、地震荷重は、正負交番で作用し、載荷速度は100 cm/sec程度と速い。さらに、地震動の継続時間という有限な時間の間しか作用しない。

このような複雑な地震荷重用作用下におけるRC橋脚の動的耐力・変形性能を明らかにするため、ここでは、以下の項目に対する特性を検討することとした。

- 1) 載荷履歴特性
- 2) 載荷繰り返し特性
- 3) 載荷速度の影響
- 4) 斜め方向載荷の影響
- 5) 2方向同時載荷の影響
- 6) 軸方向力の影響
- 7) せん断補強筋の影響
- 8) 円形断面橋脚の動的特性
- 9) 円形中空断面橋脚の動的特性
- 10) ラーメン橋脚の動的特性
- 11) 振動台実験に基づく非線形応答特性

2.2 実験に用いた供試体及び載荷方法

2.2.1 実験に用いた供試体

実験に用いた供試体は、表2-2-1に示す58体の単柱式RC橋脚と3体のラーメン橋脚である。これらは、前述した10項目の特性を検討するために製作したものである。断面形状、橋脚高さ、主鉄筋量、帯鉄筋量等は、それぞれの検討項目に合わせて変化させている。各橋脚模型の特徴と、その実験的な意図はそれぞれの節で紹介するが、模型製作上の一般的な判断事項は以下の通りである。

1) 橋長30 m~50 m程度の一般クラスの橋に採用されているRC橋脚に対して、長さの相似則を約1/5と見込み、高さ3 m、断面寸法50 cm×50 cm程度を標準とする。

2) 主鉄筋としては、SD 295 A (SD 30) を、また、帯鉄筋としてはSR 235 (SR 24) を標準とする。

3) コンクリートとしては、標準ポルトランド・セメントを用い、最大骨材粒径は10 mmとする。コンクリート強度は、RC橋脚供試体の打設時に強度試験用のテストピースを作り、これをRC橋脚の載荷実験当日に試験して求める。

4) 鉄筋のかぶり厚は、3.5 cm~5 cmを標準とする。

5) フーチングは十分大きくし、実験上ここで破壊が生じることがないようにする。

表2-2-2は61体の単柱形式橋脚の実験目的を一覧表にしたものである。また、図2-2-1~図2-2-3は、58体の単柱形式橋脚のせん断支間比、主鉄筋比、帯鉄筋比の分布を示したものである。橋脚模型の特性は実験目的に応じて変化させたが、結果としては、本研究では、せん断支間比が5~7 (矩形断面橋脚)、3~4 (円形断面橋脚)、主鉄筋比が0.5%~1% (矩形断面橋脚)、2%~2.5% (円形断面橋脚)、0.2%以下 (矩形断面橋脚)、0.2%程度 (円形断面橋脚) の供試体が多い。

2.2.2 載荷方法

RC橋脚には上部構造の死荷重により、一般に5~20 kgf/cm²程度の軸力が作用している。部材耐震実験施設では、昭和62年度に軸力載荷装置が導入されるまでは、軸力を作用させないで水平方向の地震力だけを作用させた。このため、2.8に示す軸力の影響の検討や2.13及び2.14に示すラーメン橋脚の検討をのぞくと、他の実験では軸力を作用させていない。この場合には、図2-2-4に示すように供試体をフーチング位置で反力床にアンカーボルトで固定し、反力壁に設置した動的加振機を供試体天端に取り付けて、水平に荷重を加えた。ここでいう“橋脚天端”とは動的加振機を取り付けた位置のことで、実際の橋脚天端からは50 cm程度下がった位置である。橋脚天端付近は、動的加振機を取り付けるために剛性を上げていること、また、動的加振機を取り付け位置は上部構造の慣性力の作用位置に相当することから、実験上は動的加振機を取り付け位置が重要である。このため、以下、特に断わらない限り、動的加振機を取り付け位置を“橋脚天端”と呼ぶ。写真2-2-1、2-2-2は、軸力を加えない場合の標準的な実験のセットアップを示したものである。写真2-2-3は、動的加振機を示したものである。動的加

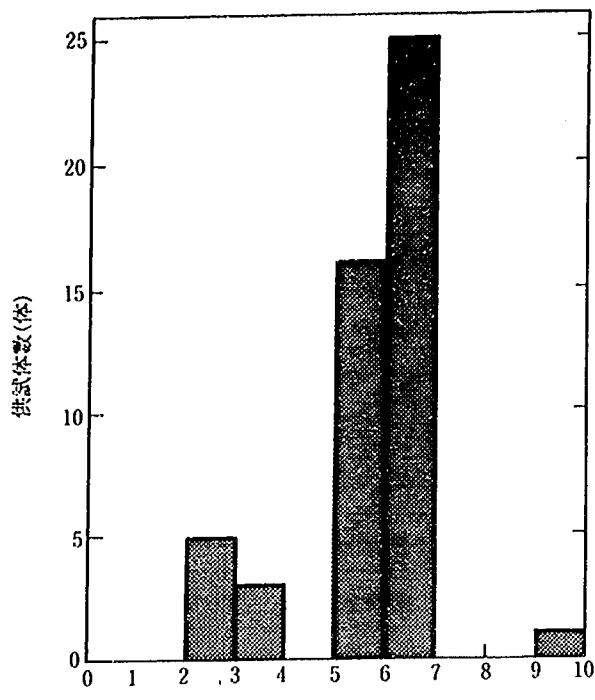
表2-2-1 実験に用いた供試体の特性

供試体 番号	断面寸法 (cm)	有効高さ (cm)	せん断支間比 h/d	主 鉄 筋		帯 鉄 筋		コンクリート (早強ポルトランドセメント)		載荷方式 (くり返し回数n, 載荷速度v cm/sec)
				材質及び径 (mm)	主鉄筋比 (%)	材質及び径 (mm)	帯鉄筋比 (%)	最大骨材径 (mm)	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	
P-1	40×80	240	6.9	SD295A, 19	0.82	SR235, 9	0.08	20	311	一般(10, 17.5)
P-2	40×80	240	6.9	SD295A, 19	0.82	SR235, 9	0.08	20	310	〃 (10, 35)
P-3	40×80	240	6.9	SD295A, 19	0.82	SR235, 9	0.08	20	314	〃 (10, 75)
P-4	40×80	240	6.9	SD295A, 19	1.79	SR235, 9	0.08	20	290	〃 (10, 0.24)
P-5	40×80	240	6.9	SD295A, 19	1.79	SR235, 9	0.08	20	258	〃 (10, 25)
P-6	40×80	240	6.9	SD295A, 16	0.87	SR235, 9	0.08	20	290	〃 (10, 0.24)
P-7	40×80	240	6.9	SD295A, 16	0.87	SR235, 9	0.08	20	258	〃 (10, 25)
P-8	40×80	240	6.9	SD295A, 13	0.48	SR235, 9	0.08	20	290	〃 (10, 0.24)
P-9	40×80	240	6.9	SD295A, 13	0.48	SR235, 9	0.08	20	258	〃 (10, 25)
P-10	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	319	〃 (10, 25)
P-11	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.20 (橋脚基部から0.5m)	10	327	〃 (10, 25)
P-12	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.20 (橋脚基部から1.0m)	10	321	〃 (10, 25)
P-13	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.31 (橋脚基部から0.5m)	10	334	〃 (10, 25)
P-14	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03 (1.02段落し部)	SR235, 9	0.10	10	327	〃 (10, 25)
P-15	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03 (1.02段落し部)	SR235, 9	0.10	10	332	〃 (10, 25)
P-16	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03 (1.02段落し部)	SR235, 9	0.10	10	325	〃 (10, 25)
P-17	50×50	175	3.8	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	338	〃 (10, 25)
P-18	50×50	100	2.2	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	334	〃 (10, 25)
P-19	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	340	〃 (3, 25)
P-20	50×50	175	3.8	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	324	〃 (3, 25)
P-21	50×50	100	2.2	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	321	〃 (3, 25)
P-22	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	320	〃 (5, 25)
P-23	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	338	〃 (10, 25)
P-24	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	337	〃 (5, 25)
P-25	50×50	116	2.5	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.51	10	390	〃 (10, 25)
P-26	50×50	116	2.5	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	1.02 (スパイラル筋)	10	390	〃 (10, 25)
P-27	50×50	116	2.5	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10 (斜め鉄筋)	10	390	〃 (10, 25)
P-28	φ56.4	250	4.7	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	406	〃 (10, 25)
P-29	φ56.4	175	3.3	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	406	〃 (10, 25)
P-30	φ56.4	100	1.9	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	406	〃 (10, 25)
P-31	φ56.4	250	4.7	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	1.02 (スパイラル筋)	10	406	〃 (10, 25)
P-32	φ56.4	175	3.3	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	1.02 (スパイラル筋)	10	406	〃 (10, 25)
P-33	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	406	斜め方向載荷 載荷方向θ=30° (10, 25)

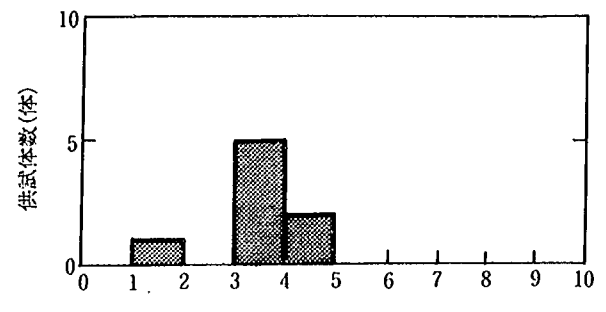
供試体 番号	断面寸法 (cm)	有効高さ (cm)	せん断支間比 h/d	主 鉄 筋		帯 鉄 筋		コンクリート (早強ポルトランドセメント)		載荷方式 (くり返し回数n, 載荷速度v cm/sec)
				材質及び径 (mm)	主鉄筋比 (%)	材質及び径 (mm)	帯鉄筋比 (%)	最大骨材径 (mm)	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	
P-34	50×50	250	5.4	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	0.10	10	406	斜め方向載荷 載荷方向θ=45° (10, 25)
P-35	50×50	175	3.8	SD295A, 13	2.03	SR235, 9	1.02 (スパイラル筋)	10	406	一般(10, 25)
P-36	30×60	265	10.0	SD295A, 13	1.83	SR235, 9	0.14	10	406	〃 (10, 25)
P-37	40×80	240	6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	335	〃 (10, 10)
P-38	40×80	240	6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	311	〃 (10, 100)
P-39	40×80	240	6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	385	〃 (10, 100)
P-40	40×80	240	6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	368	載荷履歴タイプ1 (1, 0.24)
P-41	40×80	240	6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	409	載荷履歴タイプ2 (1, 0.24)
P-42	40×80	240	6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	442	載荷履歴タイプ2 (1, 0.24)
P-43	40×80	240	6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	448	載荷履歴タイプ3 (1, 0.24)
P-44	40×80	240	6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	432	載荷履歴タイプ3 (1, 0.24)
P-45	40×80	240	強軸方向3.2 弱軸方向6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	強軸方向0.16 弱軸方向0.08	25	415	2方向同時載荷 (10, 10)
P-46	40×80	240	強軸方向3.2 弱軸方向6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	強軸方向0.16 弱軸方向0.08	25	399	2方向同時載荷 (10, 10)
P-47	40×80	240	強軸方向3.2 弱軸方向6.9	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	強軸方向0.16 弱軸方向0.08	25	420	2方向同時載荷 (10, 10)
P-48	φ80	247.5	3.3	SD295A, 10	1.22	SR235, 9	0.22	25	354	一般(10, 25)
P-49	φ80	247.5	3.3	SD295A, 13	3.4	SR235, 9	0.22	25	349	〃 (10, 25)
P-50	φ80	247.5	3.3	SD295A, 16	2.17	SR235, 9	0.22	25	352	〃 (10, 25)
P-51	40×80	240	6.85	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	292	振動台加振(実験A)
P-52	40×80	240	6.85	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	303	振動台加振(実験B)
P-53	40×80	240	6.85	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	298	振動台加振(実験C)
P-54	40×80	240	6.85	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	378	変位制御による 強制載荷(実験A)
P-55	40×80	240	6.85	SD295A, 13	0.87	SR235, 9	0.08	25	349	変位制御による 強制載荷(実験B)
P-56	50×50	240	5.4	SD295A, 13	2.0	SR235, 9	0.1	25	433	軸力5kgf/cm ² (10, 25)
P-57	50×50	240	5.4	SD295A, 13	2.0	SR235, 9	0.1	25	408	軸力10kgf/cm ² (10, 25)
P-58	50×50	240	5.4	SD295A, 13	2.0	SR235, 9	0.1	25	400	軸力20kgf/cm ² (10, 25)
PR-1	65×35 (柱部)	207.5	—	SD295A, 10 (柱部)	0.44 (柱部)	SR235, 9 (柱部)	0.2 (柱基部)	20	311	一般(10, 10)
PR-2	65×35 (柱部)	207.5	—	SD295A, 10 (柱部)	0.44 (柱部)	SR235, 9 (柱部)	0.2 (柱基部)	20	311	一般(1, 1)
PR-3	65×35 (柱部, ハン チ有り)	207.5	—	SD295A, 10 (柱部)	0.44 (柱部)	SR235, 9 (柱部)	0.2 (柱基部)	20	295	一般(10, 10)

表2-2-2 供試体と実験項目

供試体 No	載荷 速度の 影響	載荷速度及 び軸方向鉄 筋比の影響	軸方向鉄 筋役落し の影響	せん断 支間比 の影響	載荷繰り 返し回数 の影響	斜め方 向載荷 の影響	2方向 載荷の 影響	せん断 補強筋 の影響	荷重載 荷速度 の影響	荷重載 荷履歴 の影響	断面形状 (円形) の影響	円形断面に 対するらせん 鉄筋の影響	中空円形断面 に対する主鉄 筋比の影響	地震波に よる振動台 加振実験	振動台加振実 験に基づく応 答載荷実験	耐力の 影響	ラ ー メ ン
P-1	○																
P-2	○																
P-3	○																
P-4		○															
P-5		○															
P-6		○															
P-7		○															
P-8		○															
P-9		○															
P-10			○	○	○	○	○	○			○					○	
P-11								○									
P-12								○									
P-13								○									
P-14			○														
P-15			○														
P-16			○														
P-17				○	○						○						
P-18				○	○			○			○						
P-19					○												
P-20					○												
P-21					○												
P-22					○												
P-23							○										
P-24							○										
P-25								○									
P-26								○									
P-27								○									
P-28											○	○					
P-29											○	○					
P-30											○						
P-31												○					
P-32												○					
P-33						○											
P-34						○											
P-35												○					
P-36			○														
P-37								○									
P-38								○									
P-39								○									
P-40									○								
P-41									○								
P-42									○								
P-43									○								
P-44									○								
P-45						○											
P-46						○											
P-47						○											
P-48													○				
P-49													○				
P-50													○				
P-51														○			
P-52														○			
P-53														○			
P-54															○		
P-55															○		
P-56																○	
P-57																○	
P-58																○	
RP-1																	○
RP-2																	○
RP-3																	○

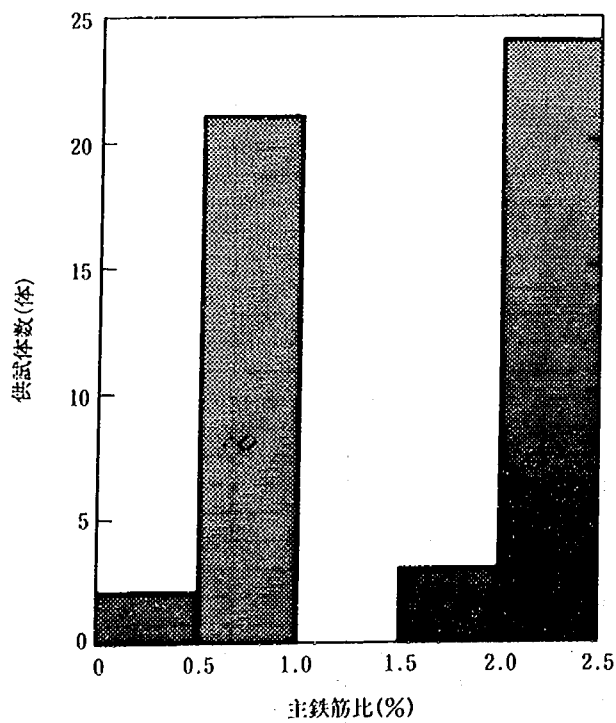


(a) 矩形断面の場合

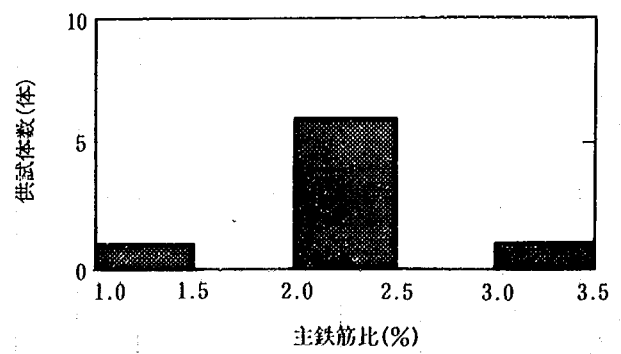


(b) 円形断面の場合

図2-2-1 実験に用いた供試体のせん断支間比 (h/d) の分布



(a) 矩形断面の場合



(b) 円形断面の場合

図2-2-2 実験に用いた供試体の主鉄筋比の分布

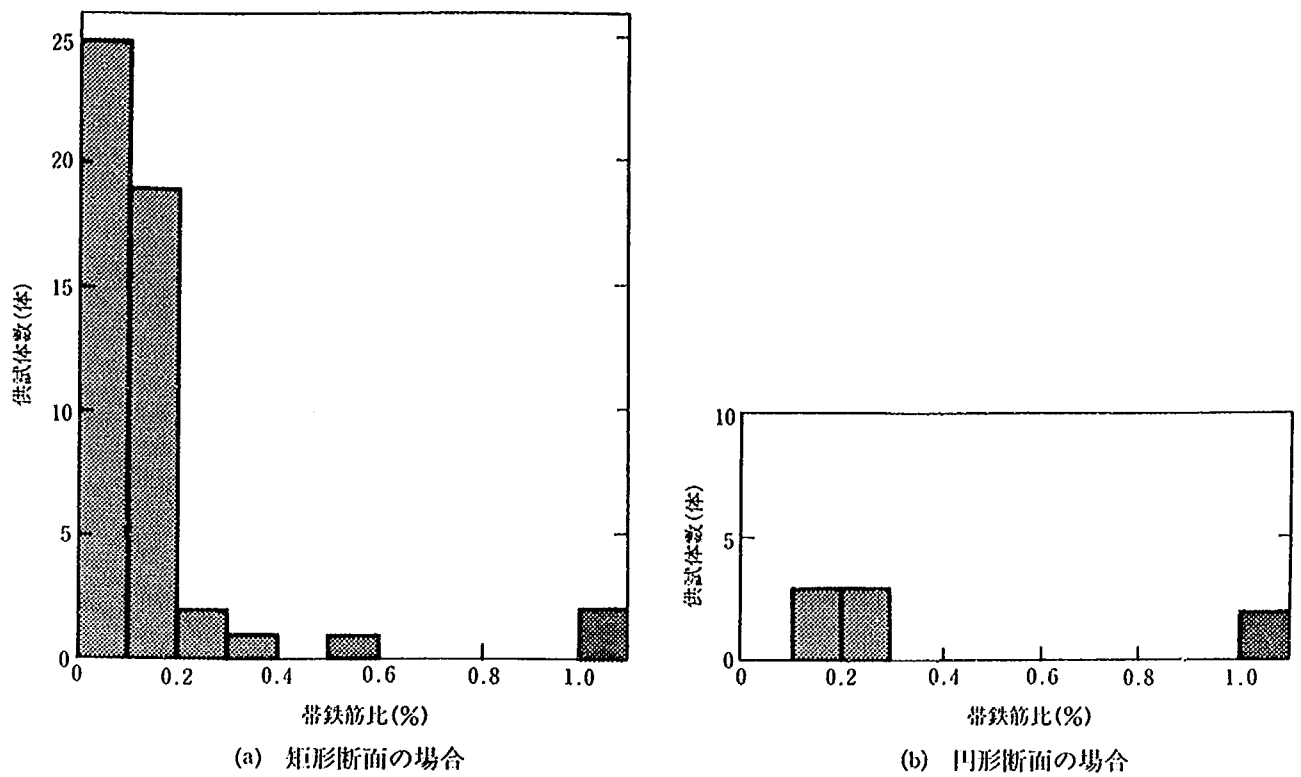


図2-2-3 実験に用いた供試体の帯鉄筋の分布

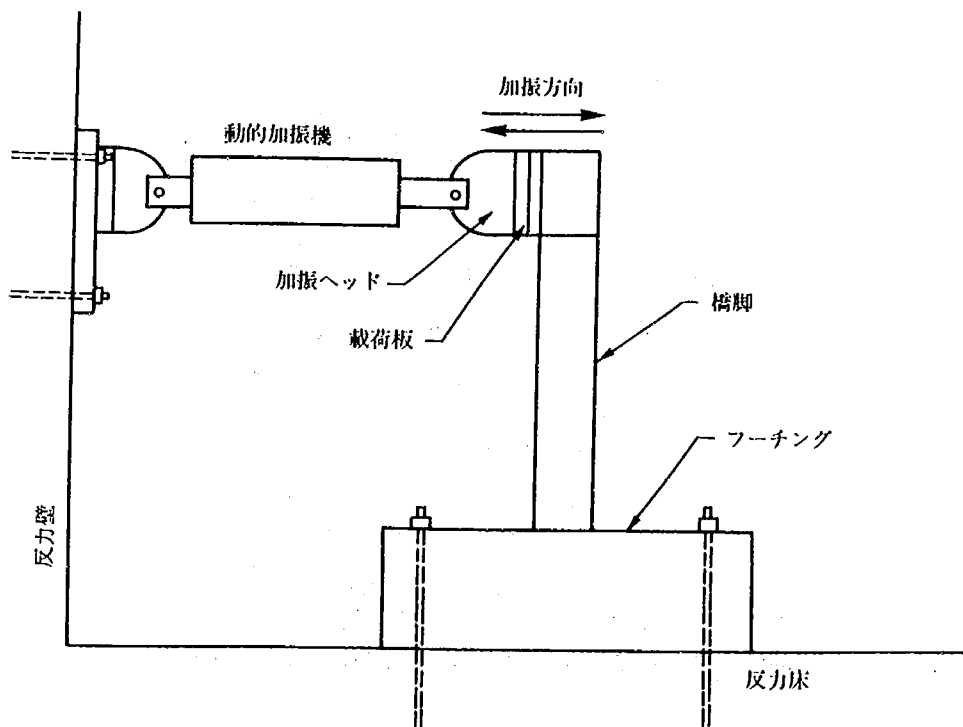


図2-2-4 標準的な載荷方法 (軸力を作用させない場合)

振機は、デジタル制御可能で、最大加振力は125 tf、最大加振速度は100 cm/sec、最大ストロークは±125 mmと±500 mmの2種類である。

昭和62年度に写真2-2-4に示す軸力載荷装置が利

用可能となった。これは、静的ジャッキ全体が水平方向に移動できるように設計したもので、水平地震力により橋脚が曲げ変形しても常に鉛直下方に上部構造の死荷重に相当する軸力が作用するようになっている。

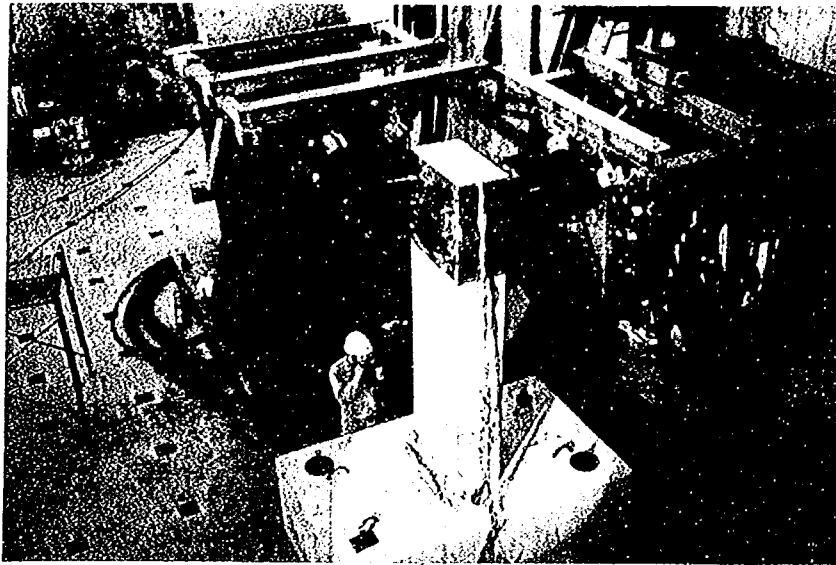


写真2-2-1 軸力を作用させない場合の標準的な実験装置と供試体の配置

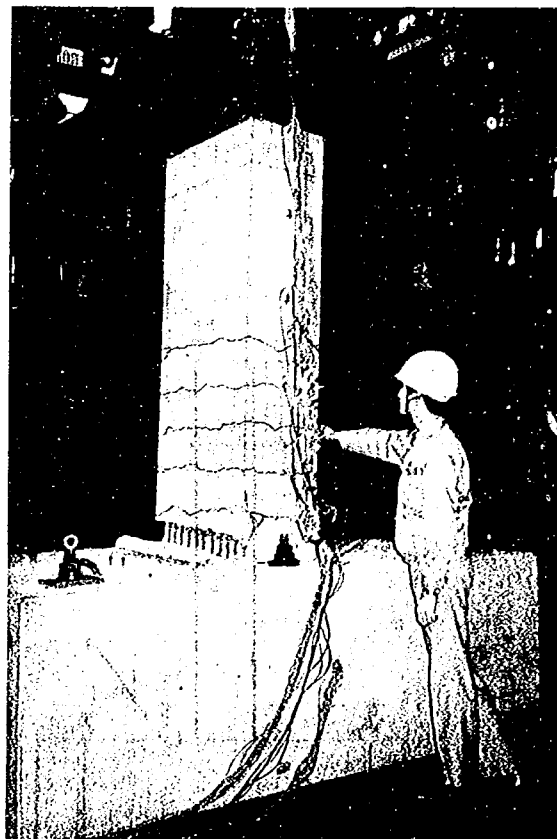


写真2-2-2 軸力を加えない場合の供試体のセット状況

軸力を作用させる場合には、軸力載荷装置の構造から、模型橋脚を横に寝かして実験する。図2-2-5及び写真2-2-5は、軸力を加える場合の標準的な載荷装置のセットアップである。作用できる軸力は、最大200 tfである。

水平方向地震力の作用のさせ方は実験目的によって

異なるが、一般には図2-2-6に示すとおりである。すなわち、模型橋脚基部における引張側最外縁の主鉄筋のひずみを計測し、これが降伏するまでは、荷重制御により荷重を正負交番で準静的(2.4 cm/sec程度)に10段階程度で段階的に増加させる。ここで、鉄筋の降伏ひずみは鉄筋の材料試験から求めるが、一般に1800

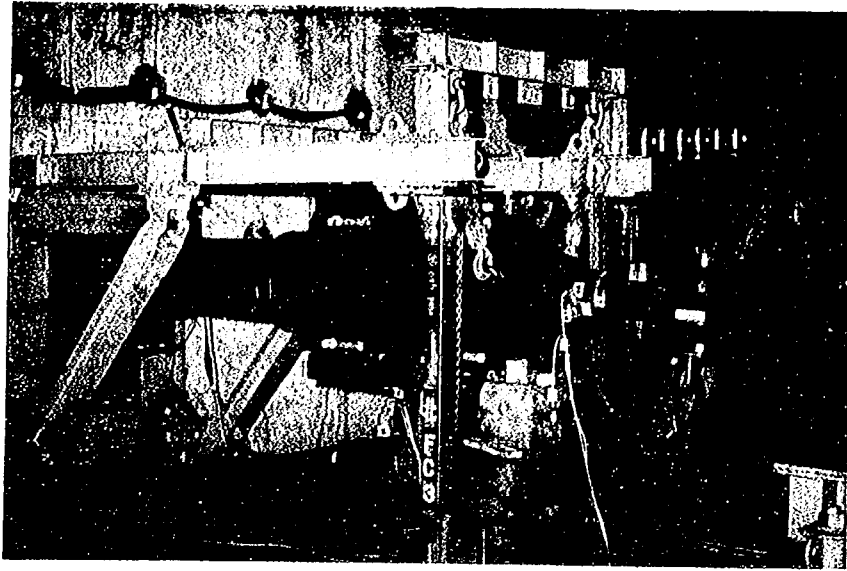


写真2-2-3 動的加振機（アクチュエーター）

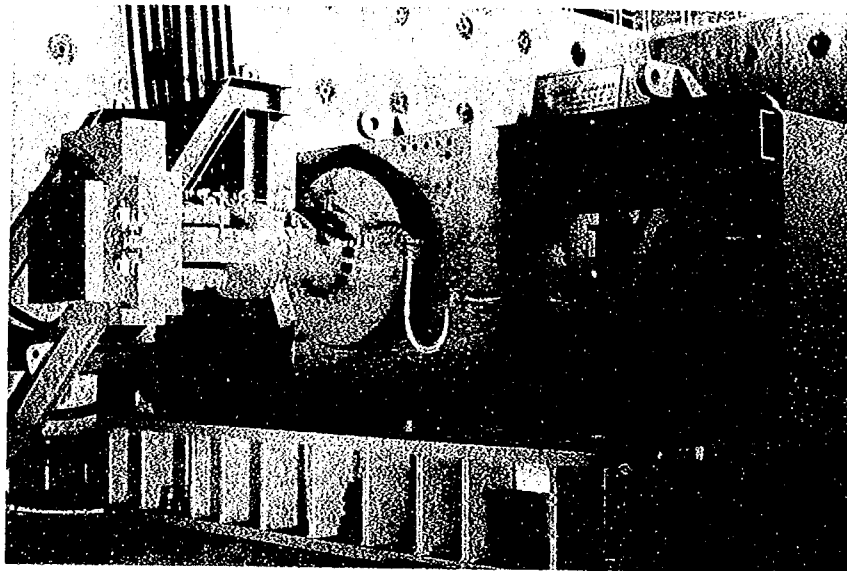


写真2-2-4 軸力載荷装置

μ 程度である。10 回程度準静的に荷重を作用させたのは、取り付け治具や供試体の馴染みをよくするとともに、鉄筋の降伏ひずみの計測を容易にするためである。

主鉄筋の降伏後は、降伏時に橋脚天端に生じる変位（以下、これを降伏変位 δ_y と呼ぶ）を基準として、この整数倍、すなわち、 $m \times \delta_y$ ($m=1, 2, 3, 4, \dots$) の変位振幅で、それぞれ、 n 回の正負交番載荷を行った。 m は、実験目的が達成されるまで大きくするものとし、一般には後述する終局状態に達するまでとした。また、同一載荷変位振幅における荷重の繰り返し載荷回数 n は、一般には 10 回としたが、実験目的に応じて、1, 3, 5 等を採用した。載荷速度は 25 cm/sec を標準とした。このような載荷方法を一定振幅変位漸増方

式という。

なお、このような一定振幅変位漸増方式以外に、振動台を用いた動的加振や、橋脚の応答に合わせた動的載荷も行った。これらについては、それぞれの箇所で載荷方法を示す。

実験では、橋脚に作用させた荷重、橋脚天端の変位、加速度、各部の鉄筋のひずみ等を計測した。動的載荷実験では、動的加振機ヘッド及び供試体の質量にともなう慣性力が生じるため、動的加振機のロードセルによって計測された荷重 P_L は実際に供試体に作用した力 P 以外にこうした慣性力を合わせたものとなっている。このため、模型橋脚に実際に作用した水平力 P を求めるためには、慣性力による影響を除去しなけれ

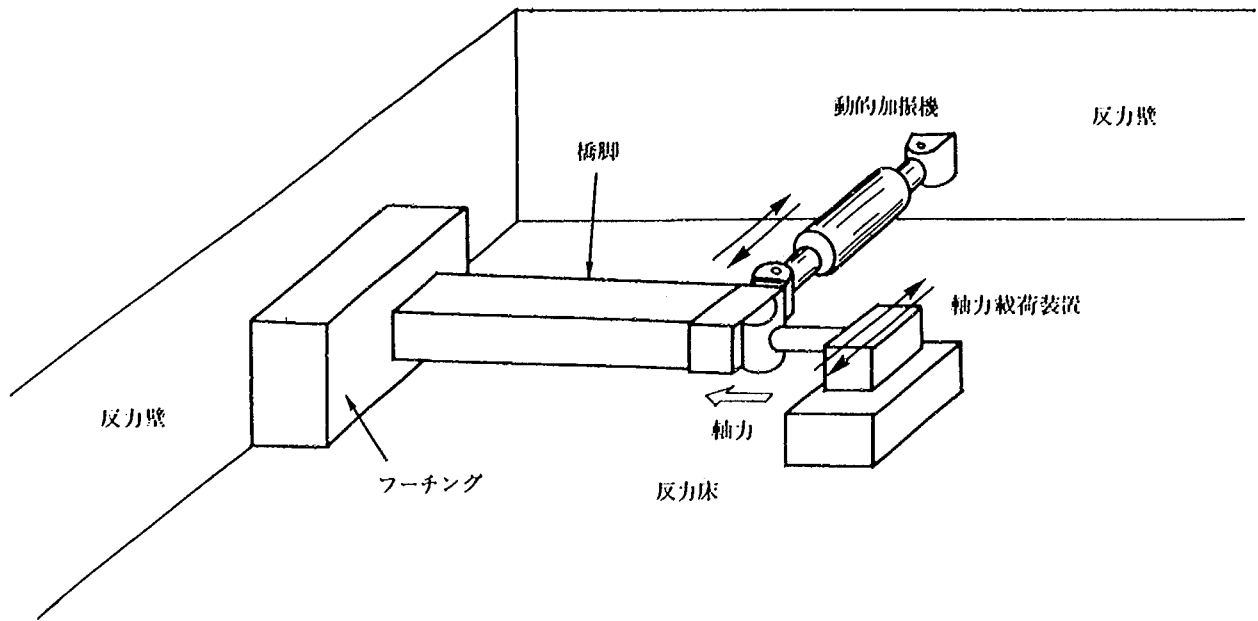


図-2-2-5 標準的な載荷方法（軸力を作用させる場合）

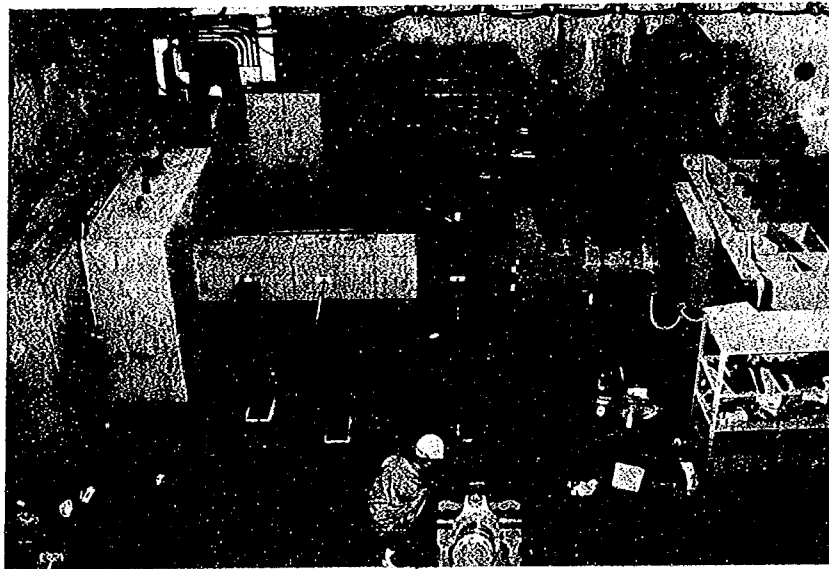


写真2-2-5 軸力を作用させる場合の標準的な実験装置と供試体の配置

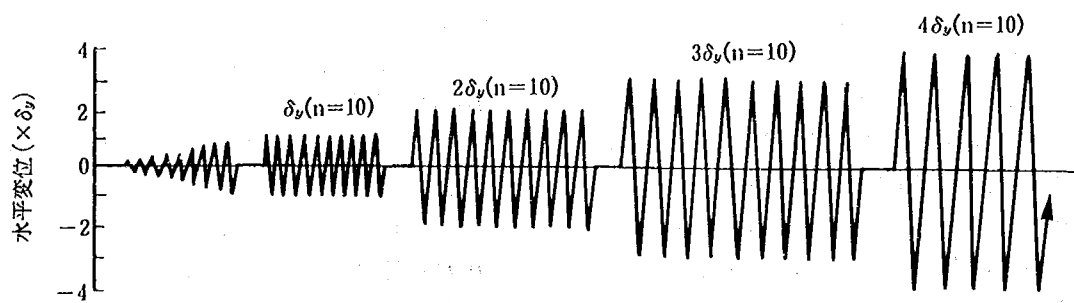


図2-2-6 標準的な水平力の作用のさせ方（一定振幅変位漸増方式）

ばならない。実験時には RC 橋脚模型は曲げ変形を主体として変形するが、橋脚基部に損傷が生じると、この部分がヒンジ化する。この場合には、橋脚模型に作用する慣性力の分布は図 2-2-7 に示すように、橋脚基部を 0 とする逆三角形のモードによって近似的に表わされる。このように慣性力が分布した場合には、慣性力によって橋脚天端に生じる水平変位は、以下のようになる。

$$\delta_l = \frac{11w_p l^4}{120EI} \cdot \frac{\alpha}{g} \quad (2-1)$$

ここで、

δ_l : 図 2-2-7 に示す分布の慣性力によって橋脚天端に生じる水平変位 (cm)

α : 水平方向の加振によって橋脚天端に生じる加速度 (cm/sec²)

g : 重力の加速度 (cm/sec²)

w_p : 単位長さ当りの橋脚の重量 (tf/cm)

l : 橋脚基部から橋脚天端までの高さ (cm)

EI : 橋脚の曲げ剛性 (tfm²)

このような慣性力による作用を図 2-2-7 (b) に示すように、橋脚頭部に作用する集中荷重 P_c によって表わすものとし、 P_c によって橋脚天端に生じる水平変位 δ_c と δ_l が等しくなるように P_c を定めるものとする。すなわち、

$$\delta_c = \frac{P_c l^3}{3EI} \quad (2-2)$$

であるから、式 (2-1) と式 (2-2) を等値することにより、 P_c は次式のように与えられる。

$$P_c = \frac{11}{40} \cdot \frac{\alpha w_p l}{g} \quad (2-3)$$

また、橋脚天端にはこの他に動的加振機のヘッド (橋脚に取り付けるための治具) や軸力載荷装置等が取り付けられているので、これらを慣性力と同時に見込むと、模型橋脚に作用する水平力 P は、以下のよう求められる。

$$P = P_L - (W_H + W_A + \frac{11}{40} w_p l) \cdot \frac{\alpha}{g} \quad (2-4)$$

ここで、

P : 実際に橋脚模型に作用する水平力 (tf)

P_L : 動的加振機により橋脚模型に加えられた水平力 (tf)

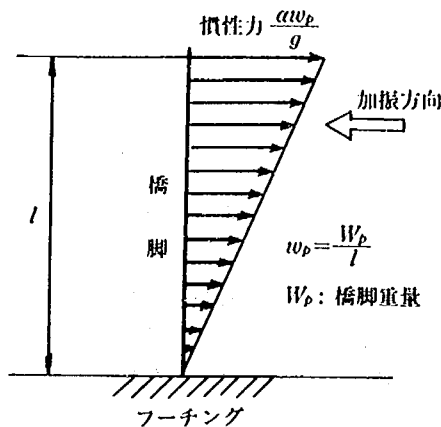
W_H : 動的加振機のヘッドの重量 (tf)

W_A : 軸力載荷装置の可動部の重量 (tf)

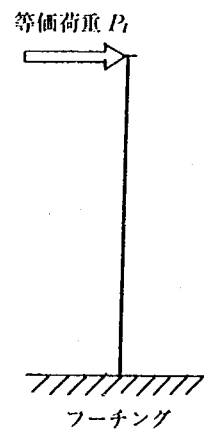
2.2.3 降伏変位及び降伏荷重の定義

降伏変位 δ_y の定義は、上述した通りであるが、これについてはもう少し詳しく示したい。

鉄筋の引張試験を行うと、降伏ひずみは、一般に 1800μ 程度である。しかし、鉄筋によってはあまりはっきり降伏点が現われないものもある。このようにして鉄筋の降伏ひずみをおおよそ把握しておいて、橋脚基部の主鉄筋のひずみを計測しながら橋脚天端に水平力を作用させていくと、橋脚天端の水平力と主鉄筋のひずみの関係は、一般に図 2-2-8 (a) のようになる。すなわち、主鉄筋のひずみが鉄筋単体の引張試験から求めた降伏ひずみに達する段階 (図中の点 A) では、一般にまだ主鉄筋のひずみは降伏に達せず、その後も

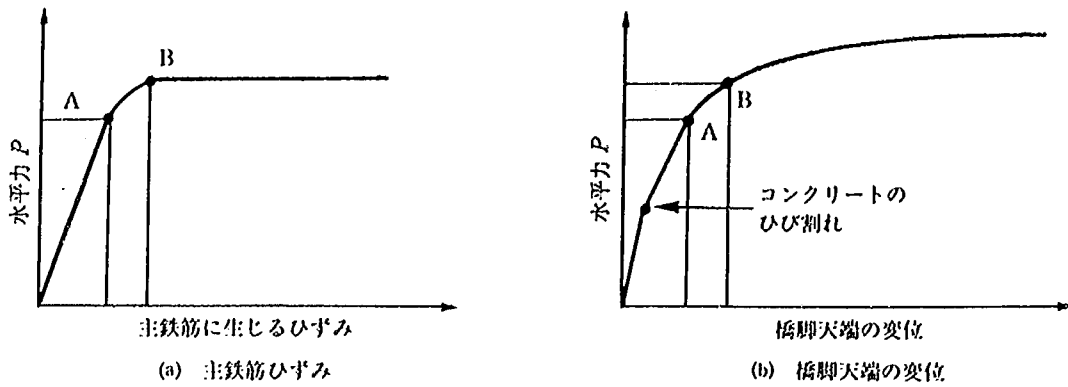


(a) 橋脚に使用する慣性力のモデル化



(b) 等価に作用する等価荷重 P_c

図2-2-7 橋脚に作用する慣性力の補正方法

図2-2-8 降伏変位 δ_y の定義方法

う少し載荷した点 B になって降伏に達する。これは、載荷面に直交する面にある主鉄筋以外に、載荷方向に平行な面に沿う主鉄筋が抵抗するためである。これを、橋脚天端に作用させた水平力 P と橋脚天端に生じる水平変位 δ の関係として示した結果が図 2-2-8 (b) である。点 A では、水平変位 δ の増加にともないまだ水平力 P も増加する。

ただし、ここで重要な点は、図 2-2-8 の点 A に近づくと、水平力 P と水平変位 δ の関係は不安定になり、わずかの荷重増分があると、すぐ点 A から点 B に移行してしまう点である。一般に、実験では橋脚基部の複数の主鉄筋においてひずみを測定するため、ある 1 本の主鉄筋では点 A の段階にありながらも 1 本の主鉄筋では点 B に達するといったこともよく起こる。さらに、+側に載荷した場合と-側に載荷した場合で、大きくひずみが増加する場合は多い。このため、載荷実験では、点 A を見つけようとしても簡単に定まらず、何点かの計測点の平均値に基づいて定めざるを得ない。すなわち、かなり“判断”が入るわけで、点 A に相当する点を降伏変位 δ_y にしようとしたが、結果として点 A と点 B が区別できず、点 B になった実験もかなり存在する。点 A と点 B の違いはあまり大きくないこともあれば、かなり違うこともある。このように、降伏変位 δ_y の決定は簡単そうに見えるが実際に実験を行ってみるとなかなかやっかいな問題を抱えている。

RC 橋脚の変形性能を表す指標としては、次式によって定義されるじん性率がよく用いられる。

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

ここで、

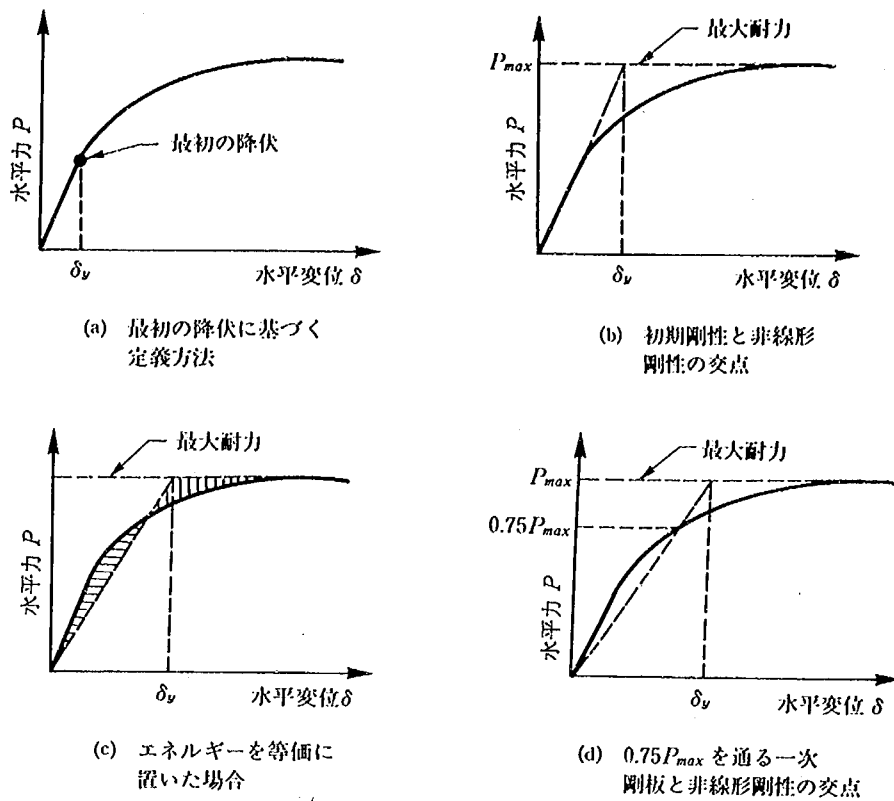
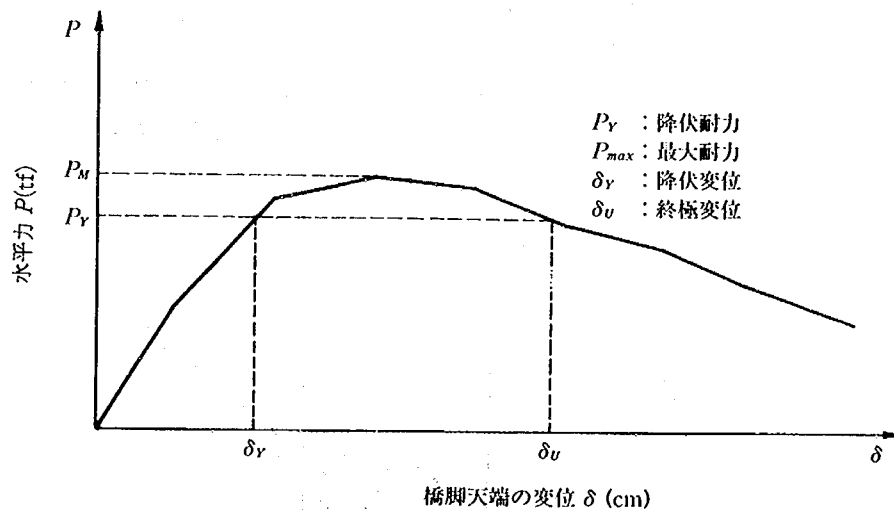
μ : じん性率

δ_y : 降伏変位 (cm)

δ_u : 終局変位

終局変位 δ_u については次節で示すが、降伏変位 δ_y よりもかなり大きいため、降伏変位 δ_y の定義により δ_y に違いが生じると、じん性率 μ は大きく影響されることに注意しなければならない。したがって、本研究の成果を他の研究結果と比較する場合には、どのような定義によって降伏変位 δ_y や終局変位 δ_u が定義されているかに注意しなければならない。

ちなみに、世界的にも降伏変位の定義にはいろいろのものがあリ、例えば Park によれば図 2-2-9 のように整理している^り。図 2-2-8 の点 A は図 2-2-9 (a) に基づく定義法に相当し、図 2-2-8 の点 B は図 2-2-9 (a) と (b) の中間に位置する。図 2-2-9 (b)~(d) は、RC 橋脚の変位と水平力の関係をバイリニア型の非線形モデルに置換した動的解析に用いることを念頭においた降伏変位の定義方法である。図 2-2-8 は、実験をする立場から定められた降伏変位であり、本研究では従来からの慣例もありこの方法にしたがっているが、動的解析との関係をつけるという点からは図 2-2-9 (b)~(c) の定義の方が有効と思われる。ただし、図 2-2-9 では、引張側のコンクリートのひび割れにともなう初期剛性の変化を省略しているし、非線形域に入ってから 2 次剛性もゼロとして図面を書いている。このため、水平力 P と水平変位 δ の関係が単純に見えるが、実際の履歴曲線はもっと複雑である。したがって、こうした点も考慮し、動的載荷実験と動的解析のモデル化等両者の関係の整理方法をもっときょうちり見たうえで降伏変位 δ_y を定めていく必要がある。土木研究所は、過去の経緯もあり図 2-2-8 に示した降伏変位を用いて実験を行ってきたため、本研究では図 2-2-8 の定義法によることとする。

図2-2-9 降伏変位 δ_y の定義方法 (Parkによる)図2-2-10 終局変位 δ_u 及び最大耐力 P_{max} の定義

2.2.4 終局変位, 最大荷重の定義

橋脚天端に作用させた荷重 P と橋脚天端位置の変位 δ の関係は履歴を描く。これを、作用荷重 P と橋脚変位 δ の履歴曲線と呼ぶ。降伏変位については、原則として橋脚基部の最外縁鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時と定義したことは、前述したとおりである。このときの荷重を、降伏荷重 P_Y と呼ぶ。

一方、終局変位 δ_u の定義にも各種の方法が提案されている。これは、終局とは何か、どのように耐震設計

に用いるのかということと深く関係しているためである。ここでは、図2-2-10に示すように荷重が最大値(最大耐力 P_{max})をとった後に徐々に低下し、再び降伏耐力 P_Y にまで達したときの変位と定義することとした。これは、震度法における耐震設計では降伏荷重を構造部材の必要耐力の一つと見なしており、耐震設計に用いる動的耐力の指標として適切であると考えたことと、定義が簡単であるためである。

なお、降伏荷重及び最大耐力は、+側載荷から求めた

値と一側載荷から求めた値の平均とした。

最後に、これは自分で実験してみればすぐ気が付くことであるが、上述したように、実験で降伏変位 δ_y を正しく定めることはなかなか難しいことである。降伏変位 δ_y に推定誤差があると、降伏荷重も異なり、したがってここに示した終局変位 δ_u の定義では、終局変位 δ_u も影響を受けることになる。このため、式 (2-5) により値の小さい降伏変位 δ_y で値の大きい終局変位 δ_u を割ってじん性率を求めることは、非常に誤差をとめないやすい。本研究では2章を中心に実験的に求めたじん性率を示すが、この有効精度は場合によっては1桁も怪しいことがあることに注意しなければならない。計算では、何桁でも数字が出てくるが、実験的に求めたじん性率の評価に関しては、このような点に十分注意しておかなければならない。

2.2.5 実験結果の整理

実験結果は実験目的に応じて整理をするが、基本的な実験結果の整理の方針は以下のとおりである。

(1) 履歴曲線及びその包絡線

履歴曲線は、動的載荷実験の最も基本的な結果を示したものであり、後に示す包絡線や等価剛性、等価減衰定数の基本となるものである。履歴曲線を包絡する曲線は、載荷にともなう RC 橋脚の耐力及び変形の変化を知る上で最も基本的な情報を与える。これを、履歴曲線の包絡線と呼ぶ。

(2) 等価剛性

橋脚の剛性は橋脚に生じる変位に応じて変化する。

このため、図2-2-11に示すように履歴曲線の最大変位点と最小変位点を結ぶ直線の勾配を等価剛性と定義する。

(3) 履歴吸収エネルギー

履歴曲線の囲む面積は、1サイクルの間に橋脚が吸収した履歴エネルギーを表している。実際には、変位制御で載荷しているため、載荷し始めた点と1サイクルの履歴を終えて帰ってきた点の荷重が一致しない。このため、ここでは、1サイクル間の履歴吸収エネルギーを図2-2-11に示すように求める。このようにして、毎回のくり返しごとの履歴吸収エネルギーを累積していくと累積吸収エネルギーを求めることができる。これは、載荷の開始から、最終的に載荷を終えるまでに、供試体が吸収した履歴エネルギーの累積値を表す。

(4) 等価減衰定数

1サイクル当りに失われる履歴吸収エネルギーから式(2-6)により等価減衰定数 h_e を計算することができる。等価減衰定数は、橋の動的解析において減衰性を表す最も重要な指標である。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (2-6)$$

ここで、 W 及び ΔW は、図2-2-11に定義される弾性エネルギー及び吸収エネルギーである。

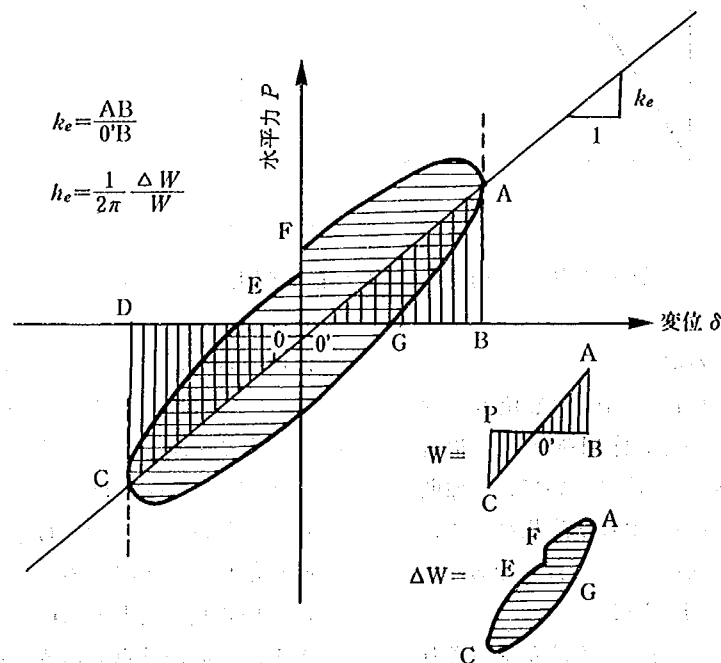


図2-2-11 等価剛性 k_e 及び等価減衰定数 h_e の定義

2.3 載荷履歴の影響

2.3.1 まえがき

過去に行われたRC橋脚の動的載荷実験では、図2-2-6に示した一定振幅変位漸増方式が採用される場合が多い。しかしながら、RC橋脚に作用する地震力は、入力地震動の特性の他、橋脚自身の非線形応答によっても大きく異なり、一定振幅変位漸増方式のように単調なものではない。橋脚に作用する地震力は、地震動の特性や橋脚自身の損傷によっても変わってくる。このような複雑な地震力の特性を最初から対象としてRC橋脚の動的特性を検討することは困難であるため、ここでは実際の複雑な地震力を単純化した載荷履歴により、変位制御下における荷重載荷履歴がRC橋脚の動的特性の及ぼす影響を検討する。

2.3.2 実験に用いたRC橋脚模型

実験に用いたRC橋脚模型は、図2-3-1に示すように同一の断面諸元を有する5体(供試体P-40~P-44)である。これらの供試体は、断面寸法が80 cm×40 cm、有効高さ(橋脚基部から橋脚天端(荷重載荷点)までの高さ)2.4 mの矩形状RC橋脚模型であり、せん断支間比は6.8である。主鉄筋は、荷重載荷面及びこ

れに相対する位置にD13(SD295A)を各11本1段配筋(主鉄筋比0.87%)している。側方筋は配置していない。帯鉄筋としては、SR235、 $\phi 9$ mmを20 cm間隔(帯鉄筋比0.08%)で配置した。載荷実験実施当日のコンクリートの平均圧縮強度は、表2-3-1に示すように368~448 kg/cm²の範囲に収まっている。なお、後述するように、3種類の荷重載荷履歴を用いたが、タイプ1載荷には1体、タイプ2及びタイプ3載荷にはそれぞれ2体、計5体の供試体を使用した。

2.3.3 載荷実験方法

荷重載荷は、変位制御により図2-3-2に示すように3種類の履歴で行った。載荷の総くり返し回数はいずれも20回であり、各ステップの載荷変位振幅の総和が同じになるように載荷変位の増分を定めている。また、各ステップの載荷速度はいずれの場合にも2.4 mm/secとし、最大振幅は120 mm(10 δ_y に相当)とした。なお、実験装置の制約から軸力は作用させていない。

各載荷パターンの特徴は、以下のとおりである。

i) タイプ1載荷

従来の載荷実験で用いられる事例の多い正負交番の荷重漸増載荷履歴である。

ii) タイプ2載荷

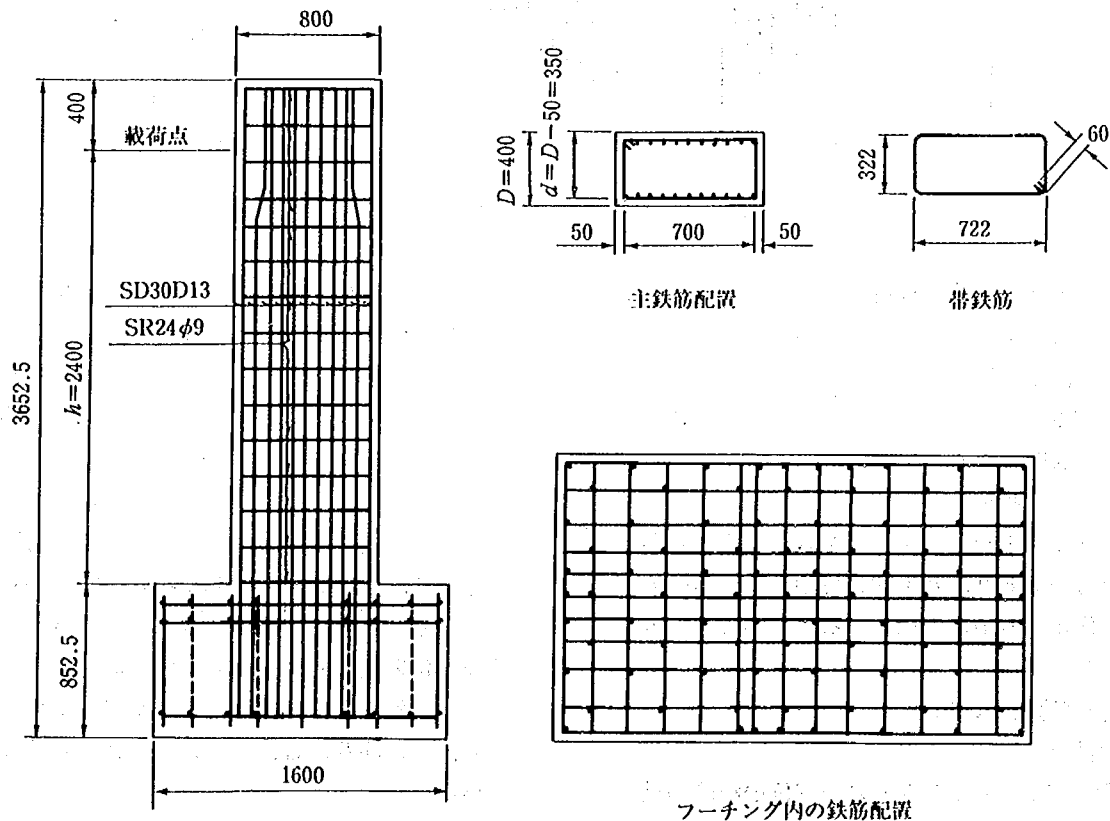


図2-3-1 実験に用いた供試体

表2-3-1 実験当日のコンクリート圧縮強度

載 荷 パターン	供試体 番 号	圧縮強度 [kg/cm ²]			平均圧縮 強 度 [kg f/cm ²]
		1 回 目	2 回 目	3 回 目	
タイプ1	P-40	368	376	362	368
タイプ2	P-41	411	413	404	409
	P-42	432	410	484	442
タイプ3	P-43	452	437	456	448
	P-44	448	430	419	432

注) 供試体番号は、耐震研究室において実施した連番の供試体番号

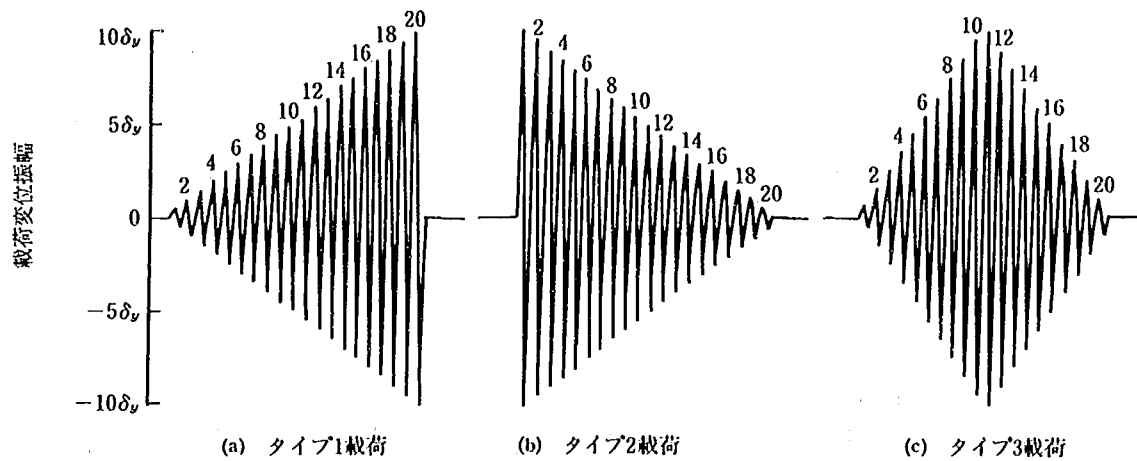


図2-3-2 載荷パターン (変位制御)

タイプ1 載荷と載荷順序を入れ換えたものである。マグニチュードが小さく震央距離の短い直下型地震の場合には、短時間で強い振動が生じるため、基本的にはタイプ2 に似た載荷履歴となる。

iii) タイプ3 載荷

タイプ1 載荷とタイプ2 載荷を組み合わせたものであり、基本的には地震時に RC 橋脚に作用する地震力は、一般にこのような載荷履歴をとる。

2.3.4 載荷履歴特性の影響

[1] 破壊性状

3 タイプの載荷方式による主要な変位振幅時の破壊状況を示すと図 2-3-3～図 2-3-5 のようになる。ここではいずれも載荷方向に直交する面から見た破壊状況

を示しているが、これには2面あるため、4面(加振機が押した場合に引張側となる面)及び2面(同じく、圧縮側となる面)のいずれか破壊程度の大きい方の面における結果を示している。なお、いずれの場合にも、最終的には橋脚基部で曲げ破壊している。

これによれば、タイプ1 載荷の場合には、 $7\delta_y$ の載荷が終了した段階で基部コンクリートの亀裂幅が急に大きくなり、 $8\delta_y$ 終了後には基部から20～30 cm の範囲でかぶりコンクリートの剝離が生じている。その後、載荷変位振幅の増大にともない、橋脚基部における主鉄筋の面外もしくは横方向への座屈が生じている。ただし、主鉄筋及び帯鉄筋の破断は載荷の最後まで生じていない。

これに対して、タイプ2 載荷の場合には、一番最初の $10\delta_y$ に至るプラス側の載荷途上で、順次引張側コン

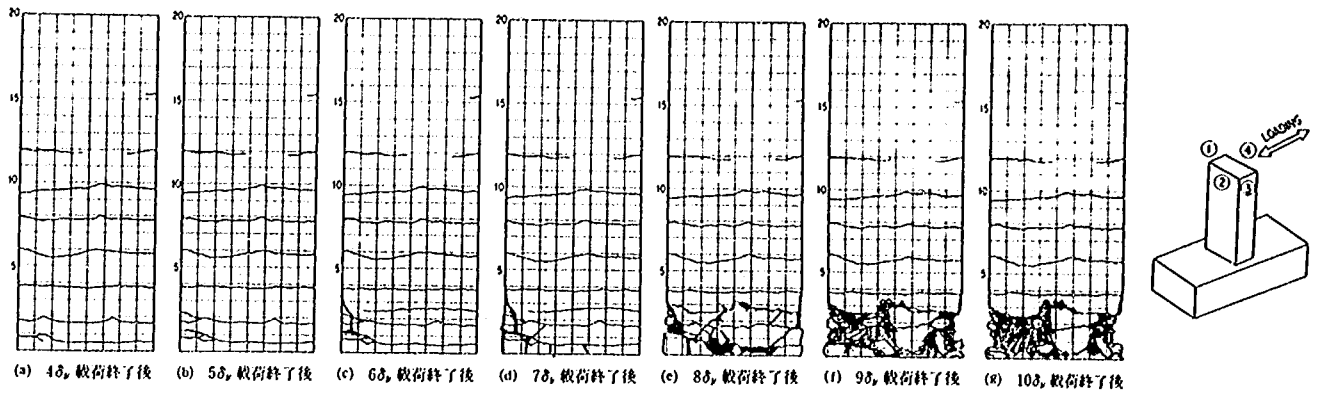


図2-3-3 タイプ1 載荷の場合の破壊状況 (P-40, いずれも②面側)

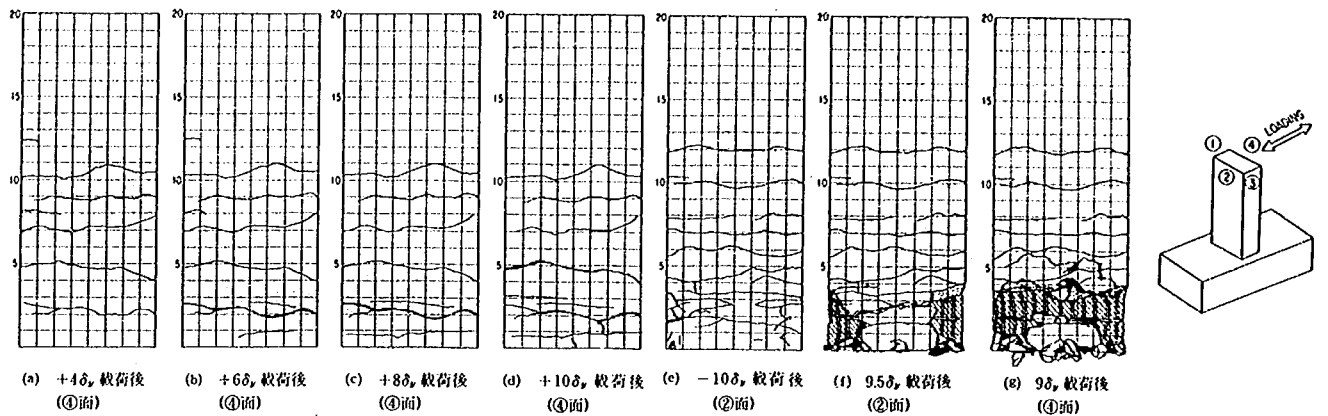


図2-3-4 タイプ2 載荷の場合の破壊状況 (P-41)

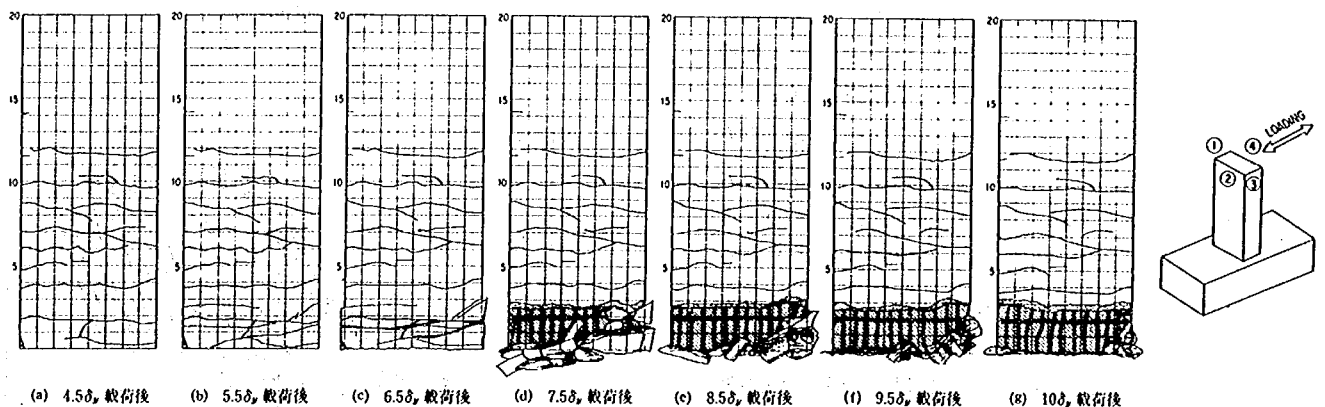


図2-3-5 タイプ3 載荷の場合の破壊状況 (P-43, いずれも④面側)

クリートに亀裂が入り、これらが進展していくが、この段階では圧縮側コンクリートには変状は認められない。引張クラックとしては橋脚基部から 20 cm の位置にある最下段の帯鉄筋位置において生じたものが最も著しく、特に 8 δ_y 以上の段階になると亀裂幅は 5 mm 以上に進展する。その後、荷重が反転し、-10 δ_y に至るマイナス側の載荷途上では上記プラス側の載荷と引

張、圧縮が反対となり、新しく引張側になった面に上記と同じような引張亀裂が入る。ただし、圧縮側では上述した変状は特に変化せず、第 1 回めの載荷 ($\pm 10\delta_y$) ではこれ以上の変状の進展は見られない。これに引続く 9.5 δ_y に至るプラス側の載荷に移った段階になると圧縮側かぶりコンクリートの大きな剥離と主鉄筋の面外座屈が生じる。ただし、その後は、破壊

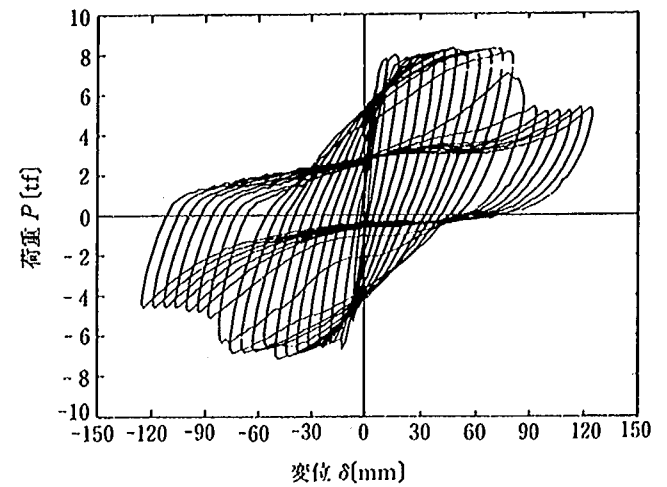
状況は基本的にこれ以上著しい進展を見せず、やがて逐次荷重変位振幅が小さくなりタイプ2荷重を終えている。

一方、タイプ3荷重の場合には、荷重変位振幅増加過程では基本的にタイプ1荷重の場合と同様な過程をたどり、 $6.5\delta_y$ 荷重終了時にかぶりコンクリートの大きな剥離と主鉄筋の面外座屈を生じている。ただし、 $10\delta_y$ 荷重後の荷重変位振幅減少過程ではタイプ2荷重の3ループめ以後と同じように破壊状況は基本的に進展しない。

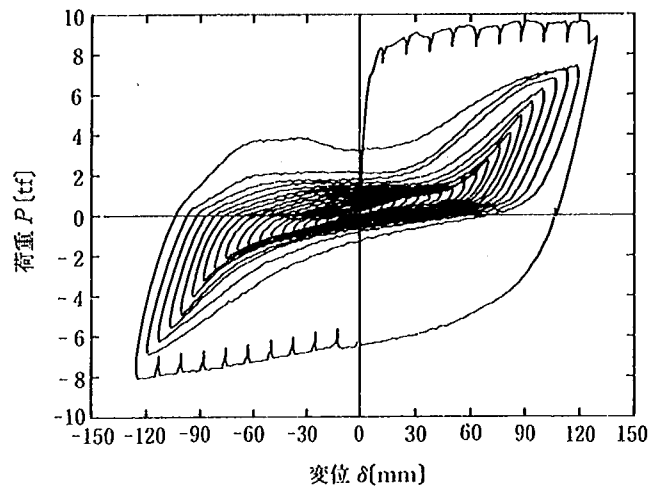
〔2〕耐力及び変形性能

荷重実験より得られた橋脚天端における作用力 P と水平変位振幅 δ の履歴曲線を示すと図2-3-6のようになる。これによれば、タイプ1荷重の場合には、主鉄筋の降伏後、順次荷重振幅が増加するにつれて橋脚の剛性は低下する。特に、かぶりコンクリートに顕著な剥離、剥落が生じ始めた $6 \sim 7\delta_y$ (変位振幅 70 mm 程度) において、いっきに大きな剛性低下が生じている。これに対してタイプ2荷重の場合には、最初の $\pm 10\delta_y$ の荷重において $+10\delta_y$ から $-10\delta_y$ を経て荷重を 0 に戻した段階までは、平行四辺形に近い安定した履歴カーブを描くが、その後変位振幅を 0 に戻した段階での荷重は 4 tf 弱と、荷重当初供試体が有していた 8 tf 程度の荷重の約 1/2 に低下している。これは前述した破壊性状で示したように、 $\pm 10\delta_y$ という大きな変位振幅による荷重のため、最初の 1 サイクルの荷重途中で大きな復元力の低下を生じたためであり、荷重変位振幅を逐次大きくするタイプ1では破壊が少しずつ進んでいくため、変位振幅が大きくなった段階でもこのような減少は認められない。供試体に最初から大きな変位振幅による荷重を加えた場合には、このような復元力の急激な低下が生じることに注意しておかなければならない。なお、 $\pm 10\delta_y$ の荷重において変位振幅を 0 から +側もしくは -側 に大きくする途中で荷重の低下が複数回生じているが、これは、荷重途中の変状を観察するために、荷重を一時ホールドしたことによる。 $9.5\delta_y$ 荷重以後は、タイプ1のように変位振幅増加過程の骨格曲線とは別の骨格曲線を形成して徐々に荷重が低下していく。

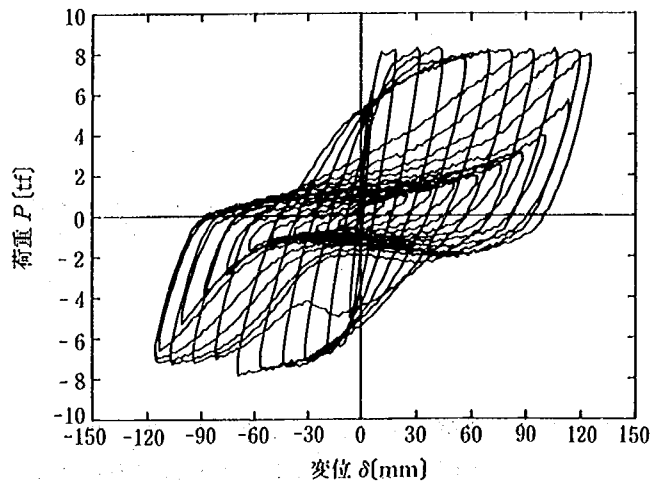
以上に示した履歴曲線の中から、任意に $2.5\delta_y$ 、 $5.5\delta_y$ 及び $8.5\delta_y$ を選び、3種類の荷重パターンにより履歴曲線がどのように変化するかを示した結果が図2-3-7である。タイプ3荷重の場合には、それぞれ、荷重変位振幅を増大させる途中及び減少させる途中の両者について示してある。ただし後者の場合には、ちょうど



(a) タイプ1荷重



(b) タイプ2荷重



(c) タイプ3荷重

図2-3-6 橋脚天端における作用力 P と水平変位 δ の関係

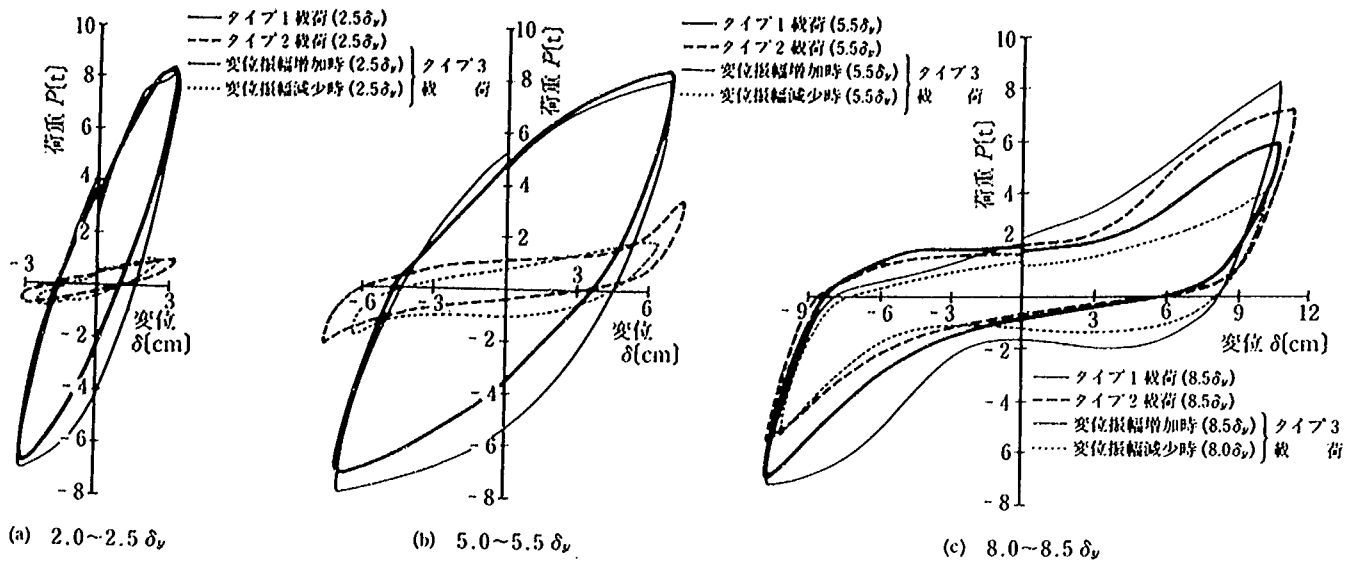


図2-3-7 代表的な荷重変位振幅における履歴曲線の比較

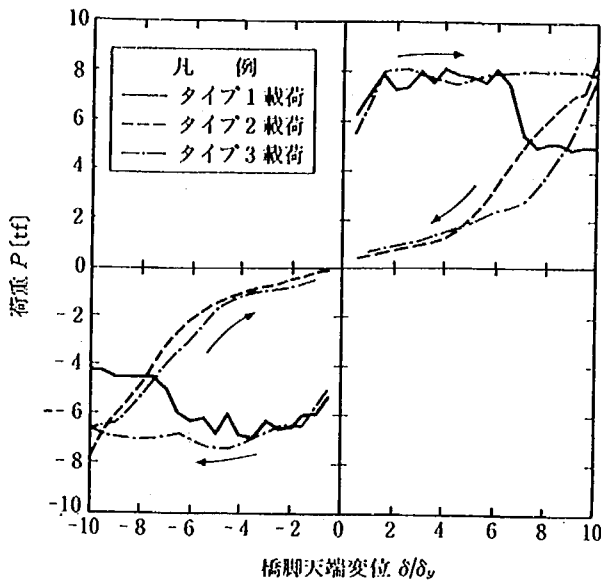


図2-3-8 履歴曲線の包絡線の比較

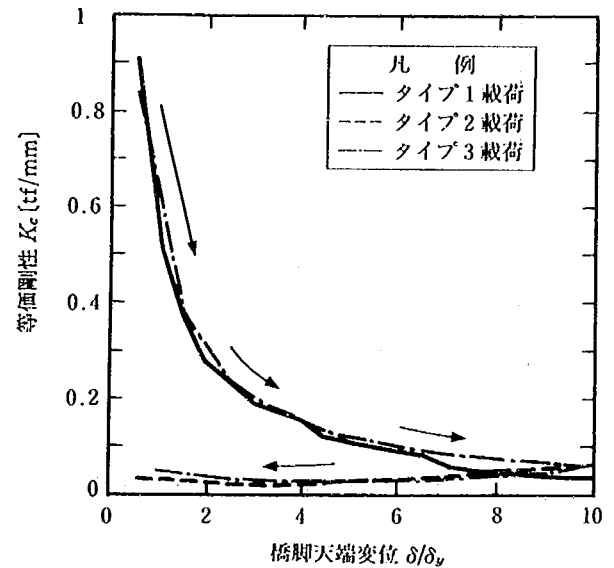


図2-3-9 等価剛性の比較

$2.5\delta_y$, $5.5\delta_y$ 及び $8.5\delta_y$ に相当する変位振幅がないため、それぞれ、 $2\delta_y$, $5\delta_y$, $8\delta_y$ に対する結果を示している。これによれば、 $2.5\delta_y$ 及び $5.5\delta_y$ の場合には、タイプ1荷重の履歴曲線と変位増加途中のタイプ3荷重の履歴曲線、また、タイプ2荷重の履歴曲線は全く違った履歴を描いており、最大履歴を経験する前か後ろかにより、その後の履歴は同一変位振幅であっても全く異なることを示している。また、 $8.5\delta_y$ の場合には、最大履歴変位 ($10\delta_y$) に近いので、 $2.5\delta_y$ 及び $5.5\delta_y$ の場合ほどはつきりと履歴曲線に違いが認められないが、上述と同じ傾向を示しているのがわかる。

次に、図2-3-6に示した履歴曲線の骨格曲線により

荷重パターンの違いを示すと図2-3-8のようになる。タイプ3荷重の場合を基準にとれば、変位増加途中の骨格曲線はタイプ1荷重の骨格曲線と、また、変位減少途中の骨格曲線はタイプ2荷重の骨格曲線と、それぞれ、よく一致している。

[3] 剛性低下率

図2-3-6に示したように橋脚の剛性は最大変位を経験する前か後ろにより大きく異なる。そこで、図2-2-11で定義した等価剛性 K_e と荷重変位振幅 δ の関係が、荷重パターンによりどのようなになるかを示した結果が図2-3-9である。

これは、図2-3-8に示した履歴曲線の骨格曲線を剛

性という観点から示したものであるため、骨格曲線と基本的に同じ特性を示し、タイプ3 載荷の場合を基準とすれば、変位増加途中の等価剛性はタイプ1 載荷の等価剛性と、また、変位減少途中の等価剛性はタイプ2 載荷の等価剛性と、それぞれ、よく一致している。

[4] エネルギー吸収能

累積吸収エネルギーと載荷変位との関係を求めると図2-3-10 のようになる。これによれば、タイプ1 載荷とタイプ3 載荷では、載荷終了時までの全累積吸収エネルギー量には大差は見られないが、タイプ2 載荷の場合の全累積吸収エネルギーはこれらの場合に比較して約30%程度小さな値を示している。これは、図2-3-6

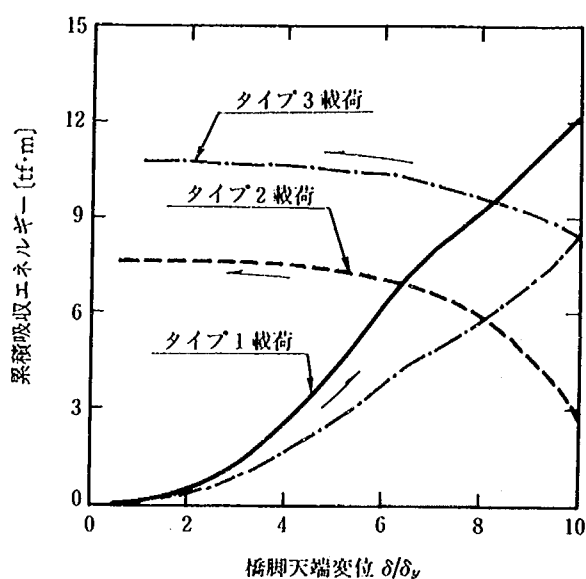


図2-3-10 累積吸収エネルギーの比較

に示したように、最初に大きな載荷変位を受けたタイプ2 載荷の場合には、 $\pm 10\delta_y$ の載荷途中で急激な耐力低下を起し、その後の履歴ループがすべてこの影響を受けたために、タイプ1 載荷及びタイプ3 載荷に比較して累積吸収エネルギー量が小さくなったためと考えられる。

次に、式(2-6)による等価減衰定数 h_e が載荷変位振幅によってどのように変化するかを示した結果が図2-3-11 である。これによれば、タイプ1 載荷の場合とタイプ3 載荷の場合(変位増加過程及び変位減少過程)の等価減衰定数はおおむね似たような値を示すのに対して、タイプ2 載荷の場合には、 $10\delta_y$ で0.4 程度の大きな値を示した後は、全体としてタイプ1 載荷及びタイプ3 載荷の場合よりも小さめの減衰定数を与えている。この原因は、先に累積吸収エネルギーのところで示したものと同一と考えられる。

2.3.5 まとめ

RC 橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす載荷履歴の影響を検討するために、せん断支間比6.8の曲げ破壊タイプの供試体5体を用いて図2-3-2に示したような3種類の載荷履歴による準静的載荷実験を行った。本実験から得られた結論をまとめると以下になる。

1) 最大荷重及び等価剛性は、タイプ1, 2, 3の各載荷方法により大きな違いは無い。ただし、累積吸収エネルギー及び等価減衰定数で表わしたエネルギー吸収能は、最初に大きな損傷を受けたタイプ2 載荷の場合が順々に載荷変位振幅を増加させたタイプ1 及びタイプ3 の場合よりも低くなる。

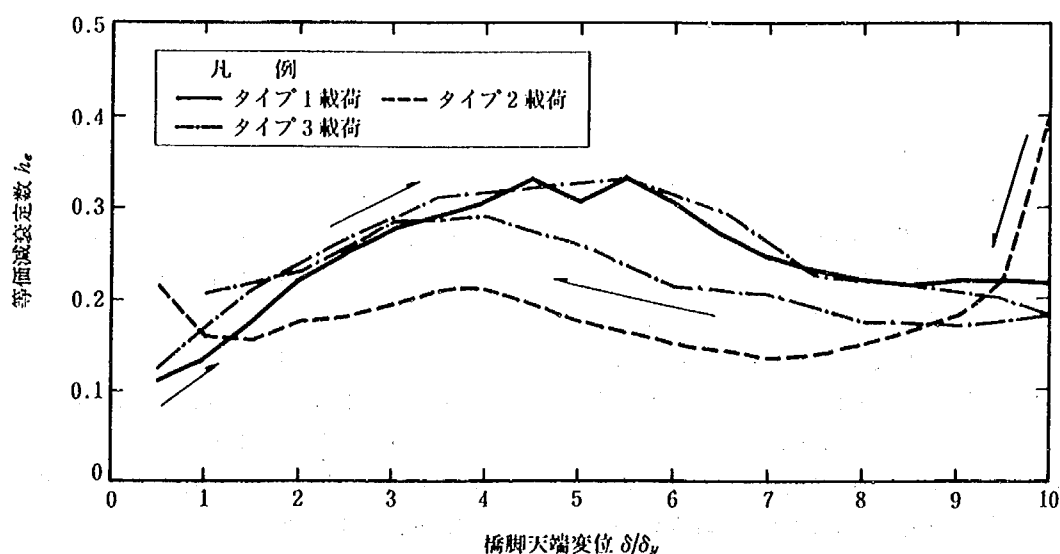


図2-3-11 等価減衰定数の比較

2) 最大履歴を受けた後に、これよりも小さい変位振幅の荷重を加えても、基本的には供試体には破壊の進行は認められない。ここで、「基本的には」と言う理由は、最大履歴よりも小さい荷重であっても、何回も繰り返せばコンクリートの劣化や鉄筋の抜け出し等が生じ、ある程度の損傷が進展するためである。なお、最大履歴としては一回だけで十分であり、したがって、荷重履歴の中の最大の荷重が RC 橋脚に生じる損傷の度合いを規定する。

3) 履歴曲線の骨格曲線は、過去に経験した最大の載荷変位を越えて変位振幅を増加させる過程か、減少させる過程かで異なった経路をとる。したがって、最大変位を生じる前か後かで同一変位振幅に対する等価剛性は変化するため、耐震設計上は、いつ、どの程度の最大応答変位が生じるかを正しく予測することが重要である。

2.4 載荷くり返し回数の影響

2.4.1 まえがき

一定振幅変位漸増方式の載荷では、同一変位振幅における載荷繰り返し回数が重要である。載荷繰り返し回数としては、いろいろな方法が用いられているが、一般に 2~10 回程度とされる場合が多いようである。しかしながら、地震時に実際に RC 橋脚に作用する荷重は地震動の特性とともに、これに対する RC 橋脚の応答の関数となり、くり返し回数が固定されている訳ではない。このため、荷重載荷方法が RC 橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす影響を検討する一環として、

ここでは同一振幅による載荷繰り返し回数の影響について検討する。

2.4.2 実験に用いた模型 RC 橋脚

実験に用いた模型 RC 橋脚は、図 2-4-1 及び表 2-4-1 に示す 7 体である。これらの供試体は、いずれも 50 cm×50 cm の正方形断面を有し、橋脚基部から荷重載荷点までの高さ h は、2.5 m (P-10, P-19, P-22), 1.75 m (P-17, P-20), 1 m (P-18, P-21) の 3 種類である。せん断支間比 h/d は、上記 3 種類の供試体に対して、それぞれ、5.4, 3.8, 2.2 となる。いずれの供試体も、主鉄筋は、SD 295 A, ϕ 13 mm (主鉄筋比 2.03%) で段落しはなく、また、帯鉄筋は、SR 235, ϕ 9 mm であり、25 cm 間隔 (帯鉄筋比 0.1%) で配置されている。

2.4.3 載荷実験方法

載荷は、図 2-2-6 に示した一定振幅変位漸増法により行った。同一変位振幅の荷重繰り返し回数 n は、表 2-4-1 に示したように 10, 5, 3 とした。載荷速度は、25 cm/sec 一定とした。実験施設の制約から軸力は作用させていない。

なお、供試体 P-18 の実験では、フーチングと反力床との固定が十分でなかったために、変位振幅 $2\delta_y$ の載荷中に供試体が 10 mm 程度滑動した。このため、変位振幅 $2\delta_y$ の載荷を再度行い、この結果を示しているのので、後述の履歴特性を見る際には、このような点に注意していただきたい。

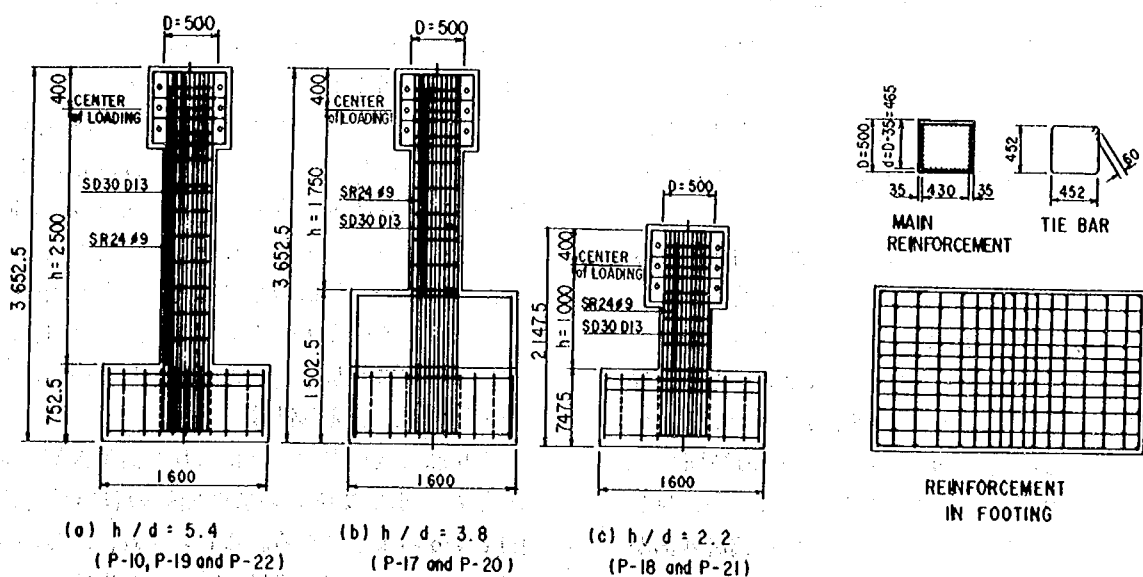


図2-4-1 実験に用いた供試体

表2-4-1 供試体の主要諸元及び載荷特性

せん断支間比 h/d		5.4			3.8		2.2	
載荷くり返し回数 n [回]		10	5	3	10	3	10	3
供 試 体 番 号		P-10	P-22	P-19	P-17	P-20	P-18	P-21
断 面 寸 法 [cm]		50×50	50×50	50×50	50×50	50×50	50×50	50×50
有 効 高 さ [cm]		250	250	250	175	175	100	100
主 鉄 筋	材質及び径 [mm]	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13
	主鉄筋比 [%]	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03
帯 鉄 筋	材質及び径 [mm]	SR235,9	SR235,9	SR235,9	SR235,9	SR235,9	SR235,9	SR235,9
	帯鉄筋比 [%]	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
コンクリート 〔普通ポルトランド セメント〕	最大骨材粒径 [mm]	10	10	10	10	10	10	10
	一軸圧縮強度 [kg f/cm^2]	319	320	340	338	324	334	321
載荷速度 [cm/sec]		25	25	25	25	25	25	25

2.4.4 載荷くり返し回数の影響

〔1〕破壊性状

各変位振幅段階における n 回のくり返し載荷後における破壊状況をコンクリートの亀裂及び剥離、主鉄筋及び帯鉄筋の座屈、破断に着目して示すと、図 2-4-2 (せん断支間比 $h/d=5.4$)、図 2-4-3 ($h/d=3.8$)、図 2-4-4 ($h/d=2.2$) のようになる。ここでは、破壊の状態がはっきりわかるように、図 2-4-2 及び図 2-4-3 は載荷方向に直角面の様子を、また、図 2-4-4 は載荷方向に平行方向の面の様子をそれぞれ示している。

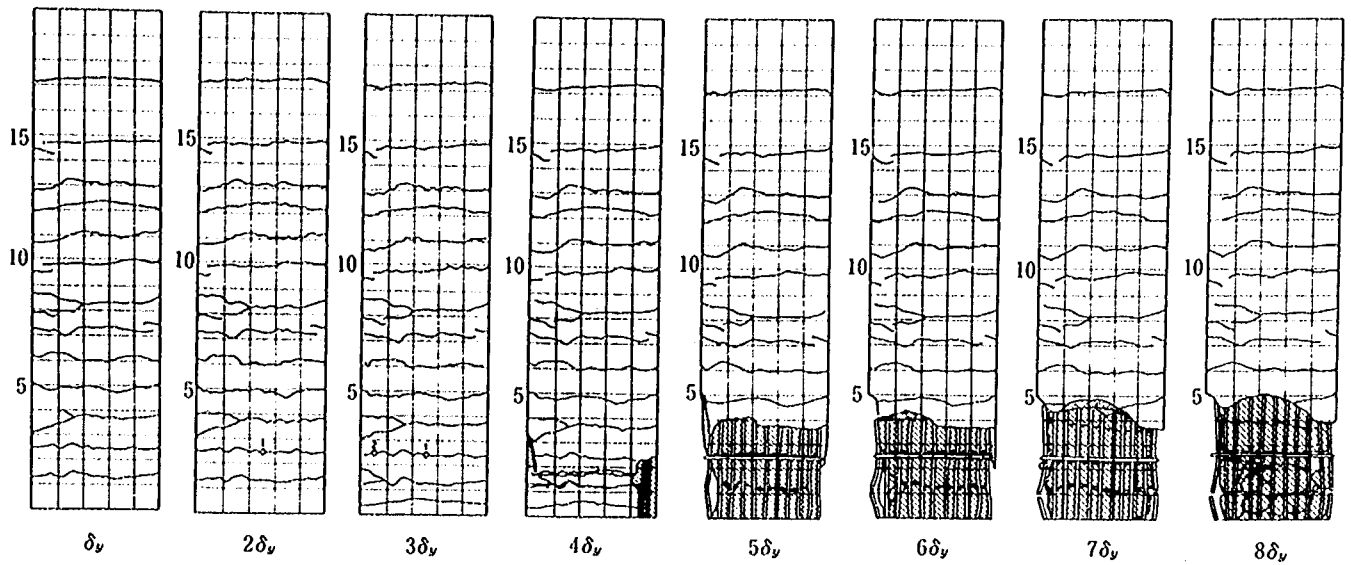
これらの結果によれば、 $h/d=5.4$ 及び 3.8 の場合には、橋脚基部における曲げ破壊が生じ、一般に、①橋脚基部のコンクリートの水平亀裂→②基部付近の橋脚コンクリートの剥離→③主鉄筋の座屈→④主鉄筋の破断、という形で損傷が進行していく。これに対して、 $h/d=2.2$ の場合には、せん断破壊が生じ、一般に、①斜め亀裂の発生→②斜め亀裂に沿ったコンクリートの剥離→③斜め亀裂の貫通と②の剥離の進展、という形で損傷が進行していく。

このような被害状況の相異は、せん断支間比によるものであるが、ここで注目されるのは、載荷くり返し回数 n が多い程、同一の変位振幅による載荷終了時の損傷が著しい点である。例えば、図 2-4-2 に示した $h/d=5.4$ の場合には、載荷くり返し回数 $n=3$ では $8\delta_y$ 終了後においても橋脚基部から 30 cm 程度の範囲にしかかぶりコンクリートの剥離が生じていないのに対して、 $n=10$ では $5\delta_y$ 終了後において、すでに橋脚基部から約 40 cm の範囲までかぶりコンクリートの剥離が生じている。

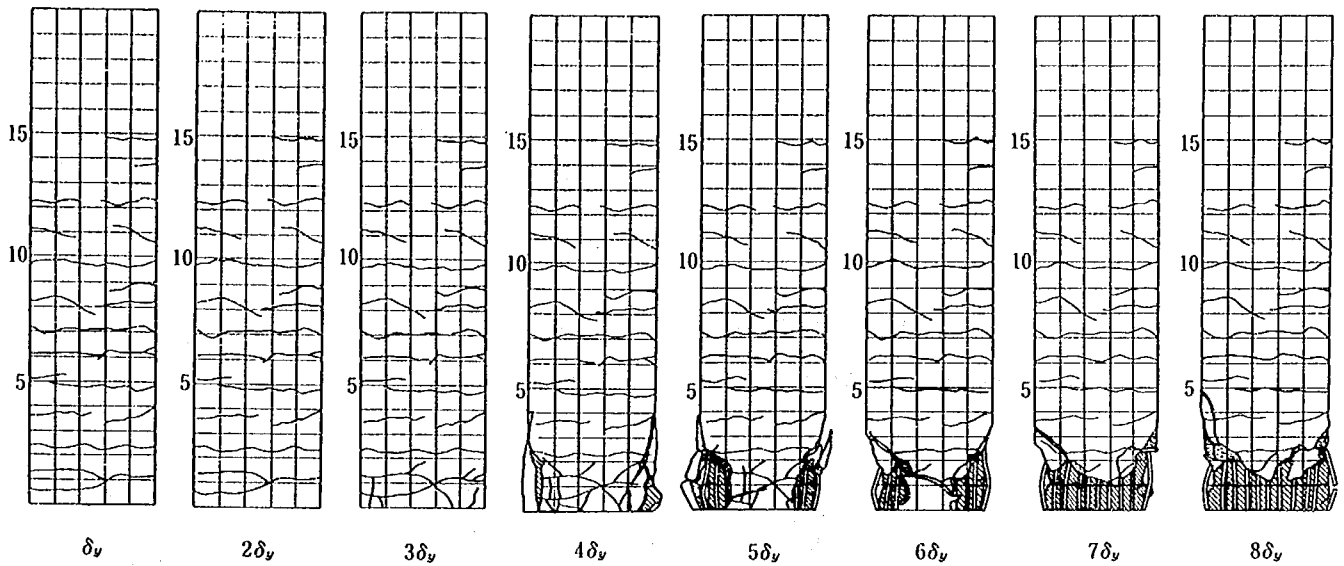
このような載荷くり返し回数 n による破壊状況の違いを主鉄筋の破断本数によって示した結果が表 2-4-2 である。これによれば、橋脚基部で曲げ破壊が生じたせん断支間比 $h/d=5.4$ 及び 3.8 の場合については、 $n=10$ の場合には多数の主鉄筋が破断しているのに対して、 $n=5$ の場合にはわずか 2 本しか破断しておらず、また、 $n=3$ の場合には全く主鉄筋の破断は生じていない。例えば、 $n=10$ の場合には $6\delta_y$ で最初に鉄筋の破断が生じているが、 $1\sim5\delta_y$ までの載荷で、鉄筋は降伏以上のひずみを 50 回経験していることになり、このような大ひずみによるくり返し載荷により疲労して破断したことを示している。従って、主鉄筋の破断に対しては、くり返し回数の影響は極めて大きいといえることができる。これに対して、せん断破壊する場合には、主鉄筋の破断は生じないが、帯鉄筋に生じるひずみを示したのが図 2-4-5 である。コンクリートの剥離に伴うひずみゲージの損傷により初期の載荷段階しか計測できなかったが、 $1\sim2\delta_y$ の段階においても明らかに帯鉄筋のひずみは $n=10$ 回の場合の方が $n=3$ 回の場合よりも大きいことがわかる。なお、 $2\delta_y$ になると、橋脚基部から 50 cm 位置の帯鉄筋（ちょうど橋脚の中間高さ）は、すでに降伏に達しており、これ以後、順次塑性ひずみが累積していくことを示している。

〔2〕耐力及び変形性能

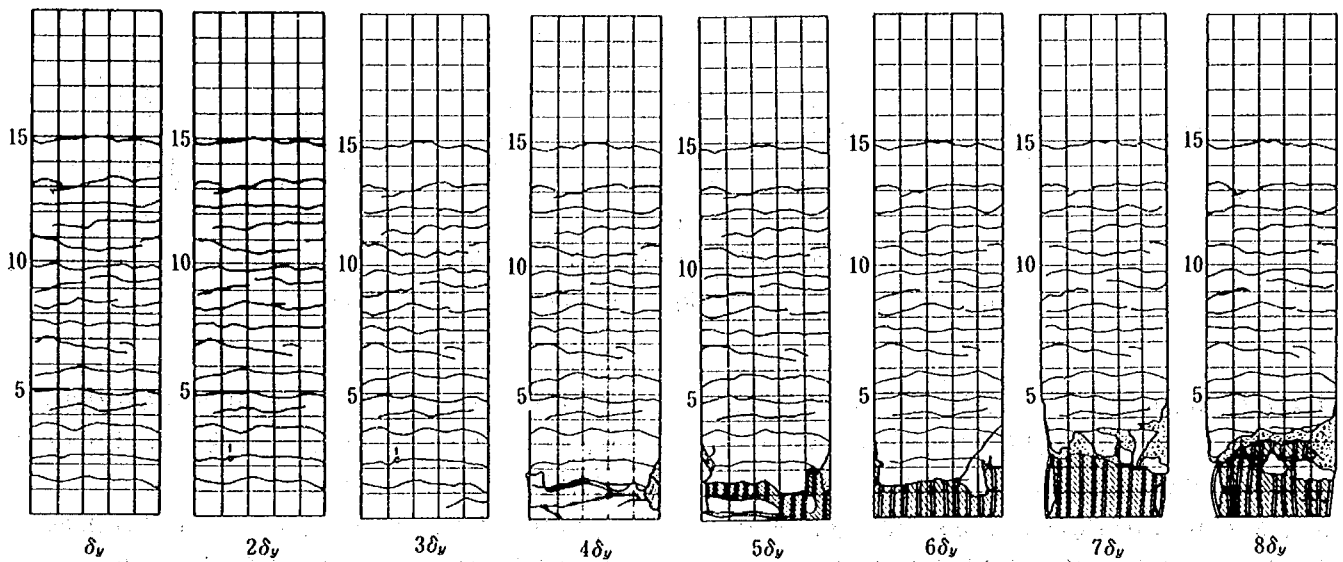
くり返し載荷実験より得られた橋脚天端における作用力 P と水平変位 δ の履歴曲線の包絡線を求めると図 2-4-6 のようになる。これによれば、橋脚基部で曲げ破壊するせん断支間比 $h/d=5.4$ 及び 3.8 の場合には、荷重が最大耐力に達する橋脚天端変位がそれぞれ、



(1) 同一変位振幅の載荷くり返し回数 $n=10$ の場合 (P-10)

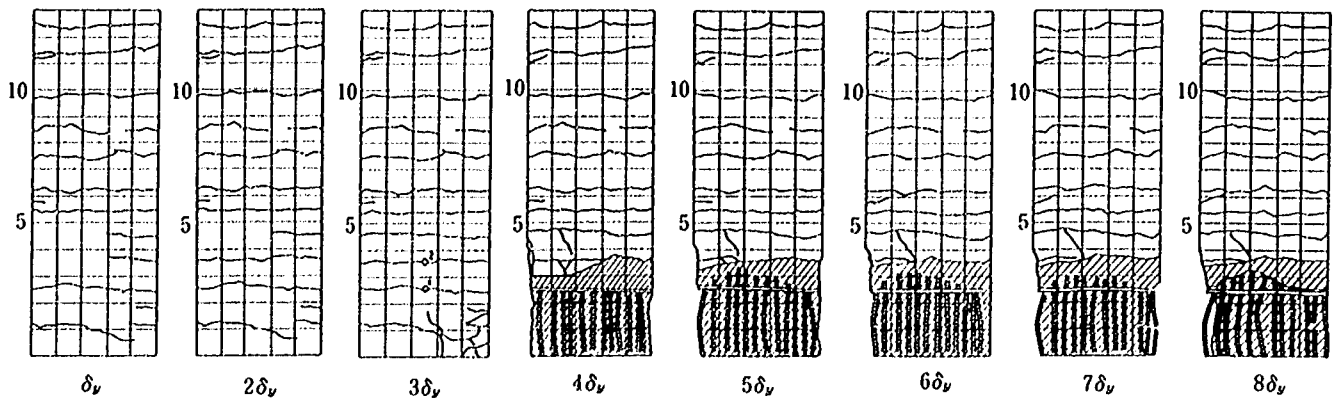
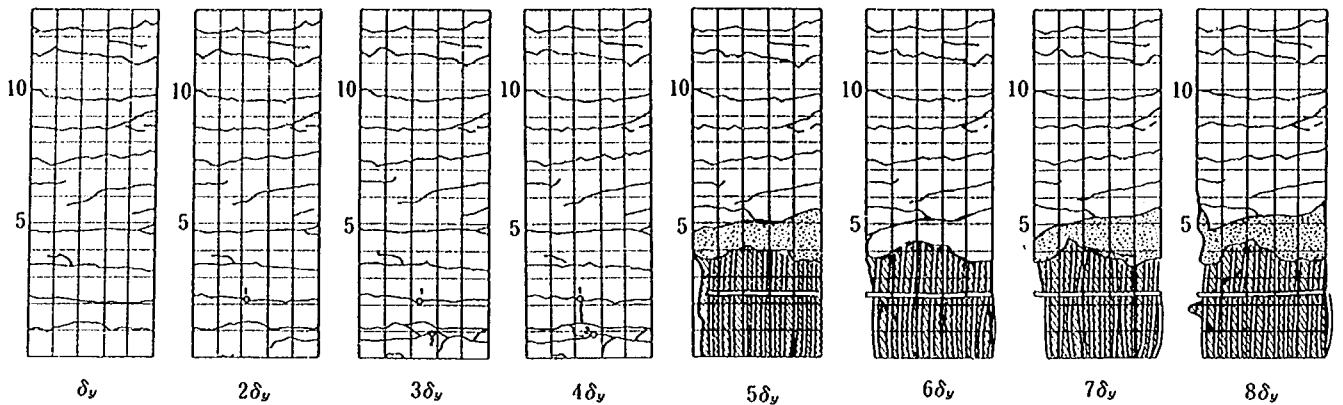
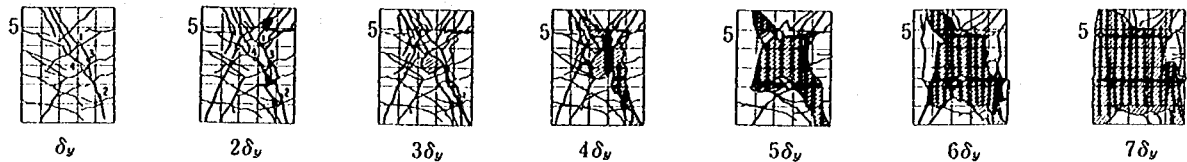
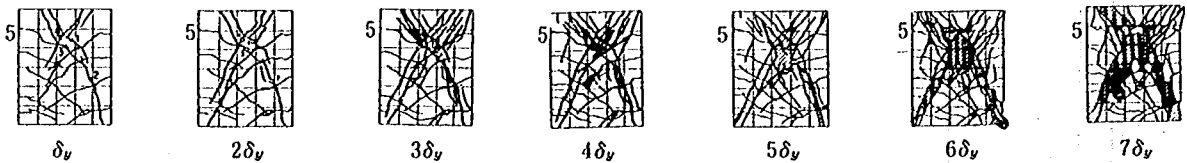


(2) 同一変位振幅の載荷くり返し回数 $n=5$ の場合 (P-22)



(3) 同一変位振幅の載荷くり返し回数 $n=3$ の場合 (P-19)

図2-4-2 載荷にともなう損傷の進展状況 ($h/d=5.4$ の場合)

(1) 同一変位振幅の載荷くり返し回数 $n=10$ の場合 (P-17)(2) 同一変位振幅の載荷くり返し回数 $n=3$ の場合 (P-20)図2-4-3 載荷にともなう損傷の進展状況 ($h/d=3.8$ の場合)(1) 同一変位振幅の載荷くり返し回数 $n=10$ の場合 (P-18)(2) 同一変位振幅の載荷くり返し回数 $n=3$ の場合 (P-21)図2-4-4 載荷にともなう損傷の進展状況 ($h/d=2.2$ の場合)

おおむね、 $4\delta_y$ 及び $3\delta_y$ 以下の領域では、載荷くり返し回数 n による包絡線の差はあまり認められない。しかしながら、橋脚天端変位が上記の変位を越すと $h/d=5.4$, 3.8 のいずれの場合にも、 n が大きい程、同一変位振幅に対する荷重が低下する傾向が現われ、さらに、 $h/d=5.4$ の場合は、表 2-4-2 に示した主鉄筋の破断が

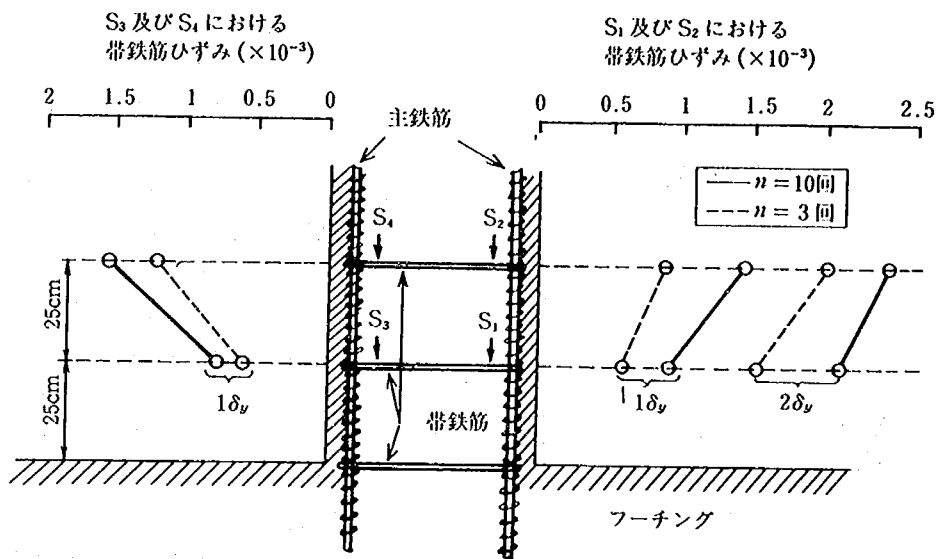
生じ始める $6 \sim 7\delta_y$ に到って $n=10$ 回の場合の包絡線は、 $n=5$ もしくは 3 の包絡線に比較して、はっきりと耐力低下を示すようになる。

これに対して、せん断破壊したせん断支間比 $h/d=2.2$ の場合には、上述した曲げ破壊の場合よりもさらに載荷くり返し回数による包絡線の違いがはっきりして

表2-4-2 主鉄筋の破断本数

せん断支間比	5.4			3.8		2.2	
載荷くり返し回数 [回]	10	5	3	10	3	10	3
供試体番号	P-10	P-22	P-19	P-17	P-20	P-18	P-21
1~5 δ_y	0	0	0	0	0	0	0
6 δ_y	1	0	0	0	0	0	0
7 δ_y	3 (4)	0	0	6	0	0	0
8 δ_y	7 (11)	2	0	6 (12)	0	0	0

注) () 内は累積破断本数を示す。

図2-4-5 帯鉄筋に生じるひずみの分布 (せん断支間比 $h/d=2.2$ の場合)

おり、 $\delta_y \sim 2\delta_y$ 程度以後、 $6\delta_y$ 程度までの範囲では $n=10$ の場合の包絡線は、 $n=3$ の場合の包絡線をかなり下まわっている。ただし、 $6\delta_y$ 程度以後になると、載荷くり返し回数の影響は再びはっきりしなくなる。ここで、前述したように、P-18 供試体では $2\delta_y$ による載荷を 2 回くり返していること、また、せん断破壊タイプの供試体では、いつ破壊が生じるかによりその後の破壊の進展が微妙に変化すること等を考えると、図2-4-6 に示した結果が、全て載荷くり返し回数の影響と云い得るかどうかに関しては、今後に検討の余地を残している。しかしながら、せん断破壊が卓越する場合には、前述したように帯鉄筋の降伏にともない、帯鉄筋内のコアコンクリート部の分離・破壊が進展するため、曲げ破壊が卓越する場合よりも載荷くり返し回数の影響が大きいとみるのが妥当と考えられる。

表 2-4-3 は、耐力(降伏耐力 P_y 及び最大耐力 P_u)及

び変形性能(降伏変位 δ_y 及び終局変位 δ_u)をまとめたものである。これによれば、せん断支間比 $h/d=5.4$ 及び 3.8 の場合には、最大耐力 P_u は、載荷くり返し回数 n の影響をあまり受けず、ほぼ一定といえる。また、せん断支間比 $h/d=2.2$ の場合にも、最大耐力はくり返し回数によって多少減少するが、 $n=10$ に比較して $n=3$ の場合には 9.2% 程度の減少であり、特に大きいという訳ではない。一方、せん断支間比 $h/d=2.2$ の場合には、終局変位 δ_u に対する載荷くり返し回数 n の影響は顕著ではないが、せん断支間比 $h/d=5.4$ 及び 3.8 の場合には載荷くり返し回数 n の減少とともに明瞭に終局変位 δ_u は増加することがわかる。例えば、せん断支間比 $h/d=5.4$ の場合 δ_u は、 $n=10$ の場合には $\delta_u=9.26\text{cm}$ であったものが、 $n=3$ の場合には $\delta_u=12.59\text{cm}$ となり、これにともないじん性率 δ_u/δ_y は 7.1 から 9.7 へと 37% 増加している。

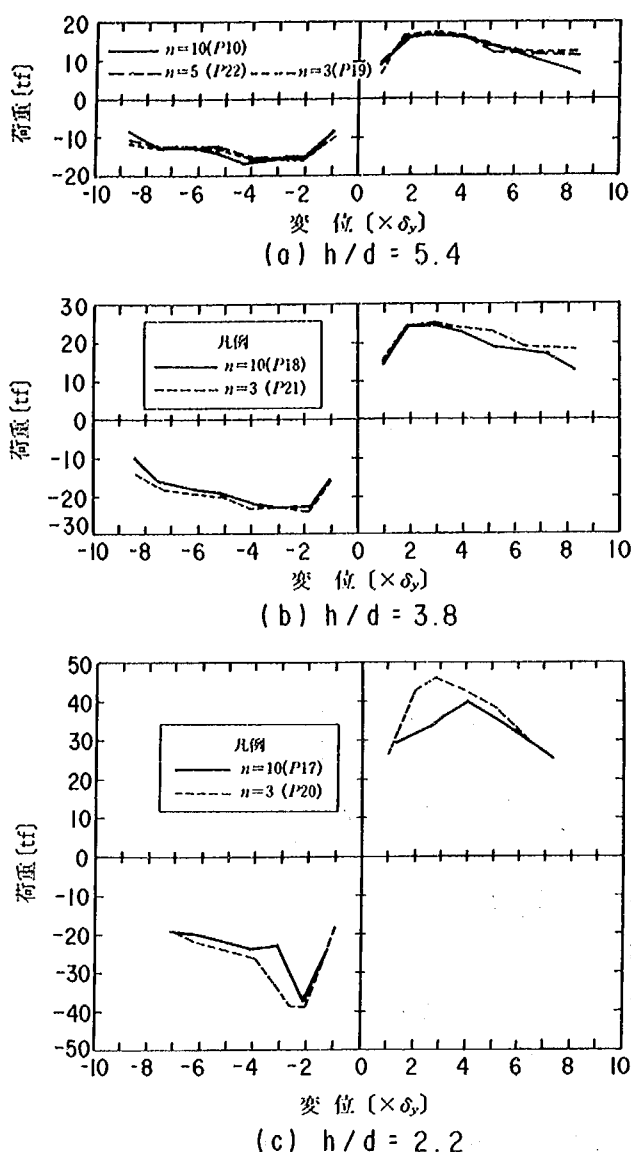


図2-4-6 荷重～変位履歴曲線の包絡線の比較

[3] エネルギー吸収能

図2-4-7は、累積吸収エネルギーを示したものである。ただし、載荷くり返し回数 n が違ふと、それに比例して累積吸収エネルギーも変化し、各供試体相互間の比較ができないため、ここでは、載荷くり返し回数 $n=3$ 及び5の場合には、これらをそれぞれ10/3及び10/5倍して、載荷くり返し回数10回に対する累積吸収エネルギーに換算した結果を示している。これによれば、せん断支間比 $h/d=5.4$ 及び3.8の場合には、橋脚天端変位 δ が $3\delta_y$ 以下の領域、また、 $h/d=2.2$ の場合には δ が $2\delta_y$ 以下の領域では、それぞれ、載荷くり返し回数による累積吸収エネルギーの差はあまり見られない。これに対して、橋脚天端変位が上記以上の領域になると、載荷くり返し回数が少ない程累積吸収エネルギーは大きくなり、 $n=10$ の場合に比較すると $n=3$ の場合は累積吸収エネルギーは、約50%増加している。

次に、等価減衰定数により、くり返し回数の影響を検討した結果が、図2-4-8である。これによれば、橋脚基部で曲げ破壊するせん断支間比 $h/d=5.4$ 及び3.8の場合には $4\delta_y$ 程度まで、また、せん断破壊する $h/d=2.2$ の場合には $2.5\delta_y$ 程度までは、それぞれ載荷くり返し回数 n の影響がほとんど見られないが、それ以後になると n の影響がはっきり表われ、 n が小さいほど等価減衰定数 h_e は大きくなる。

2.4.5 まとめ

鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす載荷くり返し回数の影響を検討するために、せん断支間比 $h/d=5.4, 3.8, 2.2$ の供試体7体に対して、

表2-4-3 耐力及び変形性能の比較

せん断支間比		5.4			3.8		2.2	
載荷くり返し回数 [回]		10	5	3	10	3	10	3
供試体番号		P-10	P-22	P-19	P-17	P-20	P-18	P-21
耐力	降伏耐力 P_y [tf]	11.6	10.9	10.9	15.9	15.5	27.6	27.7
	最大耐力 P_M [tf]	16.8	16.7	16.6	24.2	24.6	39.1	42.7
	P_M/P_y	1.45	1.53	1.52	1.52	1.59	1.42	1.54
変形性能	降伏変位 δ_y [cm]	1.30	1.30	1.30	0.75	0.75	0.39	0.39
	終局変位 δ_u [cm]	9.26	11.45	12.59	5.92	7.08	2.02	1.99
	δ_u/δ_y	7.1	8.8	9.7	7.9	9.4	5.2	5.10

注) 耐力及び変形性能は、ともに正負載荷の平均値を示したものである。

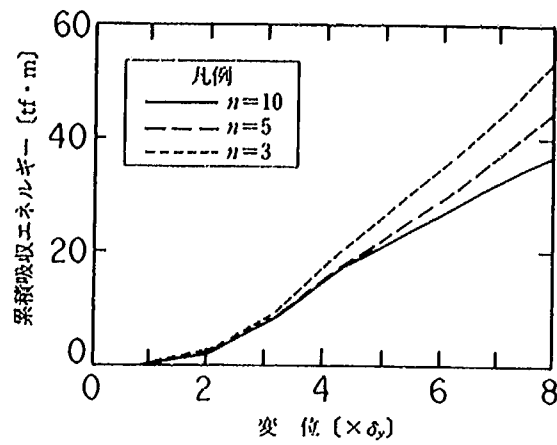
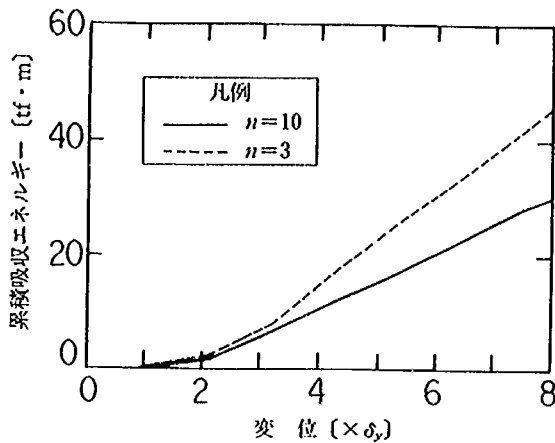
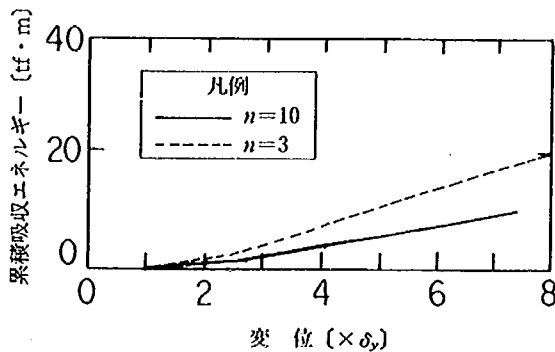
(a) $h/d = 5.4$ (b) $h/d = 3.8$ (c) $h/d = 2.2$

図2-4-7 累積吸収エネルギー（繰り返し回数10回当りに換算した値）の比較

載荷くり返し回数 n を 10 回、5 回、3 回と変化させた載荷実験を行った。本実験から得られた結論をまとめると以下ようになる。

(1) セン断支間比 $h/d = 5.4, 3.8, 2.2$ いずれの場合にも、程度の差はあれ、基本的には載荷くり返し回数 n が増加するにつれ、RC 橋脚の損傷の進行は早まる。

(2) しかしながら、橋脚基部で曲げ破壊を生じるセン断支間比 $h/d = 5.4$ 及び 3.8 の場合には、最大耐力が

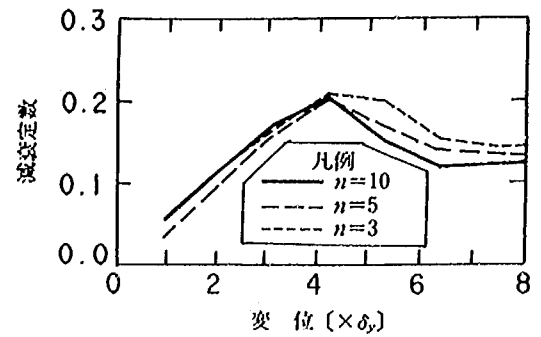
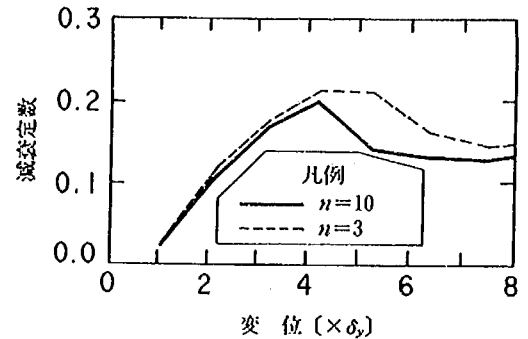
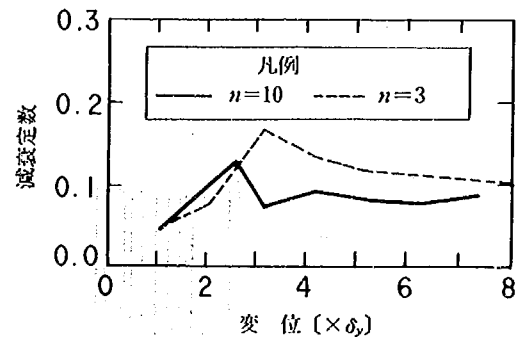
(a) $h/d = 5.4$ (b) $h/d = 3.8$ (c) $h/d = 2.2$

図2-4-8 等価減衰定数の比較

生じる $3 \sim 4\delta_y$ 程度の変位振幅までは、荷重～変位の包絡線及び等価減衰定数 h_e に及ぼす載荷くり返し回数 n の影響は、少なくとも n が $3 \sim 10$ 回の範囲では顕著ではない。また、最大耐力 P_M は $3 \sim 4\delta_y$ 付近で生じるため、最大耐力 P_M も載荷くり返し回数の影響をあまり受けない。

(3) ただし、セン断支間比 h/d が 5.4 及び 3.8 の場合であっても、変位振幅が $3 \sim 4\delta_y$ を越えると、同一変位振幅における耐力及び等価減衰定数 h_e は、載荷くり返し回数 n の増加とともに減少する。特に、載荷くり返し回数 n が 10 回の場合には、主鉄筋の破断が早期に生じ、このため、載荷くり返し回数が 3 回及び 5 回の場合に比較して、じん性率 δ_u/δ_y は小さく求められ

る。

(4) せん断破壊を生じるせん断支間比 $h/d=2.2$ の場合には、上記曲げ破壊を生じる場合に比較して、載荷くり返し回数の影響は全体に大きい。

2.5 載荷速度の影響

2.5.1 まえがき

従来、非線形域における RC 橋脚の動的特性は、模型供試体を用いた正負交番載荷実験によって検討されてきているが、この際、主として実験施設上の制約から、荷重は静的もしくはこれに近い準静的な速度で供試体に作用させる場合が多かった。もとより、実際に RC 橋脚に作用する地震荷重は動的であるが、こうした動的載荷をした場合の RC 橋脚の特性に関しては、十分検討されていないのが実情である。したがって従来の静的、もしくはこれに近い載荷状態で行なわれた実験結果が実地震時にも適用され得るかどうかについて検討することが必要とされている。このため、荷重載荷速度が RC 橋脚の動的耐力及び変形特性に及ぼす影響を大型の供試体を用いた模型載荷実験に基づき検討する。

2.5.2 実験に用いた RC 橋脚模型

実験に用いた供試体は、図 2-5-1 に示すような同一断面諸元を有する 3 体の RC 模型橋脚（供試体 P-37, 38, 39）である。これらの供試体はいずれも断面寸法が $80\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ 、有効高さ（橋脚基部から荷重載荷点までの高さ） 2.4 m の矩形状であり、せん断支間比は 6.8 である。主鉄筋は、荷重載荷面及びこれに相対する位置に D 13 (SD 295 A) を各 11 本 1 段配筋（主鉄筋比 0.87% ）している。ただし、側方筋は配置していない。帯鉄筋としては、SR 235, $\phi 9\text{ mm}$ を 20 cm 間隔（帯鉄筋比 0.08% ）で配置した。セメントとしては、早強ポルトランドセメントを用い、最大粒径 25 mm の骨材を用いた。載荷実験当日のコンクリートの平均圧縮強度は表 2-5-1 に示すとおりであり、 $311 \sim 385\text{ kg/cm}^2$ の範囲に入っている。

2.5.3 載荷実験方法

実験では、アンカーボルトにより、供試体をフーチング位置で反力床に固定し、動的加振機によって供試体頭部を水平に正負交番載荷した。なお、一般には、上部構造の死荷重により RC 橋脚には $5 \sim 20\text{ kg/cm}^2$ 程度の軸力が作用している場合が多いが、本実験では実験装置の制約から軸力は加えていない。

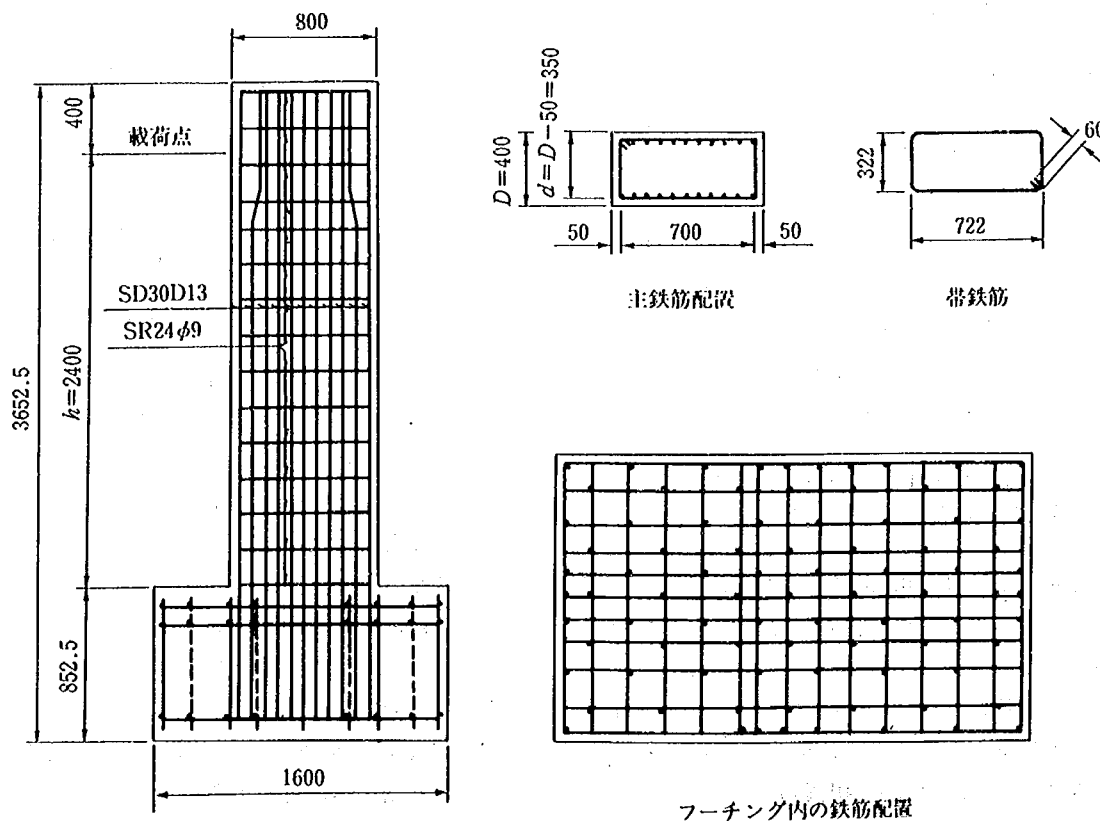


図2-5-1 実験に用いた供試体

表2-5-1 実験当日のコンクリート圧縮強度

載荷速度 V [cm/sec]	供試体 番 号	圧縮強度 [kg/cm ²]			平均圧縮 強 度 [kg/cm ²]
		1 回目	2 回目	3 回目	
10	P-37	332	337	337	335
100	P-38	304	328	300	311
	P-39	391	388	376	385

表2-5-2 載荷速度を一定とした場合の載荷振動数 (H_z)

載荷変位振幅		載荷振動数 [H _z]	
n	nδ _y [mm]	v = 10cm/sec	v = 100cm/sec
1	12	1.3	13.3
2	24	0.66	6.6
3	36	0.44	4.4
4	48	0.33	3.3
5	60	0.27	2.7
6	72	0.22	2.2
7	84	—	1.9

注) v = 10cm/sec の場合には, 7δ_yの載荷は行っていない。

水平力は、図 2-2-6 に示したように一定振幅変位漸増方式によって作用させた。降伏変位 δ_y は約 12 mm である。同一変位振幅での載荷くり返し回数は 10 回とした。なお、図 2-2-6 に示した 1δ_y による載荷を行う前に、供試体と加振機との間のなじみを良くする目的で 0.5δ_y 相当の変位振幅による載荷を 1 回行った。

上記の載荷では、載荷速度 V は 10 cm/sec (供試体 1 体 (P-37)) 及び 100 cm/sec (供試体 2 体 (P-38, P-39)) の 2 種類とした。ここで、載荷速度の大きい方の値を 100 cm/sec としたのは、構造物に生じる最大応答速度を以下のように、速度応答スペクトル S_v から推定したためである。すなわち、いま、橋の基本固有周期を 0.7 秒、減衰定数を 0.05 程度と見込むと、速度応答をスペクトル S_v [cm/sec] は次のように与えられる³⁾。

$$S_v = 7.4 \times 10^{0.42M} \times (\Delta + 30)^{-1.178} \quad (2.7)$$

ここで、M、Δ は、それぞれ、地震のマグニチュー

ド及び震央距離 (km) である。いま、M8 クラスの巨大地震が当該橋から 50 km 程度の位置に生じたとすると、S_v は 99 cm/sec となり、これより、上記の載荷速度を想定することとしたものである。

なお、遅い方の載荷速度は 10 cm/sec としているが、これはいわゆる静的載荷とは異なることに注意しなければならない。静的載荷では、コンクリートのクリープや鉄筋とコンクリートの付着切れ等の影響が顕著になり、このような条件では耐震設計の検討に必要な RC 橋脚の動的特性を表わし得ない。

実験では載荷速度を一定としたが、このようにすると、変位振幅によって載荷の振動数は異なってくる。表 2-5-2 は各載荷段階における加振振動数を表わしたものである。

2.5.4 載荷速度の影響

[1] 破壊性状

各載荷段階の終了後における供試体の破壊性状を示すと、図 2-5-2～図 2-5-4 のようになる。ここでは、い

ずれも荷重方向に直交する面の破壊状況を示しているが、これには2面あるため、+面(加振機を押した場合に引張側になる面)及び-面(同じく、圧縮側となる面)のいずれか破壊状況の著しい方の面における損傷を示している。

これによれば、荷重速度が10 cm/secの場合(P-37)には、 $1 \sim 3\delta_y$ に至る荷重ではコンクリートの表面にクラックが入る程度であるが、 $4\delta_y$ 荷重に至ると+面においてフーチングから15 cm程度の範囲でかぶりコ

ンクリートの剝離が生じる。前述したように帯鉄筋は20 cm 間隔で配置されており、橋脚基部ではちょうどフーチング上面に配置されているため、フーチング面から15 cmの範囲ということとは、フーチング面に配置された帯鉄筋とその一段上の帯鉄筋よりわずかに下の範囲ということになる。この間にかぶりコンクリートの剝離が生じたのは、正負交番荷重による主鉄筋の降伏変位によるものである。すなわち、+面に引張力が作用するように加力すると、この面における主鉄筋が降

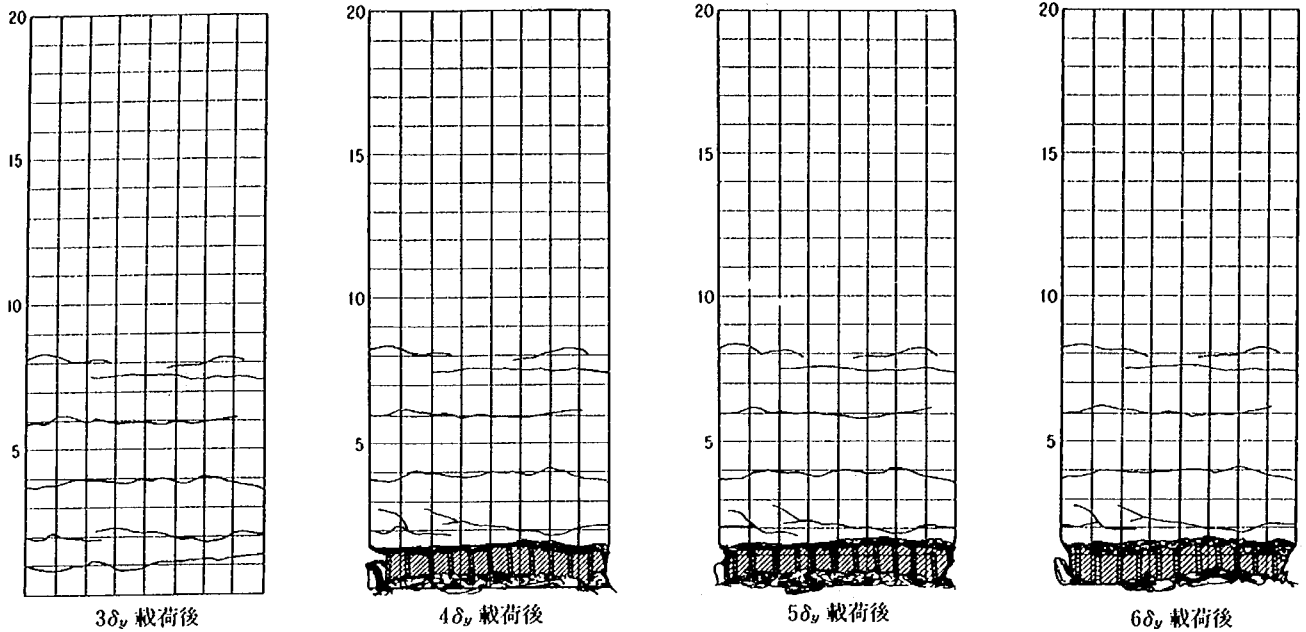


図2-5-2 供試体37の破壊状況 (+面, 荷重速度10cm/sec)

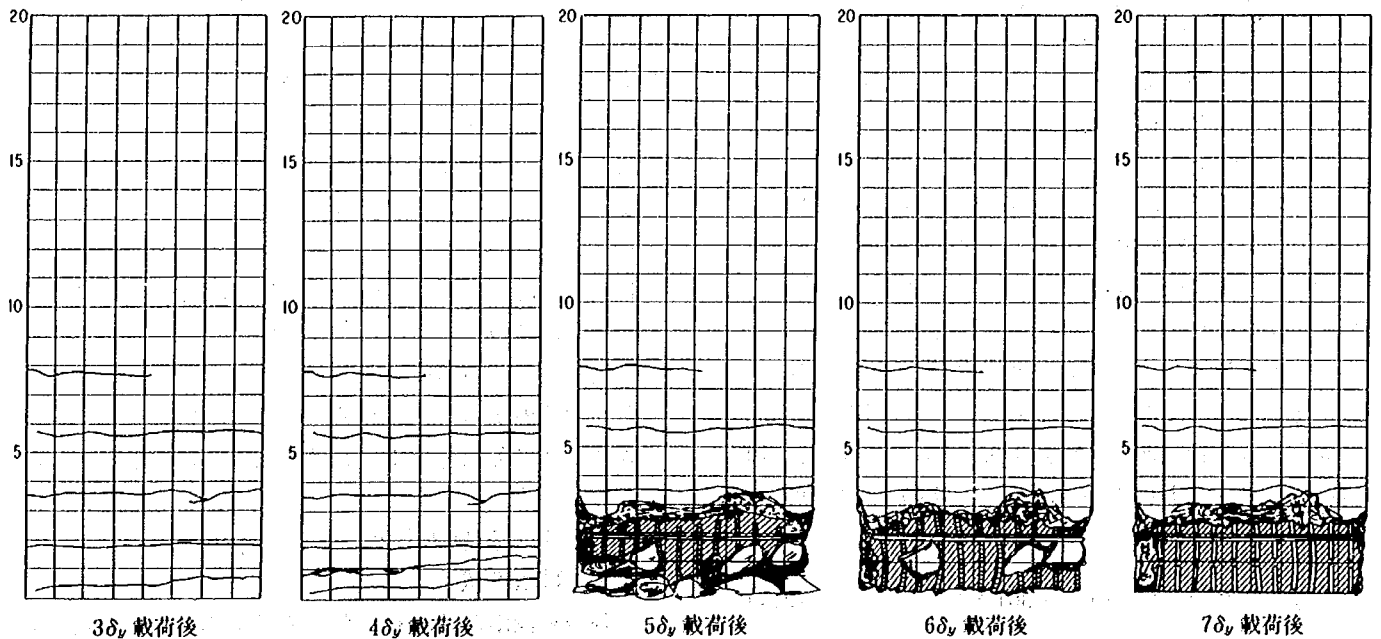


図2-5-3 供試体38の破壊状況 (-面, 荷重速度100cm/sec)

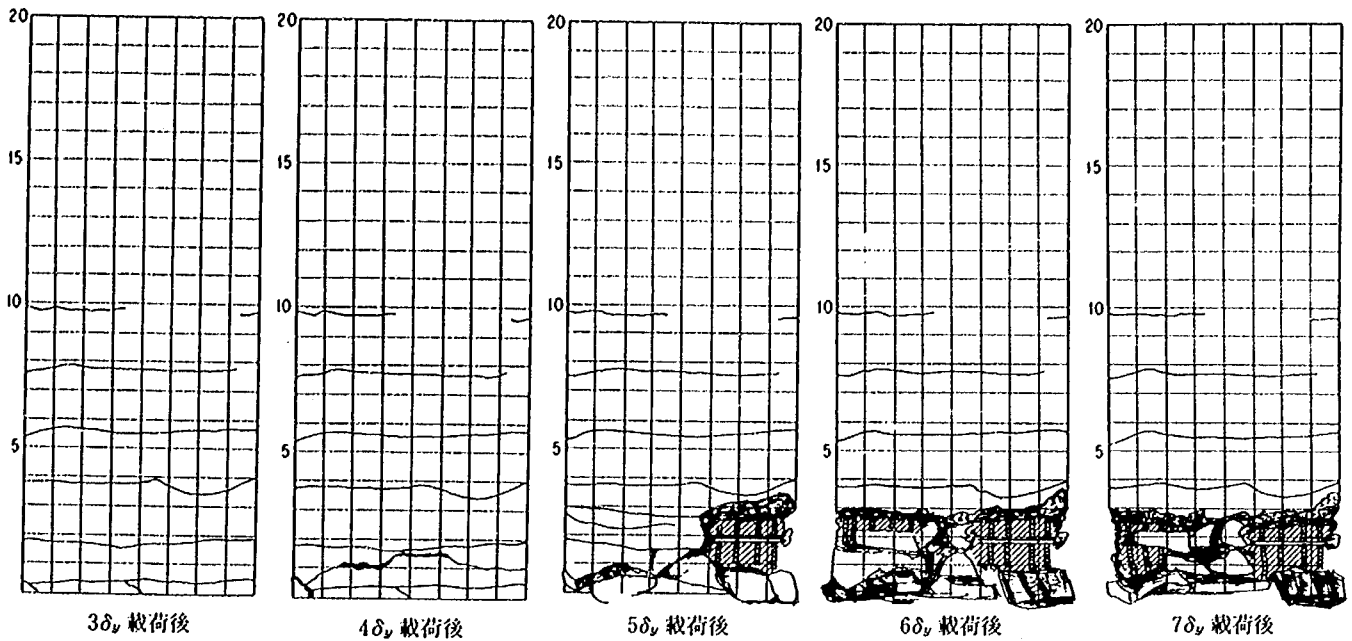


図2-5-4 供試体39の破壊状況（一面，載荷速度100cm/sec）

表2-5-3 載荷速度による破壊状況の比較

載 荷 速 度 V		10cm/sec	100cm/sec	
供 試 体 No.		P-37	P-38	P-39
かぶりコンクリートの剝離開始	＋面	$4\delta_y$	$6\delta_y$	$6\delta_y$
	－面	$5\delta_y$	$5\delta_y$	$5\delta_y$
主鉄筋の破断 本数 [本]	$1\sim5\delta_y$	0	0	0
	$6\delta_y$	4	0	0
	$7\delta_y$	—	11	11

注) 供試体 P-37では $7\delta_y$ の載荷を行っていない。

伏し残留伸び変位を生じるが、これが、今度は反対方向への載荷にともない、一度伸びた鉄筋が内側にはコンクリートがあり変形できないために、外側に向かって座屈する。そうすると、帯鉄筋と帯鉄筋の間では、こうした主鉄筋の面外座屈に対する有効な抵抗が発揮されないために、上記のようなかぶりコンクリートの剝落が生じるものである。なお、実際には、橋脚基部の主鉄筋の降伏伸び変位のみではなく、正負交番載荷にともない、フーチング内の主鉄筋とそのまわりのコンクリートとの付着切れが生じ、フーチングから主鉄

筋が抜け上がってくることも、橋脚基部においてかぶりコンクリートが剝落することに大きく影響している。紙面の都合でここには示していないが、 $5\delta_y$ 載荷になると、一面でもはっきりした亀裂がフーチングから 12 cm 及び 14 cm の位置に 2 本入り、 $6\delta_y$ 載荷の段階では、この区間のかぶりコンクリートが剝離する。ただし、＋面では、 $4\delta_y$ 載荷時の状態から、外観上は大きな破壊の進展は認められない。なお、鉄筋の破断は $1\sim5\delta_y$ 載荷では生じていないが、 $6\delta_y$ 載荷時には 4 本破断している。

これに対して、載荷速度が 100 cm/sec の場合 (P-38 及び P-39) には、 $1 \sim 4\delta_y$ 載荷まではコンクリートの表面にクラックが入る程度であり、1 体は $5\delta_y$ 載荷に至って一面のみに、また、もう 1 体は $6\delta_y$ 載荷で十両面に、それぞれ、かぶりコンクリートの剝離が生じる。剝離の範囲はフーチングから約 30 cm の範囲である。これ以後、載荷振幅を $6\delta_y$ 、 $7\delta_y$ と増やすに従い、かぶりコンクリートの剝落は進行し、 $7\delta_y$ 載荷時に、P-38、P-39 とともに主鉄筋の破断が 11 本生じる。

以上に示した破壊性状をまとめた結果が表 2-5-3 である。これによれば、かぶりコンクリートの剝離が始まる変位振幅、及び主鉄筋の破断が始まる変位振幅は、ともに、載荷速度が 100 cm/sec の場合の方が 10 cm/sec の場合よりもほぼ $1\delta_y$ 相当分だけ遅くなっているのが分かる。

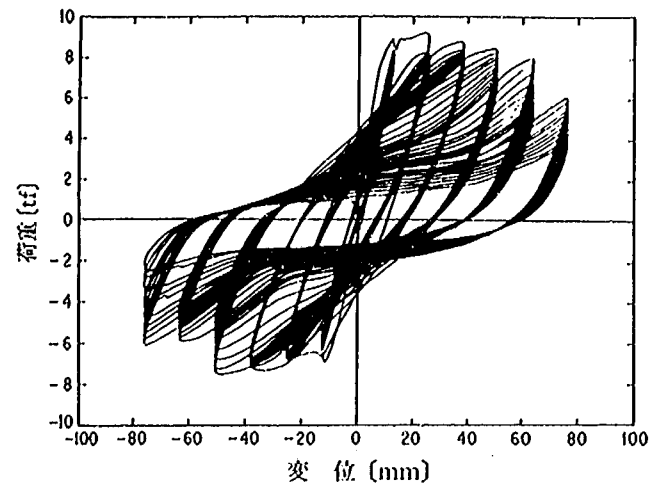
[2] 耐力及び変形性能の比較

載荷実験により得られた橋脚天端における作用力 P と水平変位 δ の履歴曲線を示すと、図 2-5-5 のようになる。載荷速度が、100 cm/sec の場合には、高速載荷のため、履歴曲線に多少の乱れが見られるが、全体としては良好な載荷ということが出来る。

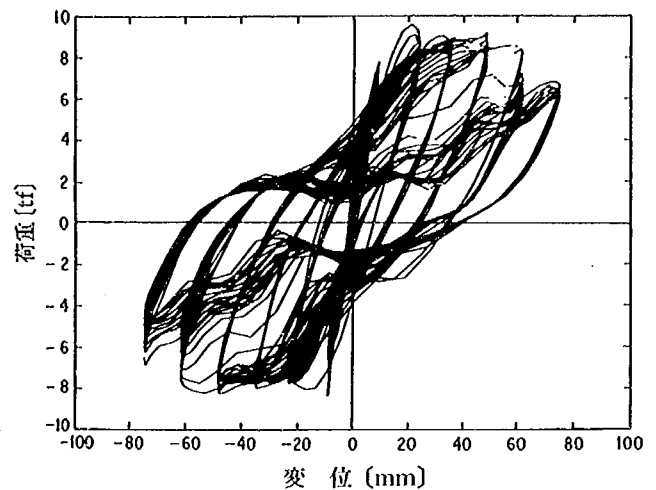
図 2-5-6 は、図 2-5-5 に示した履歴曲線の中から、主要な載荷段階を取り出し、この最初のループが載荷速度によってどのように変化するかを示したものである。各載荷ループにおいて変位が 0 の所で荷重の不連続が生じているが、これは、変位制御による載荷を行っているため、1 サイクルの載荷にともなう供試体の耐力低下を示しているものである。図 2-5-6 によれば、 $1 \sim 4\delta_y$ 程度までの載荷では、載荷速度により履歴ループには顕著な違いは認められない。しかしながら、 $5\delta_y$ 載荷になると、載荷速度が 100 cm/sec の場合に比較して載荷速度が 10 cm/sec の場合には荷重がかなりはっきりと低下し、また、ループの形状も細くなってくるのがわかる。

このような履歴曲線の荷重—変位の関係を、履歴曲線の包絡線によって比較した結果が図 2-5-7 である。これによれば、載荷速度が 10 cm/sec の場合には、+側では $2\delta_y$ 、-側では $4\delta_y$ で最大荷重をとるのに対し、載荷速度が 100 cm/sec の場合には、+側では $4\delta_y$ 、-側では $4 \sim 5\delta_y$ で最大荷重をとる。すなわち、最大荷重の生じる変位振幅が高速載荷の場合の方が大きいことを示している。これは、仮に載荷速度が 10 cm/sec の場合を基準にとれば、載荷速度を 100 cm/sec とした

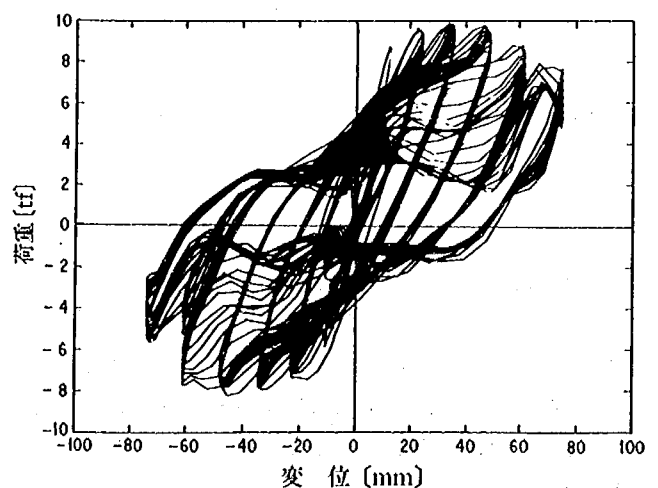
(3) 上記 1)、2) より、高速載荷をした場合には、従場合には、より大きな載荷変位振幅まで耐力を維持し



(a) $V=10\text{cm/sec}(P-37)$



(b) $V=100\text{cm/sec}(P-38)$



(c) $V=100\text{cm/sec}(P-39)$

図2-5-5 荷重—変位履歴曲線の比較

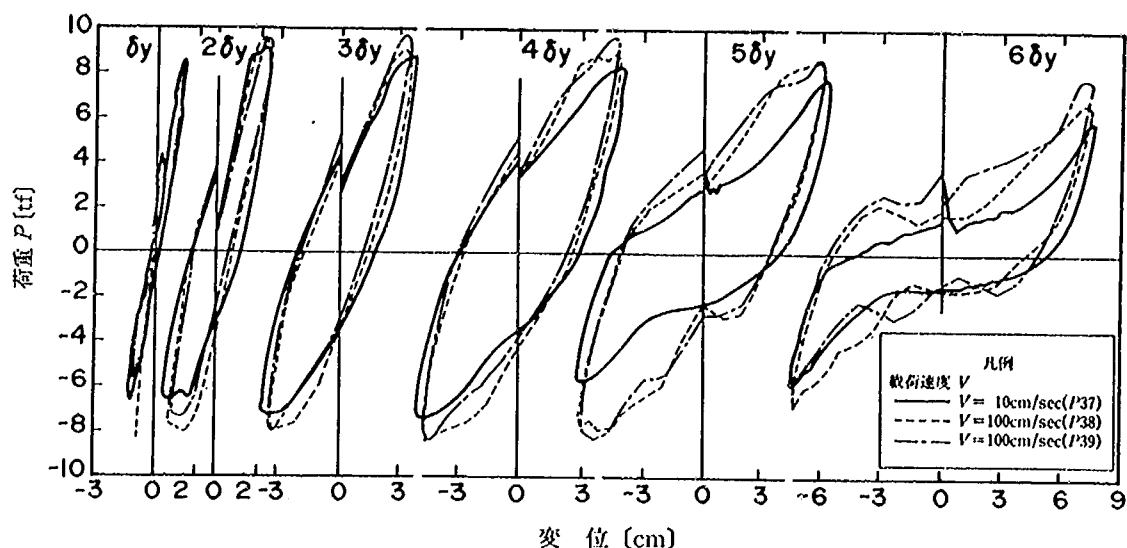


図2-5-6 各载荷段階における第1回めの履歴ループの比較

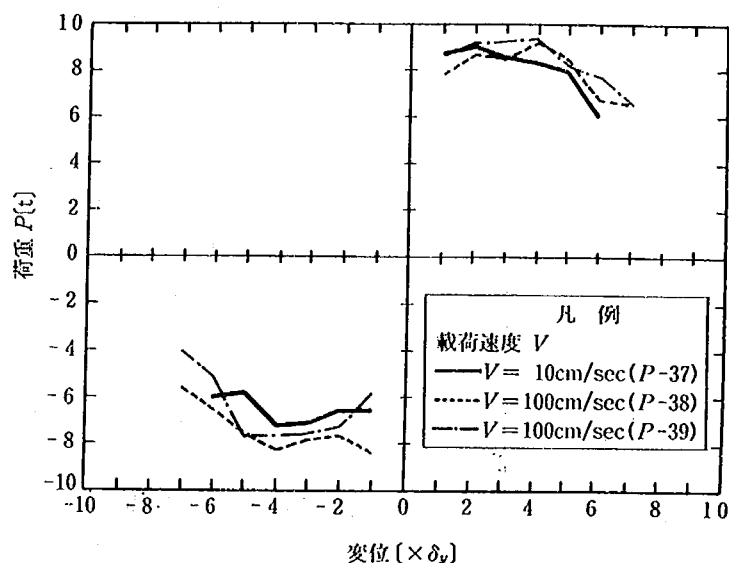


図2-5-7 履歴曲線の包絡線の比較

得ることを意味している。さらに、最大耐力を含めて、全体として同一変位振幅に対する荷重は、载荷速度が 100 cm/sec の場合の方が、10 cm/sec の場合よりも 10% 程度大きくなっている。

表 2-5-4 は以上に示した 3 供試体の降伏耐力 P_y 、最大耐力 P_u 、降伏変位 δ_y 及び、終局変位 δ_u をまとめたものである。

[3] エネルギー吸収能

载荷変位ごとに吸収エネルギーがどのように変化するかを示した結果が図 2-5-8 である。これによれば、 $3\delta_y$ 程度までは吸収エネルギーに対する载荷速度の影響はほとんど認められないが、 $4\sim 5\delta_y$ 载荷では、载荷

速度 100 cm/sec の場合の方が载荷速度 10 cm/sec の場合よりも平均して吸収エネルギーが 20% 程度大きくなっているのがわかる。図 2-5-7 に示したように、 $4\delta_y$ という変位振幅は、载荷変位振幅の増大にともなって供試体が最大耐力をとった後に、再び荷重が減少し始める変位振幅に相当している。したがって、上記の結果は、供試体がほぼ最大耐力近くの耐力を維持できる程度までの変位振幅に対しては、载荷速度の違いによる吸収エネルギーの差は著しいものではないが、これ以後の変位振幅になるとはっきりした差が生じ始め、载荷速度が大きい方が吸収エネルギーも大きくなることを示している。

表2-5-4 耐力及び変形性能の比較

載荷速度 V [cm/sec]		10	100	
供試体 No.		P-37	P-38	P-39
耐力	降状耐力 P_y [tf]	7.1	8.1	6.3
	最大耐力 P_u [tf]	8.4	9.0	9.0
	P_u/P_y	1.18	1.11	1.43
変形性能	降状変位 δ_y [cm]	0.91	0.85	0.84
	終局変位 δ_u [cm]	5.7	5.7	7.5
	δ_u/δ_y	6.3	6.7	8.9

注) 耐力及び変形性能は、ともに正負載荷の平均値を示したものである。

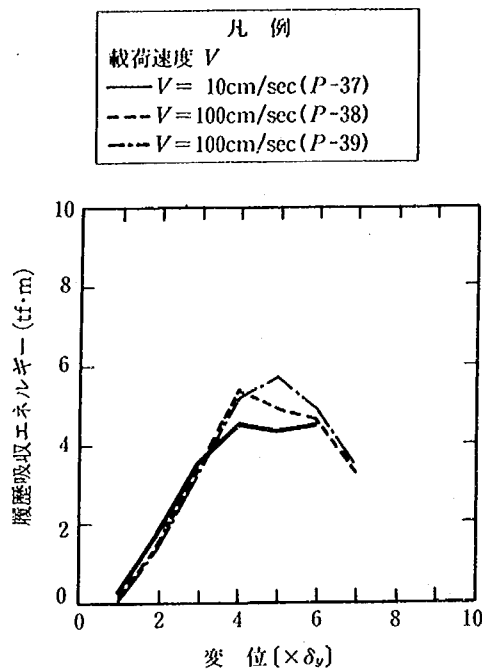


図2-5-8 履歴吸収エネルギーの比較

次に、等価減衰定数 h_e に及ぼす載荷速度の影響を示すと図2-5-9のようになる。図2-5-9によれば、図2-5-8に示した吸収エネルギーの場合ほどはっきりしていないが、 $4\delta_y$ 程度までは、載荷変位振幅の増加とともに、等価減衰定数 h_e は載荷速度によらずほぼ同じように大きくなる。しかしながら、載荷速度が 10 cm/sec の場合には、 $4\delta_y$ で最大 0.23 程度の等価減衰定数となった後、これ以後は減少していくのに対して、載荷速度が 100 cm/sec の場合には、 $5\delta_y$ において 0.25 程度の値となるまで等価減衰定数は増加し続け、その後減少していくのがわかる。

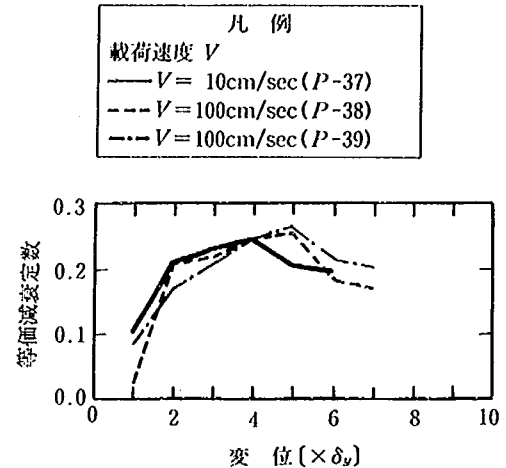


図2-5-9 等価減衰定数の比較

2.5.5 ま と め

鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす載荷速度の影響を検討するために、せん断支間比 6.8 の曲げ破壊タイプの供試体 3 体を用いて、載荷速度を 10 cm/sec 、 100 cm/sec とした動的載荷実験を行った。本実験から得られた結論をまとめると、以下のようになる。

(1) 載荷速度を 100 cm/sec とした場合には、 10 cm/sec とした場合に比較して、かぶりコンクリートの剝離及び最大耐力の生じる変位振幅は、ともに、およそ $1\delta_y$ 相当分だけ遅くなり、この分だけ、耐力の安定した変位の領域が大きくなる。

(2) 耐力が最大耐力近くの値からはっきり減少し始める $4\delta_y$ 程度の変位振幅の至るまでは、吸収エネルギー及び等価減衰定数によって表わしたエネルギー吸収特性に対する載荷速度の影響は、顕著なものではない。しかしながら、これ以後の変位振幅では、載荷速

度 100 cm/sec の場合の方が荷重速度 10 cm/sec の場合よりも吸収エネルギー、及び等価減衰定数ともに大きくなる。

米のように準静的に荷重した場合に比較して、RC 橋脚の損傷の進行がやや遅くなり、また、これにともなうエネルギー吸収性能も大きくなるということが出来る。ただし、これはあくまでも今回検討した曲げ破壊タイプの供試体に対する結果であり、せん断破壊タイプの供試体等に対する検討が今後必要とされる。

2.6 斜め方向荷重方向の影響

2.6.1 まえがき

橋の耐震設計では、一般に橋軸方向及び橋軸直角方向に地震力を作用させ、両方向にそれぞれ独立に耐震計算を行なう。もちろん、地震時には橋軸方向と橋軸直角方向に同時に地震力が作用するが、両者が同時に最大値をとる確率は低いこと、両方向に同時に荷重を作用させるのは計算が面倒であること等の理由で、伝統的にこのような耐震設計が採用されてきている。しかしながら、平成元年 10 月に生じた米国ロサンゼルス地震では、サンフランシスコ・オークランド・ベイブリッジのトラス部分を支える鉄筋コンクリート橋脚において、コーナー部分に損傷が生じたと報告されており⁹⁾、橋軸及び橋軸直角方向の 2 方向同時の地震力の作用によると考えられている。また、強震記録の統計

解析結果によれば、水平 2 成分の地震力を組み合わせることにより、いずれか一方だけに地震力を作用させた場合に比較して、構造物の振動は最大で 2.25 倍にもなることがわかっている⁸⁾。

このように、橋軸方向及び橋軸直角方向に同時に地震力を受けた場合には、橋脚には、主軸方向とは異なる方向に地震力が作用することとなる。主軸方向とは異なる方向に地震力を受けた場合には、主軸方向に地震力を受けた場合と異なった特性を示すと考えられる。しかしながら、このような検討は、せん断力と曲げモーメントを同時に受ける鉄筋比の高い建築用の柱もしくは梁部材に対する研究は行われているが⁹⁾¹⁰⁾、橋脚のように低鉄筋で曲げが卓越する部材に対しては、従来ほとんど行われておらず、わずかに山田、家村らが PC 斜張橋のタワーの 2 軸曲げの研究として行っている¹¹⁾に過ぎない。

このため、ここでは主軸とはある角度をなす方向に地震力が作用した場合の鉄筋コンクリート橋脚の破壊特性を実験的に検討する。

2.6.2 実験に用いた RC 橋脚模型

実験に用いた RC 橋脚模型は、図 2-6-1 に示す 3 体（供試体 P-10、33、34）である。これらの供試体は、いずれも 50 cm×50 cm の正方形断面を有し、橋脚基部から荷重載荷点までの高さ h は 2.5 m である。コンクリートのかぶり厚さは 3.5 cm であり、せん断支間

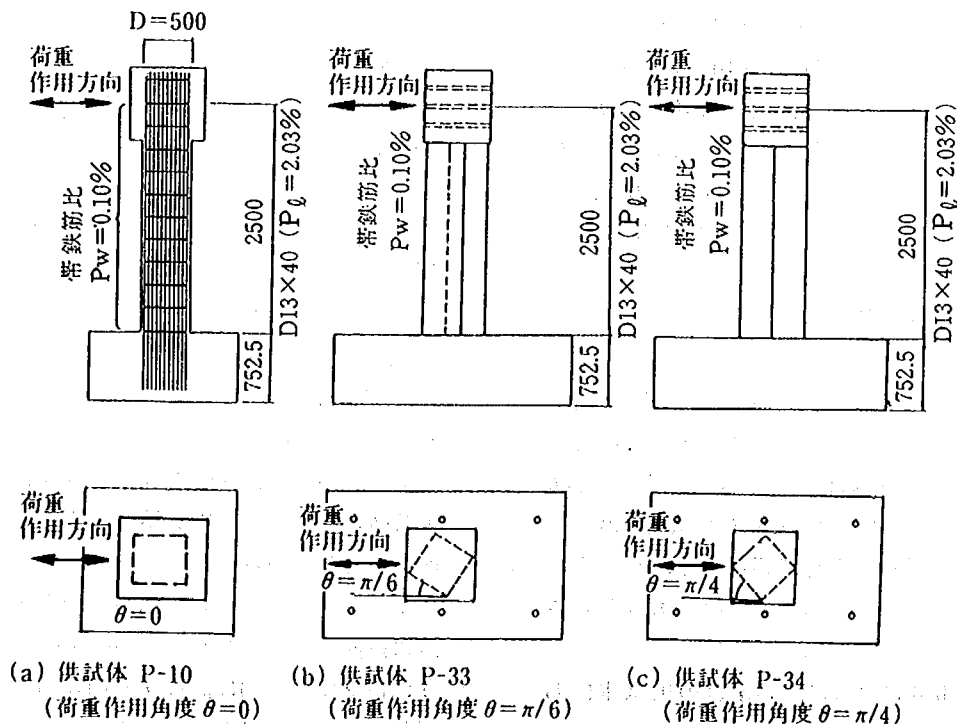


図-2-6-1 実験に用いた供試体 (P-33及びP-34の橋脚部の配筋はP-10と同じ)

比 h/d は 5.4 である。

フーチングに対する橋脚躯体の主軸のなす角度は、 $P-10$ では 0 度(直交)であるが、 $P-33$ では $\pi/6$ 、 $P-34$ では $\pi/4$ と傾けてある。載荷はフーチングの長辺方向に加えるため、載荷方向に対する橋脚躯体の主軸のなす角 θ (以下、“荷重作用角度”と呼ぶ) は、それぞれ、0($P-10$)、 $\pi/6$ ($P-33$)、 $\pi/4$ ($P-34$) となる。

いずれの供試体も、主鉄筋は SD 295 A、 ϕ 13 mm (主鉄筋比 2.03%) で、主鉄筋の段落しは設けていない。帯鉄筋は SR 235、 ϕ 9 mm で、25 cm 間隔(帯鉄筋比 0.1%) で配置した。コンクリートとしては、普通ポルトランドセメントを使用し、最大粒径 10 mm の骨材を用いた。実験当日のコンクリートの一軸圧縮強度(平均値)は、319kgf/cm² ($P-10$) ~ 406kgf/cm² ($P-33$ 及び $P-34$) である。

2.6.3 荷重載荷方法

実験では、供試体をフーチング位置で反力壁にアンカーボルトで固定し、反力壁に固定した動的加力機を供試体頭部に取り付けて、水平方向に荷重を加えた。本実験では実験装置の制約から軸力は加えていない。

水平力の載荷は、一定振幅変位漸増方式によった。橋脚の主軸に対して斜め方向に荷重を作用させているため、降伏変位 δ_y は、供試体ごとに異なることになる。このため、ここでは、 $P-10$ ($\theta=0$) に対する降伏変位 δ_y (1.3cm) を $P-33$ ($\theta=\pi/6$) 及び $P-34$ ($\theta=\pi/4$) に対しても降伏変位として採用することとした。これは、本実験の目的が荷重作用方向を検討することであり、供試体ごとに異なった降伏変位 δ_y を用いると相互の比較ができないためである。ただし、この値は、 $P-33$ 及び $P-34$ に対しては降伏変位ではなく、あくまでも載荷のための基準となる変位に過ぎない。このため混乱を避ける目的でここでは、これを“基準変位 δ_0 ”と呼び、降伏変位 δ_y とは区別することとした。

2.6.4 斜め方向載荷の影響

[1] 破壊性状

各変位振幅における 10 回のくり返し載荷後の損傷状況をコンクリートに生じた亀裂及び剥離、主鉄筋及び帯鉄筋の座屈、破断等に着目して示すと、図 2-6-2 ($\theta=0$)、図 2-6-3 ($\theta=\pi/6$)、図 2-6-4 ($\theta=\pi/4$) のようになる。ここでは、破壊の進行状態がよくわかるように、動的加力機で加振している面とは反対方向からみた損傷の様子を示している。

図 2-6-2~図 2-6-4 によれば、いずれの供試体においても基部において、かぶりコンクリートの剥離、主鉄筋の面外方向への座屈、主鉄筋の破断へと損傷が進

行して行き、最終的には橋脚基部で曲げ破壊を生じている。しかし、損傷の進展には次のような大きな違いが認められる。

まず、荷重作用角度 θ が 0 の $P-10$ 供試体では、 $\delta_0 \sim 3\delta_0$ 載荷の段階では、ともにクラックが生じるのみで、それ以上の著しい損傷は生じない。 $4\delta_0$ 載荷に至ると荷重載荷面において基部から 50 cm 程度の範囲でコンクリートの剥離が生じ始める。コンクリートの剥離は、その後の載荷とともに除々に進展し、 $5\delta_0$ 載荷後には、ほぼ完全に荷重載荷面ではコンクリートが剥落する。また、この段階になると主鉄筋の面外方向への座屈も顕著となるが、まだ、主鉄筋は破壊していない。主鉄筋の破断は $6\delta_0$ 載荷から生じ、この載荷段階で 1 本が破断する。 $7\delta_0$ 載荷に至ると、主鉄筋は 3 本破断し、また、最下段の帯鉄筋がはずれ、コアコンクリートに対する帯鉄筋の拘束が全く失なわれる。 $8\delta_0$ に至ると主鉄筋はさらに 7 本(累計 11 本)破断し、耐力は急速に失なわれていく。

これに対して、荷重作用角度 θ が $\pi/6$ の $P-33$ では、上述した $P-10$ に比較して損傷進展が速い。すなわち、 $P-33$ では、 δ_0 及び $2\delta_0$ 載荷の段階では、ともにクラックが生じるのみで損傷は生じないが、 $3\delta_0$ の載荷に入ると、基部の隅角部において基部から 20 cm の範囲にコンクリートの剥離が生じ始める。 $4\delta_0$ 載荷になるとコンクリートの剥離はさらに進展し、基部から 40 cm ~ 60 cm の範囲でほぼ全周にわたりコンクリートの剥離が生じる。上述した $P-10$ では、コンクリートの剥離が生じ始めたのが $4\delta_0$ 、コンクリートが全周にわたってほぼ完全に剥離したのが $5\delta_0$ であるから、これに比較すると、 $P-33$ では、ほぼ $1\delta_0$ だけ損傷の進展が早く生じていることになる。

また、 $5\delta_0$ に入ると基部の隅角部において主鉄筋 2 本が破断する。主鉄筋の破断は、その後の載荷で隅角部からさらにまわりへと拡大していき、 $6\delta_0$ では 8 本(累計 10 本)、 $7\delta_0$ では、5 本(累計 15 本)、 $8\delta_0$ では、3 本(累計 18 本)と、合計 40 本配置されている主鉄筋のうち実に 45% が破断する。 $P-10$ では、主鉄筋の破断が生じ始めたのは $6\delta_0$ 載荷時であるから、 $P-33$ では、主鉄筋の破断が早く生じ始め、また、その後の破断も速いことがわかる。

また、主鉄筋の破断が隅角部から生じ始め、順次周辺の鉄筋へと進んでいくのが特徴であり、 $P-10$ のように荷重作用方向に直交する面における鉄筋が順次破断していくのとは大きく異なっている。これは、 $P-33$ のように橋脚の主軸に対して斜め方向に載荷した場合

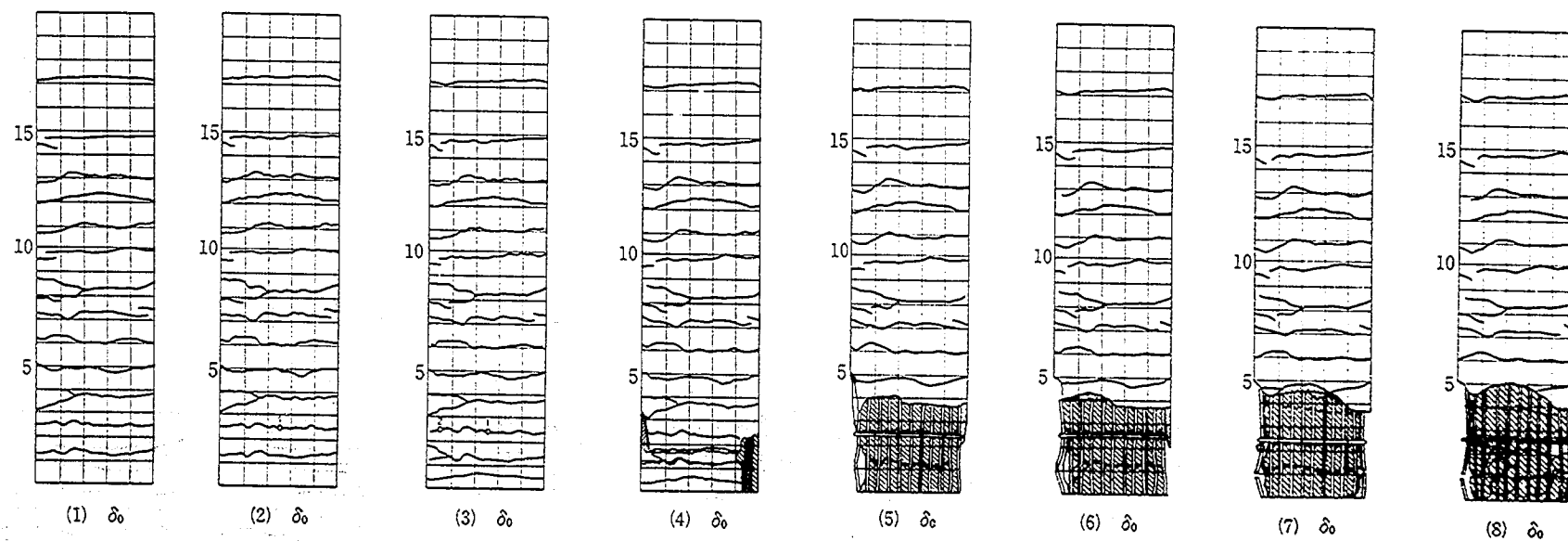


図2-6-2 荷重作用角度 $\theta=0$ の場合の破壊性状 (供試体P-10)

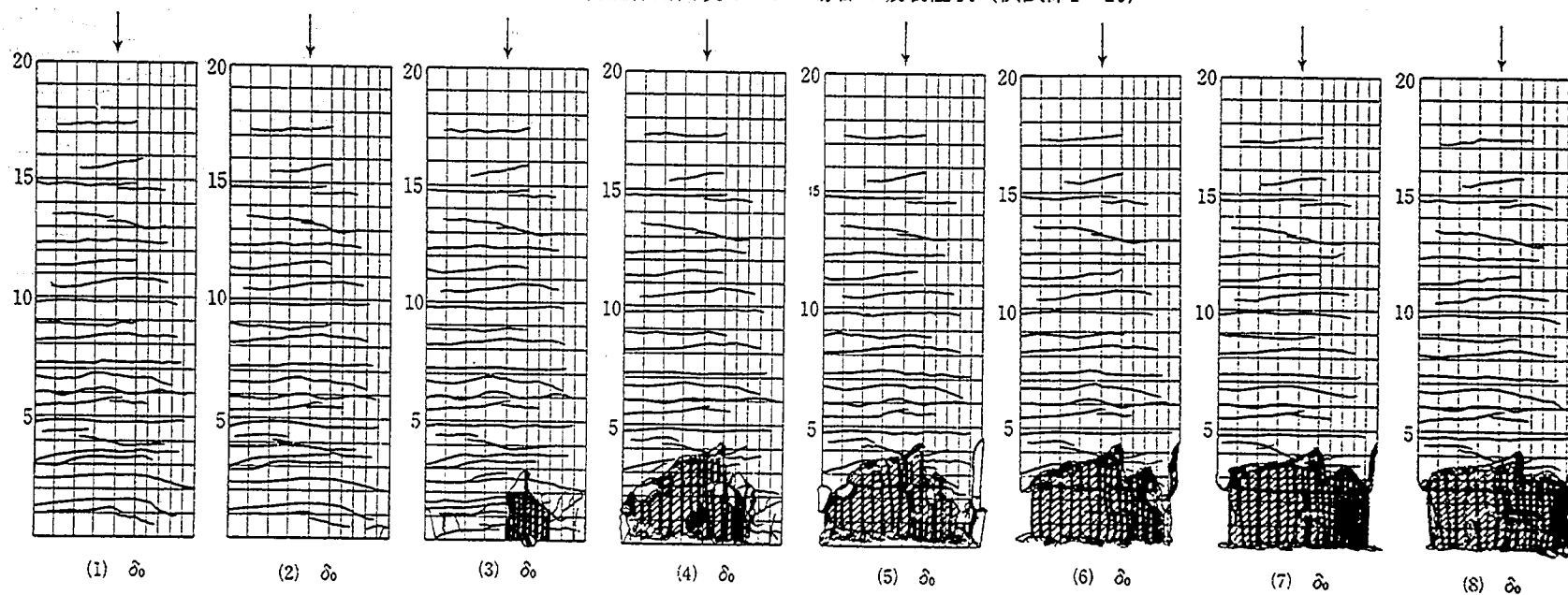


図2-6-3 荷重作用角度 $\theta=\pi/6$ の場合の破壊性状 (供試体P-33) (矢印は橋脚のコーナー位置を表わす)

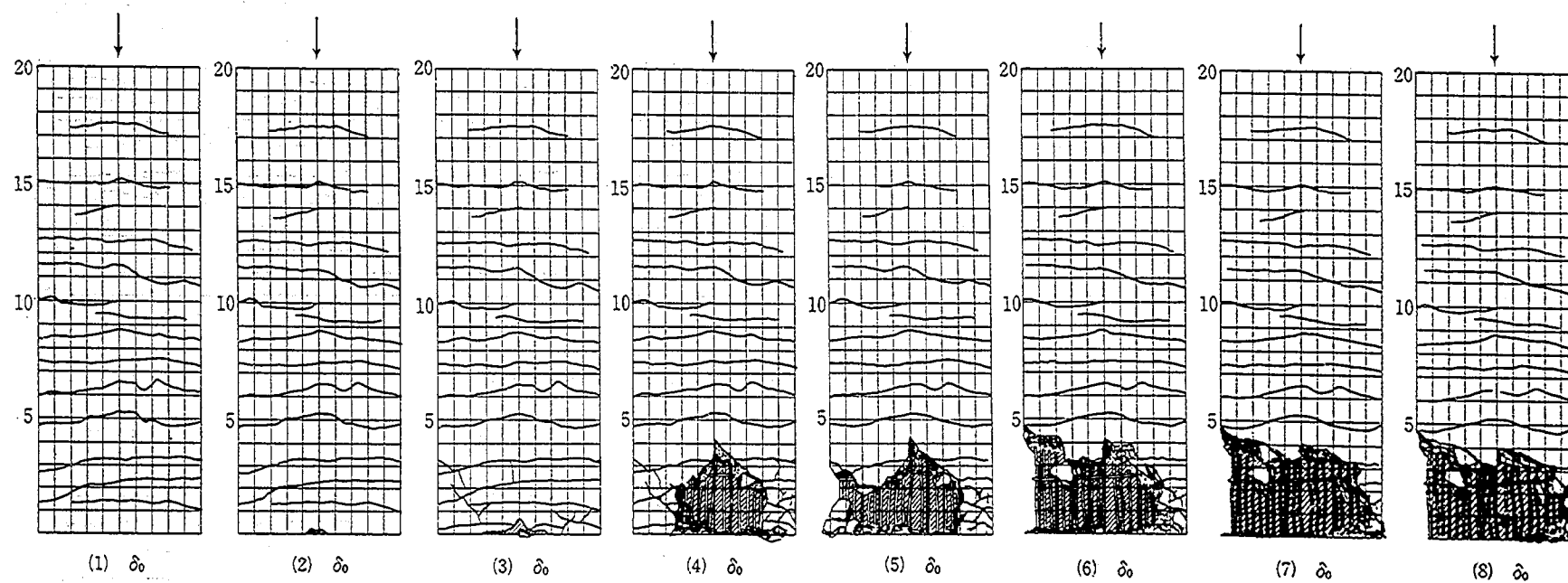


図2-6-4 荷重作用角度 $\theta = \pi/4$ の場合の破壊性状 (供試体P-34) (矢印は橋脚のコーナー位置を表わす)

には、隅角部に大きな曲げ引張及び圧縮力が交番して作用するためである。 $\theta = \pi/4$ の P-34 も、ほぼ P-33 と同様の損傷の進展状況を示す。P-34 では、2 δ_0 載荷で早くも基部の隅角部においてコンクリートが少し圧壊し始める。3 δ_0 載荷後のコンクリートの剝離は、P-33 と比較すると小さいが、4 δ_0 載荷後になると P-33 と同様に橋脚基部の全周でコンクリートの剝離が生じる。5 δ_0 載荷に至って主鉄筋の破断が生じ始めるのも P-33 と同様であり、5 δ_0 では 4 本、6 δ_0 では 4 本(累計 8 本)、7 δ_0 では 2 本(累計 10 本)と主鉄筋の破断が進む。8 δ_0 では 6 本破断し、累計の破断本数は 16 本に達する。

表 2-6-1 は、以上に示した荷重作用角度 θ による破壊状況の違いを主鉄筋の破断本数に着目して示した結果である。

[2] 耐力及び変形性能

くり返し載荷実験より得られた作用力 P と水平変位 δ の履歴曲線を比較すると図 2-6-5 のようになる。いずれの供試体も、紡錘型の履歴曲線となっており、全体としての履歴特性には大きな問題はないことを示している。履歴ループの包絡線を比較すると図 2-6-6 のようになる。これによれば、 $\theta = 0$ の P-10 では、4 δ_0 時に耐力が最大となるのに対して、 $\theta = \pi/6$ の P-33 及び $\theta = \pi/4$ の P-34 では 3 δ_0 時に最大耐力に達し、4 δ_0 ではすでに耐力が低下し始めている。また、全体としてはそれ程大きな違いがある訳ではないが、変位振幅の増加にともなう耐力の減少も P-10 の方が P-33 及び P-34 よりも著しい。なお、最大耐力についても P-33 及び P-34 の方が P-10 よりも大きい、これは、断面 2 次モーメントの大きい方向に荷重を作用さ

せているため当然のことである。

[3] エネルギー吸収性能

図 2-6-7 は、累積吸収エネルギーによって、荷重作用方向の影響を見たものである。これによれば、3 δ_0 載荷までは荷重作用角度 θ の違いによる累積吸収エネルギーの差はほとんどないが、4 δ_0 載荷からは θ が 0, $\pi/6$, $\pi/4$ の順に累積吸収エネルギーは小さくなっている。8 δ_0 載荷終了後の累積吸収エネルギーを比較すると、P-10 に対して P-33 及び P-34 は、それぞれ、86%, 78%となっている。

次に、等価減衰定数 h_e を示した結果が図 2-6-8 である。荷重作用方向によってそれ程大きな違いがある訳ではないが、全体としては荷重作用方向 $\theta = 0$ の場合に比較して $\theta = \pi/6$ 及び $\theta = \pi/4$ の場合には多少小さな等価減衰定数を与える。

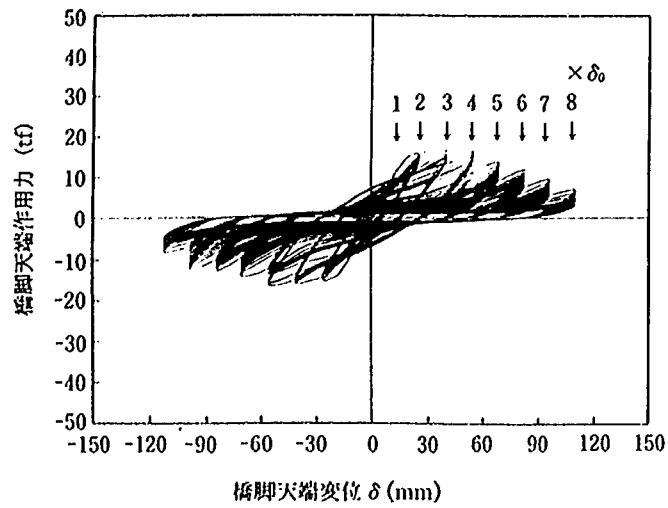
2.6.5 ま と め

鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす斜め方向載荷の影響を検討するために、主軸が載荷方向となす角度(荷重作用角度) θ を 0, $\pi/6$, $\pi/4$ と変化させた供試体 3 体を用いて、載荷実験を行なった。本実験から得られた結論をまとめると以下のようになる。

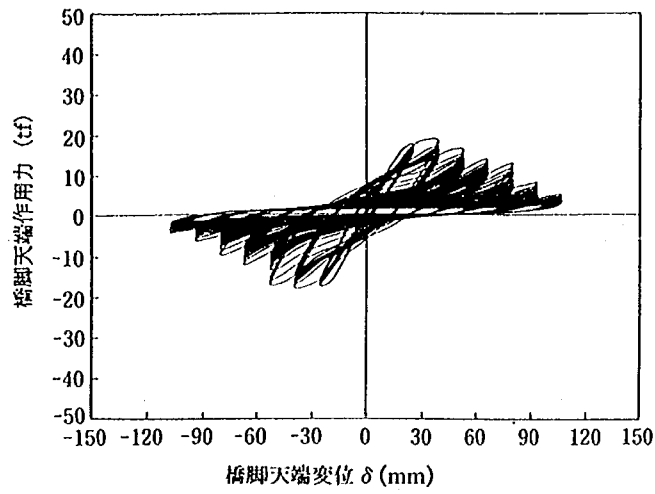
(1) 荷重作用角度 θ が 0 の場合には、載荷面に直交する面上の基部においてコンクリートの剝離及び主鉄筋の破断が逐次生じるのに対して、荷重作用角度 θ が $\pi/6$ 及び $\pi/4$ の場合には、橋脚基部のコーナー部からコンクリートの剝離及び主鉄筋の破断が進行する。 $\theta = 0$ の場合に比較して $\theta = \pi/6$ 及び $\pi/4$ の場合には、コンクリートの剝離、主鉄筋の破断とも、おおむね 1 δ_0 相当分だけ速く生じ、また、主鉄筋の破断本数が多い

表2-6-1 主鉄筋の破断本数

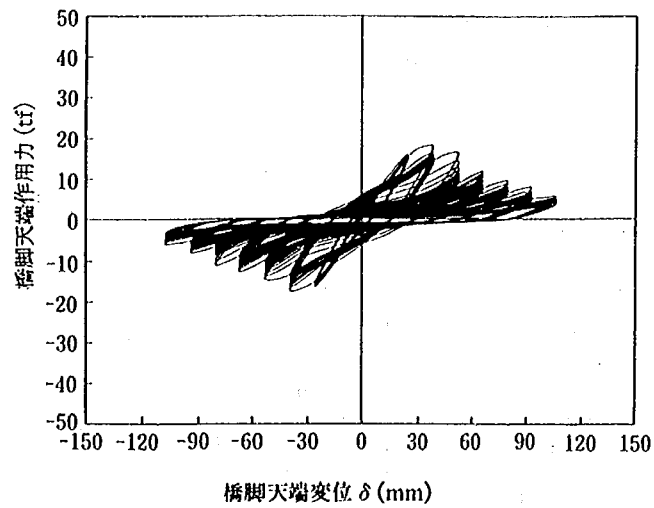
荷重作用角度 ϕ		0	$\pi/6$	$\pi/4$
供給体番号		P-10	P-33	P-34
主鉄筋破断本数	1 ~ 4 δ_0	0	0	0
	5 δ_0	0	2	4
	6 δ_0	1	8	4
	7 δ_0	3	5	2
	8 δ_0	7	3	6
	計	11	18	16



(a) 荷重作用角度 $\theta=0$



(b) 荷重作用角度 $\theta=\pi/6$



(c) 荷重作用角度 $\theta=\pi/4$

図2-6-5 履歴曲線の比較

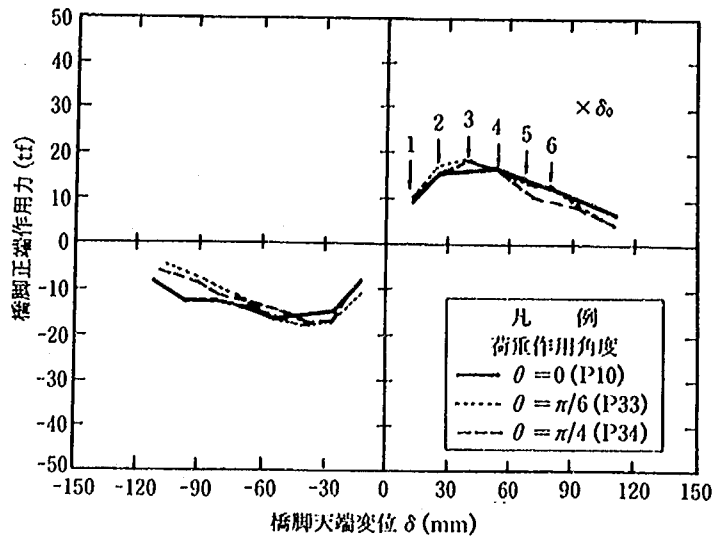


図2-6-6 履歴曲線の包絡線の比較

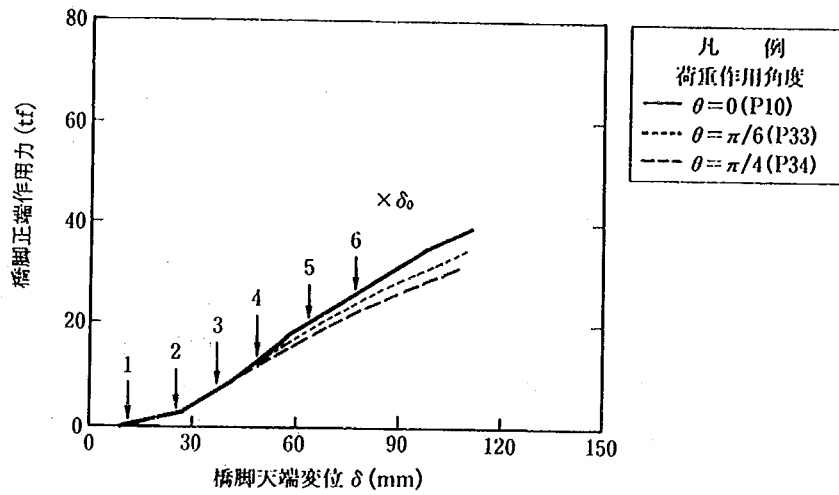


図2-6-7 累積吸収エネルギーの比較

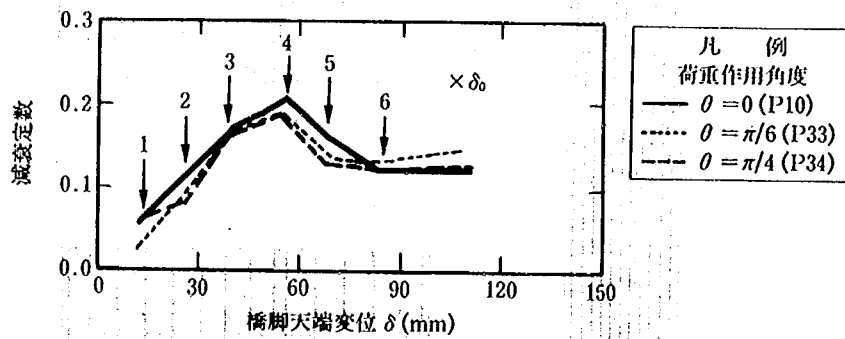


図2-6-8 等価減衰定数の比較

等その損傷程度も著しい。

荷重作用角度の影響は顕著ではないが、コンクリート

(2) 上記(1)のため、コンクリートが剥離するまでは、荷重作用方向 θ が 0 の

場合に比較して、 $\theta=\pi/6$ 及び $\theta=\pi/4$ の場合には耐力の低下が著しい。

(3) 累積吸収エネルギーで比較すると、上記(2)と同様にコンクリートの剥離が始まる4割以後に、荷重作用方向の影響が現われてくる。ただし、等価減衰定数で表わした履歴吸収エネルギーは、全体としては荷重作用角度 $\theta=0$ の場合の方が $\theta=\pi/6$ 、及び $\pi/4$ の場合より多少大きい。

2.7 2方向同時載荷の影響の検討

2.7.1 まえがき

前節では、斜めから地震荷重が作用する場合の影響を検討したが、ここでは水平2方向の地震力を同時に作用させ、これがRC橋脚の非線形履歴特性に及ぼす影響を検討する。このような検討は従来ほとんど行われておらず、橋軸方向と橋軸直角方向の2方向の地震力を同時に受けるRC橋脚の動的特性を検討するためには、きわめて重要である。

2.7.2 実験に用いたRC橋脚模型

RC橋脚模型は、図2-7-1に示す同一断面諸元を有する3体(P-45、P-46、及びP-47)である。これらの供試体は、いずれも80 cm×40 cmの長方形断面を有し、橋脚基部から荷重載荷点までの高さ(有効高さ) h は2.4 mである。したがって、橋脚高さ h と断面の有効幅 d (橋脚の幅からコンクリートのかぶり厚を引いた値) の比(せん断支間比) h/d は、短辺方向及び長辺方向のそれぞれに対して、6.8 及び 3.2 となる。主鉄

筋としては、SD 295 A、D 13 を長辺にのみ各面に11本ずつ、計2本を、かぶり厚さ5 cmで配置した。短辺方向には主鉄筋を配していない。主鉄筋の途中定着はしていない。主鉄筋比は1.0%である。また、帯鉄筋としては、SR 235、 $\phi 9$ を短辺方向の厚さ40 cmの半分に相当する20 cm間隔で配置した。帯鉄筋比は0.08%である。

コンクリートとしては、早強ポルトランドセメントを用いた。骨材の最大粒径は10 mmである。載荷実験当日の一軸圧縮強度は311~402 kgf/cm²である。

2.7.3 載荷実験方法

図2-7-2に示すように供試体をフーチング位置で反力床にアンカーボルトで固定し、載荷方向が互いに直交するように反力壁に設置した2台の動的加振機を供試体頭部に取り付けて、同時に水平2方向に荷重を加えた。写真2-7-1は、加振機のセット状況である。一般に、RC橋脚には上部構造の死荷重により5~20 kgf/cm²程度の軸力が作用しているが、本実験では、実験装置の制約から軸力は加えていない。

載荷の方向は、図2-7-3に示すようにRC橋脚断面の2つの主軸方向とした。以下、躯体断面の長辺に直角な方向を第一載荷方向、躯体断面の長辺に並行な方向を第二載荷方向と呼ぶ。なお、一方向だけに載荷する場合には、第一載荷方向に載荷する。

第一載荷方向及び第二載荷方向のそれぞれに、当該方向にだけ橋脚頭部に水平力を作用させ、橋脚基部の最外縁の引張側主鉄筋が降伏するときに橋脚天端に生

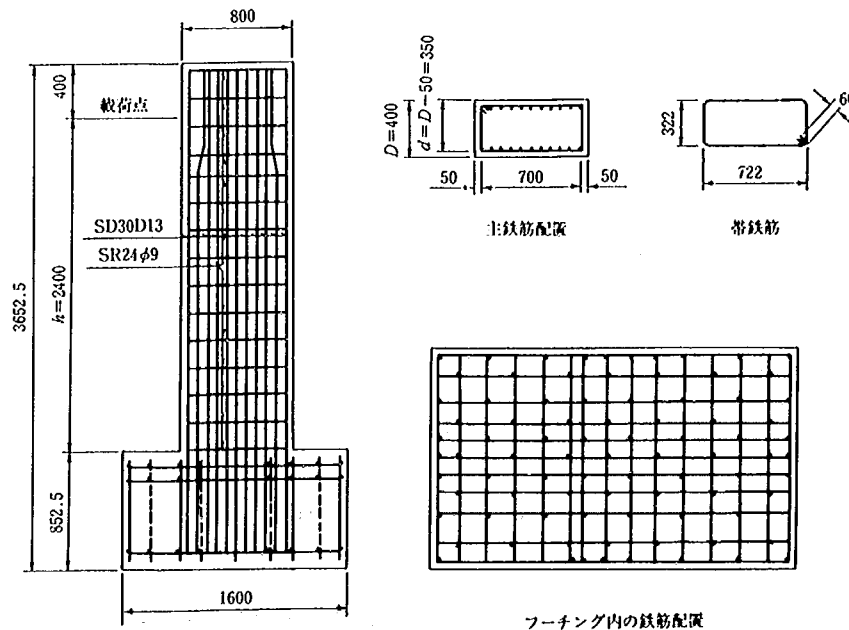


図2-7-1 実験に用いた橋脚模型

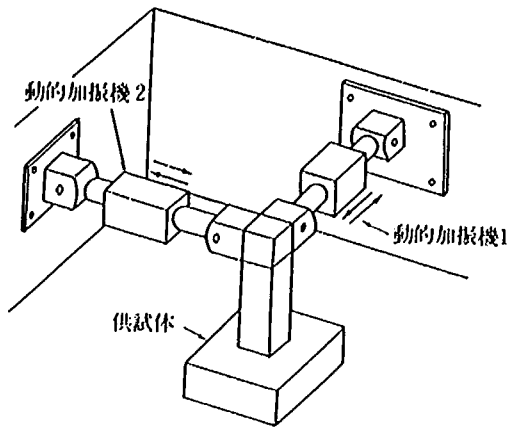


図2-7-2 2方向同時載荷方法

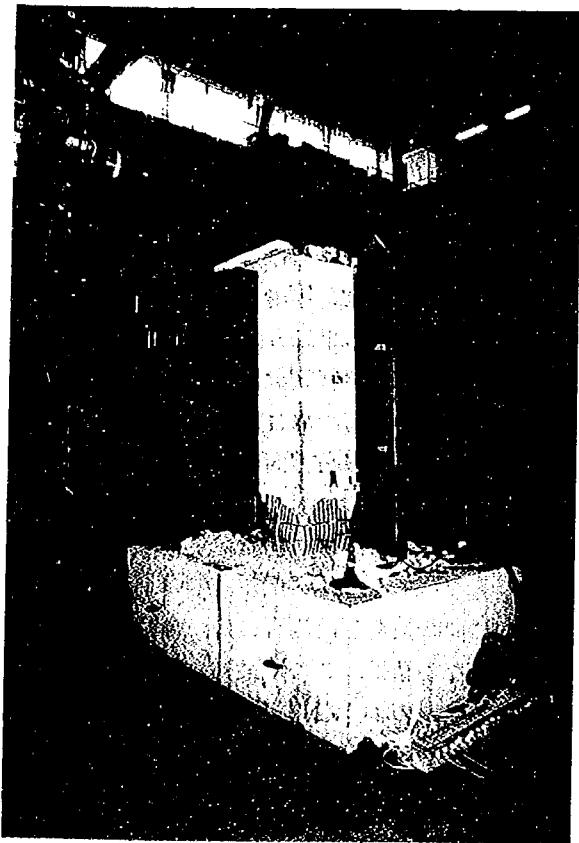
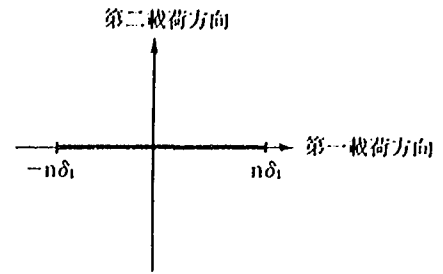


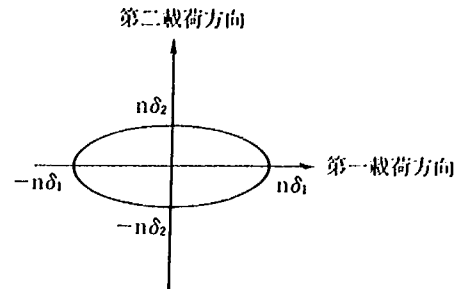
写真2-7-1 水平2方向同時加振のセットアップ状況

じる変位を計算すると、それぞれ12 mm及び5 mmとなる。ここでは、これらを降伏変位と呼び、両方向に荷重を変位制御で作用させる場合の基準変位を δ_1 (=12 mm) 及び δ_2 (=5 mm) とした。

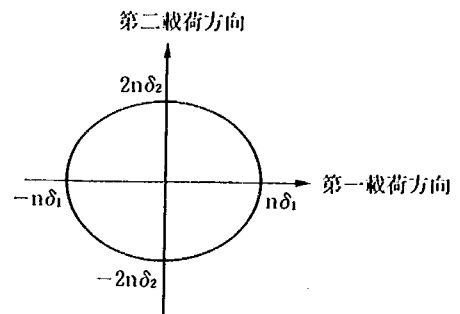
3体の供試体とも図2-7-4に示すように、第一載荷方向には、まず、基準変位 δ_1 で10回の正負交番載荷を行い、次に振幅をこの2倍に増加させて10回の正負交番載荷を行うというように、基準変位 δ_1 の整数倍の変位振幅で順次載荷変位振幅を増加させた。第二載荷方



(a) 一方向載荷（供試体P-37）



(b) 2方向載荷（供試体P-49）

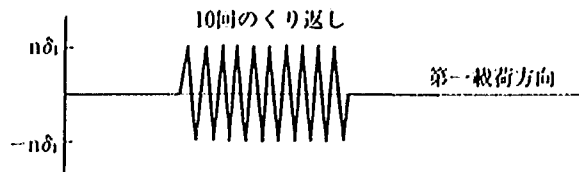


(c) 2方向載荷（供試体P-50）

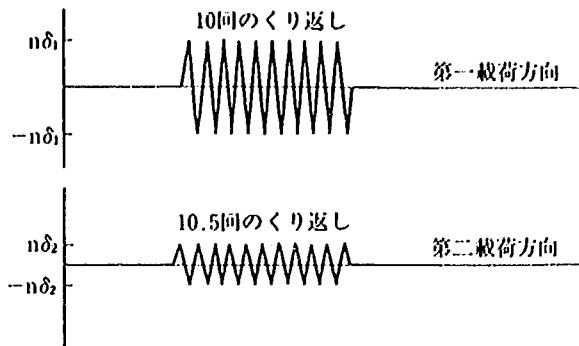
図2-7-3 2方向の載荷荷重

向については、第一載荷方向と同様に、各ステップごとに10回の正負交番載荷を行ったが、載荷変位振幅は図2-7-3に示すように供試体P-46では基準変位 δ_2 の整数倍の変位（ $1\delta_2, 2\delta_2, 3\delta_2, \dots$ ）で、また、供試体P-47では基準変位 δ_2 の偶数倍の変位（ $2\delta_2, 4\delta_2, 6\delta_2, \dots$ ）で、それぞれ、変位振幅を増加させた。したがって、供試体P-46では両方向に対して、それぞれ、降伏変位に相当するだけ載荷変位が増加して行くが、供試体P-47では、弱軸方向（第一載荷方向）には供試体P-48の2倍の割合で載荷変位が増加して行くこととなる。

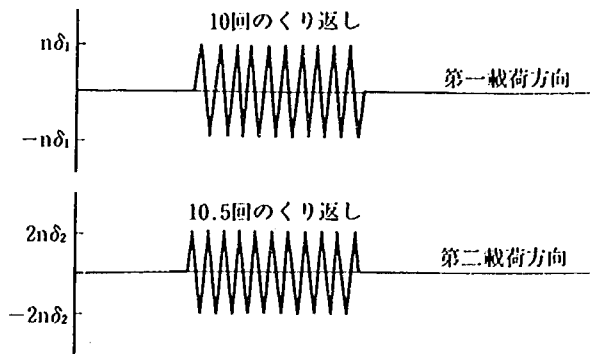
第一載荷方向と第二載荷方向の入力は、図2-7-4に示したように位相を90度ずらした。したがって、厳密にいうと載荷回数は、第一載荷方向には10回である



(a) 一方向・二方向同時載荷 (供試体 P-37)



(b) 2 方向同時載荷 (供試体 P-49)



(c) 2 方向同時載荷 (供試体 P-50)

図2-7-4 2 方向荷重の載荷方法

が、第二載荷方向には 10.5 回となる。また、第二載荷方向の最初の 0.25 回と最後の 0.25 回の間には、第一載荷方向への載荷は行われない。

なお、載荷速度は、第一載荷方向の速度振幅が 10 cm/sec となるようにした。したがって、第二載荷方向の速度振幅は、 $10 \times \delta_2 / \delta_1$ となる。ここで、 δ_1 、 δ_2 は前述した第一載荷方向及び第二載荷方向への基準変位である。

2.7.4 2 方向同時載荷の影響

[1] 破壊性状

繰り返し載荷後の破壊状況をコンクリートのひび割れ及び剥離、主鉄筋及び帯鉄筋の座屈、破断に注目して示すと、図 2-7-5 (供試体 P-45)、図 2-7-6 (供試体 P-46) 及び図 2-7-7 (供試体 P-47) のようになる。これらは、損傷の状況がよくわかるように、第一載荷方向に直角な面の損傷を示したものである。

これらによれば、一方向に載荷した場合には、①橋脚基部のコンクリートの水平ひび割れ→②基部付近のコンクリートの剥離→③主鉄筋の座屈→④主鉄筋の破断、という順番で損傷が進行して行く。これは、一般に水平 1 方向の地震力を作用した場合の基本的な損傷の進展形態である。水平二方向に同時載荷した場合にも、基本的な損傷の進展状況はこれと変わらない。

ただし、一方向載荷の場合には、コンクリートの剥離が載荷方向 (第一載荷方向) に直交する面で全体にほぼ同時期に生じるのに対して、水平二方向に同時載荷した場合には隅角部から剥離が生じはじめ、載荷の進展にともなって面全体に広がっていく。これは、水平 2 方向に同時載荷した場合には、合力の作用が隅角部で最大となる結果、ここで最初に損傷が生じ始めるものである。このような損傷形態は過去の地震でも見

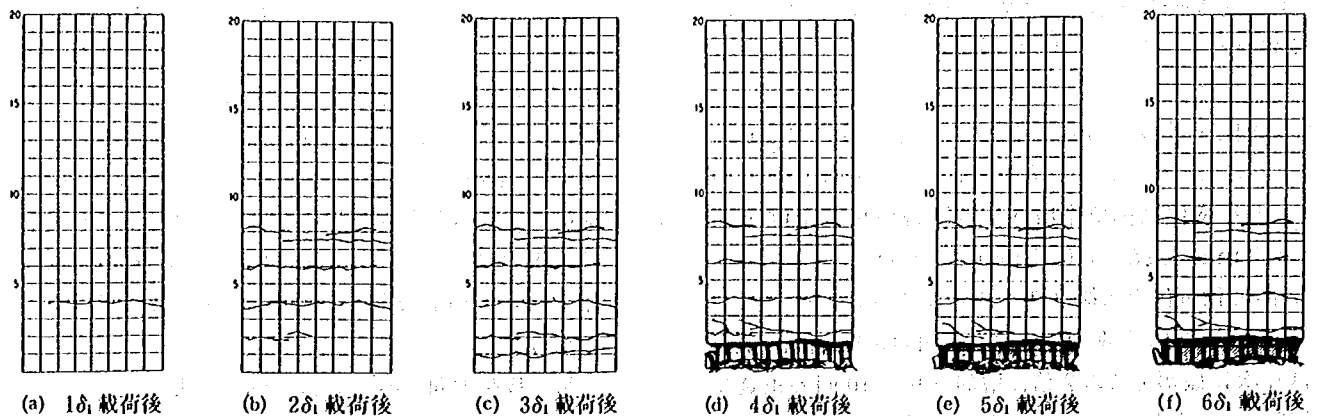


図2-7-5 載荷にともなう損傷の進展状況 (供試体 P-45)

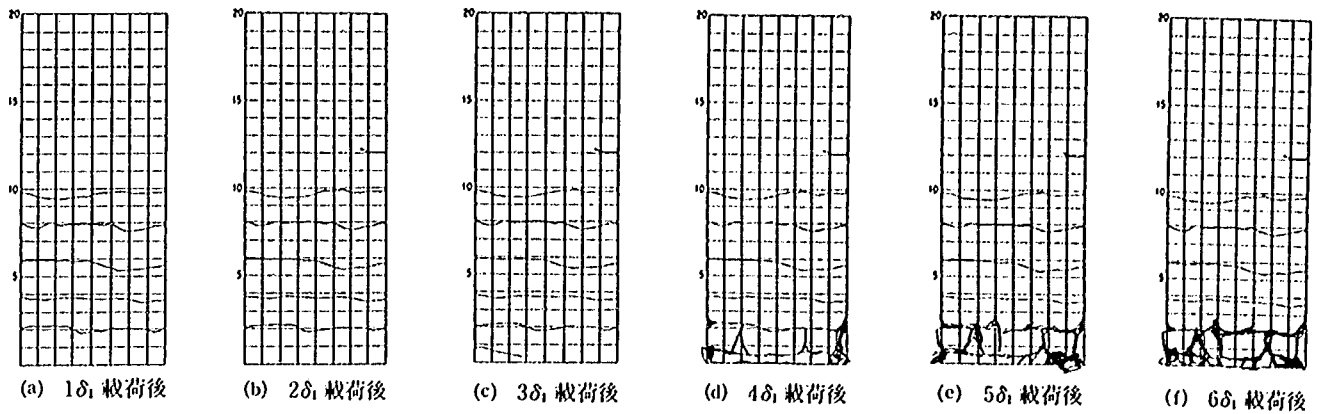


図2-7-6 載荷にともなう損傷の進展状況 (供試体 P-46)

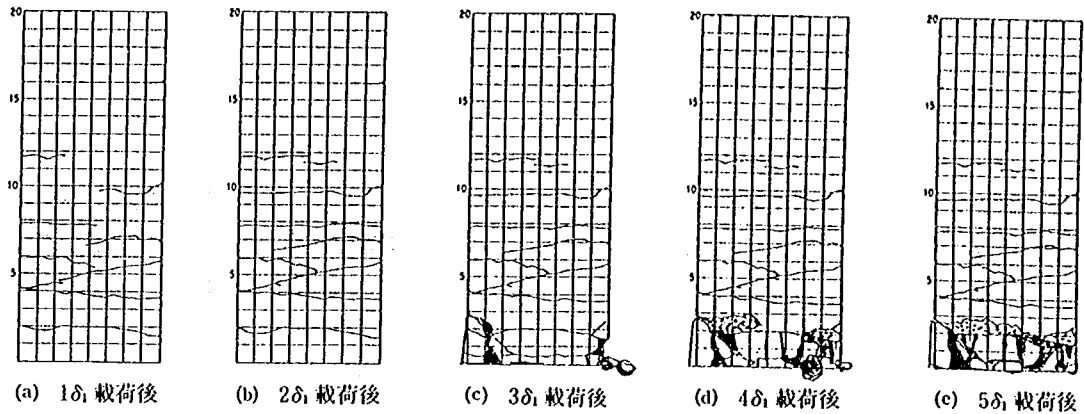


図2-7-7 載荷にともなう損傷の進展状況 (供試体 P-47)

られており、水平2方向地震力の同時作用の影響が無視できないことを示している。

表2-7-1は、橋脚基部のコンクリートがいつ剝離し始めたか、主鉄筋が何本破断したかに着目して、損傷の進行状況を比較したものである。これによれば、1方向に載荷した場合には、 $4\delta_1$ 載荷の段階からコンクリートの剝離が始まっているのに対して、2方向載荷の場合には供試体 P-46 (2方向の変位振幅比0.42) では $4\delta_1$ から、また、供試体 P-47 (2方向の変位振幅比0.83) では $3\delta_1$ から始まっている。また、主鉄筋の破断についてみると、1方向載荷の場合には、 $6\delta_1$ から破断が始まり、この段階で4本の主鉄筋が破断したのに対して、2方向載荷した供試体 P-46 では $6\delta_1$ から破断し始めこの載荷で6本破断した。また、供試体 P-47 では $4\delta_1$ から破断が始まり、この段階で1本、 $5\delta_1$ で7本の鉄筋が破断した。したがって、2方向同時載荷した場合には、1方向載荷に比較して損傷の進行が早く、この傾向は、主鉄筋の破断に顕著に現れることがわかる。これも、上述したように、1方向載荷に比べて2方向の同時載荷の場合には、隅角部に近い鉄筋で大きいひずみ

のくり返し引っ張り・圧縮を受ける結果、主鉄筋の疲労による破断が早く生じるためである。

〔2〕耐力及び変形性能

図2-7-8は、3体の供試体に対する橋脚天端の履歴曲線を第一載荷方向について比較したものである。水平2方向に同時載荷した場合の履歴曲線を水平1方向に載荷した場合の履歴曲線と比較すると、変位や荷重が最大、最小となる付近の履歴曲線が丸みを帯びているのがわかる。これは、変位が最大もしくは最小になる点と荷重(耐力)が最大もしくは最小になる点が異なるためである。このような違いは、1方向載荷の場合にもわずかに見られるが、2方向載荷では、これが非常に顕著であり、最大変位もしくは最小変位に達する前に最大荷重もしくは最小荷重に達することを示している。したがって、一方向載荷した場合には、最大耐力に達する直前で、変位の増大にともなって接線剛性が高くなる、いわゆるひずみ硬化型の逆S字の履歴曲線になるのに対して、2方向同時載荷では、変位の増大にともなって接線剛性が低くなる、いわゆるひずみ軟化型の履歴曲線になる。

表2-7-1 かぶりコンクリートの剝離及び主鉄筋の破断本数の進展

載荷方法		1方向載荷	2方向載荷	
供試体番号		P-45	P-46	P-47
かぶりコンクリートの剝離		4 δ_1 載荷から	4 δ_1 載荷から	3 δ_1 載荷から
主鉄筋の 破断本数	1 ~ 3 δ_1 載荷	0	0	0
	4 δ_1 載荷	0	0	1
	5 δ_1 載荷	0	0	7
	6 δ_1 載荷	4	6	—

注) —は載荷を行っていないことを示す。

図2-7-9は、図2-7-8に示した第一載荷方向の履歴曲線の包絡線を比較したものである。ただし、一方だけに載荷する場合には、変位と荷重の最大及び最小点がほぼ一致するため、変位が最大もしくは最小となる点を結んで包絡線を書いているが、ここでは、履歴曲線全体の外周を包み込むように包絡線を求めた。

これによれば、2方向載荷した場合でも供試体 P-46 のように両載荷方向の変位振幅比が 0.42 の場合には、1方向載荷した供試体 P-45 と包絡線には大きな差はない。この場合には、4 δ_1 までほぼ耐力が維持され、その後、徐々に耐力が低下していく。これに対して、両載荷方向の変位振幅比が 0.83 の供試体 P-47 では、3 δ_2 で耐力が最大となった後、供試体 P-45 や P-46 に比較して速く耐力が低下する。また、最大耐力そのものも 1方向載荷した場合に比較して小さい。

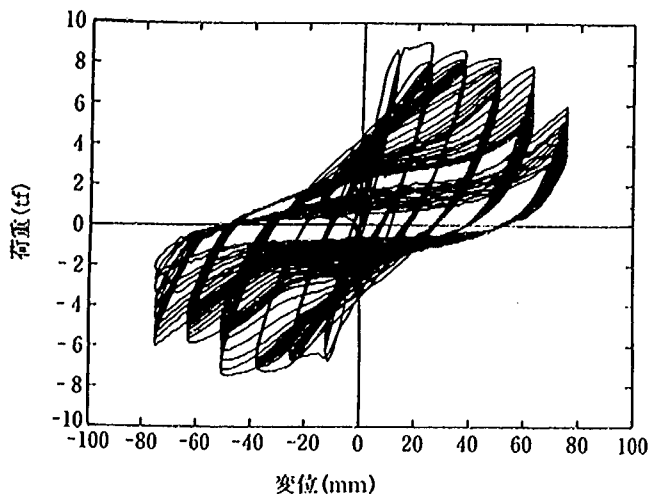
次に、図2-7-10は、第二載荷方向の履歴曲線を比較したものである。両供試体とも各載荷段階の最初に荷重が大きく突き出しているが、これは載荷を始めた最初の 0.25 回の部分で、ここでは第二載荷方向だけに載荷されている。第一載荷方向の荷重が作用した場合と作用しない場合では、第二載荷方向に同じ変位を生じさせるのにこれだけの荷重の違いがあるとみることができる。

このような点を念頭において図2-7-10を見ると、まず、履歴曲線の形状は第一載荷方向と同様に、最大もしくは最小の荷重、変位となる付近で丸みを帯びている。最大耐力は、載荷変位振幅比が 0.42 の供試体 P-46 より載荷変位振幅比が 0.83 の供試体 P-47 の方

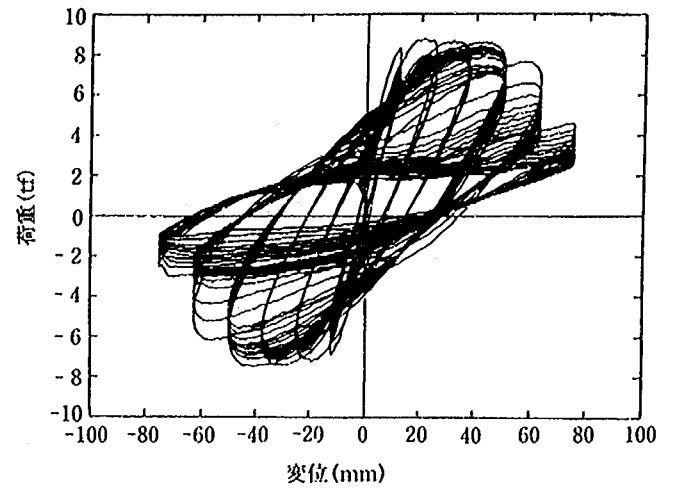
が大きい。また、耐力の低下も、供試体 P-46 では 4 δ_2 載荷以後顕著になるのに対して、供試体 P-47 では、6 δ_2 載荷まで顕著に生じない。ただし、供試体 P-46 では載荷振幅を 1 $\delta_2 \rightarrow 2\delta_2 \rightarrow 3\delta_2 \rightarrow \dots$ と増加させたのに対して、供試体 P-47 では載荷振幅を 2 $\delta_2 \rightarrow 4\delta_2 \rightarrow 6\delta_2 \rightarrow \dots$ と作用させた。したがって、供試体 P-46 で第二載荷方向の変位が 4 δ_2 ということは、第一載荷方向の変位は 4 δ_1 である。また、供試体 P-47 で第二載荷方向の変位が 6 δ_2 になるときの第一載荷方向の変位振幅は 3 δ_1 である。したがって、第二載荷方向に耐力が低下し始めた 4 δ_2 (供試体 P-46) および 6 δ_2 (供試体 P-47) の載荷段階は、上述した第一載荷方向に耐力が低下し始めたときと同じであることに注意しなければならない。

表2-7-2は、耐力(降伏耐力 P_y 及び最大耐力 P_M) 及び変形性能(降伏変位 δ_y 及び終局変位 δ_u) をまとめたものである。1方向載荷した供試体 P-45 (載荷変位振幅比 0.42) に比較して 2方向載荷した供試体 P-46 では、最大耐力 P_M では 4%、終局変位では 6%、それぞれ小さくなっているが、これは、実験の精度を考慮すると、大差はないといえる。これに対して、供試体 P-47 (載荷変位振幅比 0.83) の場合には、1方向載荷した供試体 P-45 に比較して、降伏耐力 P_y で 17%、最大耐力 P_M で 31%、終局変位 δ_u で 28% と、それぞれ小さくなっている。したがって、載荷変位振幅比が 0.83 になると、2方向同時載荷の影響が大きいといえることができる。

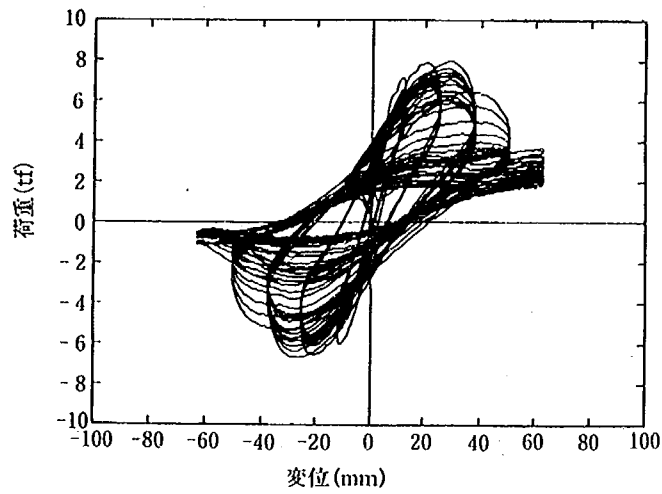
なお、2方向同時載荷した場合のじん性率は、供試体 P-46 では 4.5 であるのに対して、供試体 P-47 では



(a) 一方向載荷 (供試体P-45)



(b) 2方向載荷 (供試体P-46)



(c) 2方向載荷 (供試体P-47)

図2-7-8 履歴曲線の比較 (第一載荷方向)

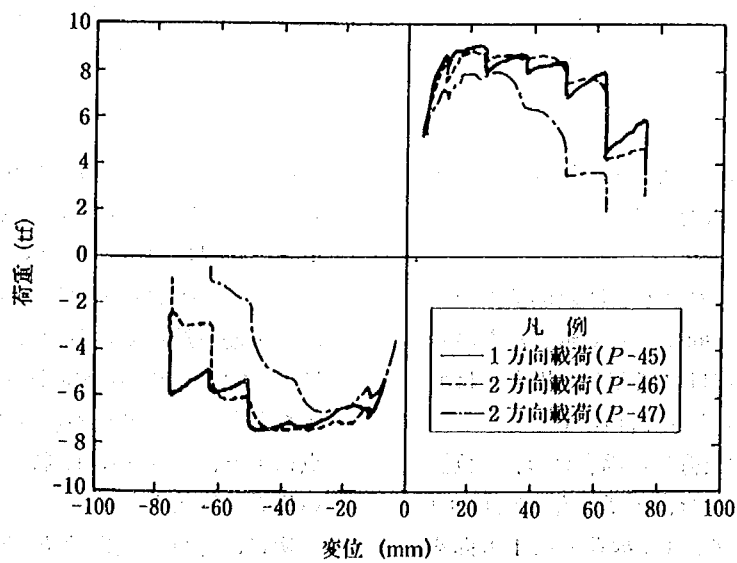
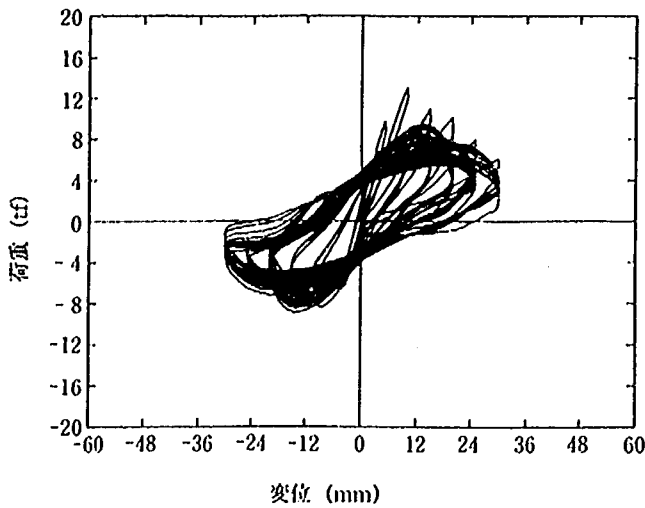
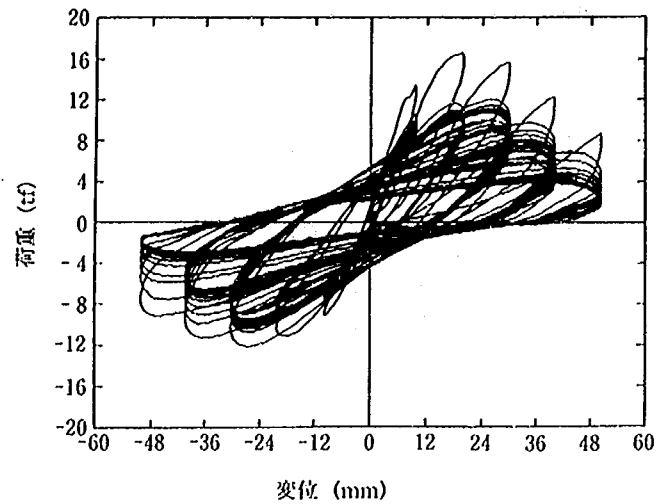


図2-7-9 履歴曲線の包絡線の比較
(第一載荷方向)



(a) 供試体P-46



(b) 供試体P-47

図2-7-10 履歴曲線の比較

表2-7-2 動的耐力及び変形性能の比較

载荷方法		一方向载荷	二方向载荷	
供試体番号		P-45	P-46	P-47
耐力	降伏耐力 P_y (tf)	7.1	7.2	5.9
	最大耐力 P_M (tf)	8.4	8.1	7.4
	P_M/P_y	1.18	1.13	1.25
変形性能	降伏変位 δ_y (mm)	1.2	1.2	1.2
	終局変位 δ_u (mm)	5.7	5.4	4.1
	じん枚率 δ_u/δ_y	4.8	4.5	3.9

4.5であり、一方向载荷した供試体P-45の4.8と比較して、それぞれ、5%、25%低くなっている。

〔3〕エネルギー吸収能

図2-7-11は、各载荷段階における3体の供試体のエネルギー吸収量を第一载荷方向について示したものである。これによれば、1方向だけに载荷した場合にはエネルギー吸収量は $4\delta_1$ で最大となり、 $6\delta_1$ まで安定している。これに対して、2方向载荷した場合には、変位振幅比が0.42の供試体P-46では、エネルギー吸収は1方向载荷した場合と遜色なく、 $4\delta_1$ 载荷では1方向载荷した場合よりエネルギー吸収量が大いぐらいである。しかし、これ以後、エネルギー吸収は急速に減少

する。また、変位振幅比が0.83の供試体P-47では、 $3\delta_1$ でエネルギー吸収量は最大となり、それ以後、エネルギー吸収は急速に減少する。2方向载荷した場合にエネルギー吸収が急速に低下するのは、それだけ供試体の損傷が進んでいるためである。2方向载荷の影響は、エネルギー吸収性能が安定している領域が小さい、すなわち、トータルのエネルギー吸収が小さいという点にあり、この影響は、特に変位振幅比が0.83と大きい場合に顕著といえる。

次に、等価減衰定数 h_e を計算した結果が図2-7-12である。これによれば、1方向载荷した場合には、 $2\delta_1$ から δ_1 に至るまで、等価減衰定数は0.2程度の値で安

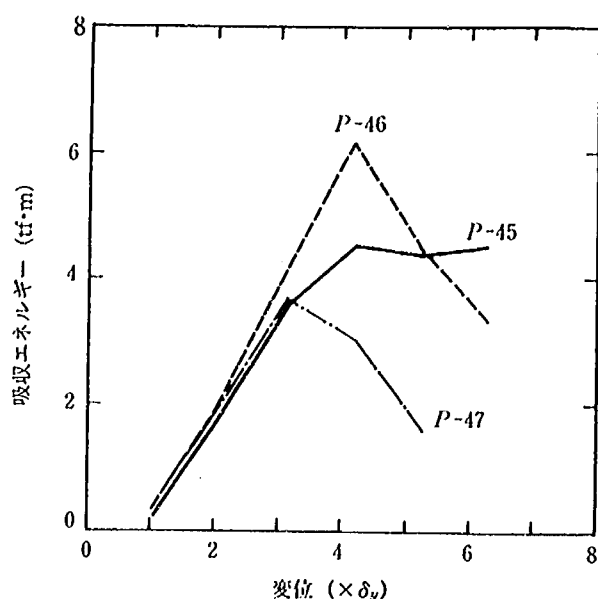


図2-7-11 累積吸収エネルギーの比較

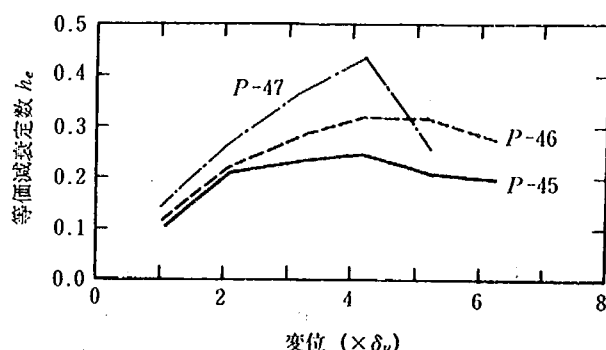


図2-7-12 等価減衰定数の比較

定しているのに対して、2方向載荷した場合には、1方向載荷した場合よりも大きな等価減衰定数となっている。とくに、変位振幅比が0.83の場合には、等価減衰定数は1方向載荷の場合の2倍近くまで大きくなっている。特に供試体 P-47 では、 $4\delta_1$ では0.45程度の等価減衰定数を示している。これは、式(2-6)で1サイクル当りの履歴吸収エネルギー W を計算する際に、履歴曲線の変位最大点及び変位最小点を取っているため、前述した通りに履歴曲線が丸みを帯びていると荷重が小さく評価され、その結果、 W が小さく計算されているためである。したがって、たとえ供試体 P-47 で等価減衰定数が大きいのであっても、前に示したようにエネルギー吸収量としては1方向載荷及び供試体 P-46 に比べて小さいので、その評価には注意しなければならない。また、等価減衰定数が高いことは、耐震設計上有利であるが、問題なのは上述したようなある載荷段階から急速に等価減衰定数が低下し始めることであ

る。

2.7.5 まとめ

RC 橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす水平2方向地震力の同時載荷の影響を検討するために、3体のRC 橋脚模型に対する載荷実験を行った。本実験から得られた結論をまとめると以下のようになる。

1) 1方向にだけ載荷した場合に比較して水平2方向に同時載荷した場合には、損傷の進行が速くなる。特に、水平2方向間の載荷変位振幅比が0.43の場合にはそれほどでもないが、変位振幅比が0.83になると、2方向同時載荷の影響が著しくなる。

2) 1方向載荷した場合には載荷面に直角な面ではコンクリートの損傷がほぼ同時に生じるのに対して、2方向載荷した場合には隅角部から損傷が始まる。これは、前節に示した斜め方向の載荷した場合と同様である。従来の地震被害を見ても、隅角部から損傷が生じた例があり、これらは2方向同時載荷の影響によると考えられる。さらに、1方向載荷に比較して2方向同時載荷した場合には、主鉄筋の破断が早期に生じる。

3) 2方向同時載荷を行った場合には、履歴曲線は丸みを帯びるようになり、最大変位あるいは最小変位を生じる前に最大耐力あるいは最小変位が生じる。

2.8 軸力の影響

2.8.1 まえがき

土木研究所では、軸力載荷装置の導入が遅れたため、本報告に示す大部分の実験では軸力を作用させていない。建築物等では、建物自重により柱に作用する軸力が非常に大きい場合があり、コンクリート強度の50%以上に達する場合もある。これに比較すると、橋梁では上部構造重量によってRC 橋脚に作用する軸力は、一般に 10 kgf/cm^2 程度であり、都市内高速道路等で橋脚断面を絞った場合でも 20 kgf/cm^2 を超えることはまれである。したがって、コンクリートの設計規準強度を 210 kgf/cm^2 としてもコンクリート強度に占める軸力の割合は10%程度であり、このような低軸力下では、RC 橋脚の動的特性に与える軸力の影響はそれほど大きなものではないと予想されているが、これについて具体的に検討する必要がある。

本節では、以上の背景に基づき、RC 橋脚に及ぼす上部構造等による軸力の影響に関して実験的に検討する。

2.8.2 実験に用いた RC 橋脚模型

実験に用いたのは、図2-8-1及び表2-8-1に示す3体の供試体である。これらは、いずれも $50 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$

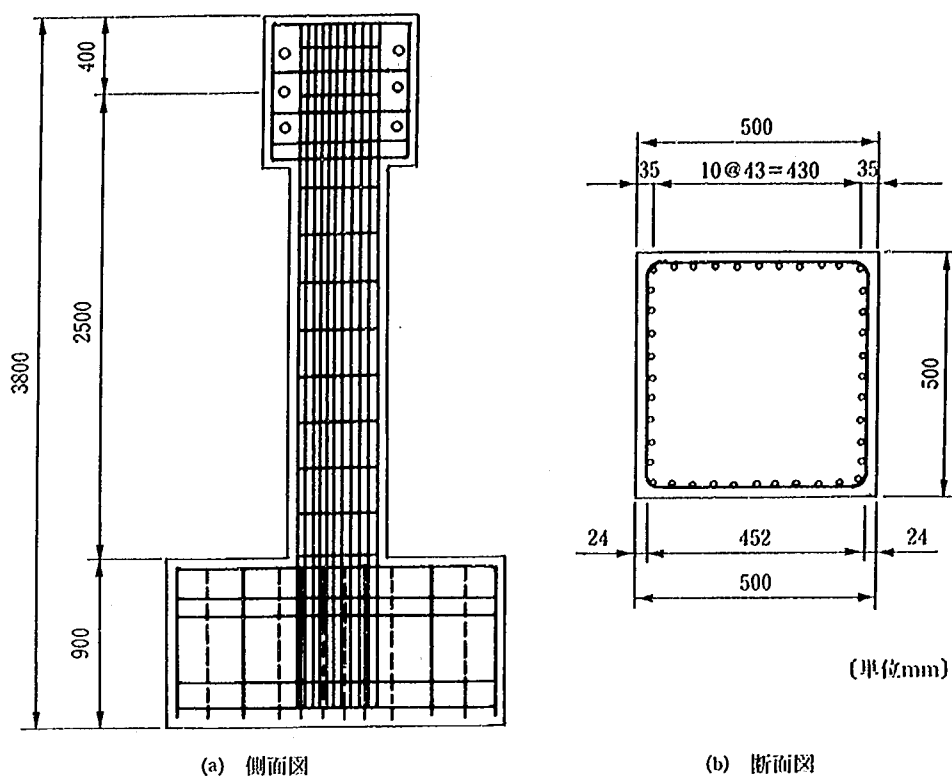


図2-8-1 実験に用いた供試体 (供試体P-56, P-57, P-58)

表2-8-1 供試体の特性

供試体番号		L-10	L-56	57	L-58
軸応力度 (kg f/cm ²)		0	5	10	20
断面寸法 (cm)		50×50	50×50	50×50	50×50
有効高さ (cm)		250	250	250	250
せん断支間比		5.4	5.4	5.4	5.4
主鉄筋	材質及び径 (mm)	SD295A, 13	SD295A, 13	SD195A, 13	SD295A, 13
	主鉄筋比 (%)	2.03	2.03	2.03	2.03
帯鉄筋	材質及び径 (mm)	SR235, 9	SR235, 9	SR235, 9	SR235, 9
	帯鉄筋比 (%)	0.1	0.1	0.1	0.1
コンクリート	最大骨材粒径 (mm)	10	10	10	10
	一軸圧縮強度 (kg f/cm ²)	319	433	408	400
載荷 〔一定振幅変位〕 〔漸増方式〕	載荷くり返し回数 n (回)	10	10	10	10
	載荷速度 (cm/sec)	25	25	25	25
	載荷基準変位 (mm)	13	14.5	16	20

の正方形断面を有し、橋脚基部から荷重載荷点までの有効高さは2.5 mである。コンクリートのかぶり厚さは3.5 cmであり、せん断支間比は5.4である。主鉄筋としては、いずれも、SD 295 A, ϕ 13 mm (主鉄筋比で2.03%) を用い、中間断落しはしていない。また、帯鉄筋としてはSR 235, ϕ 9 mm を用い、25 cm 間隔 (帯鉄筋比0.1%) に配置している。

2.8.3 載荷実験方法

図2-2-5に示したように供試体を横に寝かせ、フーチングを反力壁にアンカーボルトで固定したうえで、軸力載荷装置により上部構造の自重に相当する軸力を作用させた。水平力は、動的加振機により、図2-2-6に示した一定振幅変位暫増方式により作用させた。軸力載荷装置は、橋脚がフーチングに対して曲げ変形して

も、常に水平方向（実橋では、鉛直下方に相当）に作用するようになっている。

軸力は、これによって模型に生じる軸応力度が 5 kgf/cm^2 （供試体 $P-56$ ）、 10 kgf/cm^2 （供試体 $P-57$ ）、 20 kgf/cm^2 （供試体 $P-58$ ）となるように、それぞれ、 12.5 tf 、 25 tf 、 50 tf とした。

あらかじめ計算により橋脚基部の主鉄筋が降伏する変位を求め、これを参考に載荷実験により正側と負側の主鉄筋のひずみを計測し、これが主鉄筋の降伏ひずみ（約 $1,800 \mu$ ）に達する時の橋脚天端（荷重載荷点）の変位を降伏変位 δ_y とした。このようにして定めた降伏変位 δ_y は、 14.5 mm （ $P-56$ ）、 16 mm （ $P-57$ ）、 20

mm （ $P-58$ ）である。降伏変位 δ_y が供試体間で異なるのは、軸力の影響である。

載荷速度は、 25 cm/sec とし、また、一定振幅変位漸増方式における同一変位振幅の荷重載荷くり返し回数は 10 回とした。

2.8.4 軸力の影響

[1] 破壊性状

くり返し載荷後の破壊性状をコンクリートのひび割れ及び剝離、主鉄筋の座屈、破断等に着目して示すと、図 2-8-2（供試体 $P-56$ ）、図 2-8-3（供試体 $P-57$ ）、図 2-8-4（供試体 $P-58$ ）のようになる。これらは、損傷

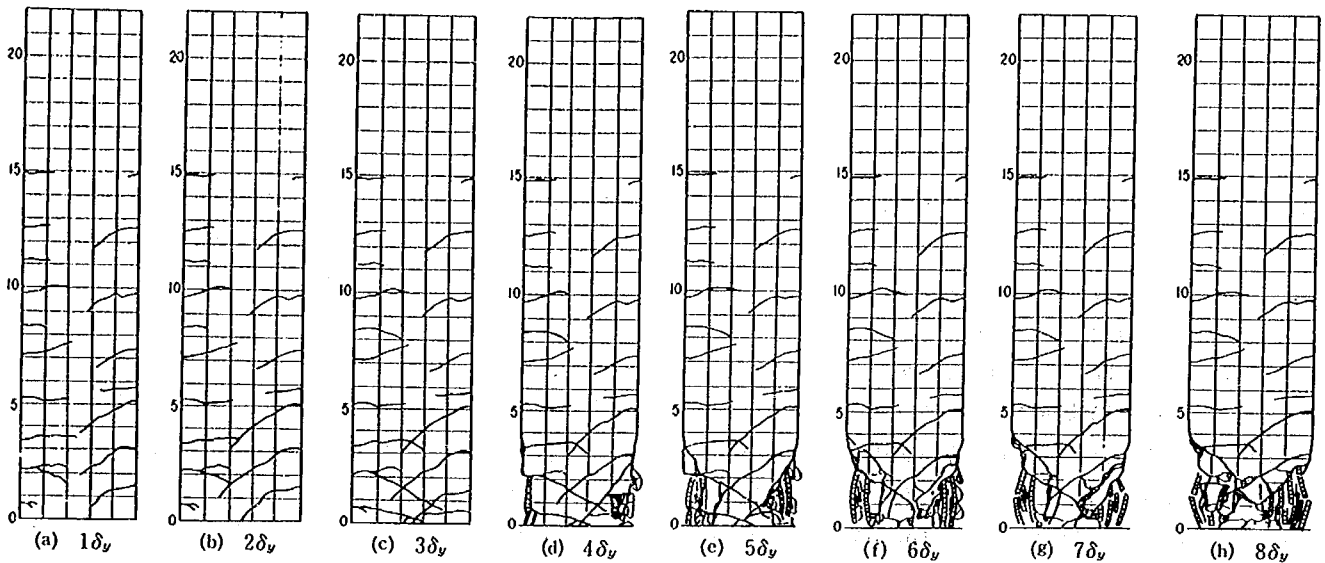


図2-8-2 載荷にともなう損傷の進展状況（供試体 $P-56$ ，軸応力度 $= 5 \text{ kgf/cm}^2$ ）

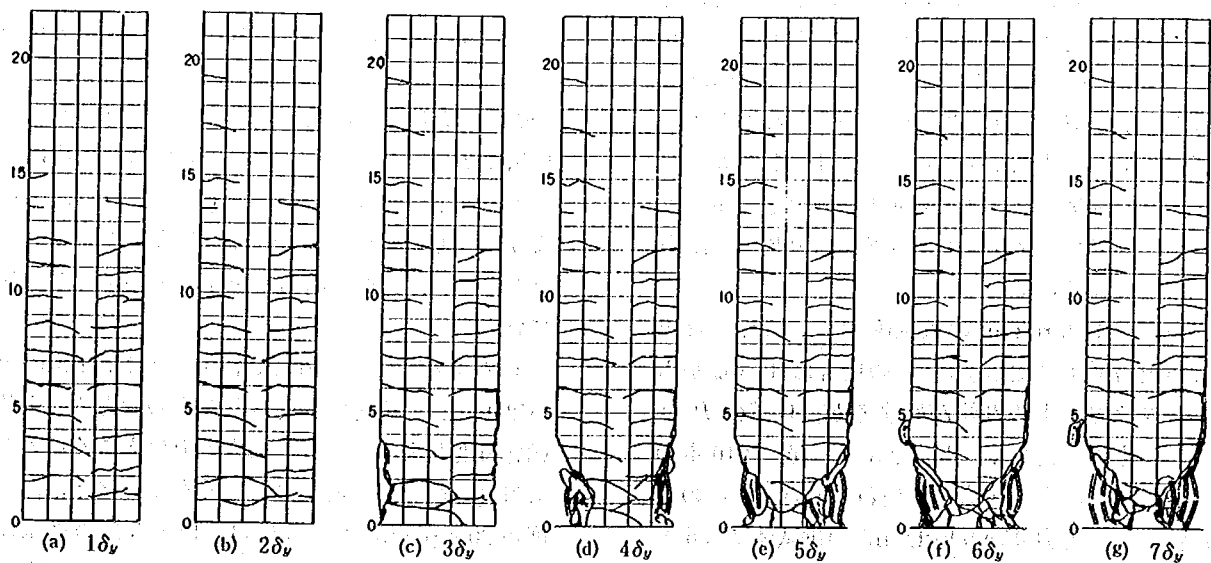


図2-8-3 載荷にともなう損傷の進展状況（供試体 $P-57$ ，軸応力度 $= 10 \text{ kgf/cm}^2$ ）

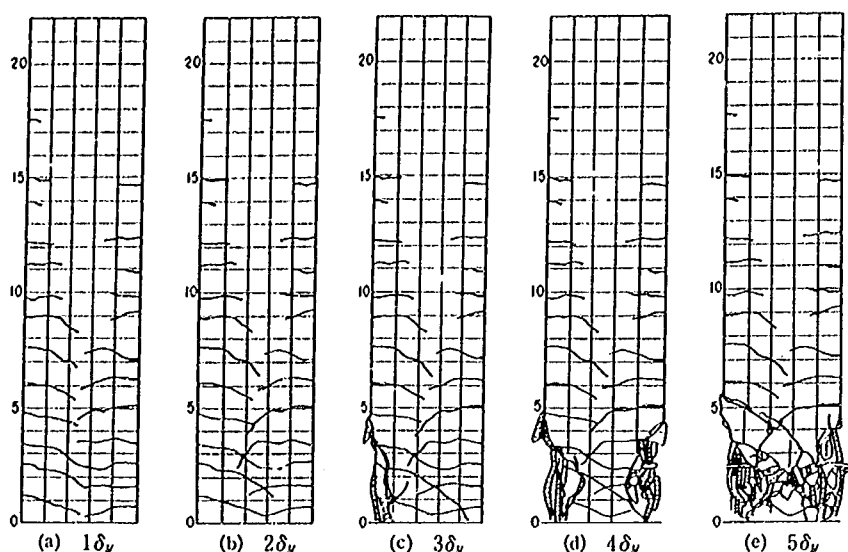


図2-8-4 荷重にともなう損傷の進展状況
(供試体 $P-58$, 軸応力度 $=20 \text{ kgf/cm}^2$)

の状況がよくわかるように、荷重方向に直角面の損傷を示したものである。

いずれの供試体も基部で曲げ破壊し、①水平ひび割れの発生とその増加、②かぶりコンクリートの剝離、③主鉄筋の面外方向への座屈及び破断、と破壊が進行して、最終的に終局状態に至る。かぶりコンクリートが剝離し始めるのは、軸応力度が 5 kgf/cm^2 の場合には $4\delta_y$ 荷重からであるが、 10 kgf/cm^2 及び 20 kgf/cm^2 の場合には $3\delta_y$ 荷重からと、 $1\delta_y$ 分だけ早くなっている。

特に、軸応力度が 20 kgf/cm^2 の供試体 $P-58$ では、 $3\delta_y$ 荷重後にはほとんど主鉄筋が露出するくらいにかぶりコンクリートが剝離し、 $4\delta_y$ 荷重になると橋脚基部から 40 cm の範囲でコンクリートがほぼ完全に剝落する。また、橋脚基部から 1 段め (25 cm の位置) の帯鉄筋のフックがはずれ、帯鉄筋の拘束がなくなる。 $5\delta_y$ に達すると橋脚基部のコアコンクリートが欠落し始める。この段階までには主鉄筋の破断はまだ生じていないが、コアコンクリートの逸散により橋脚の耐力は急速に失われていく。

軸応力度が 10 kgf/cm^2 の供試体 $P-57$ では、これほど著しい耐力低下は生じない。この場合には、 $3\delta_y$ からかぶりコンクリートの剝離が始まるが、供試体 $P-58$ ほど著しいものではなく、 $6\delta_y$ で 5 本、 $7\delta_y$ で 10 本の主鉄筋が破断し、耐力が徐々に失われていく。このような特性は、軸応力度が 5 kgf/cm^2 の供試体 $P-56$ と大きく変わらない。

図2-8-5は、供試体 $P-56$, 58 , 58 に対する帯鉄筋の

ひずみを示したものである。供試体 $P-56$ や $P-57$ では、 $4\delta_y$ になっても、帯鉄筋のひずみは 500μ 程度であるのに対して、供試体 $P-58$ では $2,000 \mu$ 近いひずみが生じている。これは、コアコンクリートの損傷が激しく、コンクリートの体積膨張により帯鉄筋に大きな力が作用したためである。しかし、 $4\delta_y$ で帯鉄筋のフックがはずれ、それ以後、最下段の帯鉄筋は有効に効いていない。

表2-8-2は、荷重にともなう主鉄筋の破断本数をまとめたものである。

[2] 耐力及び変形性能の比較

図2-8-6は、供試体 $P-56$, 57 , 58 の3体に対して、各荷重段階の第1回目の荷重と第10回目の荷重から履歴曲線の包絡線を求めたものである。いずれの場合にも、同一変位で各10回ずつくり返し荷重する間に、橋脚の耐力は徐々に低下していくが、特徴的なことは、供試体 $P-58$ では $4\delta_y$ に至るとくり返し荷重にともなう耐力低下が顕著になる点である。これは、上述したように、供試体 $P-58$ では、 $4\delta_y$ になると帯鉄筋のフックがはずれ、急速に耐力が低下していくことに対応している。

図2-8-7は、3体の供試体の間で履歴曲線の包絡線(第1回目の荷重)を比較したものである。全体に、軸応力度が大きくなると最大耐力は大きくなるが、最大耐力以後の耐力低下は著しくなる。例えば、軸応力度が 20 kgf/cm^2 の場合には、他の3体の供試体に比較して最大耐力は10%程度大きい、 $5\delta_y$ 荷重に達するとほとんど耐力が失われる。

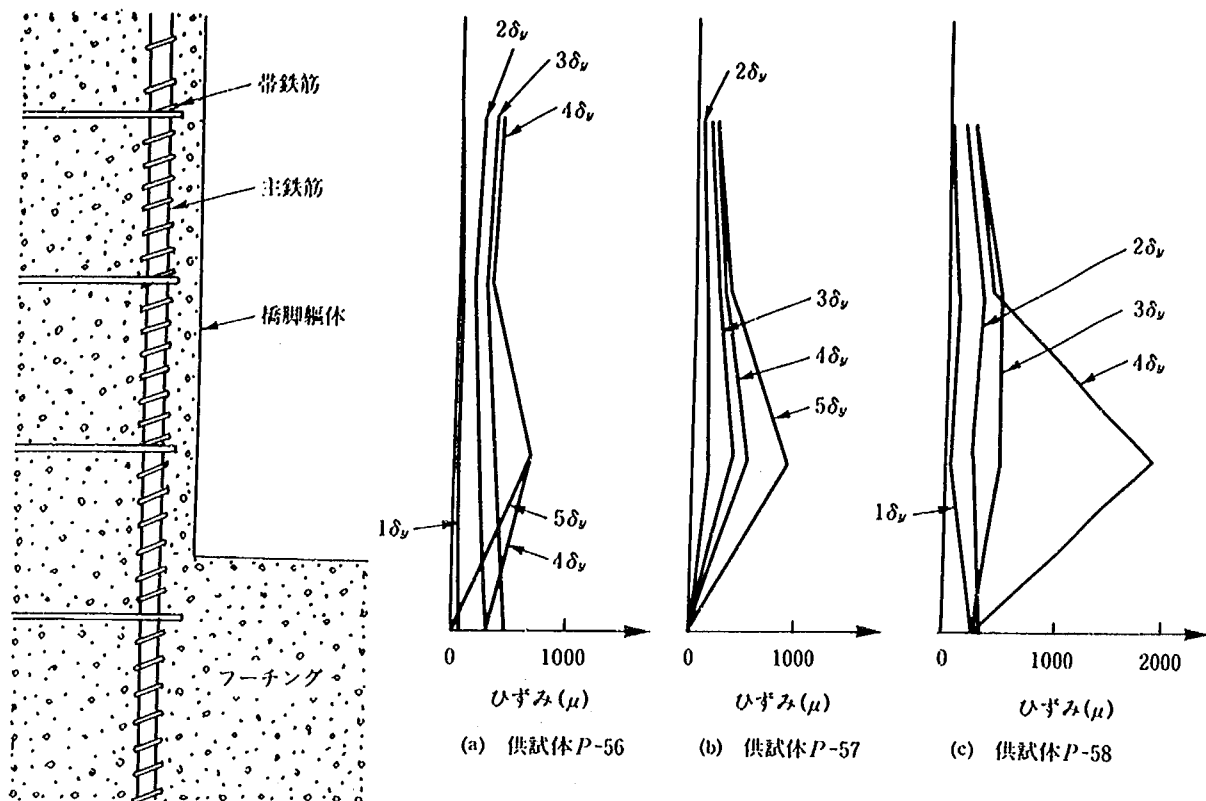


図2-8-5 帯鉄筋に生じるひずみ

表2-8-2 主鉄筋の破断

供試体番号	P-10	P-56	P-57	P-58
軸応力度 (kgf/cm ²)	0	5	10	20
1 ~ 5 δ_y	0	0	0	0
6 δ_y	1	0	5	—
7 δ_y	3 (4)	8	10 (15)	—
8 δ_y	7 (11)	5 (13)	—	—

注) () 内は累積破断本数を示す

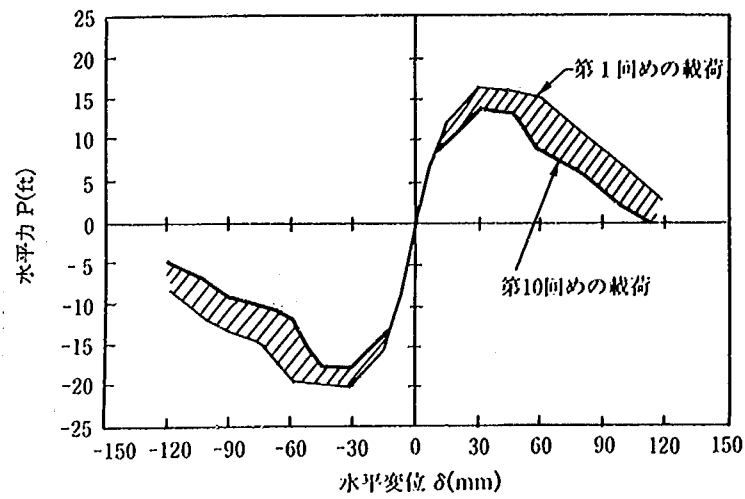
[3] エネルギー吸収性能

図2-8-8は、各載荷段階における吸収エネルギーを比較したものである。3 δ_y 程度までは、軸応力度が大きくなるほど、損傷も大きくなるため、吸収エネルギーも大きい。しかし、それ以後になると、コアコンクリートの損傷が激しい軸応力度が20 kgf/cm²の供試体P-58では、吸収エネルギーが急速に低下してくるのがわかる。

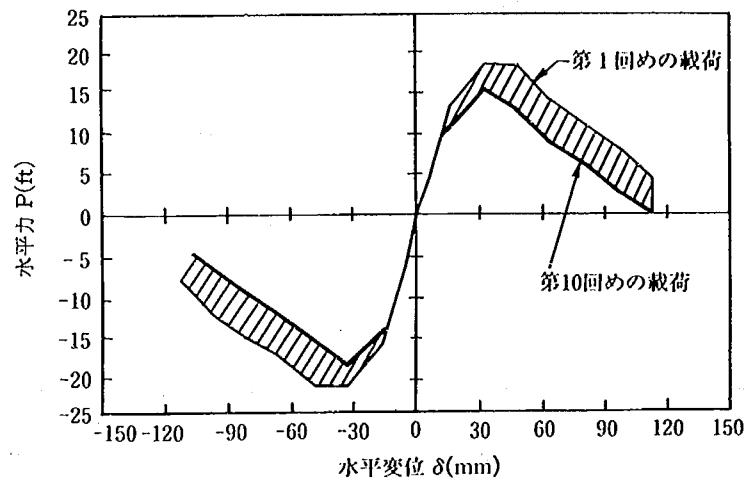
図2-8-9は、累積吸収エネルギーを示したものである。全体として、軸力が大きくなるほど累積吸収エネ

ルギーも大きくなっている。ただし、供試体P-58では耐力低下が著しいために5 δ_y までしか載荷していないが、これ以後の吸収エネルギーはほとんど無いことに注意しなければならない。

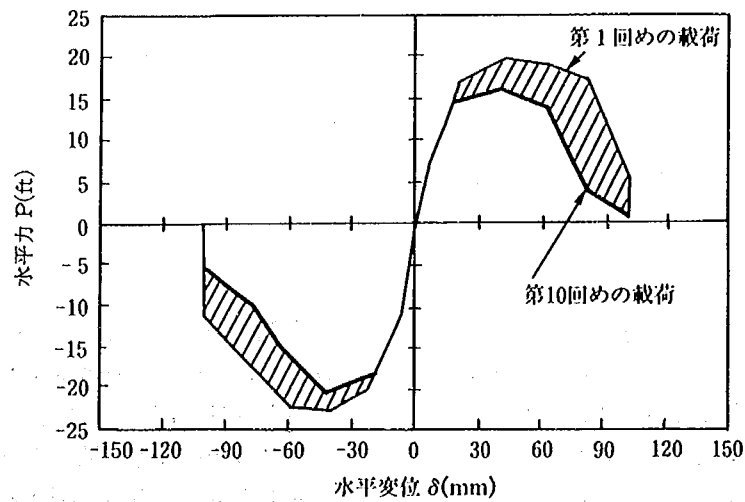
図2-8-10は、等価減衰定数に及ぼす軸応力度の影響を示したものである。図2-8-8と似た傾向となっているが、軸力が20 kgf/cm²程度までであれば、4 δ_y までの応答に対しては、等価減衰定数に及ぼす軸力の影響はそれほど大きいわけではない。



(a) 保試体 P-56 ($\sigma = 5 \text{ kgf/cm}^2$)



(b) 供試体 P-57 ($\sigma = 10 \text{ kgf/cm}^2$)



(c) 供試体 P-58 ($\sigma = 20 \text{ kgf/cm}^2$)

図2-8-6 第1回めと第10回めの履歴曲線の包絡線の比較

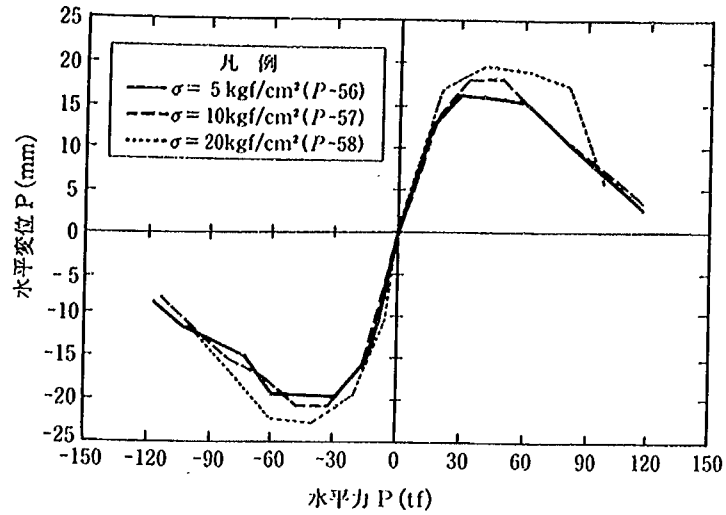


図2-8-7 履歴曲線（第1回め）の包絡線の比較

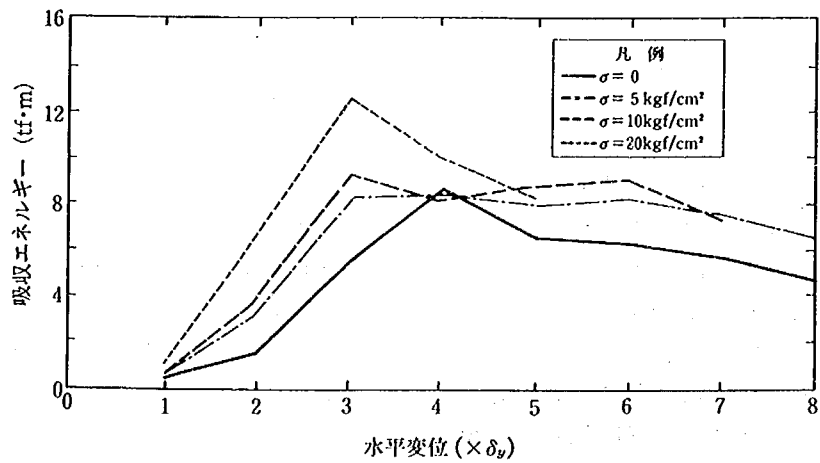


図2-8-8 吸収エネルギーに及ぼす軸応力度の影響

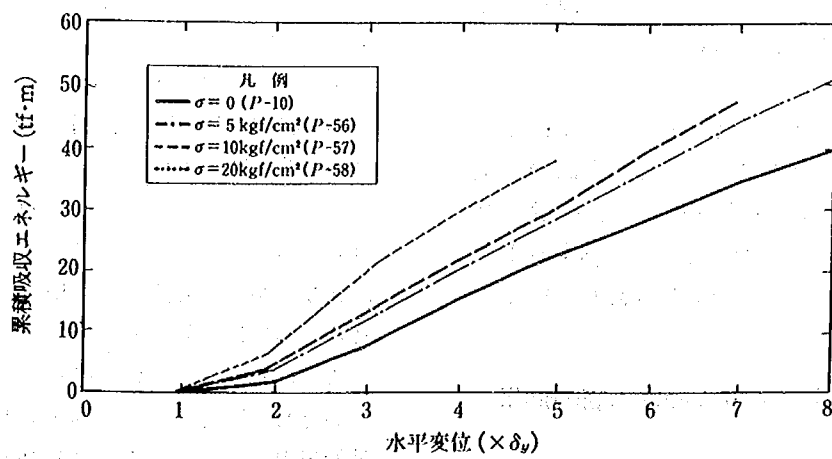


図2-8-9 累積吸収エネルギーに及ぼす軸応力度の影響

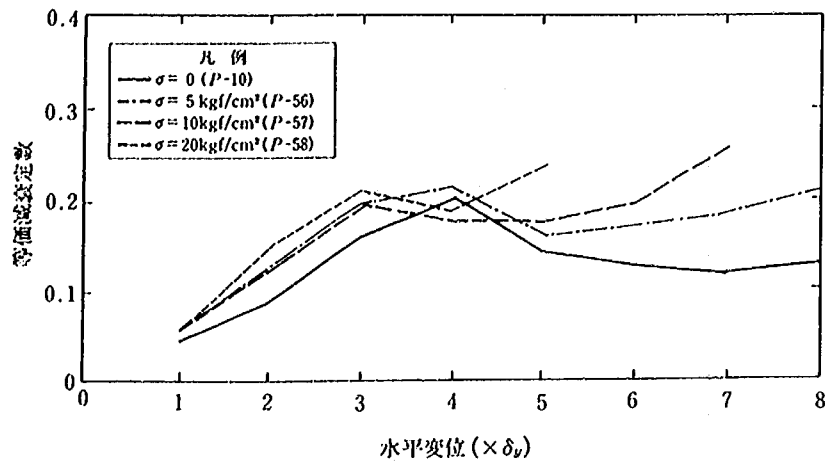


図2-8-10 等価減衰定数に及ぼす軸応力度の影響

2.8.5 まとめ

RC 橋脚の動的特性の及ぼす軸力の影響を検討するため、軸応力度を 5 kgf/cm², 10 kgf/cm², 20 kgf/cm² に変化させた主鉄筋比 2.03%, 帯鉄筋比 0.1% の正方形断面 RC 橋脚模型に対する動的載荷実験を行った。本検討結果をまとめると、以下のようになる。

1) 軸力が大きくなると、最大耐力は大きくなるが、同一変位振幅における損傷は大きく、最大耐力以後の耐力低下が著しくなる。本検討結果では、軸応力度が 5 ~ 10 kgf/cm² の間ではそれほどの違いはないが、軸応力度が 20 kgf/cm² になると、コアコンクリートの損傷が $4\delta_y$ から著しくなり、帯鉄筋のフックも外れて、急速に耐力低下を生じるようになった。軸応力度が 5 ~ 10 kgf/cm² の場合に比較して軸応力度が 20 kgf/cm² の場合には最大耐力が約 10% 増加した。

2) 軸応力度が 20 kgf/cm² の範囲で、 $4\delta_y$ あたりまでは、吸収エネルギー、累積吸収エネルギーは、ともに軸応力度が大きいほど大きい。ただし、等価減衰定数に及ぼす軸応力度の影響はそれ程著しいものではない。

3) 本節では、コンクリート設計強度の 10% 程度までの軸力の影響に関して実験的に検討し、上記のように全体として軸力の影響が限定されることを示したが、軸力がさらに大きく、また、それが変動するような場合の影響に関しては、今後さらに検討していくことが必要である。

2.9 矩形断面橋脚に対するせん断補強筋の効果

2.9.1 まえがき

わが国では、RC 橋脚の設計に際して伝統的にコンクリート断面積を大きくとってきた。このため、帯鉄

筋はどちらかというと、主鉄筋の組立鉄筋のように考えられてきた時代がある。しかしながら、橋下空間の利用等の理由から、今日ではコンクリート断面をかなり絞った設計をせざるを得ない状況が増えてきている。このようになると、上部構造の死荷重によって RC 橋脚に作用する軸応力度が増加し、これに地震力が作用すると RC 橋脚はねばりの無い破壊をしやすくなる。したがって、このような場合には、帯鉄筋は主鉄筋内部のコアコンクリートを拘束するために重要な役目を持つようになる。これは、帯鉄筋で拘束されると、コアコンクリートの耐力や変形性能が増し、橋脚全体としてはじん性が増えるのに対して、十分な帯鉄筋の拘束が無いと、コアコンクリートに対する拘束が期待できないため、橋脚がもろい破壊を生じるようになるためである。

このため、断面を絞った柱の設計を採用する建築分野や、橋でもニュージーランド、米国等の国では、いかにして帯鉄筋により有効にコアコンクリートを拘束するかに関して、種々の研究が行われてきた¹²⁾¹³⁾。しかしながら、我国の RC 橋脚では、こうした柱に比較すると、鉄筋比が低いため、我国の RC 橋脚に見合った帯鉄筋の影響に関する検討が必要とされている。なお、コアコンクリートを拘束するためには、スパイラル筋も有効であり、また、コアコンクリートの拘束とは原理が異なるが、斜め鉄筋の採用も橋脚のじん性を向上させるためには有効と考えられる。

このため、ここでは、帯鉄筋、スパイラル筋、斜め鉄筋をせん断補強筋と総称し、RC 橋脚の変形性能と動的耐力に及ぼすせん断補強筋の効果を実験的に検討する。

2.9.2 実験に用いた RC 橋脚模型

実験に用いた RC 橋脚模型は、図 2-9-1 及び表 2-9-1 に示す 7 体である。これらはいずれも $50\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ の正方形断面を有している。橋脚基部から荷重載荷点までの高さ(有効高さ)は、 2.5 m (供試体 $P-10$, $P-11$, $P-12$, $P-13$)と 1.16 m (供試体 $P-25$, $P-26$, $P-27$)の 2 種類であり、せん断支間比は前者が 5.4, 後者が 2.5 である。主鉄筋としては、いずれも SD 295 A, $\phi 13\text{ mm}$ を用い、主鉄筋比は 2.03% である。帯鉄筋による拘束が問題となるのは、橋脚のコンクリート断面を絞り、主鉄筋比を高めた場合であることから、ここでは主鉄筋比をやや高めに 2.03% としたものである。

帯鉄筋としては、いずれの供試体も SR 235, $\phi 9\text{ mm}$ を用いているが、帯鉄筋比は以下のように変化させている。まず、せん断支間比が 5.4 の場合には一般に橋脚基部で曲げ破壊するため、基本の帯鉄筋比を 0.1% (帯鉄筋間隔 25 cm) とした。供試体 $P-10$ は橋脚基部から天端まで、この帯鉄筋を入れたものである。供試体 $P-11$ では橋脚基部から橋脚幅の 1 倍、すなわち 50 cm の範囲までは帯鉄筋比を 0.2% (帯鉄筋間隔 12.5 cm) に上げた。供試体 $P-12$ では帯鉄筋比を上げる区間を橋脚基部から橋脚幅の 2 倍、すなわち 1 m の範囲とした。供試体 $P-13$ では供試体 $P-11$ と同様に橋脚基部から 50 cm の範囲で帯鉄筋比を上げることとし、間隔はさらに密に 8 cm として、帯鉄筋比を 0.3% とした。

一方、せん断支間比が 2.5 の場合にはせん断破壊する可能性があるため、供試体 $P-25$ では帯鉄筋比を 0.51% (帯鉄筋間隔 5 cm) とした。供試体 $P-26$ では帯鉄筋のかわりにスパイラル筋を用い、帯鉄筋比に換算して 1.02% (スパイラル筋の間隔は 2.5 cm) に高めた。この場合には、フーチング内にも、橋脚幅の $1/2$ に相当する 25 cm の範囲にスパイラル筋を配した。供試体 $P-27$ では帯鉄筋比を 0.1% とし、たが、これに加えて橋脚基部とここから 75 cm 上の点を斜めに結ぶように斜め鉄筋を配置した。斜め鉄筋としては主鉄筋と同じ鉄筋を用い、引張鉄筋の約 $1/4$ に相当する 3 本(両側で 6 本)を配置した。

コンクリートとしては普通ポルトランドセメントを用い、最大粒径 10 mm の骨材を用いた。載荷実験当日のコンクリートの平均圧縮強度は、 $319\text{ kgf/cm}^2 \sim 390\text{ kgf/cm}^2$ である。

また、以上の 7 体に加えて後述する破壊性状や耐力等の説明では、供試体 $P-18$ の結果も比較のために示す。供試体 $P-18$ は、せん断支間比が 2.2 という点が供

試体 $P-25 \sim P-27$ と少し異なっているが、その他の断面寸法、主鉄筋及び帯鉄筋の材質、径は同じであることから、比較の対象としたものである。なお、供試体 $P-18$ の帯鉄筋比は 0.1% (帯鉄筋間隔 25 cm) である。

なお、以下では、帯鉄筋やスパイラル筋、斜め鉄筋を総称してせん断補強筋と呼ぶ。

2.9.3 載荷実験方法

実験では、供試体をフーチング位置で反力床に固定し、橋脚頭部を動的加振機で正負交番に水平方向に載荷した。載荷は図 2-2-6 に従い、一定振幅変位漸増方式で変位制御により加えていった。降伏変位 δ_y は、せん断支間比が 5.4 の場合には 1.3 cm 、せん断支間比が 2.5 の場合には 0.6 cm 、せん断支間比が 2.2 の場合には 0.39 cm である。同一の変位振幅における荷重繰り返し回数は 10 回とした。

なお、本実験では、載荷装置の制約から上部構造重量に相当する軸力は加えていない。

2.9.4 せん断補強筋の影響

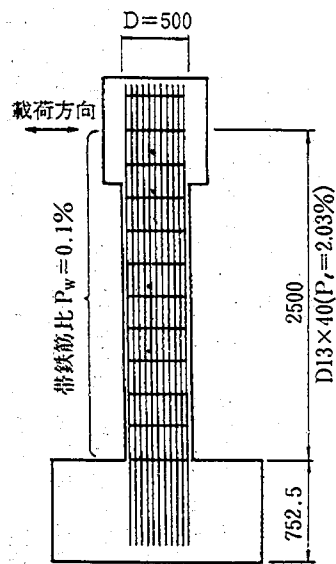
[1] 破壊性状

(1) せん断支間比が 5.4 の場合 (供試体 $P-10$, $P-11$, $P-12$, $P-13$)

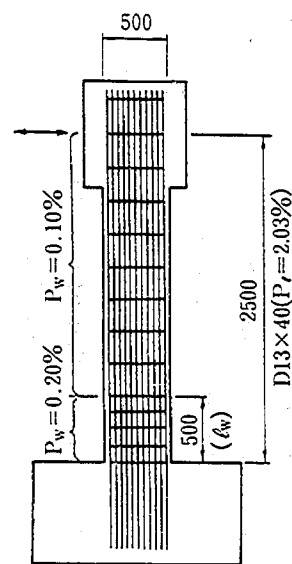
載荷の進展にともなって供試体 $P-10 \sim P-13$ に生じた載荷方向に直行する面の破壊状況を図 2-9-2 ~ 図 2-9-5 に示す。この場合には、いずれの供試体も橋脚基部で曲げ破壊した。かぶりコンクリートの剥離が生じ始めたのは供試体 $P-10$ 及び $P-12$ では $4\delta_y$ から、供試体 $P-11$ 及び $P-13$ では $5\delta_y$ からと多少の違いはあるが、基本的には 4 供試体とも、①コンクリートの水平ひび割れ、②橋脚基部におけるかぶりコンクリートの剥離、③主鉄筋の面外方向への座屈、④主鉄筋の破断という順番で、ほぼ同じ損傷状況を示している。

なぜ、4 供試体間で破壊状況がほぼ同じになったかを知るために、まず、基部における帯鉄筋間隔を 25 cm とした供試体 $P-10$ と 12.5 cm とした供試体 $P-11$ を比較してみよう。帯鉄筋間隔を 25 cm とした場合には、橋脚基部から 12 cm 程度の高さで主鉄筋の破断が生じている。これは、橋脚基部と橋脚基部から 25 cm の位置の帯鉄筋の 2 点を節としてその間で主鉄筋が面外方向に座屈する結果、ちょうど座屈モードの腹にあたる位置で主鉄筋が破断したためである。

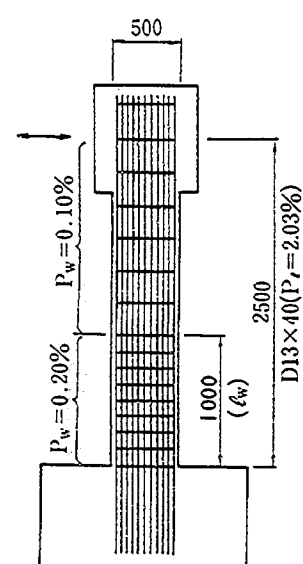
これに対して、帯鉄筋間隔を 12.5 cm とした場合には、橋脚基部とこれから 12.5 cm 及び 25 cm の位置に巻かれた帯鉄筋の合計 3 箇所を節として主鉄筋の面外座屈が生じている。このため、座屈モードの腹に相当する橋脚基部とこれから 12.5 cm 上の帯鉄筋の中間



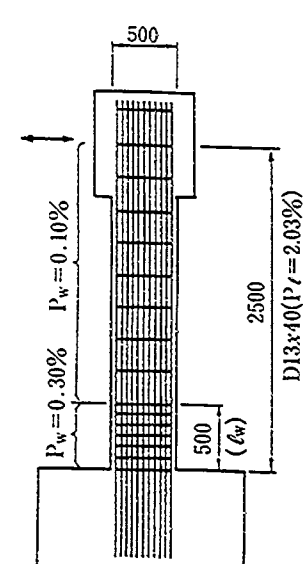
(1) 供試体 P-10



(2) 供試体 P-11

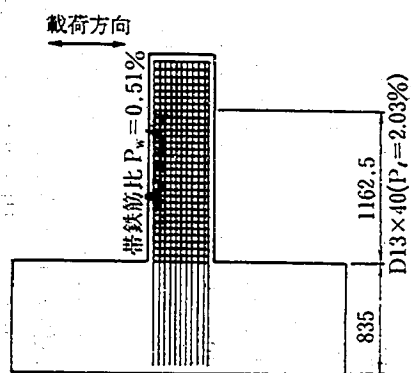


(3) 供試体 P-12

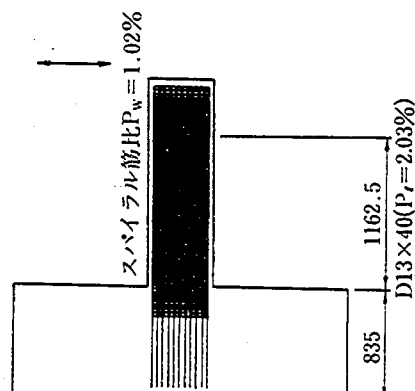


(4) 供試体 P-13

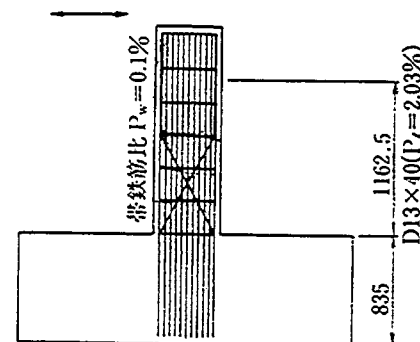
(a) セン断支間比=5.4 の場合



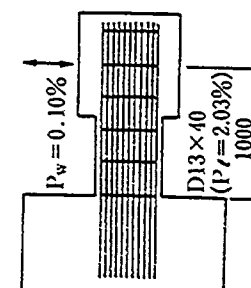
(1) 供試体 P-25



(2) 供試体 P-26



(3) 供試体 P-27



(4) 供試体 P-18

(b) セン断支間比=2.5 (供試体 P-18のみ、2.2) の場合

図2-9-1 実験に用いた供試体

表2-9-1 供試体の特性

せん断支間比		5.4				2.5			2.2
供試体番号		P-10	P-11	P-12	P-13	P-25	P-26	P-27	P-18
断面寸法 (cm)		50×50	50×50	50×50	50×50	50×50	50×50	50×50	50×50
有効高さ (cm)		250	250	250	250	116	116	116	100
主鉄筋	材質及び径 (mm)	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13	SD295A,13
	主鉄筋比 (%)	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03
帯鉄筋等	材質及び径 (mm)	SR235,9	SR235,9	SR235,9	SR235,9	SR235,9	SR235,9	SR235,9	SR235,9
	帯鉄筋比 (%)	0.1	橋脚下端から50cmの範囲は0.2%, それ以外は0.1%	橋脚下端から1mの範囲は0.2%, それ以外は0.1%	橋脚下端から50cmの範囲は0.3%, それ以外は0.1%	0.51	1.02 スパイラル筋	0.1 斜めせん断補強筋	0.1
コンクリート	最大骨材粒径 (mm)	10	10	10	10	10	10	10	10
	一軸圧縮強度 (kg f/cm ²)	319	327	321	334	390	390	390	334

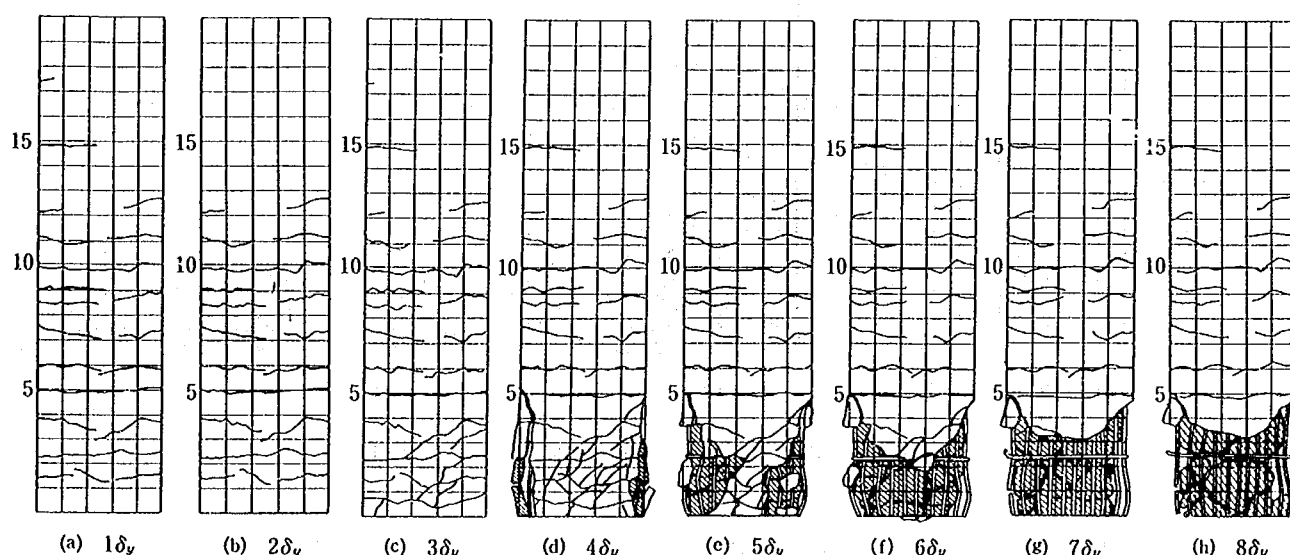


図2-9-2 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-10)

位置と、この帯鉄筋と橋脚基部から25 cmの位置の帯鉄筋の中間位置のいずれかで主鉄筋の破断が生じている。

帯鉄筋間隔をさらに8 cmと密にした供試体 P-13でも、このような状況はほとんど変わらない。

したがって、帯鉄筋間隔を密にし主鉄筋の面外方向への座屈長を短くすれば、それだけ主鉄筋の面外方向への座屈は生じにくく、したがって主鉄筋の破断も生じにくくなる。しかし、供試体 P-10と P-11の比較は

12.5 cm 程度の間隔では帯鉄筋を密に入れても、このような効果がほとんど現れてこないことを示している。したがって、今回の実験では対象としなかったが、もっと密に帯鉄筋をいれないと主鉄筋の面外座屈とそれに伴う破断を防止できない。どの程度の間隔で帯鉄筋を入れるべきかは、主鉄筋の座屈長によるため、主鉄筋径や帯鉄筋の拘束度合によって変わると考えられる。

もう一つ供試体 P-10と P-11の比較で重要な点

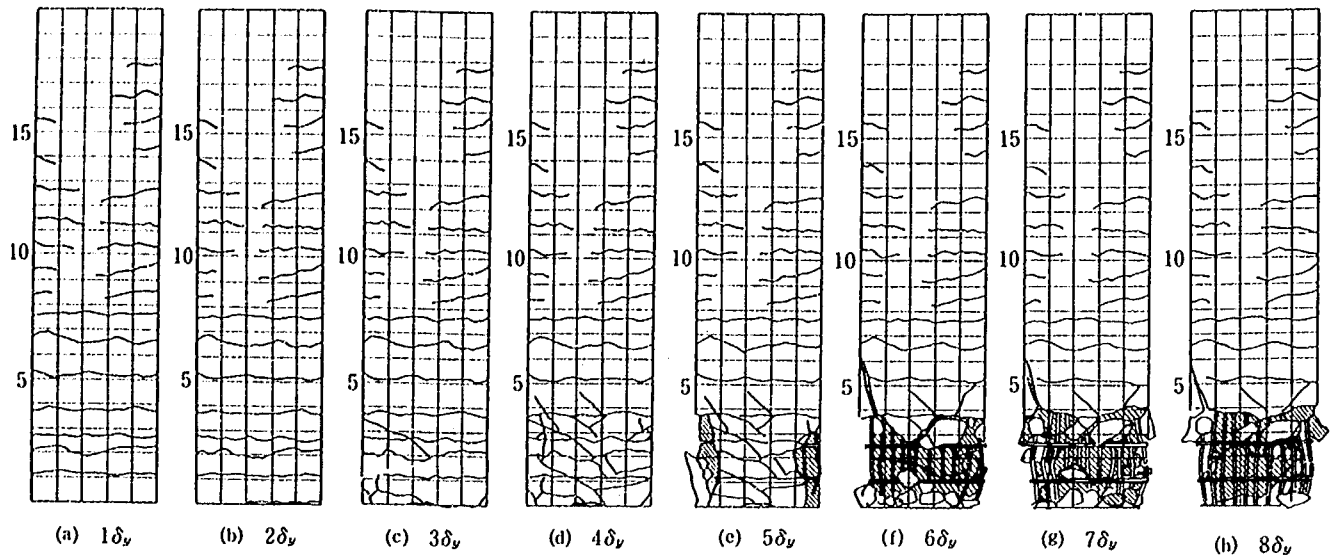


図2-9-3 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-11)

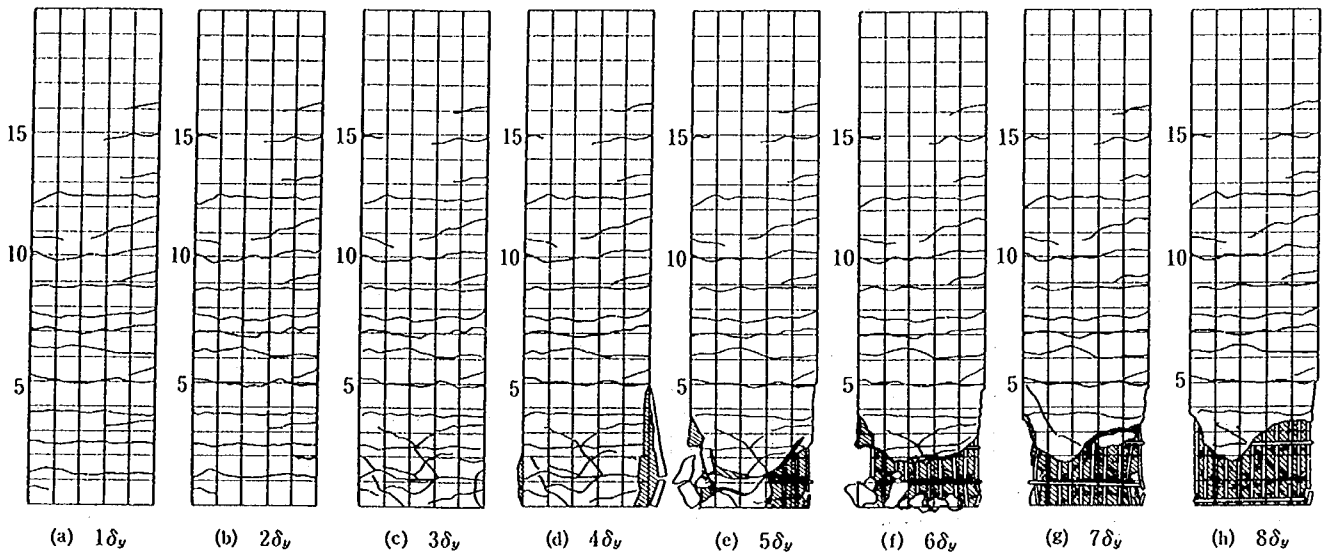


図2-9-4 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-12)

は、図2-9-6に示すように、かぶりコンクリートが剥離し、主鉄筋が面外に座屈する段階になると帯鉄筋のフックがはずれ、有効にコアコンクリートを拘束していない点である。フックは道路橋示方書にしたがい、鋭角に折曲げ鉄筋径の6倍だけ伸ばしたが、これだけではコアコンクリートが損傷し体積膨張が生じるようになると、それに抵抗できなくなってはずれてしまう。このような現象は、供試体 PP-10 や P-11 に限らず他の供試体でも同じように生じている。米国やニュージーランド等では、終局状態に至るまで帯鉄筋の拘束をいかに有効に活かすかに意を用いており、わが国の RC 橋脚に適用可能な有効なコアコンクリートの拘束

法に関して検討が必要である。

次に、帯鉄筋間隔を 12.5 cm に増やした範囲を橋脚基部から 1 m の範囲とした供試体 P-12 であるが、供試体 P-11 と比較するとほとんどその効果は生じていない。かぶりコンクリートの剥離や主鉄筋の座屈、破断等の損傷は橋脚基部から 40 cm 程度の範囲に集中しており、これより上では損傷は生じない。このため、帯鉄筋間隔を 12.5 cm と密にする範囲を橋脚基部から 50 cm にした供試体 P-11 と 1 m にした供試体 P-12 とでは、損傷状況に有意な差が生じなかったものである。

表2-9-2は、主鉄筋の破断本数をまとめたものであ

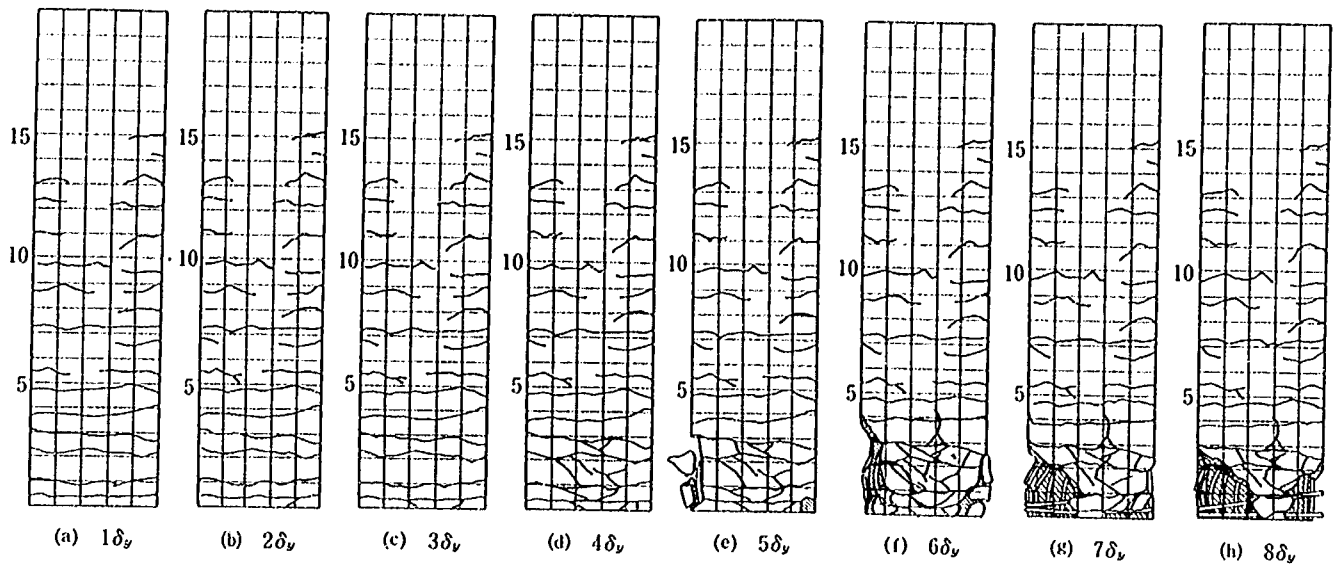
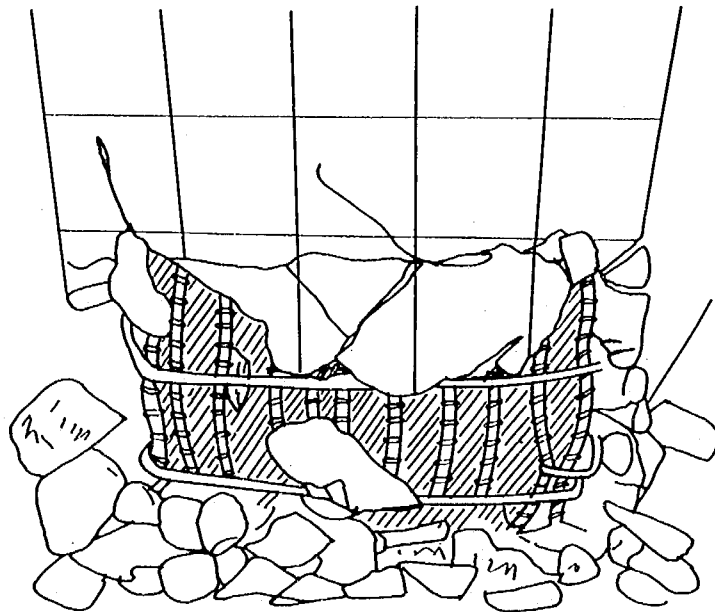


図2-9-5 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-13)

図2-9-6 帯鉄筋の定着部の損傷 (供試体 P-11, $6\delta_y$ 載荷終了後)

る。

(2) せん断支間比が2.5の場合 (供試体 P-18, P-25, P-26, P-27)

供試体 P-18 及び P-25~P-27 の損傷状況を図2-9-7~図2-9-10に示す。これらはいずれも載荷方向に直行する面の損傷状況を示したものである。帯鉄筋間隔を25 cmとした供試体 P-18 では、荷重を加え始めるとすぐ斜めクラックが入る。さらに載荷を進めると、斜めクラックが大きく進展するとともにかぶりコンクリートが剝離し、やがて斜めクラックが完全に橋

脚軀体を貫通して急速に耐力が減少する。これは、典型的なせん断破壊である。

これに比較して、帯鉄筋間隔を5 cmとした供試体 P-25, スパイラル筋を巻いた供試体 P-26, 斜め鉄筋を配置した供試体 P-27 では、最初に斜めクラックが入るが、これらは大きく進展せず、せん断破壊というよりもむしろ曲げ破壊に近い形で橋脚基部で損傷が生じる。特に、供試体 P-25 及び P-27 では、曲げ破壊のように $7\delta_y$ の載荷に至った段階でそれぞれ1本及び2本の主鉄筋が橋脚基部で破断した。これは、一般に供試

表2-9-2 主鉄筋の破断本数

せん断支間比		5.4				2.5			2.2
供試体番号		P-10	P-11	P-12	P-13	P-25	P-26	P-27*	P-18
主鉄筋破断本数	1 ~ 4 δ_y	0	0	0	0	0	0	0	0
	5 δ_y	0	0	1	0	0	0	0	0
	6 δ_y	1	2	2	3	0	0	0	0
	7 δ_y	3	4	6	8	1	0	2	0
	8 δ_y	7	0	7	8	0	0	0	0
	合 計	11	6	16	19	1	0	2	0

注*) ここには、斜め鉄筋の破断は含んでいない。

体 P-18 のようなせん断破壊ではみられない破壊形式である。

このように供試体 P-18 と供試体 P-25~27 の間で破壊形態が大きく異なる原因としては、供試体 P-18 のせん断支間比が 2.2 であり、供試体 P-25~27 のせん断支間比 2.5 よりもさらに小さいため、せん断破壊がより顕著な形で現れたと考えることもできる。しかし、せん断支間比が 2.5 程度であれば、特別なせん断補強をしなければ一般にはせん断破壊することから、密な帯鉄筋やスパイラル筋、斜め鉄筋の効果により供試体 P-25~P-27 ではせん断破壊よりもむしろ曲げ破壊に近い破壊が生じたと考えるのが適切である。

〔2〕耐力及び変形性能

供試体に加えた水平力と橋脚天端に生じた水平変位の履歴曲線をその包絡線で比較すると図 2-9-11 及び図 2-9-12 のようになる。せん断支間比が 5.4 の場合には、履歴曲線の包絡線にはほとんど差がないといつてよい。

表 2-9-3 は、最大耐力及び変形性能を比較したものである。これによれば、まず、せん断支間比が 5.4 の場合には、橋脚基部の帯鉄筋比を 0.1% (P-10) から 0.3% (P-13) に変化させても、じん性率は 7.1 (P-10), 6.6 (P-11, P-12), 7.9 (P-13) とあまり変わらない。また、最大耐力も 4 供試体の間では 0.5 tf 程度しか差がなく、帯鉄筋比の影響はほとんどない。

せん断支間比が 2.5 の場合には、帯鉄筋比が 0.1% の供試体 P-18 に比較して、帯鉄筋比を 0.5% にした供試体 P-25 では、変形性能が向上する。供試体 P-25

と比較すると、スパイラル筋を用いた供試体 P-26 では、最大耐力は 1 tf 程度増えるだけであるが、じん性率は、6.6 から 8.6 へと 30% も大きくなる。

斜め鉄筋を用いた場合には、耐力の向上が期待できる。表 2-9-3 の比較によれば、供試体 P-25 に比べて供試体 P-27 では最大耐力 P_M は 37.4 tf から 42.5 tf へと約 14% 大きくなっている。ただし、5 δ_y から急に耐力が低下する。これは、5 δ_y から斜め鉄筋の破断が始まったためで、こうなると急速に供試体 P-18 と同じような耐力に低下していく。したがって、斜め鉄筋を用いる場合には、これにより耐力とじん性率の向上を図ることができるが、斜め鉄筋が破断する領域に達すると急速にせん断破壊に移行することに注意しなければならない。

〔3〕エネルギー吸収能

図 2-9-13 は、累積吸収エネルギーによってせん断補強筋の効果を表したものである。せん断支間比が 5.4 の場合には上述した損傷状況や耐力の比較からもわかるように、供試体 P-10~P-13 ではほとんど差がない。

これに対してせん断支間比が 2.5 (2.2 の場合も含む) の場合には、せん断補強筋の効果はきわめて顕著である。帯鉄筋比が 0.1% の場合には累積吸収エネルギーが非常に小さいのに対して、帯鉄筋比を 0.51% にしたり斜め鉄筋を入れた場合には累積吸収エネルギーは 4 倍近くに増加している。スパイラル筋を用いた場合には、さらに累積吸収エネルギーは大きくなっており、供試体 P-18 の 6 倍にもなっている。

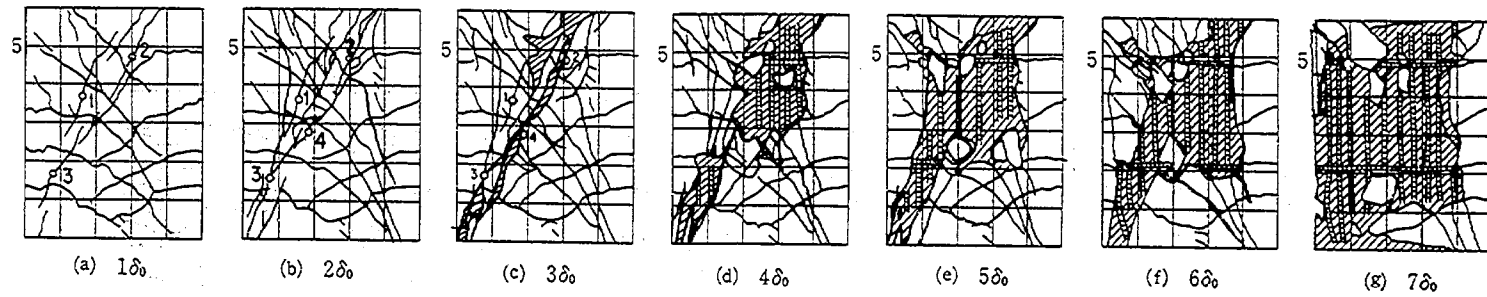


図2-9-7 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-18)

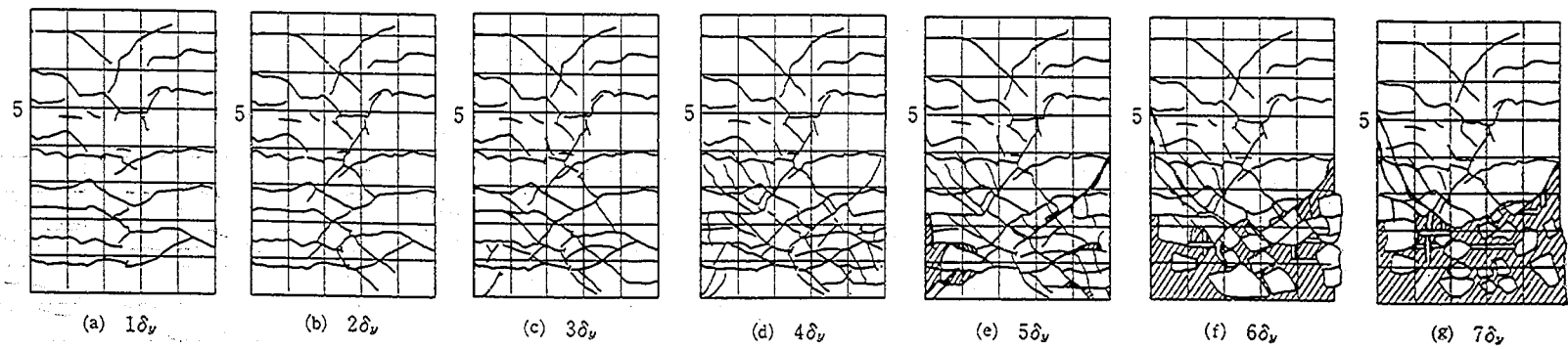


図2-9-8 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-25)

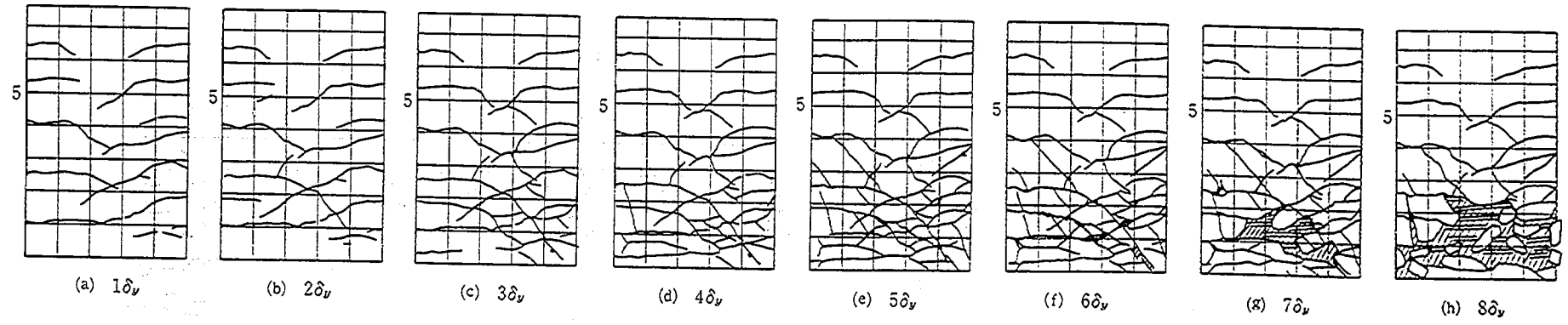


図2-9-9 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-26)

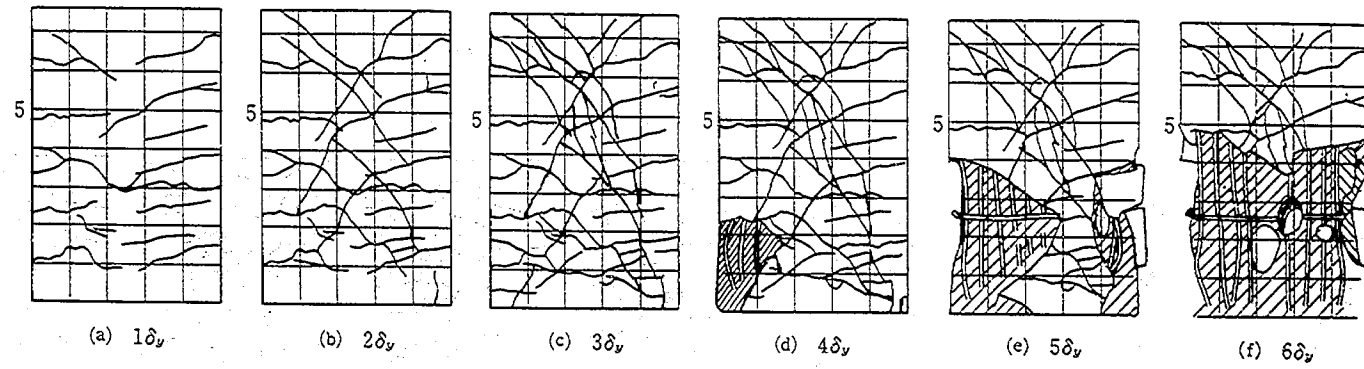


図2-9-10 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-27)

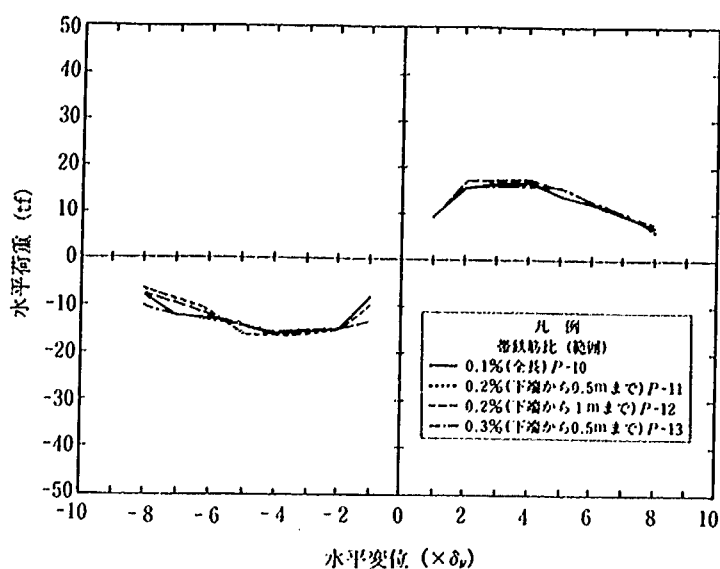


図2-9-11 載荷履歴曲線の包絡線の比較 (せん断支間比5.4の場合)

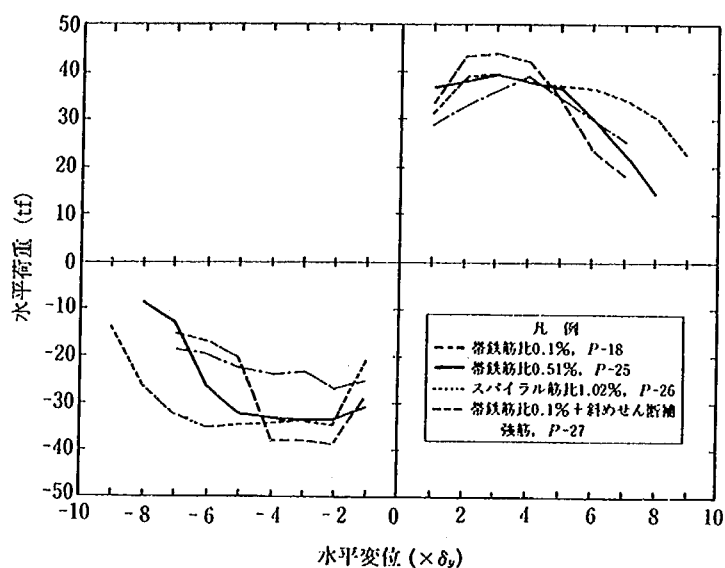
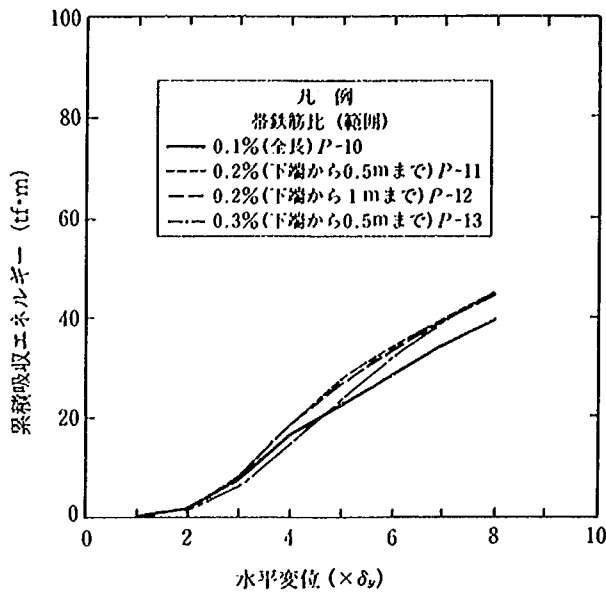


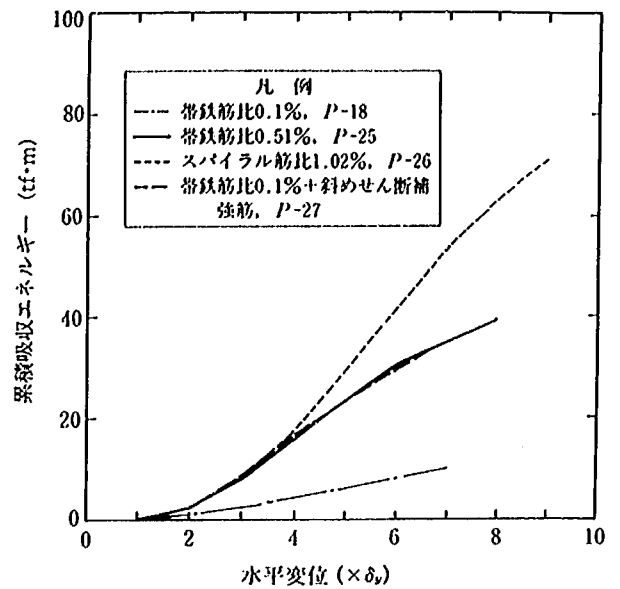
図2-9-12 載荷履歴曲線の包絡線の比較 (せん断支間比2.5及び2.2の場合)

表2-9-3 耐力及び変形性能

せん断支間比		5.4				2.5			2.2
供試体番号		P-10	P-11	P-12	P-13	P-25	P-26	P-27	P-18
耐力	降伏耐力 P_y (tf)	11.6	11.5	11.5	10.3	27.3	26.6	28.5	27.6
	最大耐力 P_M (tf)	16.8	16.8	16.9	16.3	37.4	38.4	42.5	39.1
	P_M/P_y	1.5	1.5	1.5	1.6	1.4	1.4	1.6	1.4
変形性能	降伏変位 δ_y (cm)	1.30	1.30	1.30	1.30	0.57	0.58	0.51	0.39
	終局変位 δ_u (cm)	9.26	8.55	8.64	10.25	3.75	5.00	2.95	2.02
	じん性率 δ_u/δ_y	7.1	6.6	6.6	7.9	6.6	8.6	5.8	5.2

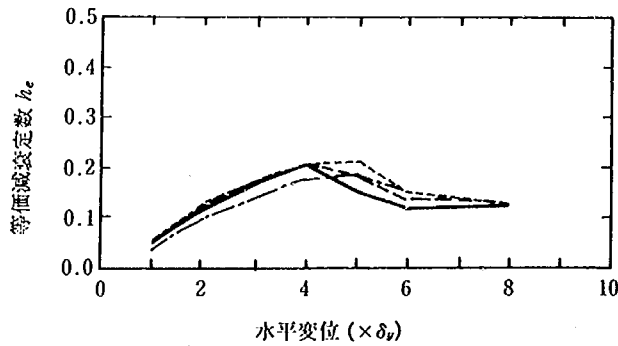


(a) せん断支間比5.4の場合

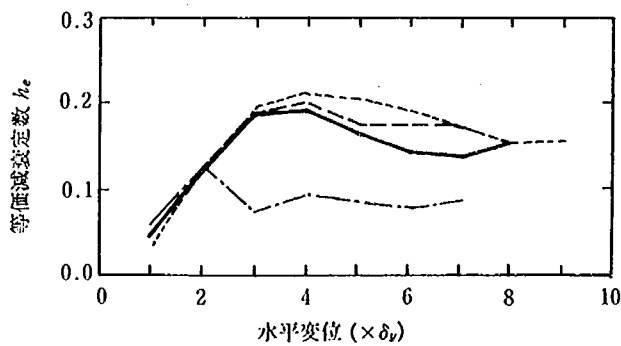


(b) せん断支間比2.5及び2.2の場合

図2-9-13 累積吸収エネルギーによる比較



(a) せん断支間比5.4の場合



(b) せん断支間比2.5及び2.2の場合

図2-9-14 等価減衰定数による比較

また、図2-9-14は、等価減衰定数 h_e を比較したものである。せん断支間比が5.4の場合には、帯鉄筋を0.1%から0.3%に変化させても等価減衰定数はほとんど変化しない。せん断支間比が2.2の場合には、等価減衰定数 h_e は供試体 P-18 では0.13程度であるのに対して、供試体 P-25~P-27 では0.2程度の値を取

る。とくに、スパイラル筋を用いた場合には、減衰定数は $8\delta_v$ まで安定している。

2.9.5 まとめ

RC橋脚に対するせん断補強筋の影響を検討するため、曲げ破壊するせん断支間比5.4の供試体4体とせん断破壊するせん断支間比2.5の供試体3体に対する

動的載荷実験を行った。本検討の結論は、以下のよう
にまとめられる。

1) 橋脚基部で曲げ破壊したせん断支間比が5.4の
RC 橋脚では、帯鉄筋比を0.1%~0.3%の範囲で変化
させても、破壊性状、耐力、変形性能、減衰性能とも
にほとんど差はない。

2) 帯鉄筋比が0.1%であれば普通はせん断破壊す
るせん断支間比が2.5のRC 橋脚に対して、帯鉄筋比
を0.51%に高めた場合、引張鉄筋の1/4に相当する斜
め鉄筋を配置した場合、帯鉄筋比にすると1.02%に相
当するスパイラル筋を配置した場合には、せん断破壊
ではなく、むしろ曲げ破壊に近い破壊形態を示す。

3) 上記2)で、せん断補強筋の影響を累積吸収エネ
ルギーで表すと、帯鉄筋比を0.1%とした場合に比較
して帯鉄筋比を0.51%とした場合と斜め鉄筋を配置
した場合には、累積吸収エネルギーはともに約4倍に
なる。また、スパイラル筋を用いた場合の累積吸収エ
ネルギーは帯鉄筋比が0.1%の場合に比較して約6倍
となる。

4) 斜め鉄筋は少ない鉄筋量で、最大耐力を向上さ
せ、また、変形性能もある程度上げることができる。
しかし、斜め鉄筋が破断する領域に入ると、急激な耐
力低下を生じるので、使用に際してはこのような点に
ついて注意が必要である。

2.10 円形断面橋脚の動的特性の検討

2.10.1 まえがき

鉄筋コンクリート橋脚としては、壁式、矩形、正方
形、円形等種々の形状が採用される。円形断面橋脚は、
剛性や耐力に方向性が無く、また、景観的に丸みを帯
びて優しいことから、近年、都市部で採用される事例
が多い。正方形や長方形断面の橋脚に対しては、現在
までにある程度の検討が行われてきているが、円形断
面橋脚に対しては現在までにあまり検討された例が無
い。

本節では、このような観点から、円形断面のRC 橋脚
に対する動的耐力及び変形性能を、同じ断面積を有す
る正方形断面のRC 橋脚との比較において検討する。

2.10.2 実験に用いたRC 橋脚模型

実験に用いたRC 橋脚模型は、図2-10-1及び表
2-10-1に示す円形断面の供試体3体（供試体P-28、
P-29、P-30）と正方形断面の供試体3体（供試体
P-10、P-17、P-18）の計6体である。正方形断面の供
試体は、いずれも50 cm×50 cmの断面を有し、橋脚基
部から荷重載荷点までの有効高さ h は2.5 m(P-10)、

1.75 m(P-17)、1 m(P-18)の3種類である。したがっ
て、せん断支間比は、上記の3種類の供試体に対して、
それぞれ5.4、3.8、2.2となる。

一方、円形断面の供試体では、正方形断面の供試体
とコンクリート断面積を同じにするために、直径を
56.4 mmとした。有効高さ h も正方形断面供試体と一
致させ、2.5 m(P-28)、1.75 m(P-29)、1 m(P-30)
の3種類とした。ただし、正方形断面と円形断面とで
は、有効幅 d が異なるため、円形断面では、せん断支
間比 h/d は上記の3供試体に対して、それぞれ4.7、
3.3、1.9となる。

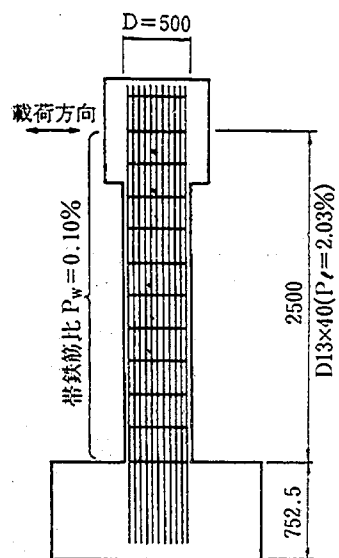
6体の供試体とも、主鉄筋としてはSD 295 A、 ϕ 13
mmを40本（主鉄筋比2.03%）、また、帯鉄筋として
はSR 235、 ϕ 9 mmを25 cm間隔（帯鉄筋比0.1%）
で、それぞれ配した。コンクリートとしては、普通ポ
ルトランドセメントを使用し、最大粒径10 mmの骨
材を用いた。実験当日のコンクリートの一軸圧縮強度
（平均値）は、正方形断面供試体では、319 kgf/cm²
~338 kgf/cm²、円形断面供試体では406 kgf/cm²で
ある。コンクリート強度は、円形断面供試体の方が正
方形断面供試体よりも全体として25%程度高くなっ
ている。

2.10.3 載荷実験方法

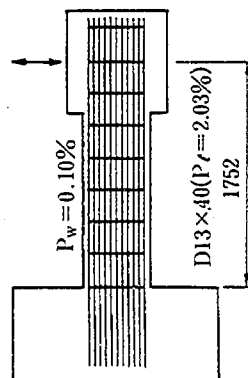
実験では、供試体の頭部に動的加振機を取り付け、
図2-2-6に示す変位履歴によって変位制御で水平力を
作用させた。同一の変位振幅の繰り返し回数は10回と
し、変位制御により正負交番載荷した。載荷速度は25
cm/secとした。実験装置の制約で、軸力は作用させて
いない。

なお、降伏変位 δ_y は、有効幅が異なるため正方形断
面と円形断面とでは異なってくる。したがって、それ
ぞれの断面で降伏変位 δ_y を定めて載荷することも考
えられたが、ここでは、断面形状による履歴特性の違
いを検討するのが目的であるため、同一の変位により
載荷することとし、正方形断面供試体に対する降伏変
位を円形断面供試体に対しても用いることとした。

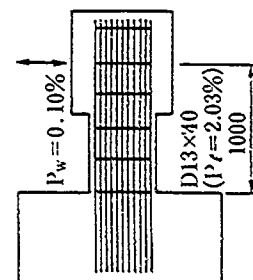
このようにすると、降伏変位 δ_y は有効高さが2.5 m
の供試体(P-10及びP-28)では1.3 cm、有効高さが
1.75 mの供試体(P-17及びP-29)では0.75 cm、有
効高さが1 mの供試体(P-18及びP-30)では0.39
cmとなる。ただし、この値は、円形断面供試体に対し
ては、あくまでも、載荷のための基準となる変位であ
り、降伏変位 δ_y ではない。このため、混乱を避けるた
め、以下では、これらの値を基準変位 δ_0 と呼ぶことと
する。



(a) $h = 2.5\text{m}$ (P-10)

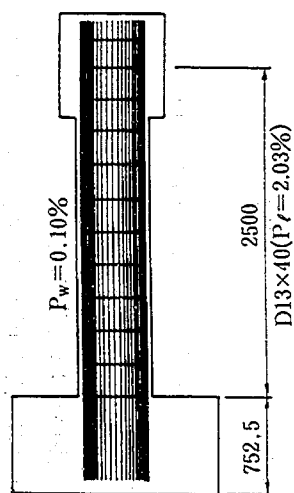


(b) $h = 1.725\text{m}$ (P-17)

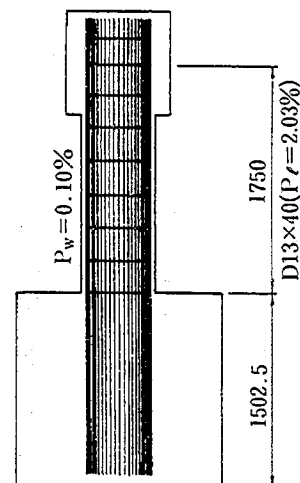


(c) $h = 1.0\text{m}$ (P-18)

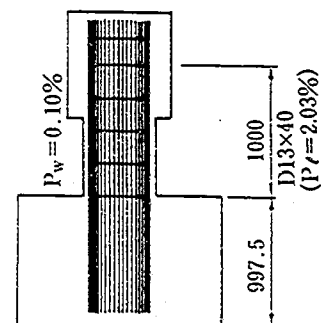
(1) 正方形断面 (50cm x 50cm)



(a) $h = 2.5\text{m}$ (P-28)



(b) $h = 1.725\text{m}$ (P-29)



(c) $h = 1.0\text{m}$ (P-30)

(2) 円形断面 (φ56.4cm)

図2-10-1 実験に用いた供試体

表2-10-1 実際に用いた RC 橋脚

断面形状		正方形断面			円形断面		
供試体番号		P-10	P-17	P-18	P-28	P-29	P-30
断面寸法 (cm)		50×50	50×50	50×50	φ56.4	φ56.4	φ56.4
有効高さ (cm)		250	175	100	250	175	100
せん断支間比		5.4	3.8	2.2	4.7	3.3	1.9
主鉄筋比	材質及び径 (mm)	SD295A, φ13	SD295A, φ13	SD295A, φ13	SD295A, φ13	SD295A, φ13	SD295A, φ13
	主鉄筋比 (%)	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03
帯鉄筋比	材質及び径 (mm)	SR235, φ9	SR235, φ9	SR235, φ9	SR235, φ9	SR235, φ9	SR235, φ9
	帯鉄筋比 (%)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
コンクリート (普通ポルトランドセメント)	最大骨材粒径 (mm)	10	10	10	10	10	10
	一軸圧縮強度 (kg f/cm ²)	319	338	334	406	406	406

2.10.4 正方形断面と比較した円形断面橋脚の動的特性

[1] 破壊性状

(1) 有効高さが 2.5 m の場合 (P-10 及び P-28)

正方形断面, 円形断面の供試体ともに, 基部で曲げ破壊した。まず, 比較対象とする正方形断面供試体について載荷方向と直交する面の破壊性状を示すと図 2-10-2 に示すようになる。 $\delta_0 \sim 3\delta_0$ 載荷の段階では, 橋脚に水平方向のクラックが生じる程度で目立った損傷は生じない。 $4\delta_0$ 載荷になると載荷方向に直交する面を中心にかぶりコンクリートが剝離し, $5\delta_0$ 載荷になると, 4 面とも基部から 50 cm 程度の範囲でかぶりコンクリートが全面的に剝落した。この段階になると主鉄筋の面外方向への座屈も顕著となるが, まだ, 主鉄筋の破断は生じていない。主鉄筋の破断は $5\delta_0$ 載荷から生じ始め, この段階で 1 本, $7\delta_0$ 載荷になると 3 本破断した。また, $7\delta_0$ では最下段の帯鉄筋がはずれ, コアコンクリートに対する拘束が失われる。 $8\delta_0$ になると主鉄筋はさらに 7 本 (累計 11 本) 破断し, 耐力は急速に失われていく。

これに対して, 円形断面の場合には, 図 2-10-3 に示すように, $1\delta_0, 2\delta_0$ 載荷では水平ひび割れが生じるだけで, 目立った損傷は生じない。 $3\delta_0$ 載荷になると載荷方向の外縁 (基部) において, かぶりコンクリートの剝離が生じ始める。正方形断面の供試体では, 荷重載荷方向に直交する面で, ほほいっせいかぶりコンクリートが剝離するのに対して, 円形断面では, 載荷方向の外縁からかぶりコンクリートの剝離が生じ始める

のが特徴である。これは, 円形断面では載荷方向の外縁において引張力及び圧縮力が最大となるためである。これが, $4\delta_0$ 載荷後になると, 載荷方向の外縁から逐次まわりにかぶりコンクリートの剝離が進み, ほほ全周にわたってかぶりコンクリートが剝落した。さらに $5\delta_0$ になると, 橋脚基部から 30 cm 程度の範囲でかぶりコンクリートがほぼ全面的に剝離すると同時に, 主鉄筋が 5 本破断した。その後主鉄筋の破断が $6\delta_0$ では 9 本 (累積 14 本), $7\delta_0$ では 8 本 (累積 22 本), $8\delta_0$ では 3 本 (累積 25 本) と進み, 耐力がほとんど失われた。

このような断面形状による破壊性状の違いを主鉄筋の破断本数によって比較したのが表 2-10-2 である。 $8\delta_0$ までの主鉄筋の破断本数は, 正方形断面で 11 本, 円形断面で 25 本と, 全数 (40 本) のそれぞれ 28%, 63% にあたる。円形断面の方が破断本数が多いのは, 載荷の外縁から順番に破断が進行して行くためである。

(2) 有効高さが 1.75 m の場合 (供試体 P-17 及び P-29)

正方形断面, 円形断面とも橋脚基部で曲げ破壊した。両供試体とも, 全体としての破壊特性は上述した有効高さが 2.5 m の場合とほぼ同じである。図 2-10-4 に示すように, 正方形断面の場合には, $3\delta_0$ まではコンクリートのクラックのみであり, $4\delta_0$ からかぶりコンクリートの剝離が, また, $7\delta_0$ から主鉄筋の破断が生じ始めた。 $3\delta_0$ では, 一部斜めクラックが入ったが, 結局せん断破壊には移行せず, 橋脚基部で曲げ破壊した。 $8\delta_0$ までの累積の主鉄筋破断本数は 12 本である。

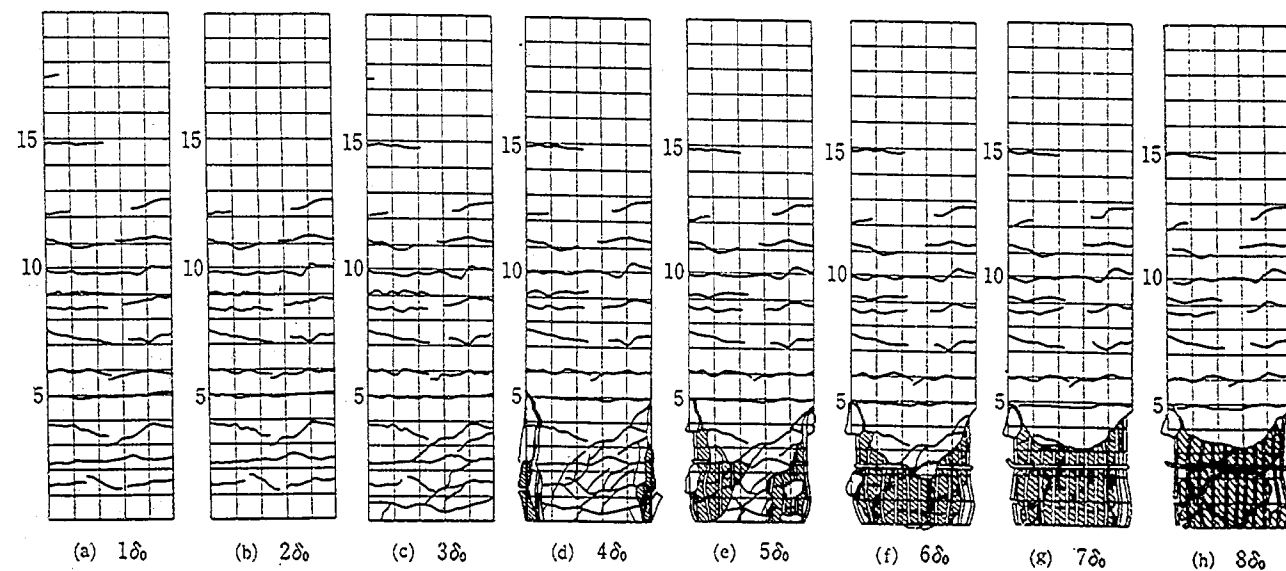


図2-10-2 載荷にともなう損傷の進展 (有効高さ $h=2.5\text{m}$, 正方形断面, 供試体P-10)

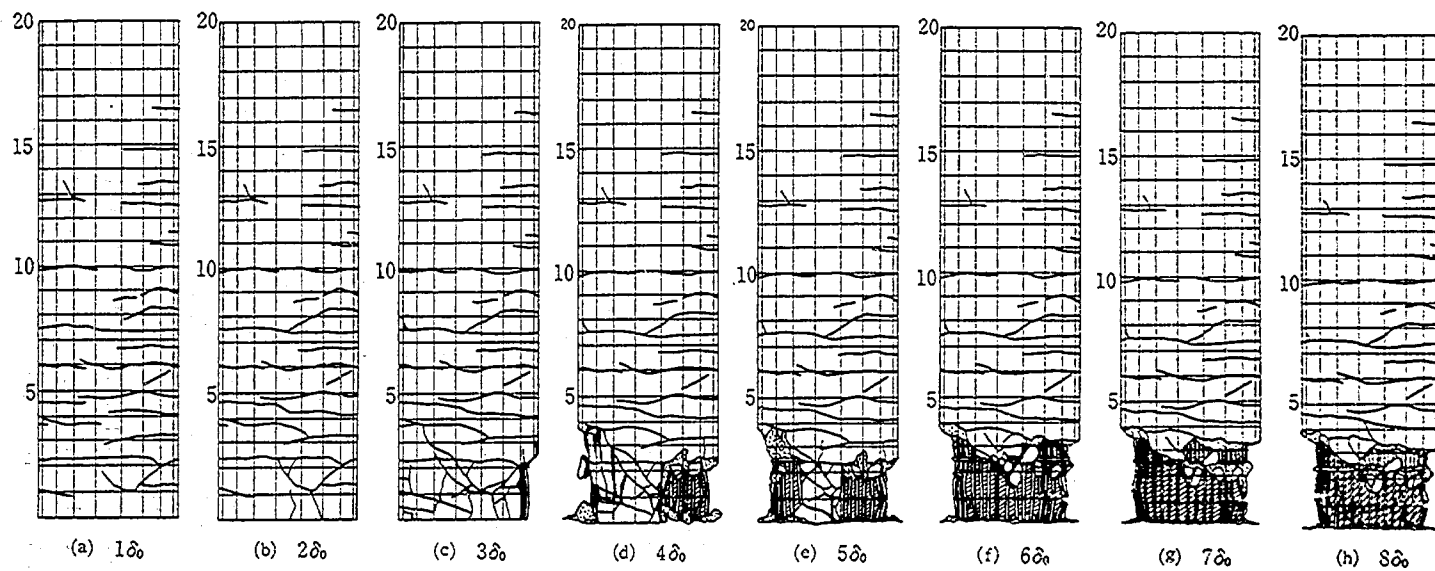


図2-10-3 載荷にともなう損傷の進展 (有効高さ $h=2.5\text{m}$, 円形断面, 供試体P-28)

表2-10-2 主鉄筋の破断本数

有効高さ		2.5m		1.75m		1 m	
断面形状		正方形	円形	正方形	円形	正方形	円形
供試体番号		P-10	P-28	P-17	P-29	P-18	P-30
主鉄筋破断本数	1~4 δ_0	0	0	0	0	0	0
	5 δ_0	0	5	0	0	0	0
	6 δ_0	1	9	0	3	0	0
	7 δ_0	3	8	6	15	0	0
	8 δ_0	7	3	6	6	0	0
	合計	11	25	12	24	0	0

これに対して、図2-10-5に示すように、円形断面の場合にも、3 δ_0 まではかぶりコンクリートのクラックのみで、4 δ_0 からかぶりコンクリートの剝離が生じた。

3 δ_0 の段階では、正方形断面と同様に斜めクラックが入ったが、4 δ_0 以後の斜めクラックの進展はなかった。主鉄筋の破断は正方形断面より少し早く、6 δ_0 から生じた。8 δ_0 までの累積の主鉄筋破断本数も正方形断面より多く、24本である。

表2-10-2には、主鉄筋の破断本数による両供試体の比較を示している。

(3) 有効高さが1 mの場合（供試体 P-18 及び P-30）

この場合には、両供試体ともせん断破壊した。まず、正方形断面の場合には、図2-10-6に示すように、1 δ_0 の段階ですでに大きな斜めクラックが入り、2 δ_0 に入ると部分的にかぶりコンクリートの剝離が始まった。3 δ_0 になると、コアコンクリートはぼろぼろになり、4 δ_0 では初期の斜めひび割れに沿ってX状にかぶりコンクリートが大きく剝離した。載荷にともなってコンクリートの損傷は進んだが、曲げ破壊した供試体と違い、最後まで主鉄筋の破断は生じなかった。ただし、これは損傷が小さいのではなく、主鉄筋が破断に至るまで有効に機能しないうちに部材としては耐力を失ってしまったためであり、ここにせん断破壊の恐ろしさがある。

円形断面の場合にも、図2-10-7に示すように、1 δ_0 の段階から著しい斜めクラックが入り、3 δ_0 になるとかぶりコンクリートの剝離が始まった。その後の斜めクラックの進展とコアコンクリートの損傷は正方形断

面の場合と同じである。この場合にも、最後まで主鉄筋の破断は生じなかった。

〔2〕耐力及び変形性能

繰り返し載荷実験から求められた橋脚天端に作用させた荷重と変位の関係（履歴曲線）の包絡線により断面形状の影響を比較すると図2-10-8のようになる。これによれば、橋脚基部で曲げ破壊した有効高さが2.5 mと1.75 mの供試体では、載荷の初期においては断面形状の影響はほとんどない。ただし、有効高さが2.5 mの場合には5~6 δ_0 になると、また、有効高さが1.75 mの場合には6~7 δ_0 になると、それぞれ円形断面の方が正方形断面よりも耐力の低下が著しくなる。これは、表2-10-2に示したように、円形断面の方が正方形断面よりも早く主鉄筋の破断が生じ始めるためである。すなわち、破断した主鉄筋本数を比較すると、有効高さが2.5 mの場合には、6 δ_0 になると正方形断面では1本なのに対して円形断面では14本である。また、有効高さが1.75 mの場合には5 δ_0 になると、正方形断面では6本なのに対して円形断面では18本と、圧倒的に破断した主鉄筋本数に差がある。

また、表2-10-3は、耐力及び変形性能を比較したものである。ここで、降伏変位 δ_y とは、正方形断面の場合には δ_0 そのものであるが、円形断面に対しては実験結果から橋脚基部の最外縁の主鉄筋が降伏するときの変位を定めおいた値である。表2-10-3によれば、最大耐力 P_M と降伏耐力 P_y の比 P_M/P_y は、有効高さが2.5 mの場合にはともに1.5と差がないが、有効高さが1.75 mの場合には、正方形断面では1.5、円形断面

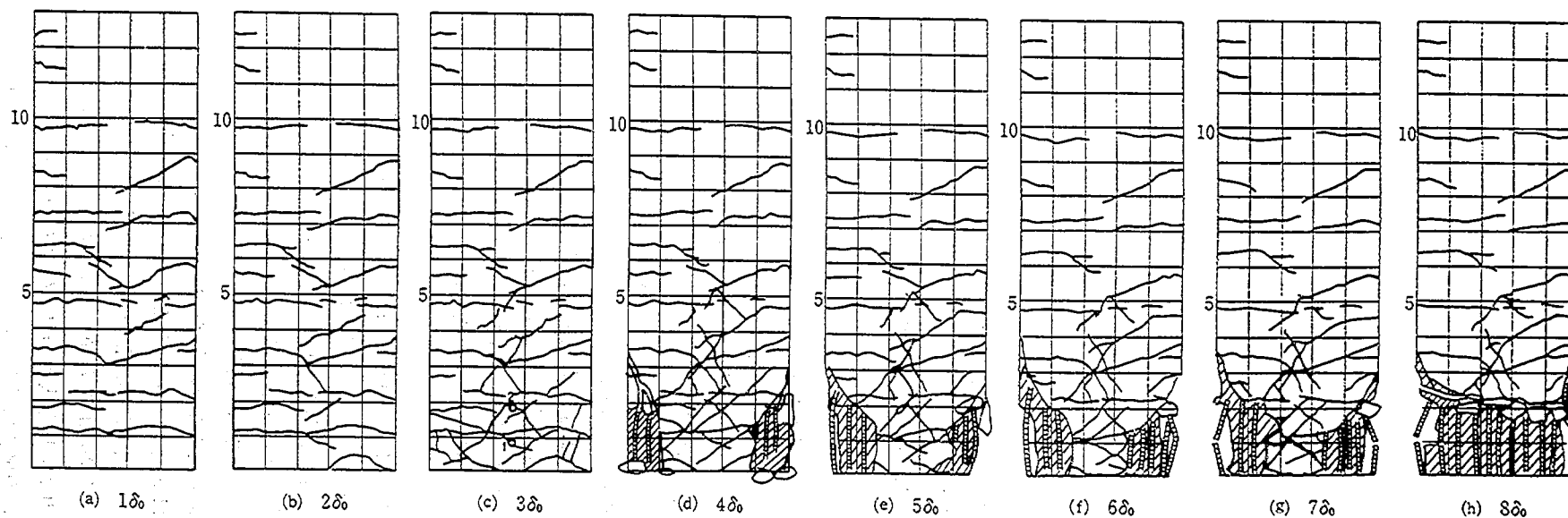


図2-10-4 載荷にともなう損傷の進展 (有効高さ $h=1.75\text{m}$, 正方形断面, 供試体 $P-17$)

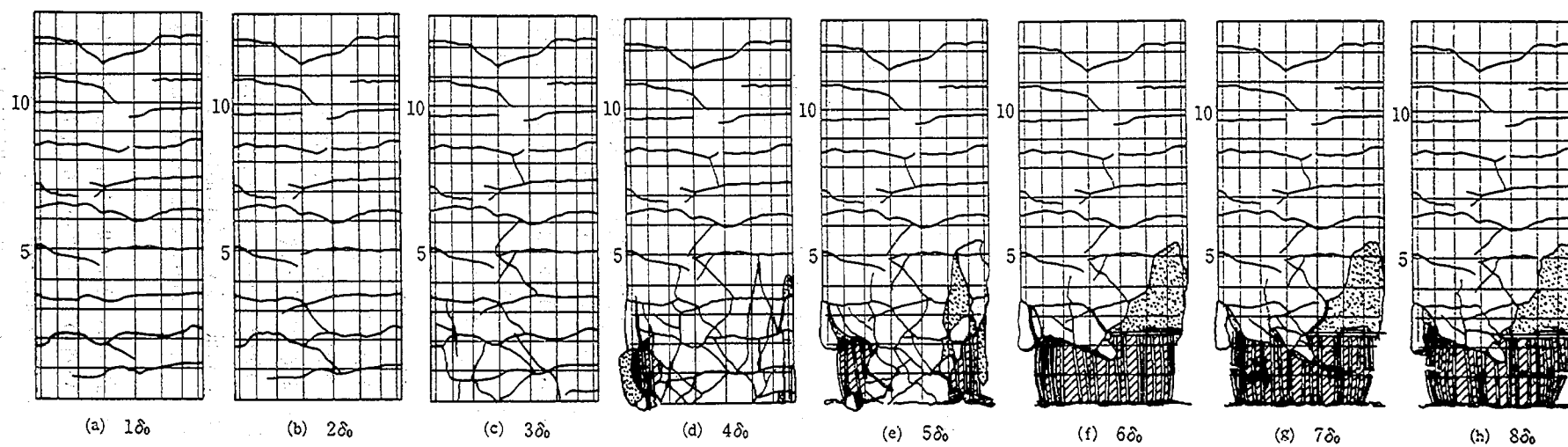


図2-10-5 載荷にともなう損傷の進展 (有効高さ $h=1.75\text{m}$, 円形断面, 供試体 $P-29$)

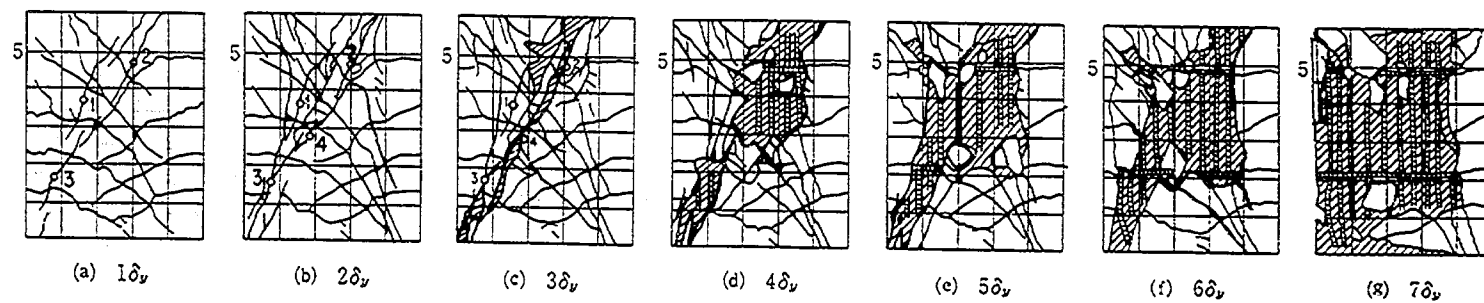


図2-10-6 載荷にともなう損傷の進展 (有効高さ $h=1\text{m}$ 、正方形断面、供試体 $P-18$)

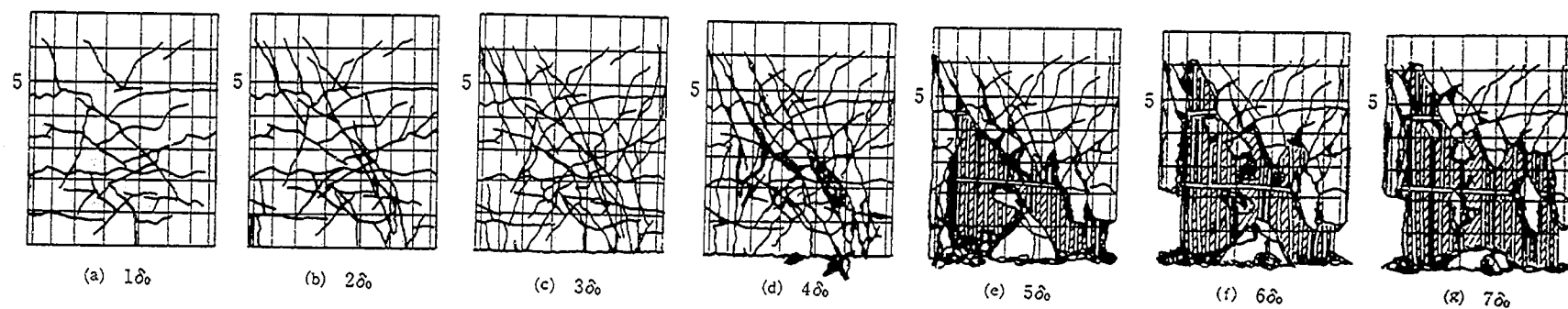


図2-10-7 載荷にともなう損傷の進展 (有効高さ $h=1\text{m}$ 、円形断面、供試体 $P-30$)

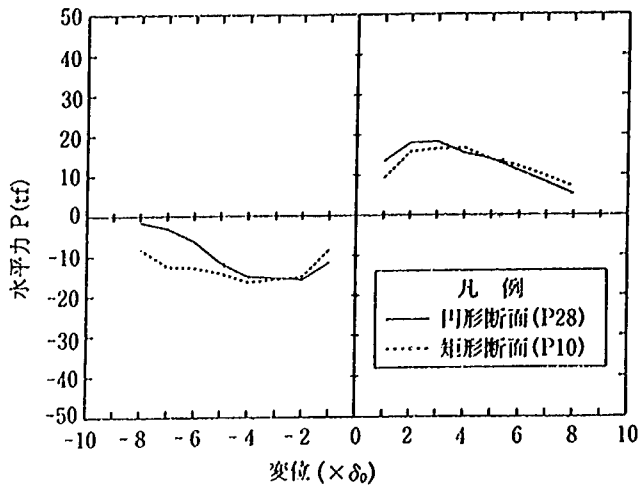
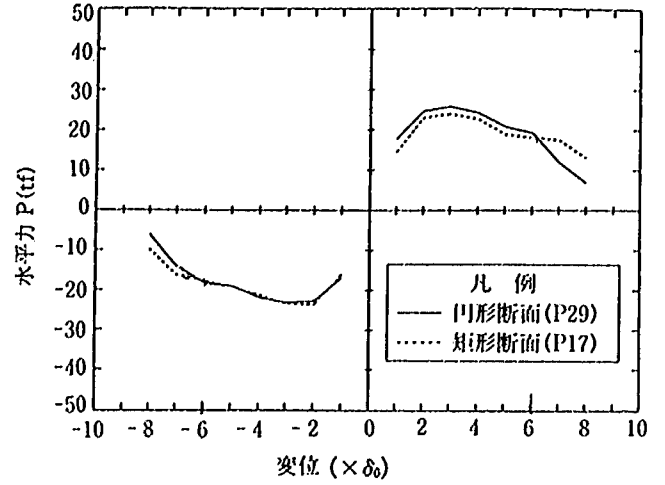
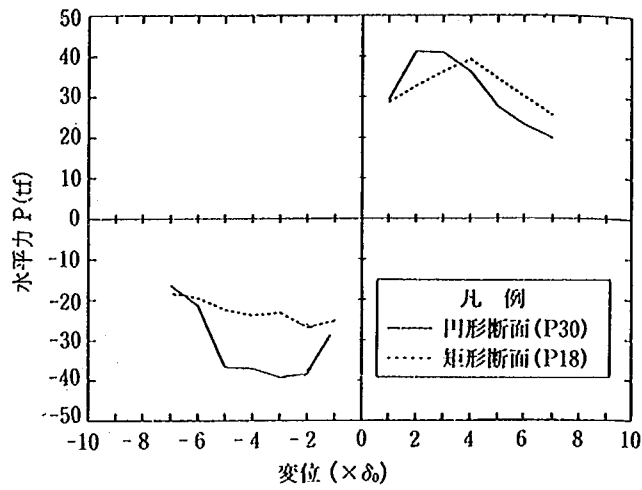
(a) $h=2.5\text{m}$ の場合(b) $h=1.75\text{m}$ の場合(c) $h=1\text{m}$ の場合

図2-10-8 履歴曲線の包絡線で比較した断面形状の影響

表2-10-3 耐力及び変形性能の比較

有効高さ (m)		2.5		1.75		1.0	
断面形状		正方形	凹形	正方形	凹形	正方形	凹形
供試体番号		P-10	P-28	P-17	P-29	P-18	P-30
耐力	降伏耐力 P_y (tf)	11.6	11.8	15.9	14.6	27.6	25.8
	最大耐力 P_M (tf)	16.8	17.2	24.2	25.1	39.1	42.7
	P_M/P_y	1.5	1.5	1.5	1.7	1.4	1.7
変形性能	降伏変位 δ_y (mm)	13.0	12.0	7.5	6.6	3.9	3.8
	終局変位 δ_u (mm)	92.6	70.5	59.2	51.5	20.2	22.5
	じん性率 $\mu = \delta_u / \delta_y$	7.1	5.9	7.9	7.8	5.2	5.9

では1.7と、円形断面の方が正方形断面よりも多少大きい。これは、最外縁の主鉄筋が降伏し始めた時を降伏と定義しているため、円形断面では降伏し始めてからも次々に最外縁鉄筋に隣接する主鉄筋が抵抗するのに対して、正方形断面では載荷方向に直交する面の主鉄筋がほぼいっせいに降伏し、その後は側方鉄筋しか抵抗しないことから説明できる。じん性率 δ_u/δ_y は、有効高さが2.5mの場合には円形断面の方が小さいが、有効高さが1.75mになると円形断面とほぼ同じになる。

一方、せん断破壊した有効高さが1mの場合には、急激な破壊が生じるため各載荷段階ごとに包絡線を比較することにはあまり意味がないが、図2-10-8に示すように円形断面の方が正方形断面よりも正負平均して30%程度耐力が大きい。これは、円形断面の方が正方形断面よりもコンクリート強度が25%程度大きいことによると考えられる。表2-10-3の比較では、最大耐力と降伏耐力の比 P_M/P_y は円形断面の方が大きく、また、じん性率 δ_u/δ_y も円形断面の方がわずかに大きい。ただし、せん断破壊する場合には実験ごとに結果に大きなバラツキが生じるのが普通であり、このことが重要な意味を持つとは考えられない。全体としては、円形断面であろうと正方形断面であろうと、せん断破壊する場合には降伏変位を越すとすぐ終局変位に達すると考えておくことが重要である。

[3] エネルギー吸収性能

図2-10-9は、累積吸収エネルギーに対する断面形状の影響を示したものである。基部で曲げ破壊した場合には、有効高さが2.5mの場合も1.75mの場合も載荷の初期ではほとんど同じ結果を与えるが、有効高さが2.5mの場合には $6\delta_0$ あたりから、有効高さが1.75mの場合には $7\delta_0$ あたりから、それぞれ、円形断面の場合には正方形断面より累積吸収エネルギーが低下してくる。これは、前述したように主鉄筋の破断により耐力の差が現れてくるためである。せん断破壊する場合(有効高さ1m)には、多少円形断面の方が累積吸収エネルギーが大きい。これは前述したように、コンクリート強度が円形断面の方が25%程度大きかったことによるものである。

また、図2-10-10は、等価減衰定数 h_e を比較したものである。これについても累積吸収エネルギーと同様な結果が現れている。

2.10.5 まとめ

円形断面橋脚の非線形域における動的耐力及び変形性能を検討するために、橋脚基部で曲げ破壊するタイプ

とせん断破壊するタイプの両者に対して、動的載荷実験により同一断面積を有する正方形断面橋脚との比較で履歴特性及びエネルギー吸収特性を検討した。本検討の結論は、以下の通りである。

1) せん断支間比が、正方形断面では5.4及び3.8、円形断面では4.7及び3.3の場合には橋脚基部で曲げ破壊した。また、せん断支間比が、正方形断面では2.2、円形断面では1.9の場合にはせん断破壊した。正方形断面でも円形断面でも、せん断支間比が2.5~2.0程度が、曲げ破壊するかせん断破壊するかの境界と考えられる。

2) 橋脚基部で曲げ破壊する場合には、最大耐力に達するまでは断面形状の差はあまり認められない。最大耐力に達した後は、円形断面では外縁部から逐次主鉄筋の破断が進行するため、正方形断面に比較して主鉄筋の破断本数が多く、したがって、耐力の低下が著しい。また、同じ理由により、最大耐力 P_M と降伏耐力 P_y の比 P_M/P_y は、円形断面の方が正方形断面よりも大きい。円形断面橋脚では主鉄筋が逐次破壊することが、正方形断面橋脚とのもっとも大きな違いである。

3) 上記2)により、最大耐力に達するまではエネルギー吸収性能や等価減衰定数に対する断面形状の影響は小さいが、最大耐力以後になると円形断面では正方形断面より累積吸収エネルギーが低下し、また、等価減衰定数も小さくなる。

4) せん断破壊する場合には、円形断面、正方形断面とも、終局に至るまで主鉄筋の破断は生じなかった。したがって、上記2)に示したような主鉄筋の破断の仕方による違いはせん断破壊の場合には現れてこない。せん断破壊する場合には、破壊が突然であることから実験ごとのバラツキが大きいのが普通であり、これを考慮すると今回の実験結果からは耐震設計上有意な特性の違いが円形断面と正方形断面にはないと見るのが適当であると考えられる。

2.11 円形断面橋脚に対するらせん鉄筋の影響

2.11.1 まえがき

わが国では、従来、壁式の大断面橋脚が採用される事例が多かったために必然的に鉄筋比は一般に0.5%程度もしくはこれ以下と低く、このため、伝統的に帯鉄筋比の低いRC橋脚を建設してきた。このような橋脚では、コンクリート断面積が大きいため、大きな地震力を受けコンクリートが曲げ破壊しても、これが主鉄筋の外側に全て抜け出していくことはほとんどない。したがって、意図した訳ではないが結果的には帯

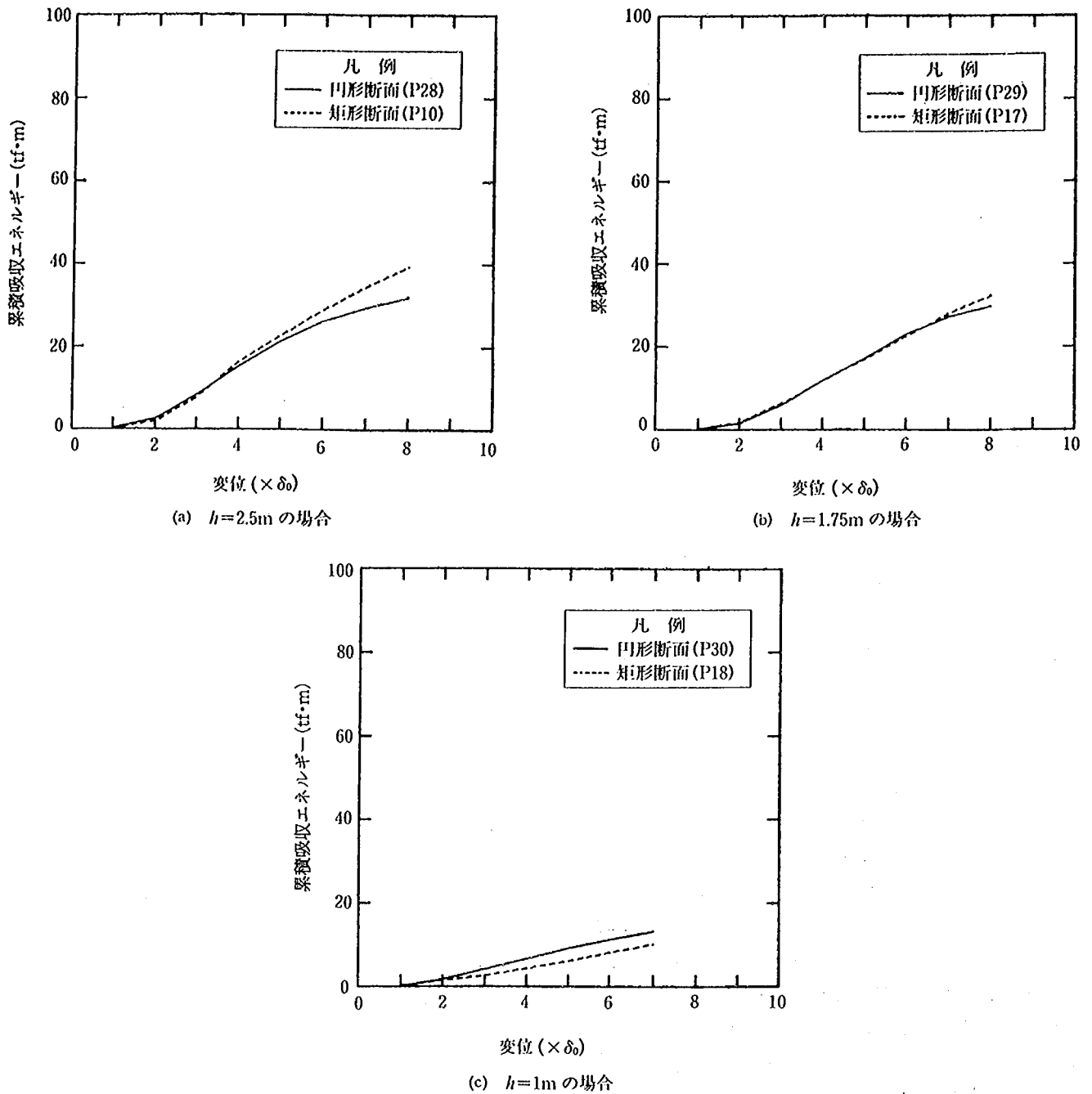


図2-10-9 累積エネルギーで比較した断面形状の影響

鉄筋比が低い割にはじん性の高い構造となっている。

これに対して、近年、都市域の高架橋のように橋脚の設置スペースの制約や美観上の配慮から、また、河川横断タイプの橋梁においても河積阻害率の制約等から、断面を絞った独立1本柱型式の橋脚が採用される事例が増えてきた。このような橋脚では、従来の壁式橋脚に比較すると、相対的にコンクリート断面積が小さく主鉄筋比が高くなるため、帯鉄筋による十分な拘束がないとじん性を期待できない場合が生じてくる。矩形断面に対する帯鉄筋の効果を検討した2.9の結果

によれば、全般的には帯鉄筋比を高めることによる効果はあるが、0.1%程度の帯鉄筋比を仮に3倍程度に引き上げたとしても、じん性率はそれ程大きく改善されないことがわかっている。したがって、断面を絞った独立1本柱型式の橋脚のじん性率を実効的に高めるためには、帯鉄筋を0.3%よりもさらに高くとることが必要となる。

このように多量の帯鉄筋を配置することは、施工性が悪い等の理由からわが国の橋梁においては、従来採用されていないが、建築の分野や橋梁でも米国、ニュー

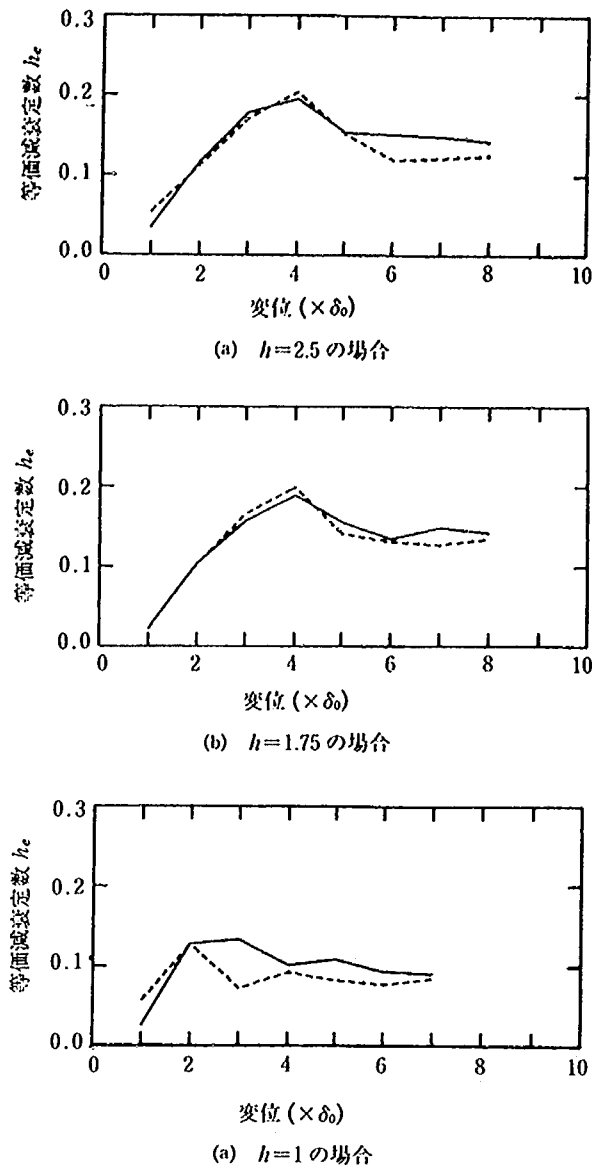


図2-10-10 等価減衰定数で比較した断面形状の影響

ジーランド等では、すでに1%以上に達する帯鉄筋を採用することも稀ではない¹²⁾¹³⁾。

以上のような観点から、円形断面のRC橋脚を対象に、非常に多量の帯鉄筋（スパイラル筋）を用いることにより、どの程度のじん性率の向上が期待できるかを実験的に検討する。

2.11.2 実験に用いたRC橋脚模型

実験に用いた模型は、図2-11-1及び表2-11-1に示す4体（供試体P-28, 29, 31, 32）である。これらの供試体はいずれも直径56.4 cmの円形断面を有し、フーチング上面から載荷点までの有効高さ h は、250 cmのものが2体（供試体28及び29）、175 cmのものが2体（供試体31及び32）である。せん断支間比 h/d

は、4.7（有効高さが250 cmの場合）及び3.3（有効高さが175 cmの場合）である。

主鉄筋としては、4供試体とも、SD 295 A, D 13 mmを40本（主鉄筋比2.03%）配置している。帯鉄筋としては、いずれもSR 235, D 9 mmを用い、供試体P-28 ($h/d=4.7$) 及び供試体P-29 ($h/d=3.3$) では25 cm間隔（帯鉄筋比0.1%）に、また、供試体P-31 ($h/d=4.7$) 及び、供試体P-32 ($h/d=3.3$) では、橋脚基部から57.5 cmの高さの範囲では2.5 cm間隔（帯鉄筋比1.02%）に、それ以上の高さでは25 cm間隔（帯鉄筋比0.1%）に、それぞれ、配置している。なお、供試体P-31及びP-32では、橋脚基部から57.5 cmの高さの範囲には、らせん鉄筋を採用している。

2.11.3 荷重載荷方法

実験では、供試体を反力床に固定し、反力壁に設置した動的加振機を供試体頭部に取り付けて、水平方向に正負交番荷重を加えた。実験装置の制約から軸力は加えていない。

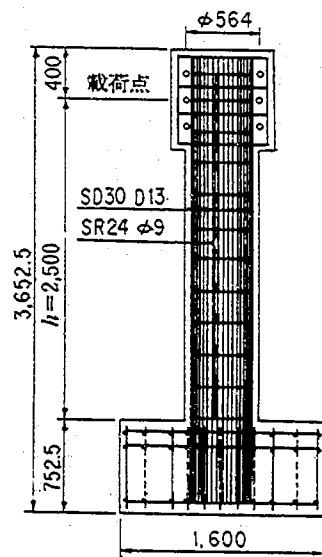
水平力は、一定振幅変位漸増方式によって作用させた。ここで重要なのは、本実験では実際に円形供試体の最外縁鉄筋が降伏する時の変位を降伏変位としたのではなく、円形供試体と同じコンクリート断面積を有する正方形断面（50 cm $\times$ 50 cm）の供試体に対する降伏変位を δ_y として用いたという点である。正方形断面としては、有効高さが2.5 mの場合には供試体P-10を、また、有効高さが1.75 mの場合には供試体P-17をそれぞれ想定し、本来の円形断面供試体に対するよりもやや大きめの0.75 cm（供試体29及び32）および1.3 cm（供試体28及び31）を降伏変位 δ_y とした。したがって、これは実際の降伏変位とは異なるため、以下、これを載荷基準変位 δ_y と呼び、降伏変位 δ_y と区別する。なお、載荷速度振幅は25 cm/sec一定とした。

2.11.4 らせん鉄筋の影響

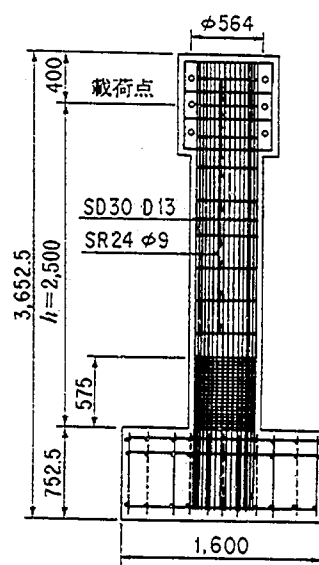
[1] 破壊性状

各変位振幅における10回のくり返し載荷後における損傷状況をコンクリートの亀裂及び剥離、主鉄筋の座屈及び破断に着目して示すと図2-11-2 ($h/d=4.7$ の場合) 及び図2-11-3 ($h/d=3.3$ の場合) のようになる。これらは、いずれも載荷方向に平行な面からみた外周面の半分の損傷状況を平面に展開して示したものである。これらの結果によれば、4体の供試体はいずれも橋脚基部で曲げ破壊するが、損傷の程度は帯鉄筋を用いた場合とスパイラル筋を用いた場合とでは大きく異なる。

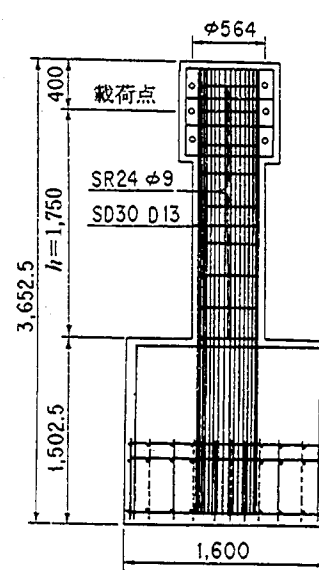
すなわち、帯鉄筋を用いた供試体では、せん断支間



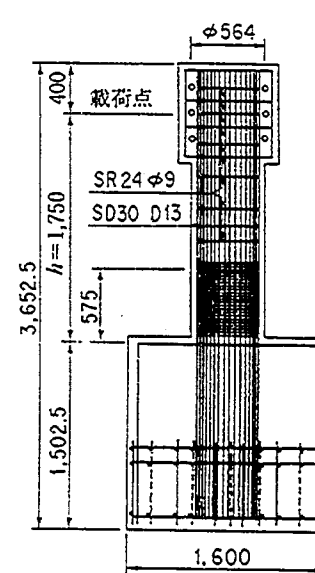
(a) 供試体28
(せん断支間比4.7)



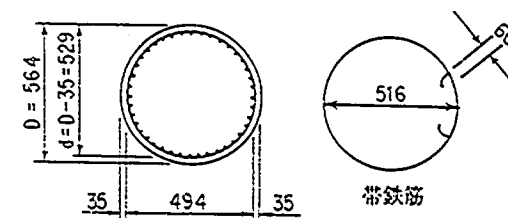
(b) 供試体31
(せん断支間比4.7)



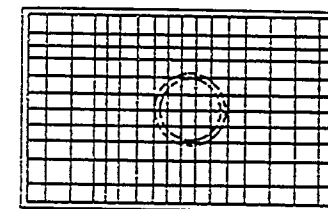
(c) 供試体29
(せん断支間比3.3)



(d) 供試体32
(せん断支間比3.3)



主鉄筋配筋



フーチング内の鉄筋配筋

図2-11-1 実験に用いた供試体

表2-11-1 供試体の主要諸元及び載荷特性

せん断支間比 h/d		4.7		3.3	
載荷くり返し回数 n 回		10	10	10	10
供試体番号		P-28	P-31	P-29	P-32
断面寸法 [cm]		$\phi 56.4$	$\phi 56.4$	$\phi 56.4$	$\phi 56.4$
有効高さ [cm]		250	250	175	175
主鉄筋	材質及び径 [mm]	SD295A	SD295A	SD295A	SD295A
	主鉄筋比 [%]	2.03	2.03	2.03	2.03
帯鉄筋	材質及び径 [mm]	SR235	SR235	SR235	SR235
	帯鉄筋比 [%]	0.1	1.02 ^{a)}	0.1	1.02 ^{a)}
コンクリート (早強ポルトランド セメント)	最大骨材径 [mm]	10	10	10	10
	一軸圧縮強度 (kg f/cm ²)	406	406	406	406
載荷速度振幅 (cm/sec)		25	25	25	25

注) 橋脚基部から57.5cmの範囲のみ、それ以上の高さでは、帯鉄筋比は0.1%

比 h/d が4.7の場合(供試体28)には3 δ_0 載荷時に、また、 h/d が3.3の場合(供試体29)には4 δ_0 載荷時に、それぞれ、コンクリートの剥離が大きく生じている。さらに、載荷振幅を増やすと、主として面外方向への主鉄筋の座屈が生じ、やがて、せん断支間比 h/d が4.7の場合には5 δ_0 載荷時に、また、せん断支間比が3.3の場合には6 δ_0 載荷時に、それぞれ、主鉄筋の破断が生じ始める。これ以上に載荷振幅を増大させると、コンクリートの剥離の度合いはそれ程変化しないが、主鉄筋内部のコアコンクリートの損傷がさらに進展し、コンクリート辺が主鉄筋の外側に飛び出してくるとともに、主鉄筋の破断も進展していく。せん断支間比が4.7および3.3のいずれの供試体もともに、最終的にコンクリートの剥離は橋脚基部から40 cm程度の範囲で生じた。また、主鉄筋は、最下端の帯鉄筋(橋脚基部から25 cmの位置)と橋脚基部のほぼ中間位置で生じている。

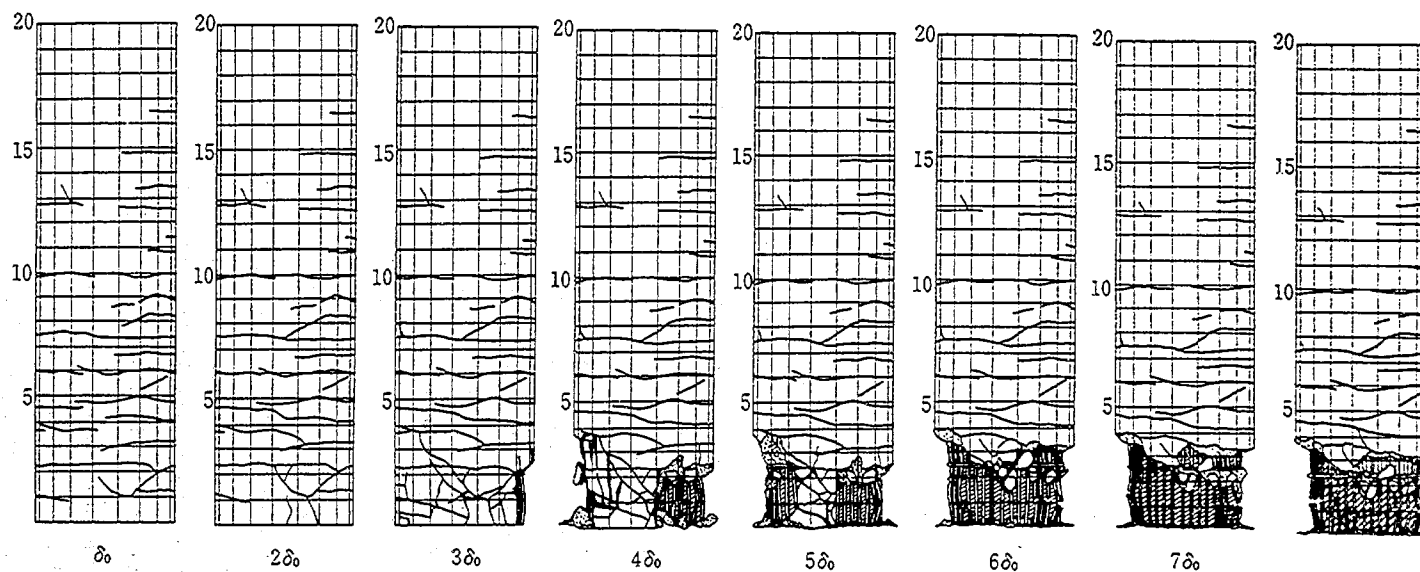
これに対して、スパイラル筋を用いた供試体では、いずれのせん断支間比の場合にも損傷の進展は帯鉄筋を用いた場合よりも非常に遅い。すなわち、コンクリートの剥離が生じ始めるのは、せん断支間比 h/d が4.7の場合(供試体31)では、7 δ_0 載荷時、せん断支間比が3.3の場合(供試体32)では8 δ_0 載荷時である。また、図2-11-2及び図2-11-3から主鉄筋の破断が生じるのも、せん断支間比が4.7の場合には7 δ_0 載荷時、せん断支間比が3.3の場合には8 δ_0 載荷時である。せん断支

間比が4.7および3.3のいずれの供試体もともに、主鉄筋の破断は橋脚基部から4~5 cmと帯鉄筋を用いた供試体に比較すると低い位置で生じている。また、これにともない、最終的にコンクリートの剥離は15 cm程度の範囲で生じている。

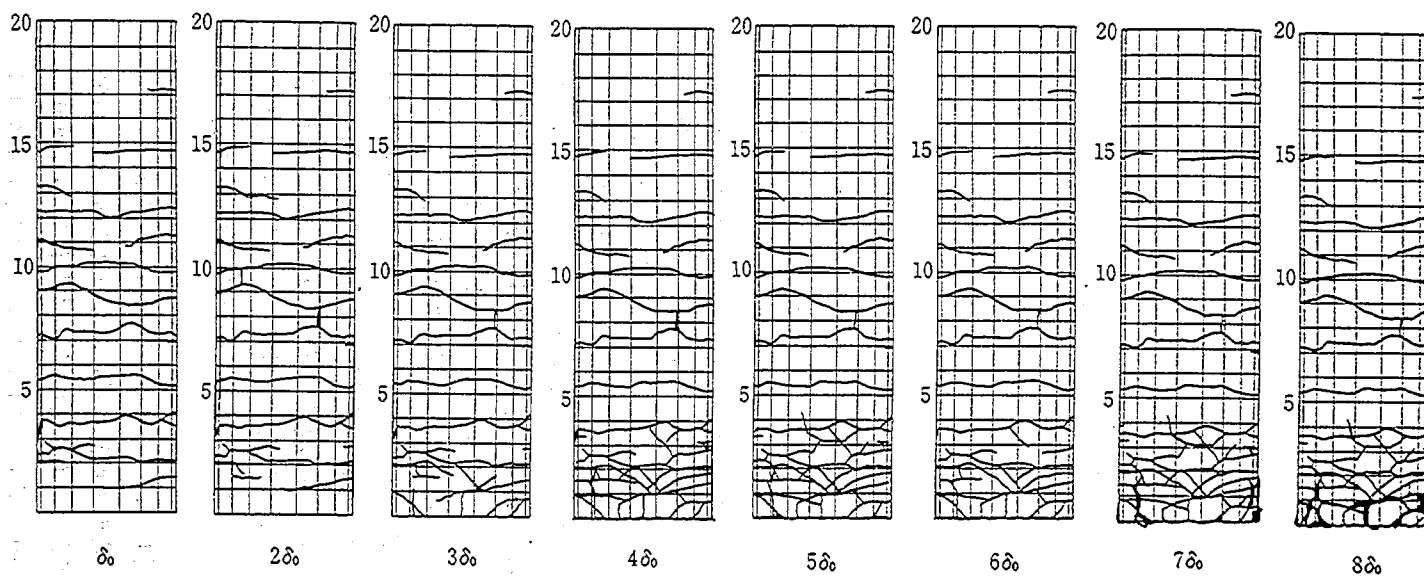
コンクリートの剥離や主鉄筋の破断が生じるのは、一度引張力を受けて降伏した主鉄筋が圧縮力を受けると、帯鉄筋の間隔を座屈長として面外に座屈するために、かぶりコンクリートが外側に押されるためである。したがって、スパイラル筋により主鉄筋の面外座屈を拘束することによりコンクリートの剥離や主鉄筋の破断を大幅に遅らせることができるのである。

しかし、ここで注意しなければならないのは、たとえスパイラル筋で主鉄筋を拘束したとしても、1 δ_0 以上の変位振幅でくり返し荷重を受けた場合には、主鉄筋は塑性域でのくり返し圧縮・引張力を受けるという点である。主鉄筋は面外には座屈しなくても、スパイラル筋に沿って面内に座屈したりすることもある。このため帯鉄筋の場合と比較すると、その時期は遅いが、やはり主鉄筋の破断が生じる。

また、ここで興味深いのは、帯鉄筋を用いた場合には、上述したように7~8 δ_0 載荷時からぼつぼつ主鉄筋の破断が生じ始めるが、スパイラル筋を用いた場合には一度主鉄筋の破断が生じ始めると急激に多数の主鉄筋が破断するという点である。すなわち、表2-11-2は、載荷にともないどのように主鉄筋が破断していったか

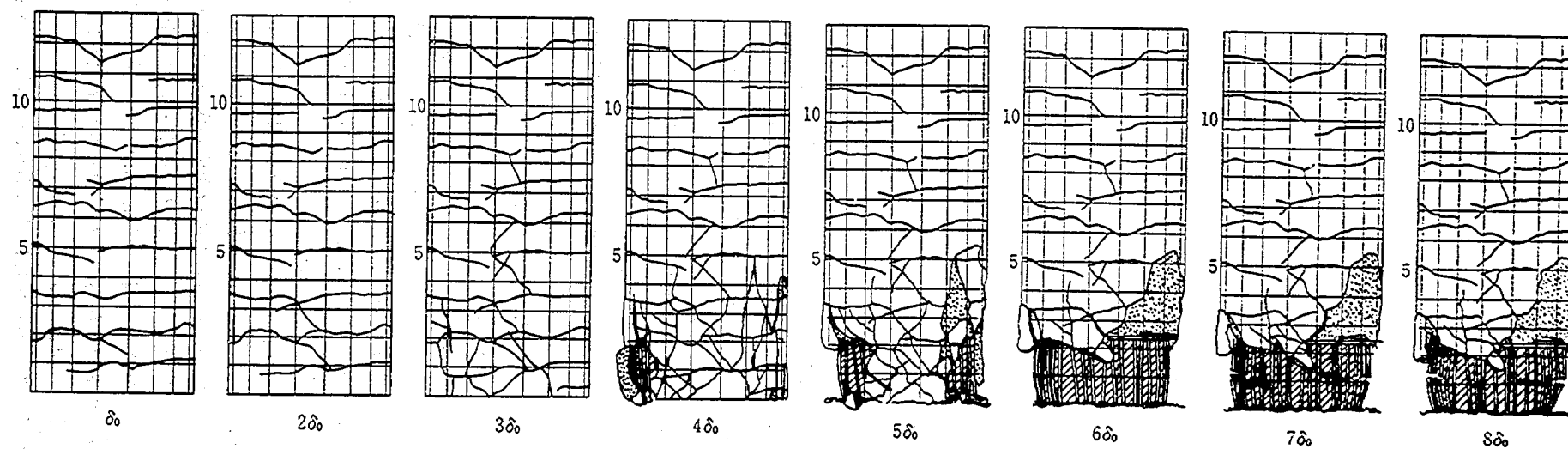


(a) 鉄筋比0.1%の帯鉄筋を配した場合 (供試体P-28)

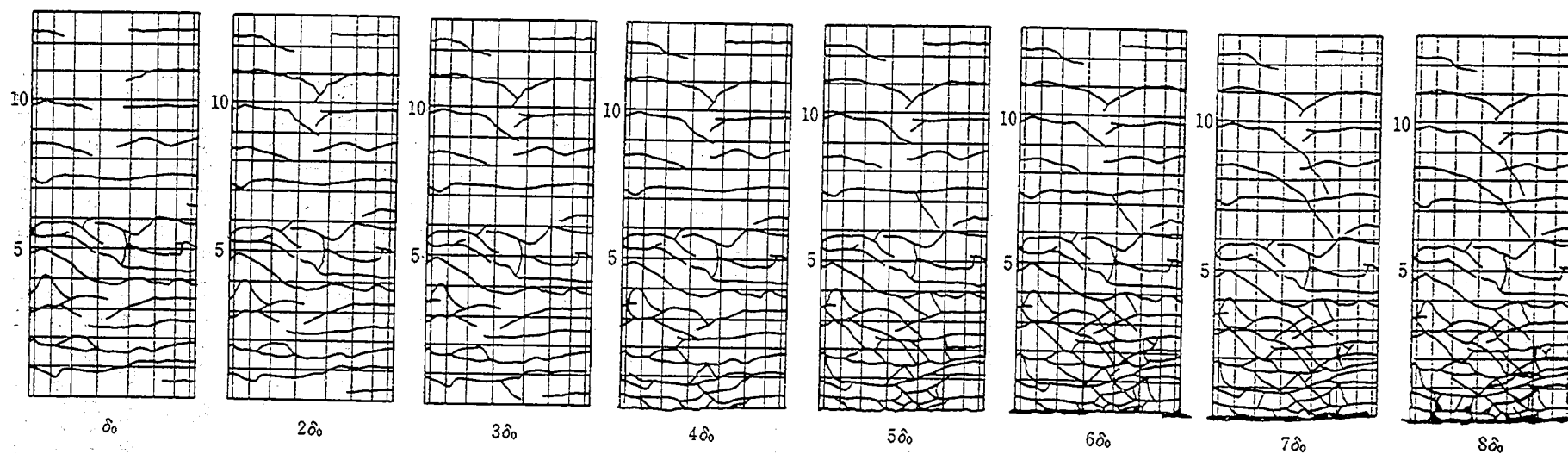


(b) 鉄筋比1.02%のスパイラル筋を配した場合 (供試体P-31)

図2-11-2 載荷にともなう損傷の進展 (せん断支間比 $h/d=4.7$)



(a) 鉄筋比0.1%の帯鉄筋を配した場合 (供試体P-29)



(b) 鉄筋比1.02%のスパイラル筋を配した場合 (供試体P-32)

図2-11-3 載荷にともなう損傷の進展 (せん断支間比 $h/d=3.3$)

表2-11-2 主鉄筋の破断本数

せん断支間比 h/d	4.7		3.3	
せん断補強	帯鉄筋	スパイラル筋	帯鉄筋	スパイラル筋
1 ~ 4 δ_0	0	0	0	0
5 δ_0	5	0	0	0
6 δ_0	9 (14)	0	3	0
7 δ_0	8 (22)	13	15 (18)	0
8 δ_0	3 (25)	11 (24)	6 (24)	1
9 δ_0	—	5 (29)	—	12 (13)

注) () 内は累積の鉄筋破断本数

を示したものである。せん断支間比が4.7の場合がよい例であるが、主鉄筋の破断が始まるのはスパイラル筋を用いた場合の方が帯鉄筋を用いた場合よりも2 δ_0 だけ遅い。しかし、8 δ_0 載荷が終わった段階での累積の破断本数を比較すると、帯鉄筋を用いた場合には25本であるのに対してスパイラル筋を用いた場合には24本と、両者にはほとんど違いがない。

このように、スパイラル筋を用いて主鉄筋をしっかりと拘束することは、主鉄筋の破断の開始を遅らせるが、最終的な主鉄筋の破断本数には大きな違いがないことに注意しておかなければならない。なお、主鉄筋の破断が生じるのは低サイクル疲労であり、これには、同一変位振幅における載荷くり返し回数や載荷履歴も大きく影響する。

次に、帯鉄筋及びスパイラル筋に生じるひずみを示したのが図2-11-4である。破壊の生じた橋脚基部位置の帯鉄筋やスパイラル筋のひずみも計測しようとしたが、これらの点では、コンクリートの破壊が生じ正しく計測できなかった。図2-11-4によれば、帯鉄筋及びスパイラル筋に生じるひずみは、載荷変位振幅が大きくなるにつれて次第に大きくなるが、まだ降伏には至っていない。これは、基部で曲げ破壊するために、基部を除けば帯鉄筋やスパイラル筋には基本的に大きな負担がかからないためである。なお、ひずみレベルは小さいが、帯鉄筋（特に橋脚基部から25 cm 位置の帯鉄筋）のひずみは、同位置におけるスパイラル筋のひずみよりも大きくなっている。

図2-11-5は、フーチング内の主鉄筋のひずみ分布を

示したものである。コンクリートの破壊にともなうひずみゲージの破損やひずみゲージ自身の性能を超えるひずみの発生等により、計測できたのは、主として、載荷振幅が小さい範囲であるが、フーチング内の主鉄筋に生ずるひずみは、フーチング上面からの距離にほぼ比例して減少していくことがわかる。また、同一の載荷変位を与えた場合にフーチング内の主鉄筋に生じるひずみも、らせん鉄筋を用いた場合の方が帯鉄筋を用いた場合よりもやや小さい。

〔2〕耐力及び変形性能

くり返し載荷実験から得られた橋脚元端における作用力 P と水平変位 δ の履歴曲線を、各段階における10回のくり返し載荷のうちの最初の載荷に着目して、帯鉄筋を用いた供試体とらせん鉄筋を用いた供試体の間で比較すると図2-11-6及び図2-11-7のようになる。これによれば、載荷変位振幅が小さい間は、帯鉄筋を用いた供試体とらせん鉄筋を用いた供試体とはほとんど違いは認められないが、載荷変位振幅がせん断支間比が4.7の場合には4 δ_0 、せん断支間比が3.3の場合には5 δ_0 以上となると両者にははっきりした違いが生じ始める。なお、これらの載荷変位振幅は、上述したように、帯鉄筋を用いた供試体にはおおむねコンクリートの剝離が生じ始める載荷変位の次の変位に相当している。したがって、コンクリートの剝離が引きかねとなって帯鉄筋を用いた供試体の耐力の低下が顕著となり出すあたりから、スパイラル筋の効果がはっきり出てくるのがわかる。

スパイラル筋の効果には2つあり、1つは、スパイラ

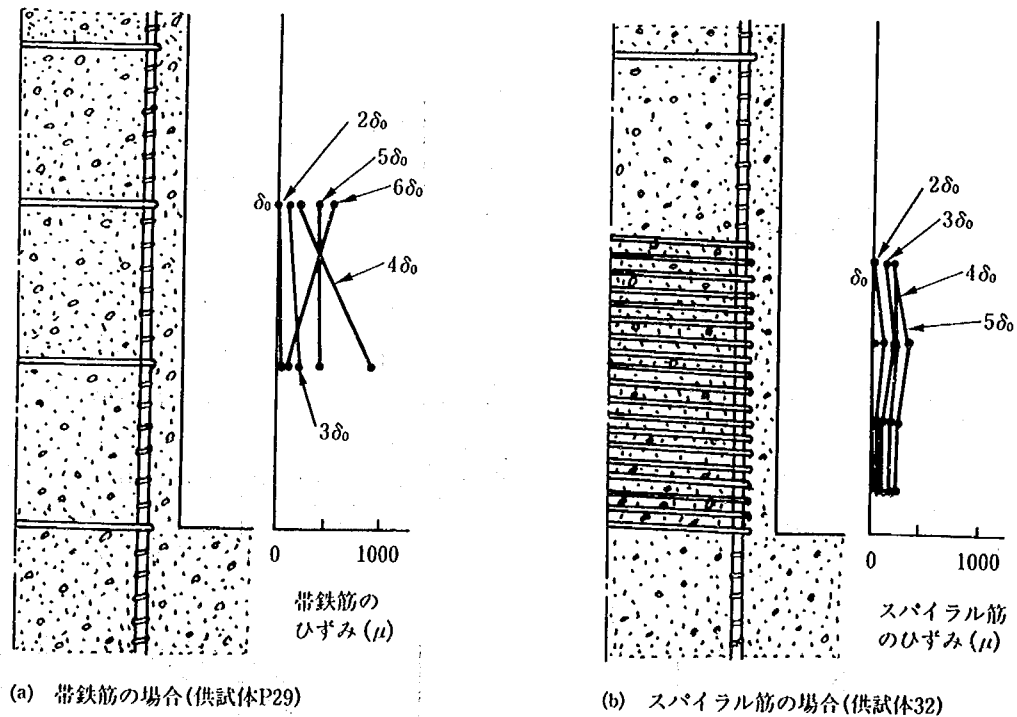
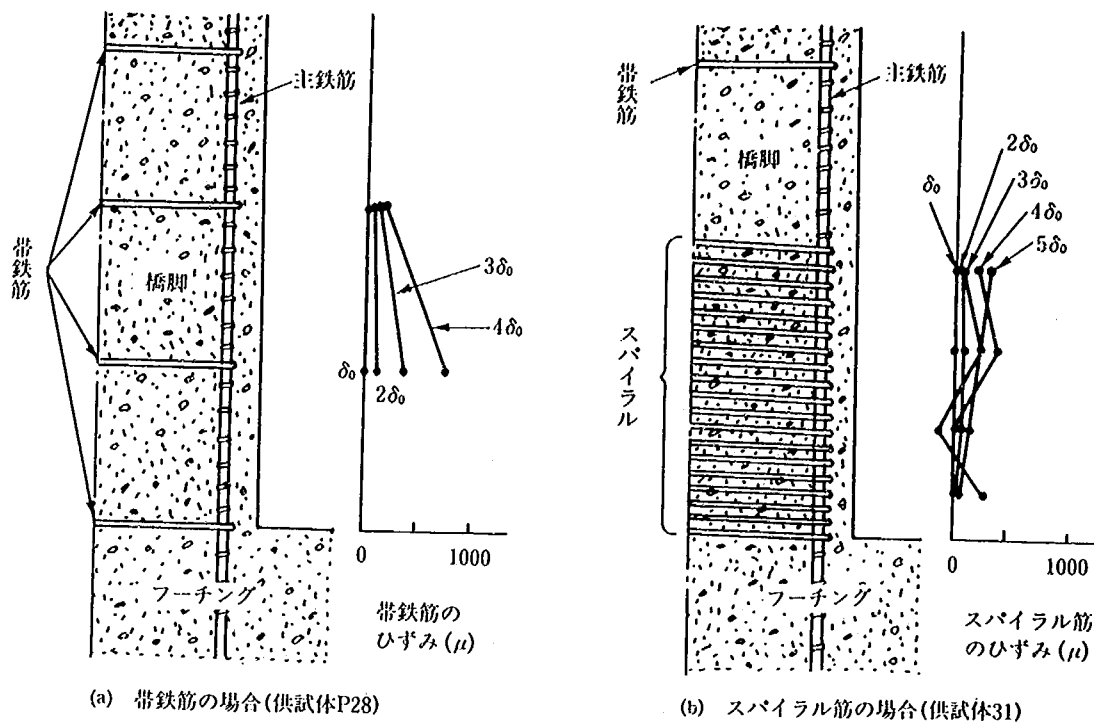
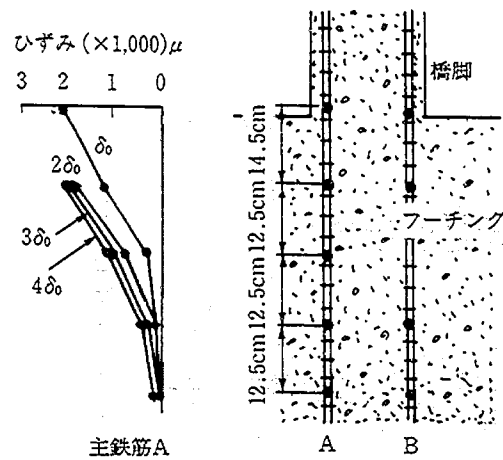
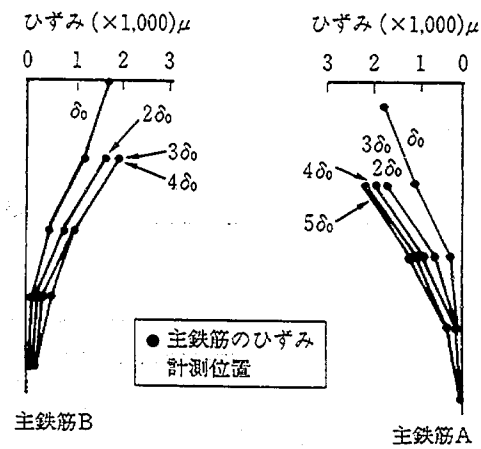


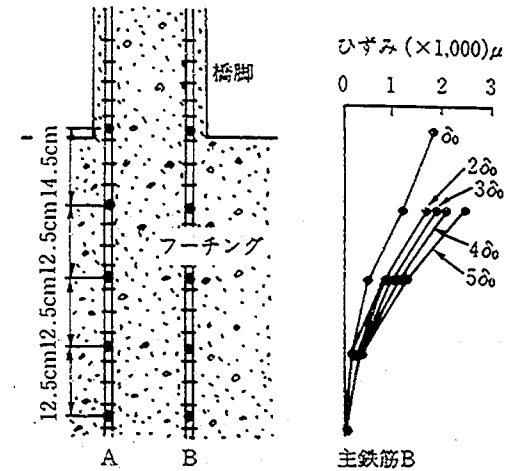
図2-11-4 帯鉄筋及びスパイラル筋に生じるひずみ



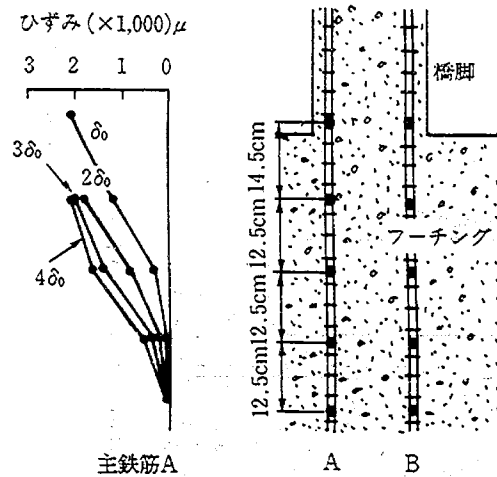
(a) 帯鉄筋の場合 (供試体P28)



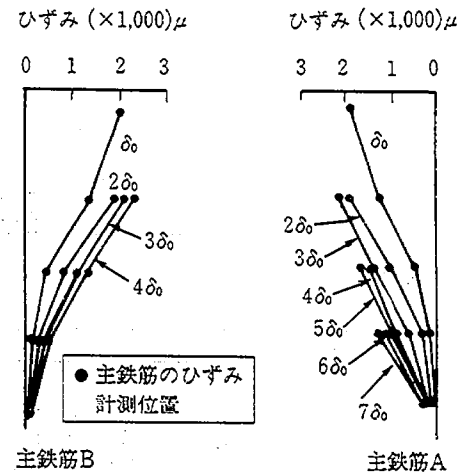
(1) せん断支間比 $b/d=4.7$ の場合



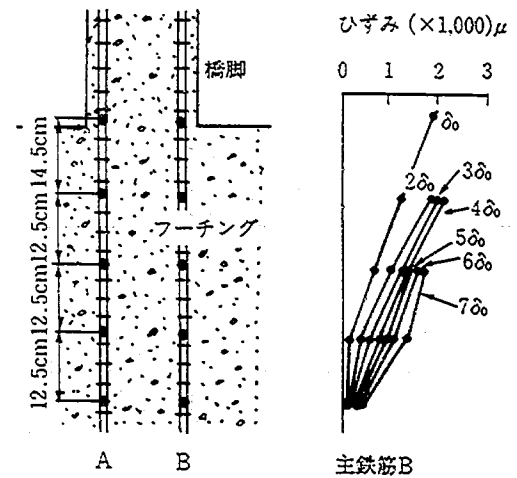
(b) スパイラル筋の場合 (供試体P31)



(a) 帯鉄筋の場合 (供試体P29)

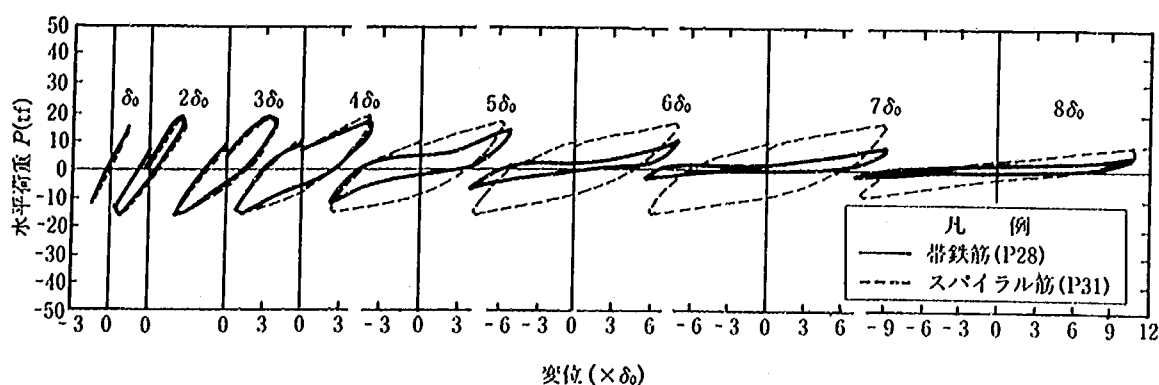
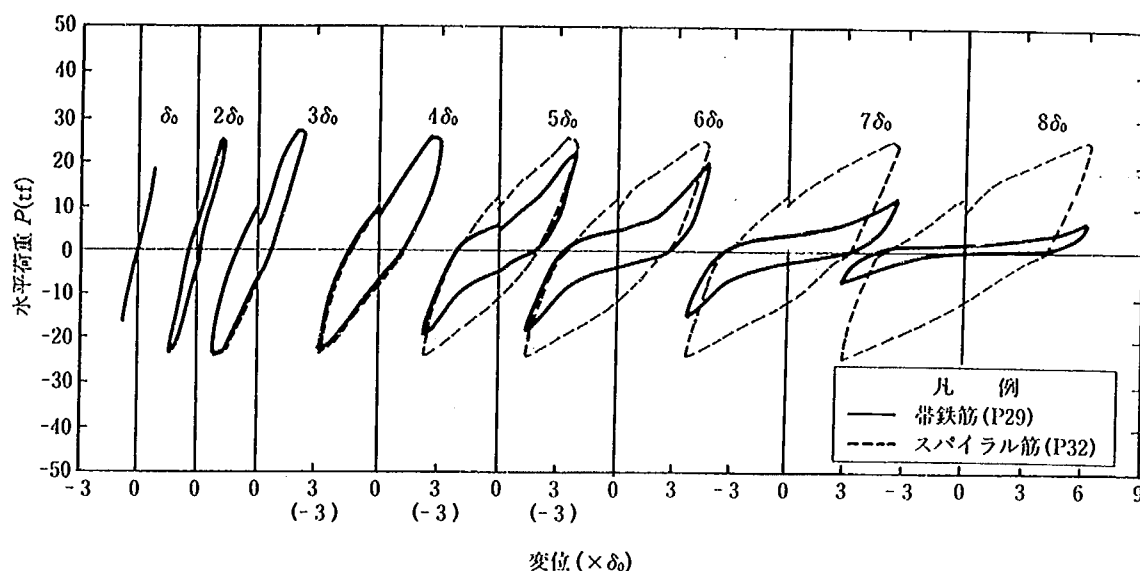


(2) せん断支間比 $b/d=3.3$ の場合



(b) スパイラル筋の場合 (供試体P32)

図2-11-5 フーチング内の主鉄筋

図2-11-6 履歴曲線の比較 (せん断支間比 $h/d=4.7$ の場合)図2-11-7 履歴曲線の比較 (せん断支間比 $h/d=3.3$ の場合)

ル筋を用いた供試体は帯鉄筋を用いた供試体に比較して同一水平変位に対する耐力が大きいこと、もう一つは、履歴曲線の囲む面積すなわち、1サイクルの載荷の間の吸収エネルギーがスパイラル筋を用いた供試体の方が帯鉄筋を用いた供試体よりも大きいことである。

後者のエネルギー吸収の違いについては後述するとして両者の耐力の違いを履歴曲線の包絡線で比較した結果が図2-11-8である。履歴曲線の比較で示したように、帯鉄筋を用いた供試体とスパイラル筋を用いた供試体の違いは、載荷変位が小さい範囲ではほとんどないが、せん断支間比が4.7の場合には $4\delta_0$ あたりから、また、せん断支間比が3.3の場合には $5\delta_0$ あたりから、はっきりしてくる。スパイラル筋を用いた場合には、これらの変位以上となっても、ほとんど耐力は低下せず、せん断支間比が4.7の場合には $8\delta_0$ まで、また、せん断支間比が3.3の場合には $10\delta_0$ まで、ほぼ一定の耐力を維持し続ける。このようにじん性が大きくとれる

ことは、鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査の観点からは、非常に重要である。⁹⁾

ただし、前述したように、スパイラル筋を用いた場合は、載荷変位がある値以上（たとえば、せん断支間比が4.7の場合には $8\delta_0$ ：表2-11-2参照）となると急激に主鉄筋の破断が生じる。この結果、履歴曲線の包絡線にも図11(b)に示すように、 $9\delta_0$ になると急激な耐力低下が生じることに注意しなければならない。

表2-11-3は、耐力（降伏耐力 P_y 及び最大耐力 P_M ）及び変形性能（降伏変位 δ_y 及び終局変位 δ_u ）をまとめたものである。ただし、表中の降伏変位 δ_y とは、橋脚基部の主鉄筋が降伏するときの変位を実験結果から求めなおした値である。これによれば、降伏耐力に対する最大耐力の比 P_M/P_y については、スパイラル筋を用いた場合でも帯鉄筋を用いた場合とそれ程の違いはない。したがって、スパイラル筋は耐力の増加には効果は少ないと言える。しかし、じん性率 $\mu=\delta_u/\delta_y$ には大

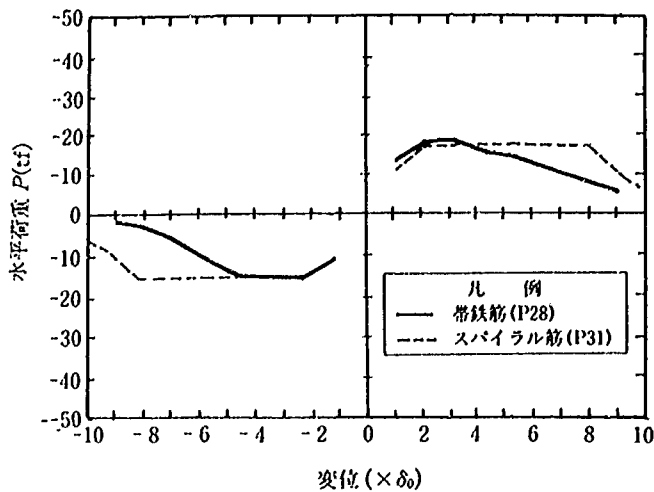
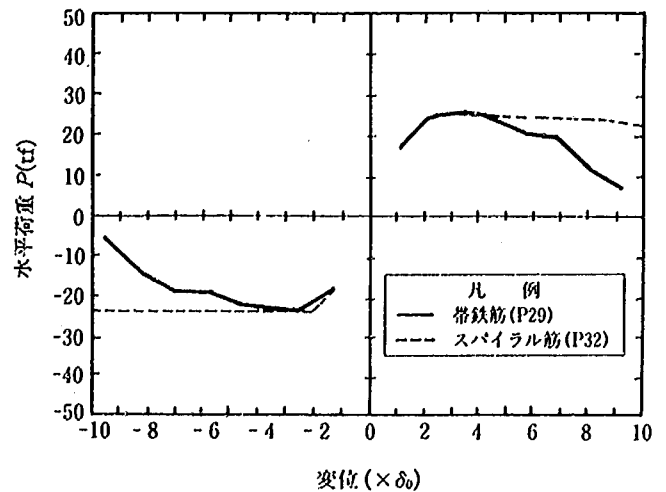
(a) せん断支間比 $h/d=4.7$ の場合(b) せん断支間比 $h/d=3.3$ の場合

図2-11-8 履歴曲線の包絡線で比較

表2-11-3 耐力及び変形性能の比較

せん断支間比 h/d		4.7		3.3	
橋脚基部の帯鉄筋比 [%]		0.1	1.02	0.1	1.02
耐力	降伏耐力 P_y [t]	11.8	10.4	14.6	14.7
	最大耐力 P_M [t]	17.2	16.9	25.1	25.4
	P_M/P_y	1.5	1.6	1.7	1.7
変形性能	降伏変位 δ_y [cm]	1.2	1.16	0.66	0.71
	終局変位 δ_u [cm]	7.05	10.45	5.15	7.4
	じん性率 δ_u/δ_y	5.9	9.0	7.8	10

きな違いがあり、帯鉄筋を用いた場合に比較してスパイラル筋を用いた場合には、せん断支間比が4.7の場合で1.5位、せん断支間比が3.3の場合で1.3位増加する。したがって、スパイラル筋は、じん性の増大には大きく寄与するといえることができる。

〔3〕エネルギー吸収能

累積吸収エネルギーと載荷変位の関係でスパイラル筋の効果を求めると図2-11-9のようになる。これによれば、スパイラル筋が吸収エネルギー性能を飛躍的に高めるのは明らかで、例えば、 $8\delta_0$ の載荷変位に至るまでの累積吸収エネルギーを比較すると、帯鉄筋を用いた場合に比較してスパイラル筋を用いた場合には、いずれのせん断支間比の供試体もおおよそ2.6となる。

次に、等価減衰定数 h_e によってスパイラル筋の影響を表わすと図2-11-10のようになる。図2-11-10によれば、帯鉄筋を用いた場合には、 $4\sim 5\delta_0$ あたりで等価減衰定数は0.2程度の値をとり、それ以上の載荷変位では徐々に等価減衰定数は低下していく。これに対して、スパイラル筋を用いた場合には等価減衰定数は $5\sim 10\delta_0$ あたりまで増加し続け、最大で0.25~0.27程度の大きな値をとる。

なお、スパイラル筋を用いることにより帯鉄筋を用いた場合と比較して等価減衰定数にはっきりした違いが生じ始めるのは、せん断支間比が4.7の場合には $4\delta_0$ 、せん断支間比が3.3の場合には $5\delta_0$ である。これらの変位が帯鉄筋を用いた供試体でコンクリートの剥

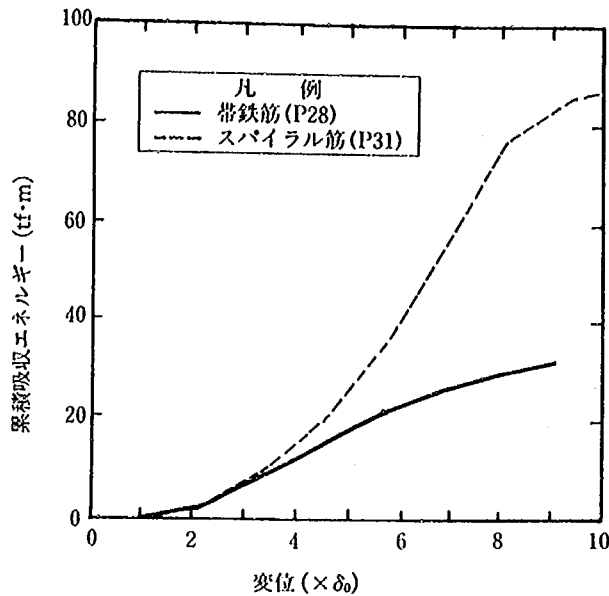
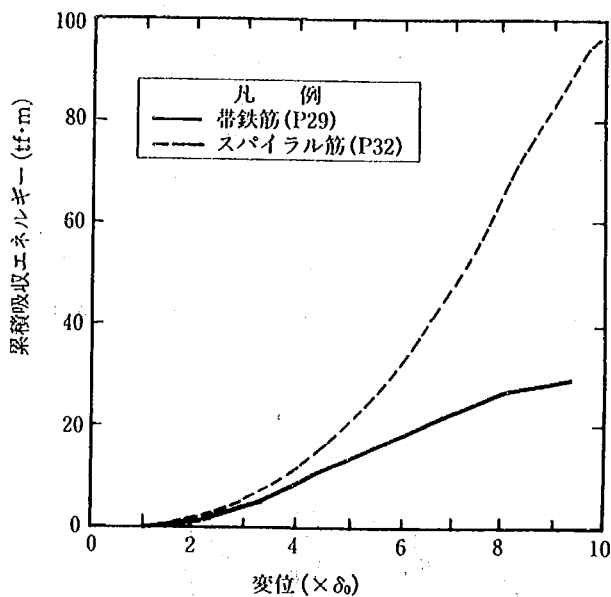
(a) せん断支間比 $h/d=4.7$ の場合(b) せん断支間比 $h/d=3.3$ の場合

図2-11-9 累積吸収エネルギー

離の生じ始める変位であること、また、スパイラル筋を用いた場合でもせん断支間比が4.7の場合には主鉄筋の急激な破断により $9\delta_0$ から等価減衰定数が大きく低下し始めることは、前述した耐力及び変形特性と同様である。

2.11.5 まとめ

鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼすスパイラル筋の影響を検討するために、せん断支間比 $h/d=4.7$ 及び 3.3 の曲げ破壊する場合を対象に、鉄筋比 0.1% の帯鉄筋と鉄筋比 1.02% のスパイラル筋を用いた円形断面供試体計4体に対する正負くり返し

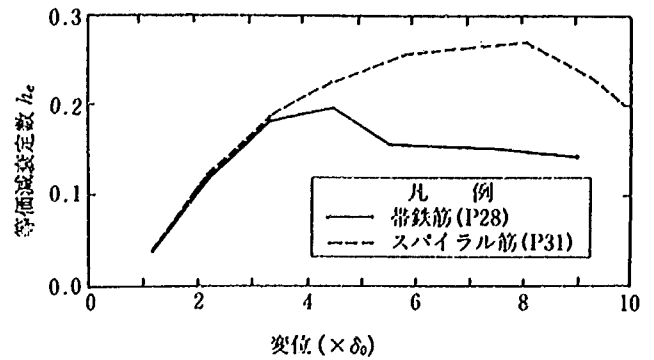
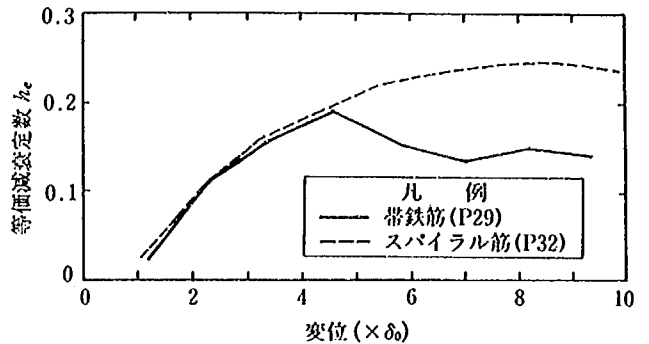
(a) せん断支間比 $h/d=4.7$ の場合(b) せん断支間比 $h/d=3.3$ の場合

図2-11-10 等価減衰定数の比較

載荷実験を行なった。本実験から得られた結論をまとめると以下ようになる。

(1) スパイラル筋を用いることにより、主鉄筋の面外方向への座屈を拘束できるため、主鉄筋の破断やコンクリートの剝離が生じる載荷変位を、大きくすることができると同時に、主鉄筋内部のコンクリートの飛び出しをも防ぐことができる。また、コンクリートの剝離が生じる範囲も橋脚基部の独立範囲に限定することができる。

(2) このため、スパイラル筋を用いることにより帯鉄筋だけの場合に比較して、変形性能（じん性率）およびエネルギー吸収性能（累積吸収エネルギー、等価粘性減衰定数）を大きく向上させることができる。ただし、耐力の向上に対するスパイラル筋の効果は大きなものではない。

(3) スパイラル筋を用いることにより、鉄筋の破断が生じる載荷変位振幅を大きくすることができるが、一度主鉄筋の破断が生じ始めると帯鉄筋のように載荷変位振幅の増大につれて徐々に主鉄筋が破壊していくのではなく、多数の主鉄筋が一時に破断する傾向を有する。したがって、帯鉄筋を有するRC橋脚に比較してスパイラル筋で補強した橋脚ははるかに大きな載荷変位振幅まで一定の耐力を保ち続けられるが、それが

ある一定の変位振幅に達し、主鉄筋の破断が一時に生じる段階になると耐力の急速な低下をもたらすことに注意しなければならない。

2.12 中空断面の検討

2.12.1 まえがき

高橋脚になると、橋脚の自重を軽減し、橋脚に作用する地震力を低減するため、中空断面の RC 橋脚が採用される場合が多い。中実断面では、橋脚が非線形域に入り表面のコンクリートが剥離した後も、主鉄筋及び帯鉄筋等によって囲まれた内部のコンクリートは、地震力に対して有効に抵抗することが 2.10 の検討から明らかにされている。

これに対して、中空断面では橋脚内側に空間があるため、主鉄筋及び帯鉄筋によって囲まれた部分のコンクリートは帯鉄筋によって十分に拘束されず、非線形域において地震力に対して必ずしも有効に働くとは限らない¹⁴⁾。このような点に関しては、従来あまり検討されていないのが実状である。

ここでは、上記の観点から、大型の RC 橋脚模型を用いて、中空断面円柱 RC 橋脚模型の載荷実験を行い、RC 橋脚の非線形履歴特性に及ぼす“中空”の影響を検討する。

2.12.2 実験に用いた供試体

検討に用いたのは、図 2-12-1 及び表 2-12-1 に示す同一寸法を有する供試体 P-48, P-49, P-50 の 3 体である。これらは、いずれも外径 800 mm, 内径 518 mm の中空円形断面を有し、コンクリートの肉厚 (141 mm) と外径の比は 0.176 である。橋脚基部から荷重載荷点までの高さ (有効高さ) h は 2.475 m である。せん断支間比 h/d は 3.3 である。

主鉄筋としては SD 295 A を用い、その径は供試体 P-48 では 10 mm, 供試体 P-49 では 13 mm, 試体 P-50 では 16 mm とした。主鉄筋はいずれの供試体も 50 本配置しており、したがって、主鉄筋比は供試体 P-48, P-49, P-50 に対してそれぞれ 1.09%, 2.27% 及び 3.44% となる。いずれの供試体も主鉄筋は途中定着していない。帯鉄筋は SR 235, $\phi 9$ mm であり、いずれの供試体も 20 cm 間隔で配置されている。帯鉄筋比は 0.23% である。

コンクリートとしては、早強ポルトランドセメントを用い、最大粒径 10 mm の骨材を用いた。載荷実験当日の一軸圧縮強度は、349~354 kgf/cm² である。

中空断面橋脚の動的特性を中実断面橋脚と比較するために、後述する損傷状況の項では図 2-12-2 に示す中実断面供試体 (供試体 P-29) に対する載荷実験結果も示す。これは、本載荷実験とは別の実験目的に用いた供試体であり、したがって、供試体の直径は 564 mm,

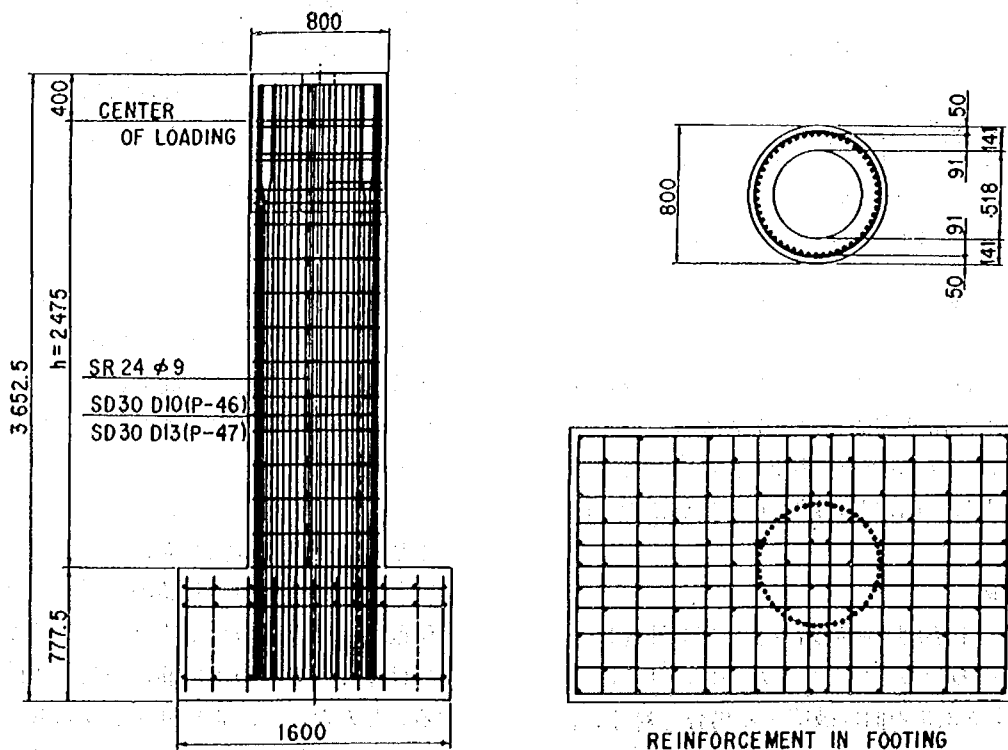


図2-12-1 実験に用いた供試体 (供試体 P-48, P-49, P-50)

表2-12-1 供試体の特性

供試体番号		P-48	P-49	P-50
外径 (内径) (cm)		$\phi 80$ ($\phi 51.8$)	$\phi 80$ ($\phi 51.8$)	$\phi 80$ ($\phi 51.8$)
有効高さ (cm)		247.5cm	247.5cm	247.5cm
せん断支間比		3.3	3.3	3.3
主鉄筋	材質及び径 (mm)	SD295A, 10mm	SD295A, 13mm	SD295A, 16mm
	主鉄筋比 (%)	1.09	2.27	3.44
帯鉄筋	材質及び径 (mm)	SR235, 9mm	SR235, 9mm	SR235, 9mm
	帯鉄筋比	0.23	0.23	0.23
コンクリート (早強ポルトランド セメント)	最大骨材径 (mm)	10	10	10
	一軸圧縮強度 (kg f/cm ²)	354	349	352

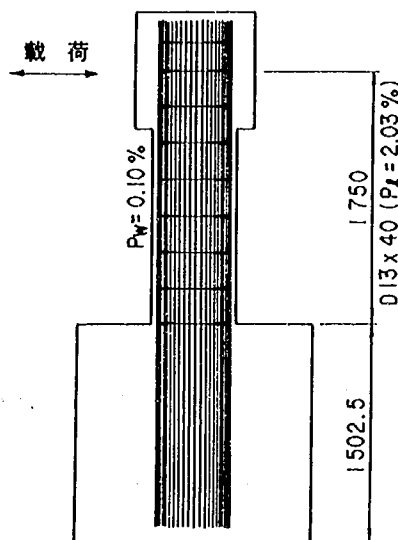


図2-12-2 比較のために用いた中実断面供試体 (供試体 P-29)

橋脚基部から荷重載荷点までの高さは 1.75 m と、上記 3 供試体と異なっている。しかし、上記 3 供試体と比較すると、せん断支間比は 3.3 で同じであり、また、主鉄筋 (SD 295 A, D 13 mm@40 本) 比も供試体 P-49 とほぼ同じ 2.03% である。帯鉄筋は上記 3 供試体と同じで SR 24 ϕ 9 mm であるが、25 cm 間隔で配置している。コンクリート断面も異なるため、帯鉄筋比は 0.1% と上記 3 供試体の半分程度となっている。

2.12.3 載荷方法

供試体の基部を固定した状態で、橋脚天端に図 2-2-6 に示すように正負交番で水平力を加えた。同一変位振幅における載荷繰り返し回数は 10 回とした。

ただし、今回の実験では、計測装置や動的加振機の不調のため、次のように意図した通りの載荷ができなかった。まず、供試体 P-48 及び 49 に対しては、歪ゲージの貼付位置が 10 cm ずれたため橋脚基部における主鉄筋のひずみが計測できなかった。このため、ここでは橋脚基部から 10 cm だけ上の点において計測した主鉄筋のひずみが降伏ひずみに達する時を降伏と見なして実験することとした。このようにして定めた降伏変位は供試体 P-48 では 1.12 cm、供試体 P-49 では 1.11 cm である。ただし、このようにして定めた降伏変位は実際の降伏変位よりも多少大きいはずである。このため、ここでは、これを降伏変位とは呼ばず、基準変位 δ_m と呼んで区別することとする。

次に、供試体 P-50 では、1 δ_y 載荷時に動的加振機が発振を起こし、制御不能となった。このため、供試体には、非常に大きな荷重が突然作用し、供試体には予期しない大きな損傷を生じた。このため、供試体 P-50 では、それ以後の載荷を打ち切った。この載荷では、あまり急に荷重が作用したため、荷重や変位の測定ができていない。このため、どれだけの荷重が供試体に作用したかわからないが、明らかに降伏荷重をはるかに越す荷重が作用した。

なお、比較のために示す中実断面供試体 (供試体 29) では、一般の降伏変位の定義に従い、橋脚基部の主鉄筋が降伏するときの変位 (0.75 cm) を降伏変位としている。

載荷速度は 4 供試体のいずれ対しても 25 cm/sec 一定とした。なお、いずれの実験でも、載荷装置の制約から上部構造の死荷重に相当する軸力は作用させて

いない。

2.12.4 中空断面の影響

[1] 破壊性状

まず、動的加振機の発振により、いっきに予期しない大きな荷重が作用した供試体 $P-50$ の損傷状況を示すと、図 2-12-3 のようになる。損傷状況からすると、荷重は 1 方向だけに作用し、このため、供試体には 1 方向だけの斜めクラックが大きく入っている。この実験では、供試体に作用した荷重も供試体に生じた変位も計測できなかったため、工学的には損傷がこのようなに入ったという以上の意味がないが、この損傷状況で興味深いのは昭和 53 年の宮城県沖地震による閑上橋橋脚の損傷¹⁵⁾である。閑上橋では、図 2-12-4 に示すように $P-3$ 橋脚に大きな斜めクラックが生じた。この橋脚の配筋等の詳細はわからないが、外径 6.0 m、肉厚 50 cm の中空鉄筋コンクリート橋脚である。この橋脚の損傷状況は、図 2-12-3 に示した供試体 $P-50$ の損傷状況と非常に似ており、供試体 $P-50$ と同じように、地震により 1 方向のみに大きな水平力を受けて損傷したことを示している。

次に、供試体 $P-48$ 、 $P-49$ 及び $P-29$ の各荷重段階終了後の損傷状況をコンクリートのひび割れ及び剥離、主鉄筋及び帯鉄筋の座屈、破断に着目して示すと、図 2-12-5、図 2-12-6 及び図 2-12-7 のようになる。これらは荷重方向に並行な面の損傷状況を示したものである。

図 2-12-5、2-12-6 によれば、いずれの供試体も橋脚基部で破壊が起こっている。損傷の進展状況を見てみ

ると、1 δ 荷重の終了後にはひび割れが発生しただけである。ただし、ここで重要な点は、図 2-12-7 に示した中実断面では水平方向にひび割れが入っただけであるのに対して、中空断面では水平ひび割れと同時に斜めひび割れも入っている点である。

2 δ から 3 δ 荷重になると、斜めひび割れが増加する。とくに、主鉄筋比が 1.09% の供試体 $P-48$ に比較して主鉄筋比が 2.27% の供試体 $P-49$ では、橋脚基部の斜めひび割れが著しい。

4 δ になると、橋脚基部において外側のかぶりコンクリートが剥離し始める。コンクリートの剥離は、荷重荷重方向と直交方向で最初に生じる。ここでは、主鉄筋も面外に座屈している。さらに荷重変位を大きくすると、主鉄筋比が 1.09% の供試体 $P-48$ では 6 δ 荷重で 3 本、7 δ 荷重で 6 本の主鉄筋が破断し、最終状態に至った。これに対して、主鉄筋比が 2.27% の供試体 $P-49$ では 4 δ 荷重まで行ったが、主鉄筋は破断しないうちに終局状態に至った。主鉄筋が破断しないということは損傷が小さいように見えるが、事實は反対で、主鉄筋が破断するまで有効に抵抗しないうちに橋脚としての耐力は終局に至ってしまったということである。したがって、このような橋脚は地震時には非常にもろい破壊をしやすい。

また、中空断面に特徴的な損傷は上述した外側のかぶりコンクリートの剥離以外に、内側のコンクリートも中空内へ剥離することである。内側への剥離は観測しにくいので、大きなコンクリートの剥離しかわからないが、供試体 $P-48$ では 7 δ_m 荷重から、供試体 $P-49$

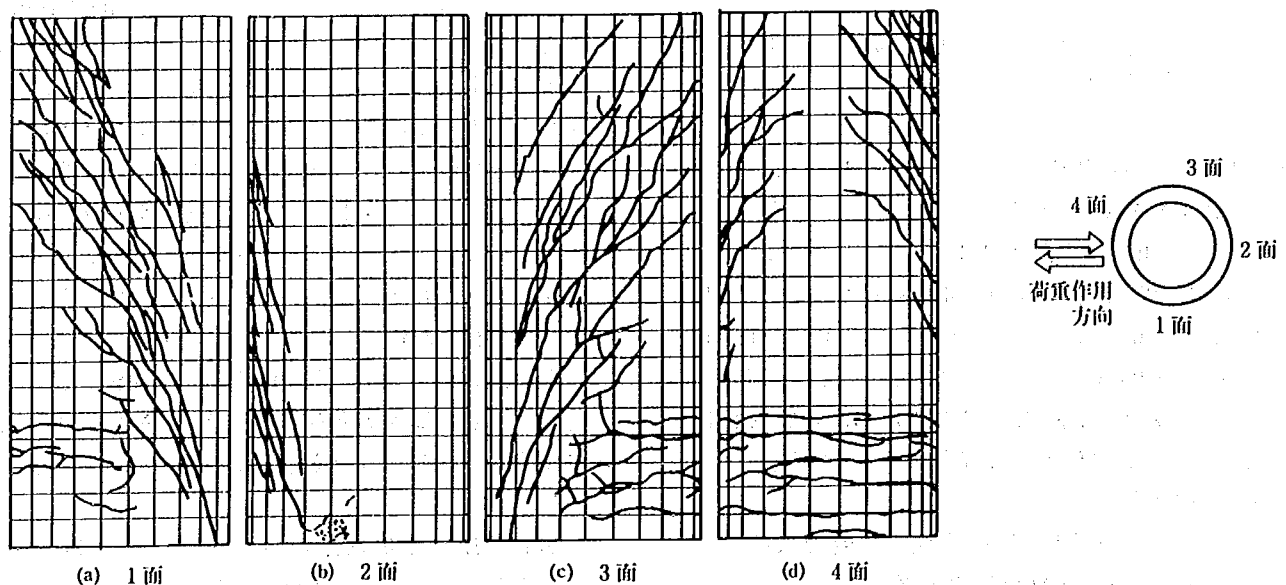
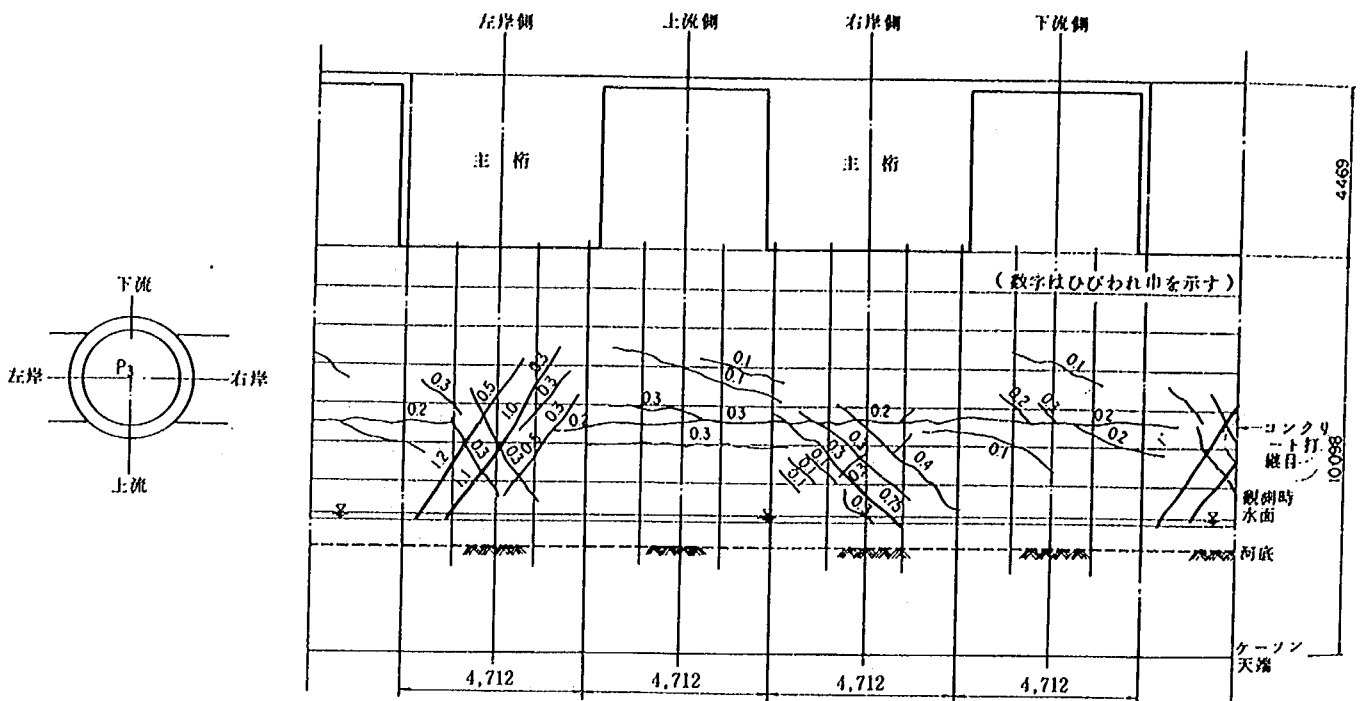


図2-12-3 供試体 $P-50$ の損傷状況

図2-12-4 宮城県沖地震による閑上橋P₃橋脚の損傷

では $5\delta_m$ 載荷からそれぞれこのようなコンクリートの大きな剥離が生じた。供試体 P-49 の方が早く剥離が生じている。これは、供試体 P-49 の方が主鉄筋径が大きいため、主鉄筋の座屈が生じた場合に広範囲に、かつ、大きくコンクリートの剥離が生じるためである。

図 2-12-8 および図 2-12-9 は、主鉄筋及び帯鉄筋に生じたひずみを供試体 P-48 及び P-49 に対して示したものである。特徴的な点は、橋脚基部においても帯鉄筋のひずみが非常に小さい点である。すなわち、中実断面であれば、 $3\sim 4\delta_y$ になると橋脚基部の帯鉄筋には降伏ひずみ（約 $1,800\mu$ ）を越すひずみが生じるが、供試体 P-48、P-49 では橋脚基部には 200μ 程度以下のひずみしか生じていない。これは、帯鉄筋があまり効いていないことを示すが、これは上述したように、コンクリートの損傷が主として内側に生じ、帯鉄筋には拘束圧がかからないためである。

これに対して、中実断面の供試体 P-29 では、 $4\delta_y$ から載荷方向に直角な面からかぶりコンクリートの剥離が生じ始めた。 $5\delta_y$ から $6\delta_y$ になると、橋脚基部の剥離はさらに進展し、 $6\delta_y$ では 3 本、 $7\delta_y$ では 15 本（累積で 18 本）、 $8\delta_y$ では 6 本（累積で 24 本）と、終局に至るまでに全鉄筋の 60% が破断した。

一般に、供試体 P-29 のようにせん断支間比が 3 程度以上の中実 RC 橋脚では、載荷にともなって、①橋脚基部のコンクリートの水平ひび割れ、②橋脚基部付近

のコンクリートの剥離、③主鉄筋の面外方向への座屈、④主鉄筋の破断と損傷が進展していく。このような破壊状態を曲げ破壊と呼ぶ。供試体 P-48 では、かなりの斜めひび割れが生じたが基本的な損傷の進展は上述の曲げ破壊タイプであるとみることができる。これに対して、供試体 P-49 では斜めひび割れの量が広範囲に、また、多量に発生し、さらに、終局状態に至るまで主鉄筋の破断が起こらなかったことから、これは曲げ破壊というよりもせん断破壊に近い。したがって、コンクリート断面に比して鉄筋量が多い（主鉄筋比が高い）中空断面橋脚では、せん断破壊が起こらないようにコンクリート断面を大きくする（肉厚を大きくする）ことが重要である。

[2] 耐力及び変形性能

図 2-12-10 は、供試体 P-48 および供試体 P-49 の繰返し載荷実験により得られた履歴曲線を示したものである。また、図 2-12-11 は、履歴曲線の包絡線で 2 供試体の耐力と変形性能を比較したものである。ただし、これらの比較には、供試体 P-29 の結果は示していない。これは、供試体 P-29 はあくまでも特性が近い供試体として損傷状況の参考にできるだけであるのと、降伏変位の定義が異なるためである。

これらの結果によれば、供試体 P-49 では、 $2\delta_m$ 載荷で耐力は 31.9 tf（正側と負側の耐力の平均）と最大となり、供試体 P-48 が $3\delta_m$ で最大耐力（19.6 tf）に達す

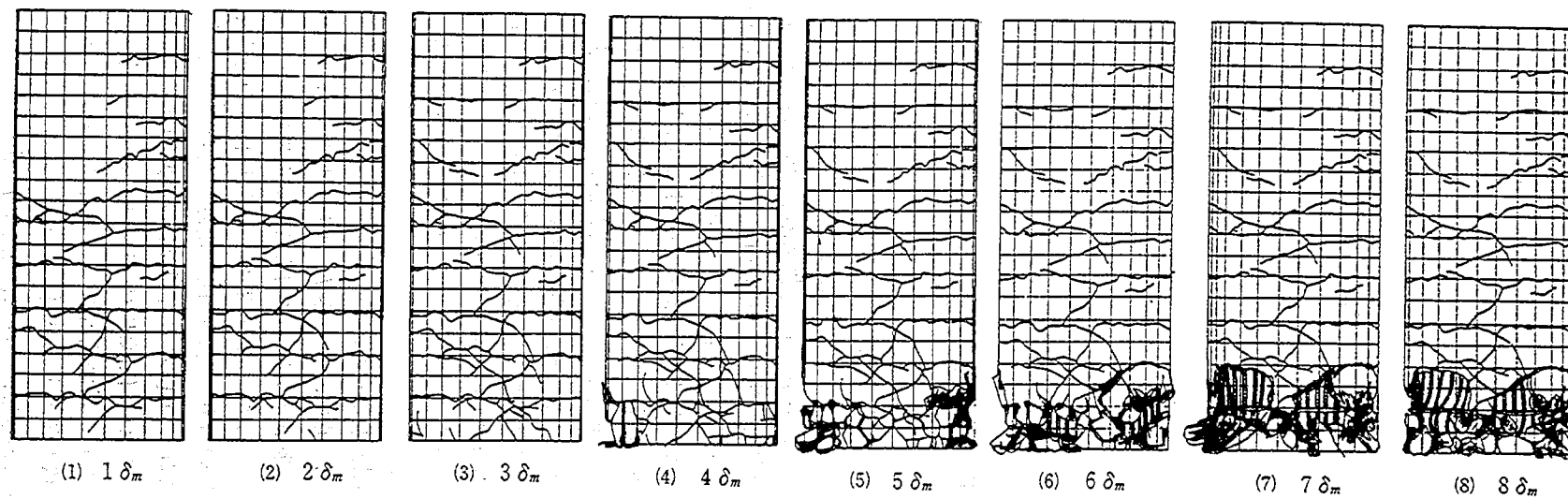


図2-12-5 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-48)

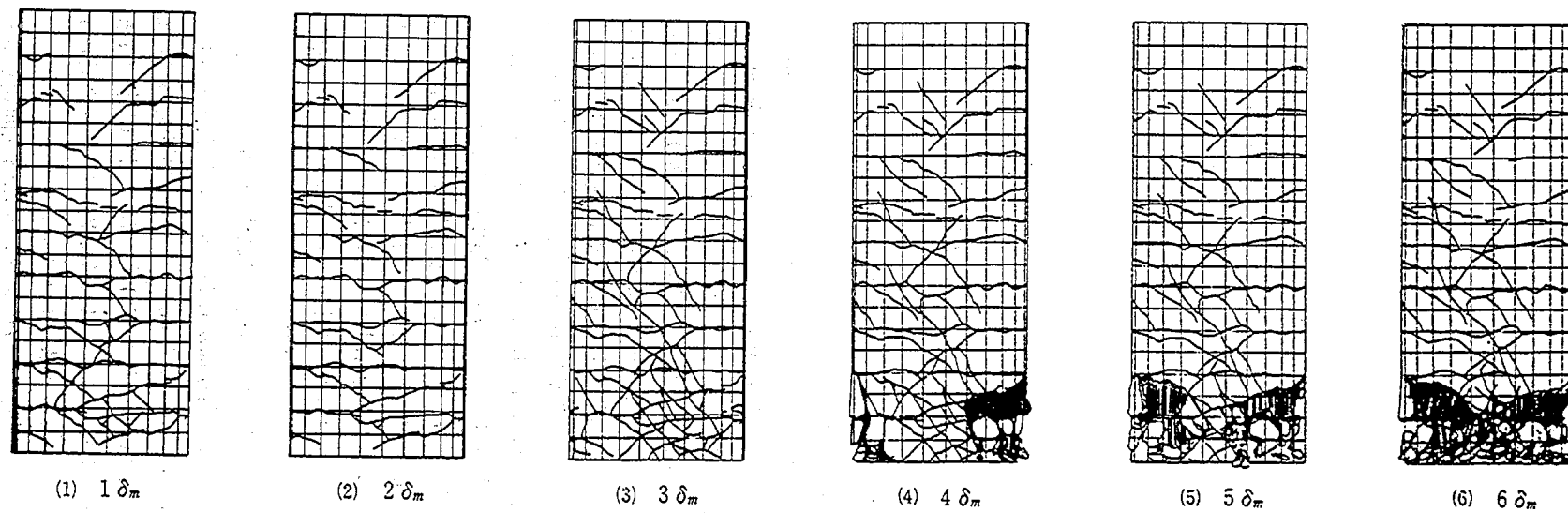


図2-12-6 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-49)

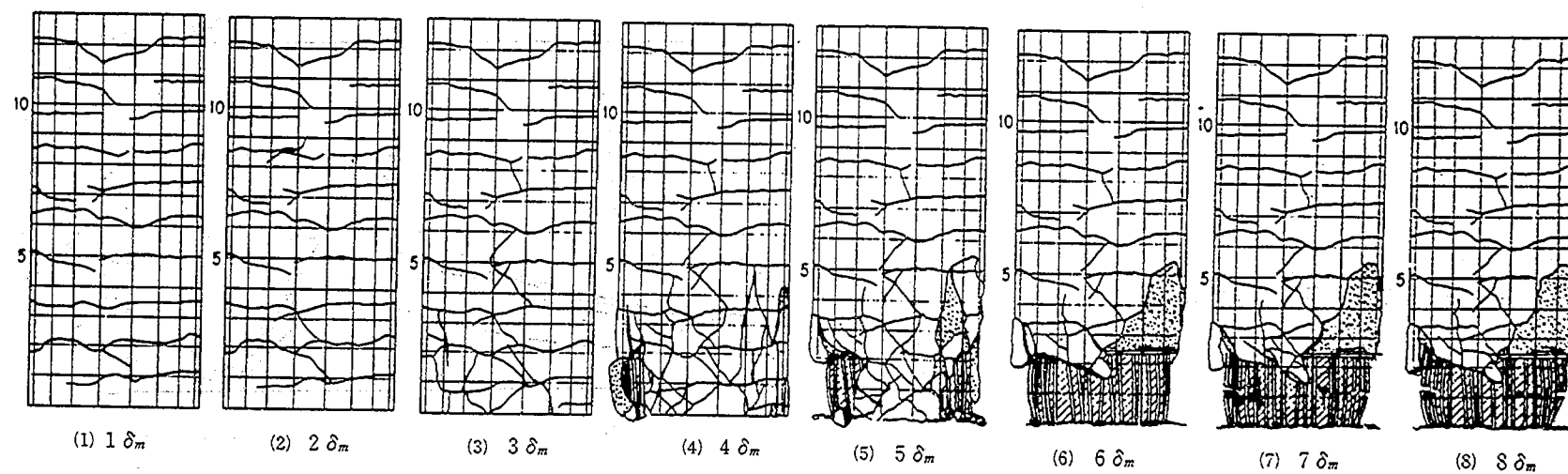


図2-12-7 載荷にともなう損傷の進展 (供試体 P-29)

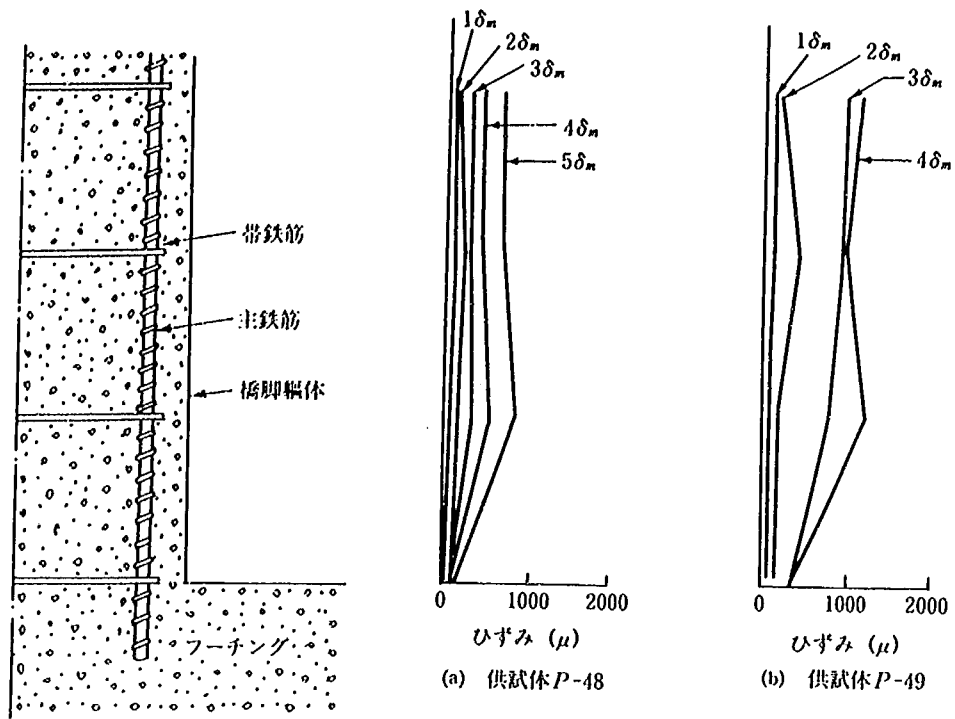


図2-12-8 帯鉄筋に生じるひずみ

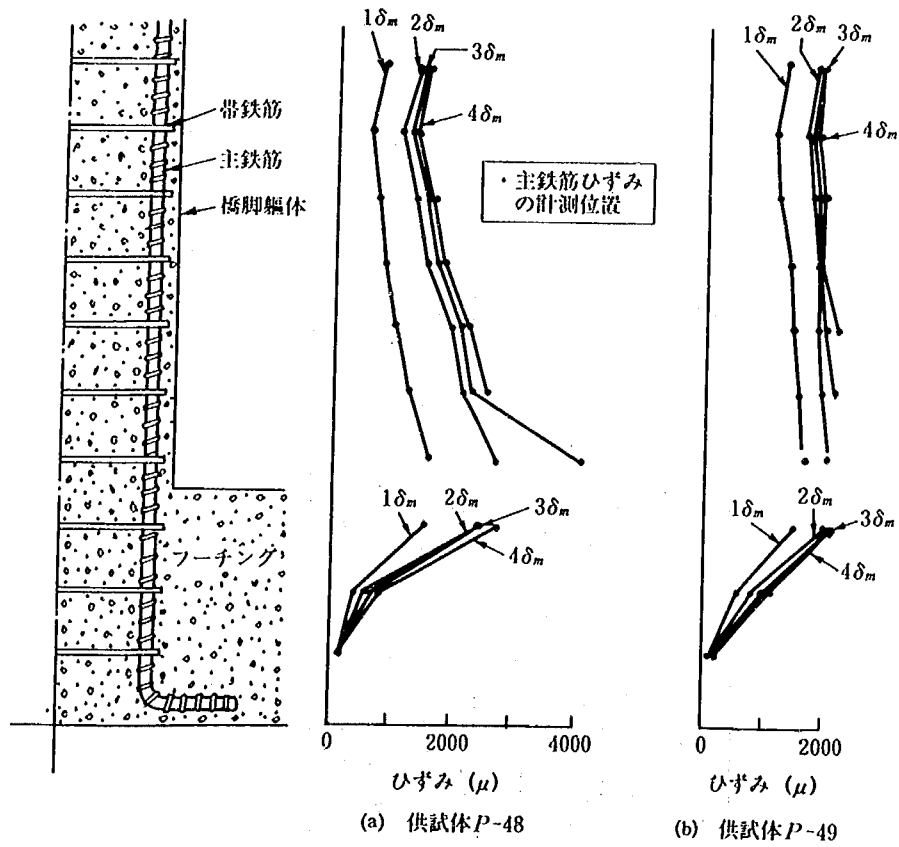
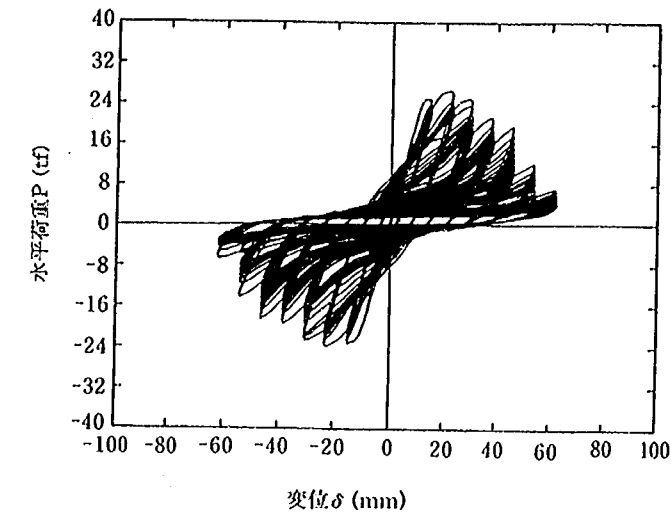
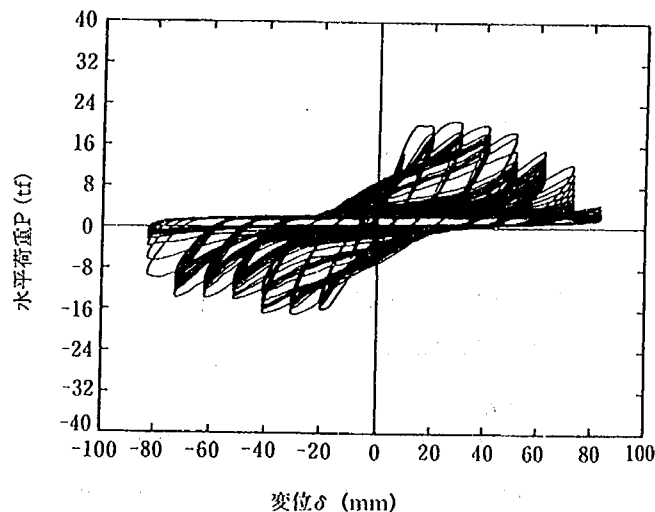


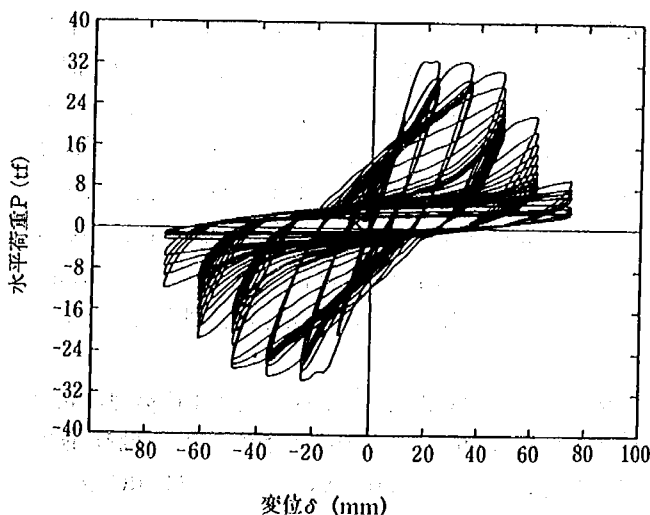
図2-12-9 主鉄筋に生じるひずみ



(a) 供試体 P-29



(b) 供試体 P-46



(c) 供試体 P-47

図2-12-10 履歴曲線の比較

るよりも早く最大耐力を与える。主鉄筋比が高いぶんだけ供試体 P-48 よりも供試体 P-49 の方が、最大耐力は 67% 大きい。しかし、供試体 P-47 では、 $3\delta_m$ から $4\delta_m$ にかけてはそれほど大きく耐力が減少しないが、 $5\delta_m$ 載荷に達すると耐力は 23 tf と、大きく低下する。上述したように、外側のかぶりコンクリートの剥離は $4\delta_m$ から、また、内側のかぶりコンクリートの剥離は $5\delta_m$ から、それぞれ生じたが、耐力の急速な低下が内側のかぶりコンクリートの剥離が始まった頃から生じていることが重要である。中空断面橋脚では主鉄筋や帯鉄筋によってコンクリートは外側には拘束されているが、内側には拘束されていない。このため、内側へのコンクリートの剥落が生じ始めると、橋脚のせん断耐力が急激に減少し、せん断破壊に移行することを示している。

これに対して、供試体 P-48 では供試体 P-49 ほど急速な耐力の低下は生じず、主鉄筋の破断やコンクリートの損傷につれて徐々に耐力が低下していく。従って、中空で、主鉄筋比が 2.27% と高く、帯鉄筋比が 0.23% 程度の RC 橋脚では、せん断破壊に対して十分な配慮が必要とされる。

[3] エネルギー吸収能

図 2-12-12 は、2 体の供試体の累積吸収エネルギーを比較したものである。累積吸収エネルギーの絶対量は耐力の大きい供試体 P-49 の方が P-48 よりも大きい。しかし、供試体 P-49 では、 $5\delta_m$ 以後累積吸収エネルギーが急速に低下している点が重要である。

図 2-12-13 は、2 体の供試体の等価減衰定数を比較したものである。図 2-12-12 と同様に、供試体 P-48 に比較して供試体 P-49 では、 $5\delta_m$ で等価減衰定数が大きく低下していることがわかる。

2.12.5 ま と め

RC 橋脚の非線形履歴特性に及ぼす中空断面の影響を検討するために、主鉄筋比が 1.09% から 2.27% の 3 体の RC 橋脚模型に対する動的載荷実験を行った。本実験から得られた結論をまとめると以下のようなになる。

1) 動的加振機の発振のため 1 方向にだけ大きな荷重が作用した供試体 P-50 の損傷状況は、昭和 53 年宮城県沖地震による閑上橋 P1 橋脚の損傷状況と非常に似ている。

2) 中空円柱断面では、内部コンクリートが外側には主鉄筋及び帯鉄筋で拘束されているが、内側には拘束がないため、容易に内側に剥落しやすい。そのため、主鉄筋比が 2.27% の供試体 P-49 では、載荷変位が

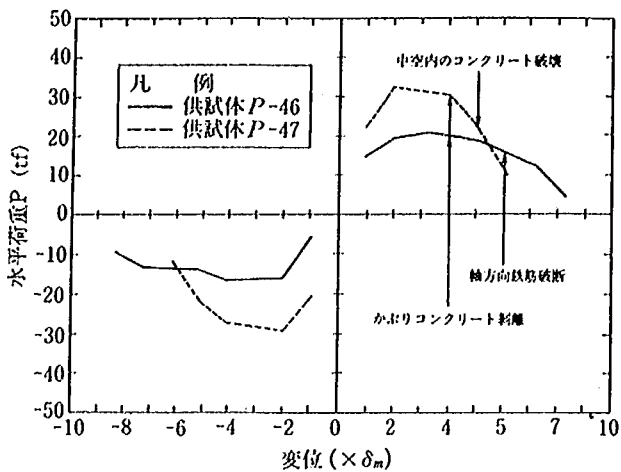
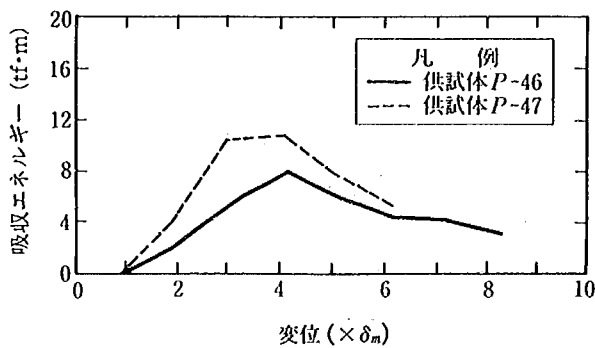
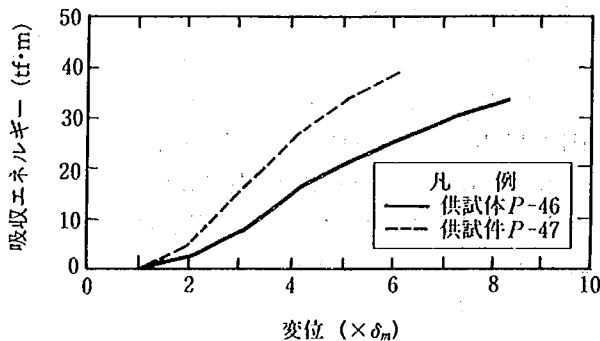


図2-12-11 履歴曲線の包絡線の比較



(a) 各载荷段階ごとの吸収エネルギー



(b) 累積吸収エネルギー

2-12-12 吸収エネルギーの比較

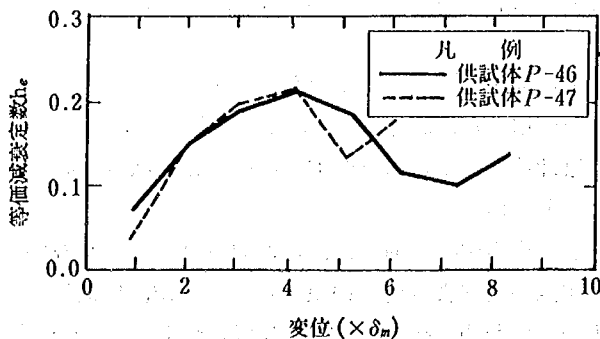


図2-12-13 等価減衰定数の比較

5 δ_m に達するとコンクリートが内側に剝落し始め、せん断耐力の急激な減少を生じて曲げではなくせん断で破壊した。主鉄筋の破断は生じなかった。ただし、主鉄筋比が1.09%の供試体 P-48 では、コンクリートの内側への大きな剝離は7 δ_m に生じ、この段階までに生じた主鉄筋の破断と相まって曲げで終局状態を迎えた。したがって、主鉄筋比が高い場合には、肉厚を厚くする等、せん断破壊に十分注意しておかなければならない。

3) 中空断面橋脚では、内部コンクリートの内側(中空断面)への剝離や破壊に対する拘束がないため、内側へのコンクリートの損傷が起こりやすい。帯鉄筋には200 μ 程度のひずみしか生じておらず、内側へのコンクリートの剝離のため帯鉄筋があまり効かないことを示している。

4) 内側へのコンクリートの破壊が生じ始めると、急速なせん断破壊になりやすい。また、内側へのコンクリートの剝離が生じ始めた段階以後では、橋脚のエネルギー吸収性能は当然ながら大きく低下する。耐震設計に際してはコンクリートの肉厚を薄くしないように十分留意しておく必要がある。

2.13 ラーメン橋脚の動的特性に及ぼす載荷くり返し回数の影響

2.13.1 まえがき

前節までには、一本柱形式の RC 橋脚の動的耐力・変形特性を検討してきた。しかし、都市内的高架道路等、一本形式の RC 橋脚では設計が苦しい場合には、ラーメン橋脚がよく採用される。ラーメン橋脚では、水平方向の地震力によって柱の上下端で曲げモーメントが大きくなり、このためフーチングと柱の付け根と同時に柱と梁の結合部の動的耐力が重要となる。柱と梁の結合部の動的耐力に関しては、建築分野では非常に多数の研究が行われているが、土木分野ではほとんど検討された例がない。建築分野の検討例は、RC 橋脚から見ると非常に主鉄筋や帯鉄筋、スターラップが密に配置されたものである。また、配筋の細則も異なっている。

RC ラーメン橋脚は、一本柱形式の RC 橋脚に比較すると、基本的に不静定の構造物であり、変形性能等は優れていると考えられている。ここでは、RC ラーメン橋脚の動的耐力・変形性能を検討する。

2.13.2 実験に用いた供試体

実験に用いた RC ラーメン橋脚模型の主要諸元を図 2-13-1 及び表 2-13-1 に示す。これは、橋脚高さが 10

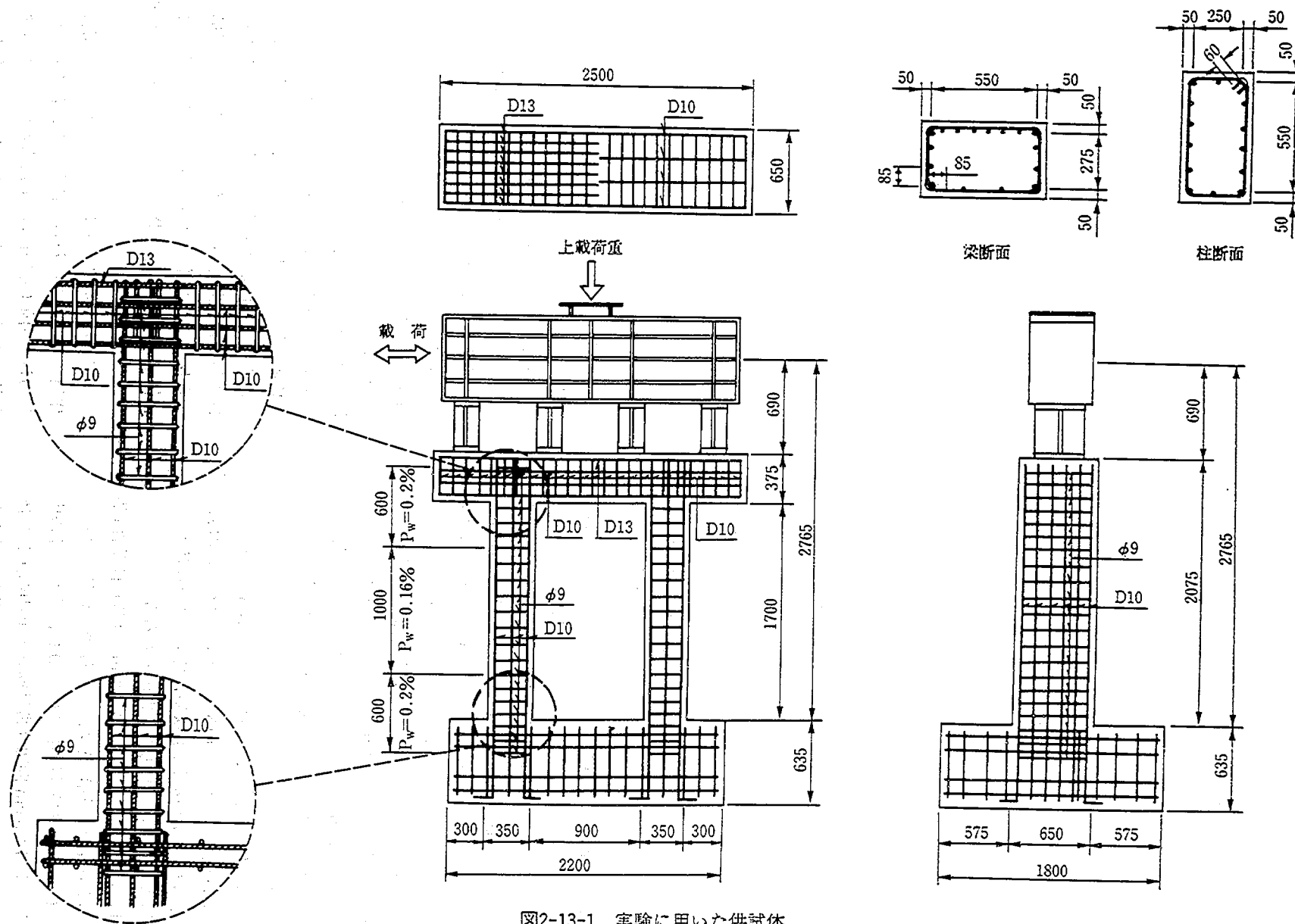


図2-13-1 実験に用いた供試体

表2-13-1 供試体の主要諸元および载荷特徴

供 試 体 番 号			RP- 1		RP- 2	
載荷くり返し回数 n			10回		1 回	
断面寸法	梁 部		65cm×37.5cm			
	柱 部		65cm×35cm			
橋 脚 軀 体 の 高 さ			207.5cm			
水平荷重載荷点から橋脚基部までの高さ			276.5cm			
主 鉄 筋	梁部材	材質及び径	SD295A, 10mm及び13mm			
		主鉄筋比	0.65%			
	柱部材	材質及び径	SD295A, 10mm			
		主鉄筋比	0.44%			
スターラップ	材 質 及 び 径		SD295A, 10mm			
	鉄 筋 比		0.22%			
帯 鉄 筋	材 質 及 び 径		SR235.9mm			
	帯鉄筋比	基部・隅各部	0.2%			
		柱中間部	0.16%			
ハ ン チ 筋	材 質 及 び 径		有り (SD295A, 10mm)			
コンクリート (早強セメント)	最 大 骨 材 寸 法		20mm			
	一 軸 圧 縮 強 度		311kg f/cm ²		311kg f/cm ²	
載 荷 速 度			10cm/sec			

mの標準的な2脚式RCラーメン橋脚を基本に、これを約1/4に縮小したものである。実験には、同一寸法と配筋を有する供試体を2体(RP-1及びRP-2)を用いた。橋脚の断面は35cm×65cmで、梁は37.5cm×65cmの長方形断面である。2本の脚(以下、柱と呼ぶ)の中心から中心までの間隔は1.25mである。柱の高さは、基部(フーチング上面)から横梁の下端までが1.7m、梁の上端までが2.075mである。荷重は横梁の上端からさらに69cmの位置に作用させた。したがって、柱基部から水平荷重の載荷点までの高さは2.765mとなる。

主鉄筋としては、柱にはD10を14本(主鉄筋比で0.31%)、梁には上段にD13を4本、下段及び中段にD10を12本、計16本(主鉄筋比で0.65%)配置した。主鉄筋の規格はいずれもSD295Aである。

帯鉄筋としては、SR235、φ9mmを用い、柱基部(基部から35cmの範囲)及び、梁と柱の結合部にはそれぞれ10cm間隔(帯鉄筋比で0.2%)に、また、柱の中間位置には12.5cm間隔(帯鉄筋比で0.16%)に配置した。また、梁には斜引張鉄筋および形状保持筋として、SD295A、D10のスターラップを10cm間隔(鉄

筋比0.22%)で配置した。

コンクリートとしては、早強ポルトランドセメントを用いた。最大骨材寸法は20mmである。模型のコンクリート打設と同時に圧縮強度試験用の供試体を6本(橋脚模型1体につき3本)製作した。これを载荷実験を行なった当日に試験した結果、コンクリートの圧縮強度は302~318kg/cm²であり、平均圧縮強度は311kgf/cm²であった。

2.13.3 载荷実験方法

実験では、図2-13-2に示すように供試体をフーチング位置で反力壁に固定し、反力壁に設置した動的加振機により、動的に正負交番载荷した。荷重の载荷方向は橋軸直角方向である。橋脚頭部には、上部構造の死荷重反力に相当する25tfの軸力になるべく均等に梁に作用するように、剛性の高い治具を介して作用させた。

水平力は、図2-2-6に示した履歴で変位制御により作用させた。すなわち、柱と梁の接合部および柱基部における引張側最外縁の主鉄筋のひずみを計測し、結果的に両者のうちでより先に主鉄筋が降伏した柱基部の主鉄筋の降伏までは、変位制御により正負交番で静

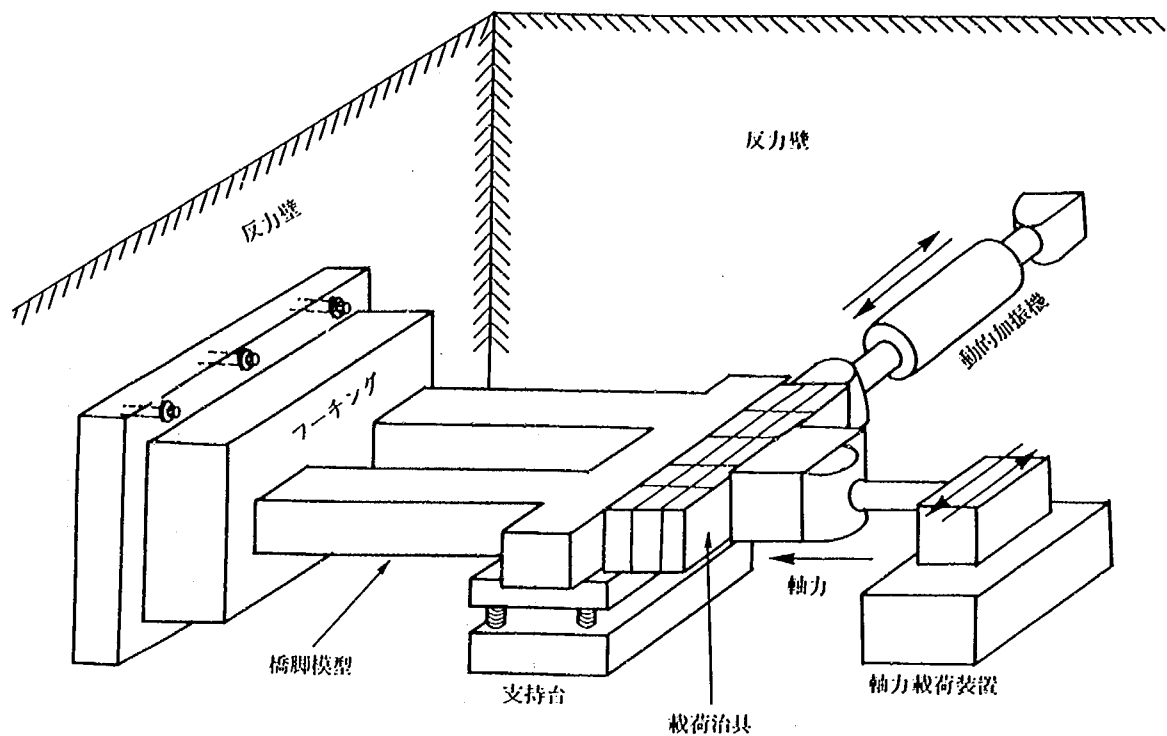


図2-13-2 供試体の設置及び荷重方法

的に数回に分けて荷重を増加させた。ここで主鉄筋の降伏ひずみは、ミルシートより 1770μ とした。主鉄筋の降伏後は、降伏時に荷重荷重点に生じた変位（以下、これを降伏変位 δ_y と呼ぶ）を基準とし、 $m\delta_y$ ($m=1, 2, 3, 4, \dots$) の変位振幅で正負交番荷重を行った。ただし、同一変位振幅における荷重くり返し回数は、供試体 RP-1 では 10 回、RP-2 では 1 回とした。これは、2.4 に示したように 1 本柱形式の RC 橋脚の動的荷重実験では同一変位振幅における荷重くり返し回数が橋脚のじん性率に大きな影響を与えることがわかっているためである。

荷重速度は 10 cm/sec 一定を目指したが、供試体 RP-2 では、動的加振機の油圧に異常が発生したため、 $1\sim 8\delta_y$ 荷重までは荷重速度を 1 cm/sec とした。これ以後では、供試体 RP-1 と同様に荷重速度は 10 cm/sec である。

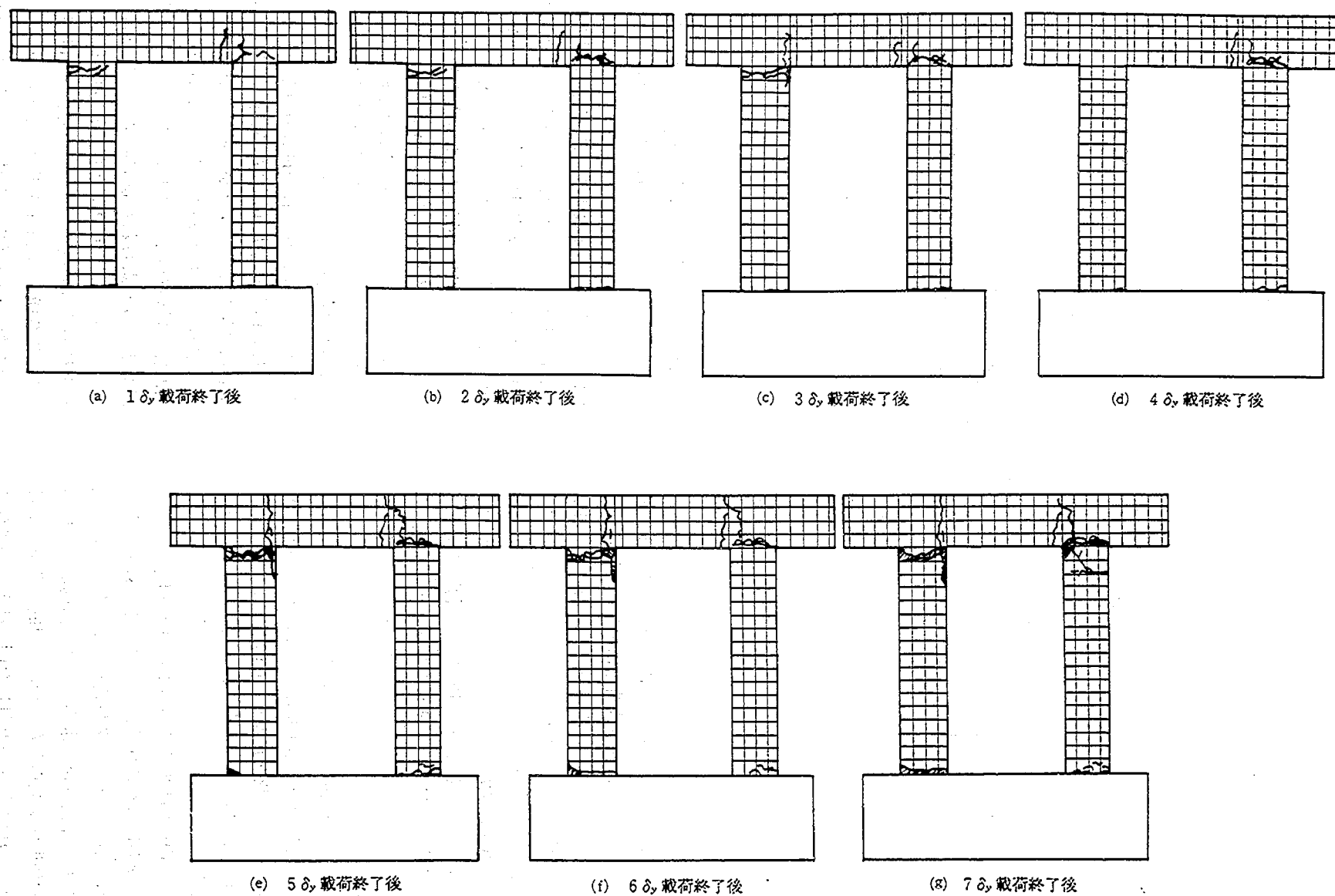
なお、供試体 RP-2 では、供試体を図 2-13-2 に示したように横向けに設置する際に、供試体の自重により梁の上面に小さなクラックが数本発生した。また、両供試体とも、降伏変位を求めるための静的荷重の段階で、動的加振機が発振したため、衝撃的な荷重を受けた。このため加振機を取り付けた側の柱と梁の接合部及び柱基部に数本のクラックが発生した。ただし、こ

れらは降伏変位時に供試体に生じたクラックと比較するとごく小さなものであり、実験には特に支障となるものではない。

2.13.4 荷重に伴う RC ラーメン橋脚の損傷特性

図 2-13-3 は、同一変位振幅における荷重くり返し回数 $n=10$ （供試体 RP-1）とした場合の主要な荷重段階における損傷の進展状況を示したものである。ただし、図 2-13-3 は、図 2-13-2 に示した荷重位置で供試体を上から見た面における損傷状況を示している。

図 2-13-3 によれば、 $1\delta_y$ 荷重終了後には、梁と柱の接合面および柱とフーチングの接合面の両者において主鉄筋とは直角方向に曲げクラックが生じた。クラックの幅としては、梁と柱の接合面の方が柱とフーチングの接合面よりも大きい。 $3\delta_y$ 荷重に至ると、梁と柱の接合部に生じたクラックが進展し、かぶりコンクリートの剥離が生じ始めた。ただし、柱の主鉄筋比が 0.31% と低いと、かぶりコンクリートは広範囲で剥離せず、ある限られた位置のクラックが開くだけとなっている。かぶりコンクリートの剥離は、ちょうど梁と柱の接合面位置ではなく、左側（加振機側）の柱では、接合面から 7 cm 程度下に、また、右側の柱では、接合部から 6 cm 程度上に生じた。これは、前述したように柱には、梁の下側位置とそこを起点に上下に 10

図2-13-3 同一変位振幅における載荷くり返し回数 $n=10$ の場合の損傷の進展状況 (供試体RP-1)

cm 間隔で帯鉄筋が配置されている。このため、載荷により柱の主鉄筋が降伏すると帯鉄筋間で主鉄筋の面外への座屈が生じ、上述したような位置でかぶりコンクリートの剥離が生じたものである。これは、柱基部においても同様である。

5 δ_y 載荷では、柱と梁および柱とフーチングの接合部におけるかぶりコンクリートの剥離がさらに進行し、また、右側の柱基部では、主鉄筋が5本破断した。さらに変位振幅を6 δ_y に増加させていくと、左側の柱と梁の接合部において、柱の主鉄筋が4本破断し、さらに7 δ_y 載荷に至ると柱とフーチングの結合が弱まり、載荷を繰り返すごとに左右の柱はともに内側へずれ始め、最終的には、左側柱は約20 mm 右側へ、右側柱は約35 mm 左側へそれぞれ残留変位を生じた。この段階までの主鉄筋の破断本数（累積破断本数）は左側の柱と梁の接合部では5本、右側の柱の基部では6本である。左右の柱の損傷が対称とはならず、塑性ヒンジが左側の柱の上端と右側の柱の下端に生じるのが興味深い。供試体の損傷は、梁と柱の接合部および柱の基部に集中し、梁および柱の中間部には損傷は生じていない。

これに対して、同一変位振幅における載荷くり返し回数 n を1とした場合（供試体 RP-2）の載荷に伴う損傷の進展状況を示したのが図2-13-4である。図2-13-4によれば、1~3 δ_y に至る載荷では、コンクリート表面にクラックが生じ、載荷変位振幅の増加にともなうクラックの本数が増加する。ただし、1 δ_y の段階からはりにクラックが入っているが、これは、前述したように供試体を設置する段階で入ったものである。

載荷変位振幅が4 δ_y に至ると、左側の柱基部ではかぶりコンクリートが剥離し始め、7 δ_y 載荷時には、左右の柱と梁の接合部及び右側の柱基部においてもかぶりコンクリートの剥離が生じ始めた。前述した、 $n=10$ の場合には、7 δ_y になると柱の主鉄筋が基部で破断し、柱がフーチングと横ずれを生じるようになるが、 $n=1$ の場合には、まだ、柱の主鉄筋の破断は生じない。9 δ_y 載荷では、かぶりコンクリートのはく離が著しくなり、10 δ_y に至ると左側の柱基部において1本、右側の基部において4本、それぞれ、主鉄筋が破断した。また、この段階になるとフーチングと柱の結合が弱まり、供試体 RP-1 の7 δ_y 載荷時と同様に載荷にともなう左右の柱が橋脚内側へずれるようになった。11 δ_y の載荷が終了した段階では、柱の基部は、左側の柱では右へ約15 mm、また、右側の柱では左へ約35 mmの残留ずれを生じた。

以上に示した、同一変位振幅における載荷くり返し回数 n の違いによる損傷状況の違いを、主鉄筋の破断本数によって示した結果が表2-13-2である。これによれば、 $n=10$ の場合には、5 δ_y 載荷時に主鉄筋の破断が始まったのに対して、 $n=1$ の場合には10 δ_y になってようやく主鉄筋の破断が生じ始めている。一本柱のRC橋脚に対する検討でも、同一変位振幅における載荷くり返し回数が主鉄筋の破断とコンクリート損傷に大きな影響を与えることが指摘されているが、RCラーメン橋脚においても、載荷くり返し回数の影響が大きいことに注意しなければならない。

2.13.5 RC ラーメン橋脚の動的耐力及び変形性能

〔1〕動的耐力及び変形性能

くり返し載荷実験により得られた履歴曲線を図2-13-5に示す。履歴曲線の形状によって載荷くり返し回数 n の影響を見るために履歴曲線の包絡線を比較した結果が図2-13-6である。これによれば、 $n=10$ の場合には、4 δ_y 載荷を過ぎ、5 δ_y 載荷に入ると耐力が低下し始めるのに対して、 $n=1$ の場合には、9 δ_y あたりまで耐力はほぼ安定しており、また、10 δ_y に入ってから耐力が低下し始めてからも $n=10$ の場合の5 δ_y 以後に見られるように急激な耐力の低下は生じない。これは表-2に示したように、柱の主鉄筋の破断の仕方の違いを反映しているためである。

次に、履歴曲線の形状を $n=1$ の場合と $n=10$ の場合で比較した結果が図2-13-7である。ここで、 $n=10$ の場合には各載荷段階における最初のくり返しによる履歴を取り出し、これと $n=1$ の場合の履歴曲線とを比較している。これによれば、載荷変位振幅が1~5 δ_y までは、 $n=10$ と $n=1$ の間にはほとんど違いは認められず、履歴ループはともに紡錘形をしている。これに対して、6 δ_y 載荷後には、両者には大きな違いが現われ、 $n=10$ の場合の方が $n=1$ の場合よりも履歴ループが小さい。また、変位振幅が大きい部分で履歴曲線がくびれるようになっている。これは、柱とフーチング内でずれを生じたことを表わしているものである。

表2-13-3は、耐力及び変形性能をまとめたものである。 $n=10$ の場合と $n=1$ の場合とでは、降伏耐力 P_y 、最大耐力 P_M には大きな違いはない。また、終局変位 δ_u は両者間で全く同じである。両者で大きく異なるのは終局変位 δ_u で、 $n=10$ の場合には5.7 cmであったものが、 $n=1$ の場合には10 cmと、 $n=10$ の場合の1.75倍になっている。このため、じん性率 μ も5.4 ($n=10$) から9.5 ($n=1$) へと75%も増加している。したがって、同一変位振幅における載荷くり返し回数は、

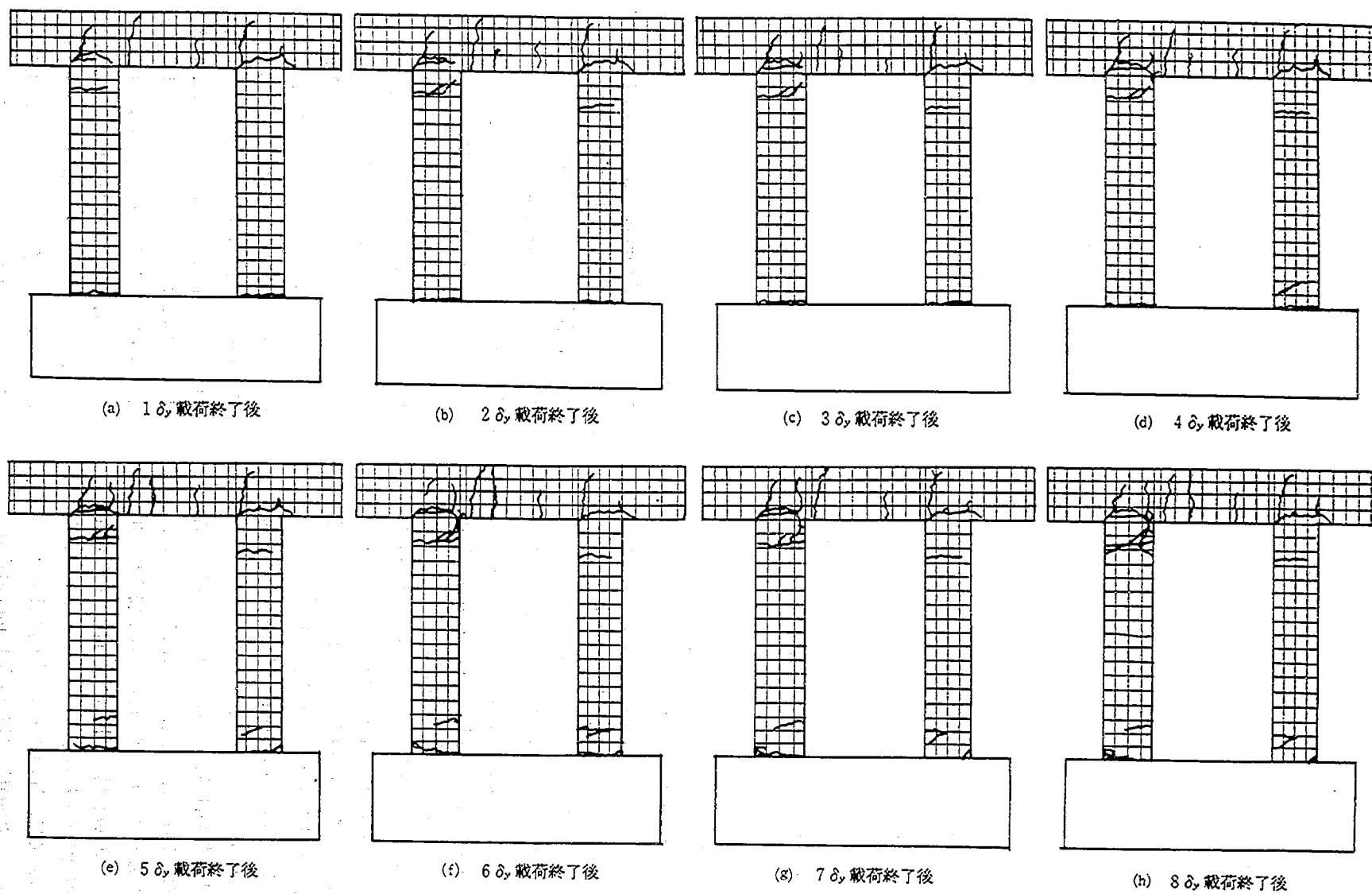


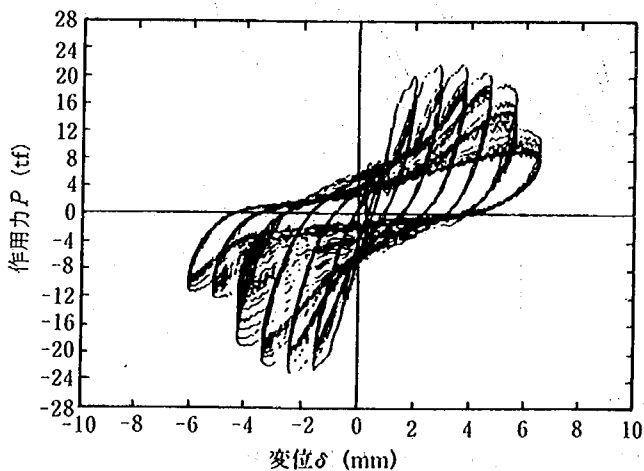
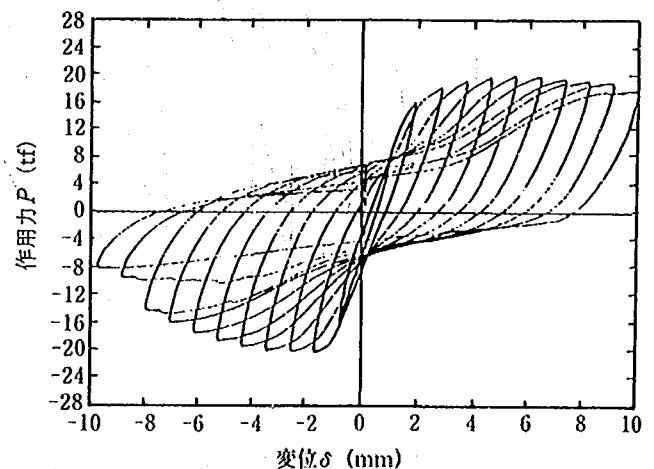
図2-13-4 同一変位振幅における載荷くり返し回数 $n=1$ の場合の損傷の進展状況 (供試体RP-2)

表2-13-2 主鉄筋の破断本数

供試体番号	RP-1				RP-2			
載荷くり返し回数 n	10回				1回			
破断位置	柱とはりの 接合部		橋脚基部		柱とはりの 接合部		橋脚基部	
	左	右	左	右	左	右	左	右
1 ~ 4 δ_y	0	0	0	0	0	0	0	0
5 δ_y	0	0	0	5	0	0	0	0
6 δ_y	4	0	0	0 (5)	0	0	0	0
7 δ_y	1 (5)	0	0	1 (6)	0	0	0	0
8 δ_y	—	—	—	—	0	0	0	0
9 δ_y	—	—	—	—	0	0	0	0
10 δ_y	—	—	—	—	0	0	1	4
11 δ_y	—	—	—	—	0	0	0 (1)	0 (4)

注) () 内は累積破断本数

— は、載荷を行っていないことを示す。

(a) 載荷くり返し回数 $n=10$ の場合 (RP-1)(b) 載荷くり返し回数 $n=1$ の場合図2-13-5 作用力 P と水平変位 δ の関係

終局変位およびじん性率に極めて大きな影響を与えると言えよう。非定常な入力作用する実際の地震作用下で、正弦波によるくり返し回数をどう見るかに関しては、まだはっきりした考え方が示されていないが、実験結果の評価に際してはこのような点に十分注意しておく必要がある。

[2] エネルギー吸収性能
累積吸収エネルギーにより、載荷くり返し回数の影

響を示すと図2-13-8のようになる。ただし、図2-13-8では、載荷くり返し回数 n が異なる2体の供試体の比較を行うために、ここでは、 $n=1$ の場合には実際に供試体が吸収した履歴エネルギーを10倍して、 $n=10$ に対する累積吸収エネルギーに換算した結果を示している。これによれば、 $4\delta_y$ 載荷に至るまでの領域では、載荷くり返し回数による累積吸収エネルギーの差はほとんど見られない。 $4\delta_y$ 載荷以後では、 $n=1$ の場合の方

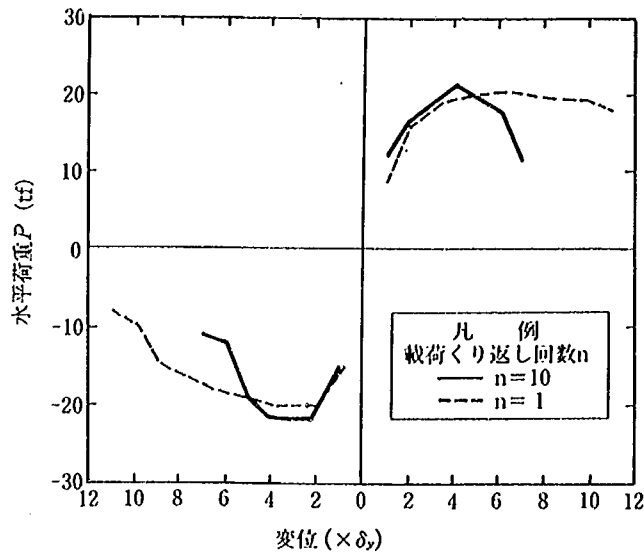
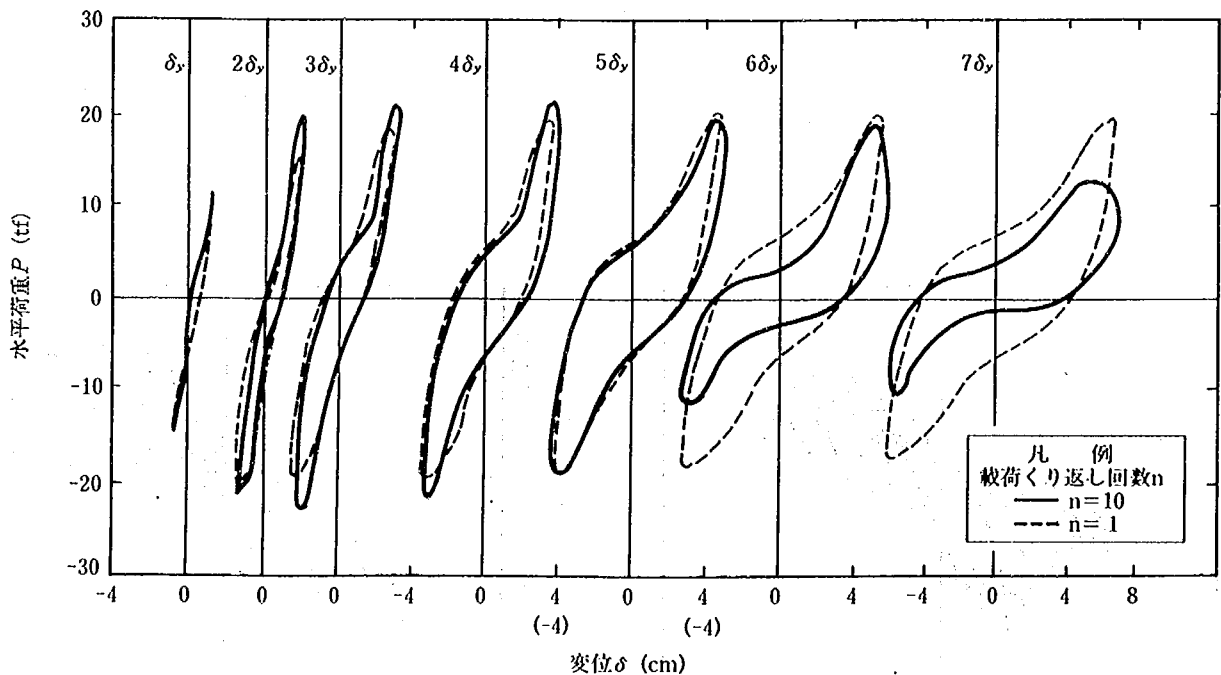
図2-13-6 履歴曲線の包絡線による載荷くり返し回数 n の影響

図2-13-7 供試体RP-1の第1回目の履歴曲線と供試体RP-2の履歴曲線の比較

が $n=10$ の場合よりも多少累積吸収エネルギーは大きい、本質的には大きな差はないといえる。ただし、 $n=1$ の場合には、 $n=10$ の供試体が終局に至った $7\delta_y$ 以後の載荷においても、それ以前の変位振幅による累積吸収エネルギーの増加割合とほとんど同じ割合で累積吸収エネルギーが増加し、 $11\delta_y$ の終局状態に至っている点は注目すべき性能である。

次に、等価減衰定数 h_e を比較すると、図2-13-9のようになる。これによれば、 $1 \sim 7\delta_y$ の範囲では、 $n=1$ と $n=10$ とでは等価減衰定数 h_e に大きな違いは認めら

れない。

2.13.6 1本柱RC橋脚との比較

以上に示したRCラーメン橋脚の動的特性を1本柱RC橋脚と比較してみよう。ラーメン橋脚では、柱や梁の曲げ及び軸方向変形により荷重に抵抗するため、同一地震力を受ける場合を考えると、柱の鉄筋比は一般に1本柱RC橋脚に比較して少なく済む。今回実験したラーメン橋脚と比較的近い主鉄筋比を有する1本柱橋脚として、断面寸法が40 cmと80 cm、有効高さ2.4 m (載荷方向のせん断支間比6.9) の供試体P-7及

表2-13-3 RC ラーメン橋脚の耐力及び変形性能

供試体番号		① RP-1	② RP-2	②/①
載荷くり返し回数 (回)		10	1	
耐力	降伏耐力 P_y (tf)	11.2	10.2	1.1
	最大耐力 P_M (tf)	21.6	20.0	1.08
	P_M/P_y	1.93	1.96	1.02
変形性能	降伏変位 δ_y (cm)	1.05	1.05	1.0
	終局変位 δ_u (cm)	5.7	10.0	1.75
	δ_u/δ_y	5.43	9.52	1.75

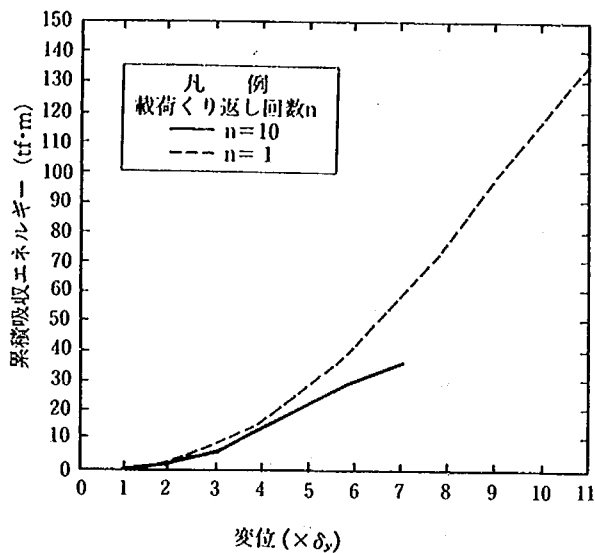
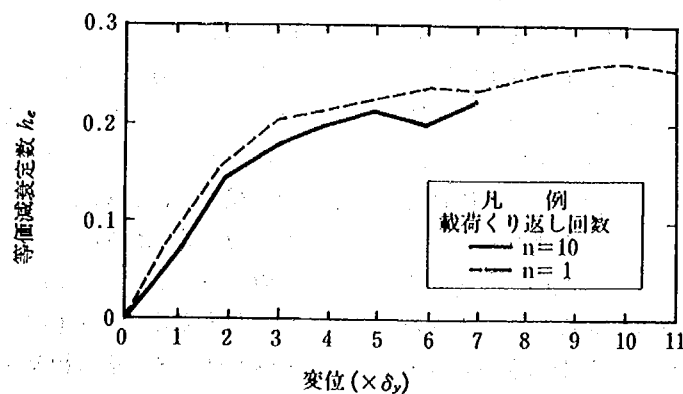


図2-13-8 累積吸収エネルギーの比較

び $P-9$ との比較をしてみよう。主鉄筋比は、供試体 $P-9$ では 0.48% で、ここで実験したラーメン橋脚の柱部の 0.31% と比較的近い。供試体 $P-7$ の主鉄筋比は 0.87% で、これよりもかなり高いが、比較のため取りあげることとした。同一変位振幅における載荷くり返し回数 n はいずれの供試体も 10 回である。図 2-13-10 は、供試体 $P-9$ 及び $P-7$ の履歴曲線の包絡線を示したものである。低鉄筋であるため、降伏したあとの耐力の増加が小さいのが特徴で、包絡線はほとんど水平に見える。ここには示さないが、損傷の進展もゆっくりしており、 $P-9$ では、 $8\delta_y$ 載荷になると橋脚基部でわずかにかぶりコンクリートの剥離は生じるが、全体としては、低鉄筋のためコンクリートの損傷はわずかである。また、主鉄筋の破断も $9\delta_y$ までは生じない。

表 2-13-4 は $P-9$ 及び $P-7$ の耐力及び変形をまとめたものである。最大耐力 P_M と降伏耐力 P_y の比

図2-13-9 等価減衰定数 h_e の比較

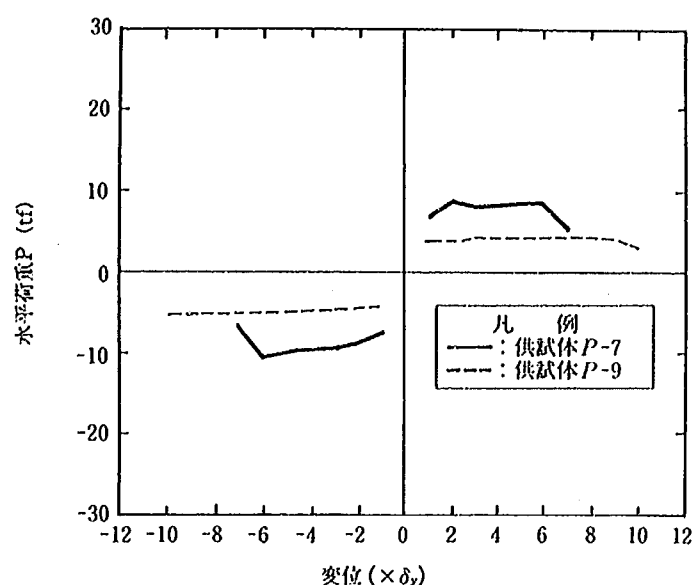


図2-13-10 1本柱RC橋脚の履歴曲線の包絡線

表2-13-4 一本柱RC橋脚の耐力及び変形性能

供試体番号		① RP-7	② RP-9	②/①
載荷くり返し回数 (回)		10	10	
耐力	降伏耐力 P_y (tf)	7.1	3.9	0.55
	最大耐力 P_M (tf)	9.2	5.0	0.54
	P_M/P_y	1.3	1.28	0.98
変形性能	降伏変位 δ_y (cm)	1.22	0.54	0.44
	終局変位 δ_u (cm)	8.6	5.5	0.64
	δ_u/δ_y	7.0	10.2	1.46

(P_M/P_y) はいずれの供試体も 1.3 程度である。図 2-13-10 からわかるように、この値は低鉄筋比であるため特に小さいという訳ではなく、1 本柱 RC 橋脚では、一般にこの程度の値をとる場合が多い。じん性は、より低鉄筋な P-9 の方が大きく 10.2 である。

このような特徴を、2.13.5 に示したラーメン橋脚と比較してみると、低鉄筋比であるため、あまりかぶりコンクリートの剥離が生ぜず、また、主鉄筋の破断も比較的ゆっくり生じる（大きな載荷変位振幅にならないと生じない）点は、よく似ている。しかしながら最大耐力と降伏耐力の比 P_M/P_y は、1 本柱橋脚では 1.3 であるのに対してラーメン橋脚では 1.6 と非常に大きい

ことが特徴といえよう。これは、ラーメン橋脚では、1 点で降伏しても、その後、全体系として抵抗することから最大耐力の増加が生じるためである。このようなラーメン橋脚の特性は、基本的に耐震上有利であり、そのメカニズムの解明と、荷重～変位関係の解析方法の開発等を、今後、検討していくことが必要とされる。

2.13.7 ま と め

鉄筋コンクリート橋脚の限界状態設計法を開発する際に最も基本となる橋脚の動的耐力及び変形特性を、2 体のラーメン橋脚模型を用いて同一載荷振幅におけるくり返し回数 n を 10 回と 1 回に変化させた動的載荷実験に基づいて検討した。本実験から得られた結論

をまとめると、以下のようになる。

1) ラーメン橋脚では、柱と梁の接合部および柱とフーチングの接合部に、損傷が集中する。その他の箇所には損傷は生じない。

2) 同一変位振幅における載荷くり返し回数 n は、橋脚の降伏耐力、最大耐力、降伏変位及び等価減衰定数には大きな影響はないが、終局変位およびじん性率に著しい影響を与える。したがって、実際の地震荷重作用下の橋脚の動的特性を推定するためには、荷重くり返し回数に対する基本的な考え方をよく検討しておくかなければならない。

3) 1本柱形式のRC橋脚と比較すると、ラーメン橋脚では、降伏耐力 P_y 以後最大耐力 P_M までの荷重の増加、すなわち、 P_M/P_y が大きい。一般に、1本柱RC橋脚では $P_M/P_y \approx 1.3$ 程度であるが、今回実験した柱部の主鉄筋比が0.31%のラーメン橋脚では P_M/P_y は1.6であった。降伏後の耐力の向上がどのような効果を持つかを検討することが、ラーメン橋脚の耐震安定性を検討する上で必要とされる。

2.14 ラーメン橋脚の動的特性の及ぼすハンチの影響

2.14.1 まえがき

ラーメン橋脚では柱と梁の接合部には原則としてハンチを設けることと規定されている。これは、ハンチを設けることにより負の曲げモーメントが作用した場合の耐力を高めることができるためであるが、耐震的にはこうした配慮がじん性を向上させる上で有効と考えられる。

このため、柱梁の接合部にハンチを設けることによりどの程度RCラーメン橋脚の動的耐力及び変形性能の向上に寄与するかを動的載荷実験により検討する。

2.14.2 実験に用いたRCラーメン橋脚

実験に用いたRC橋脚模型は、図2-14-1及び表2-14-1に示す2体である。これらの供試体はいずれも橋脚高さが10mの標準的な2脚式RCラーメン橋脚を基本に、これを約1/4に縮小したものである。脚(以下、柱と呼ぶ)の断面は35cm×65cmで、梁は37.5cm×65cmの長方形断面である。2本の柱の軸線間隔は1.25mである。柱の高さは、基部(フーチング上面)から水平梁の下端までが1.7m、梁の上端までが2.075mである。

荷重は横梁の上端からさらに69cmの位置で橋軸直角方向に作用させた。これは、橋軸直角方向には上部構造の重心位置で地震力を作用させるためである。

したがって、柱基部から水平荷重の載荷点までの高さは2.765mとなる。

主鉄筋としては、柱にはD10を14本(主鉄筋比で0.44%)、梁には上段にD13を4本、下段及び中段にD10を12本、計16本(主鉄筋比で0.65%)配置した。主鉄筋の規格はいずれもSD295Aである。なお、2体の供試体のうち供試体RP-3の柱梁接合部には、図2-14-1に示したように、柱の軸線方向に7.5cm、梁の軸線方向に15cmのハンチを設け、ハンチ筋としてD10を4本配置した。ここで、なぜハンチ筋をこのように定めたかが重要であるので、これについて少し説明する。ハンチは、隅角部の断面を大きくし、この部分における応力度を低減すると同時に、柱と梁間の応力の伝達をなめらかにすることを目的に設置される。道路橋示方書では、ラーメン橋脚の隅角部には、原則としてハンチを設けることを規定しており、ハンチ筋の量は一般に隅角部に生じる曲げモーメント等によって定める。

ただし、道路橋示方書では、計算上必要ない場合でも用心のため隅角部にはハンチを設け、ハンチ筋を配置することを規定している。ここで、「計算上必要がない場合」とは、隅角部にハンチを設けなくても、曲げモーメント等による応力度が許容応力度に収まる場合である。この場合には、ハンチの寸法は建築限界等を考慮して定められ、また、ハンチ筋の量は、①梁の最下段の鉄筋と同径・同ピッチで配置するか、②柱もしくは梁の下側の鉄筋のいずれか多い方をもとに、鉄筋径について1段落し、倍ピッチで配置する場合が多い。

ここでは、隅角部の設計上ハンチを必要としない場合を想定し、上記②の考え方に従い、ハンチ筋の量を定めることとした。そうすると、柱の主鉄筋(D10)の1段落しで110mmの倍ピッチ(220mm)でハンチ筋を配さなければならない。しかし、D10よりも細い鉄筋は一般に入手できないこと、また、梁の下側鉄筋との関係で、結局、D10を180mmピッチで4本配置したものである。従って、“柱の主鉄筋の1段落し、倍ピッチ”という考え方に比較すると、本模型では約1.2倍のハンチ筋が入っていることになる。

ハンチ筋の両端は、柱及び梁の主鉄筋に沿って折り曲げた。ハンチ筋の定着長は、道路橋示方書IV下部構造編「3.4.2 鉄筋の配置」の規定に従って15cmとした。

フーチングを除く橋脚躯体に限れば、ハンチを設けることによるコンクリート重量及び鉄筋重量の増加は、それぞれ69kgf、6.4kgfであり、これは、橋脚軀

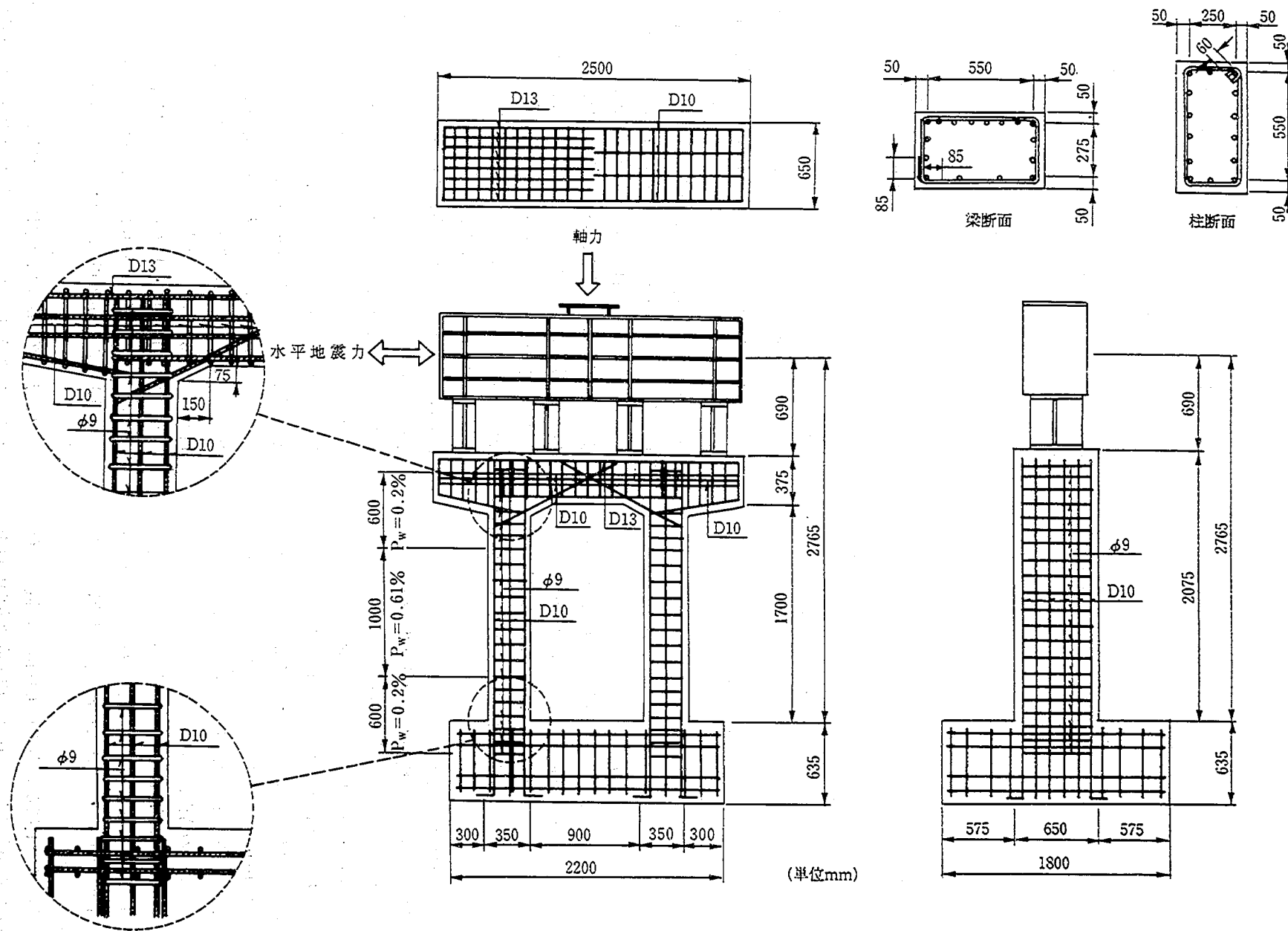


図2-14-1 実験に用いた供試体

表2-14-1 供試体の主要諸元および载荷特性

供 試 体 番 号		RP- 1	RP- 3
载荷くり返し回数 n		10回	
断面寸法	梁 部	65cm×37.5cm	
	柱 部	65cm×35cm	
橋 脚 軀 体 の 高 さ		207.5cm	
水平荷重載荷点から橋脚基部までの高さ		276.5cm	
主 鉄 筋	梁部材	材質及び径	SD295A, 10mm及び13mm
		主鉄筋比	0.65%
	柱部材	材質及び径	SD295A, 10mm
		主鉄筋比	0.44%
スターラップ	材 質 及 び 径		SD295A, 10mm
	鉄 筋 比		0.22%
帯 鉄 筋	材 質 及 び 径		SR235, 9mm
	帯鉄筋比	基部・隅各部	0.2%
		柱中間部	0.16%
ハ ン チ 筋	材 質 及 び 径		無し 有り (SD295A, 10mm)
コンクリート (早強セメント)	最 大 骨 材 寸 法		20mm
	一 軸 圧 縮 強 度		311kg f/cm ² 311kg f/cm ²
載 荷 速 度		10cm/sec	

体の全コンクリート重量 (4,590 kgf) 及び鉄筋重量 (152 kgf) のそれぞれ 1.5%, 4.2% に相当する。

帯鉄筋としては, SR 235, ϕ 9 mm を用い, 柱基部 (基部から 35 cm の範囲) 及び, 柱梁の結合部にはそれぞれ 10 cm 間隔 (帯鉄筋比で 0.2%) で, また, 柱の中間位置には 12.5 cm 間隔 (帯鉄筋比で 0.16%) で配置した。また, 梁には斜引張鉄筋および形状保持筋として, SD 295 A, D 10 のスターラップを 10 cm 間隔 (鉄筋比 0.22%) で配置した。

コンクリートとしては, 早強ポルトランドセメントを用いた。最大骨材寸法は 20 mm である。橋脚模型のコンクリート打設と同時に圧縮強度試験用の供試体を 6 本 (橋脚模型 1 体につき 3 本) 製作し, これを載荷実験当日に試験した。この結果, コンクリートの圧縮強度は供試体 RP-1 では 311 kg/cm², 供試体 RP-3 では 295 kgf/cm² であった。

2.14.3 載荷実験方法

実験では, 図 2-13-2 に示したようにフーチング位置で供試体を反力壁に固定し, 動的加振機により動的に正負交番載荷した。橋脚頭部には, 上部構造の死荷重反力に相当する 25 tf の軸力になるべく均等に梁に作

用するように, 剛性の高い治具を介して作用させた。上部構造の死荷重によって柱に生じる平均軸応力度は 5.5 kgf/cm² である。また, 上部構造の死荷重反力を 25 tf と考えると, この橋脚は設計水平震度を 0.28 として耐震設計したことになる。

水平力は, いずれの供試体に対しても図 2-2-6 に示した履歴で変位制御により作用させた。すなわち, ハンチのない供試体 RP-1 において柱梁接合部および柱基部における引張側最外縁の主鉄筋のひずみを計測し, 結果的に両者のうち先に主鉄筋が降伏した柱基部の外側の主鉄筋が降伏した時を「降伏」と定義した。「降伏」時に荷重載荷点に生じた水平変位 0.91 cm を, 以下, 降伏変位 δ_y と呼ぶ。主鉄筋の降伏ひずみはミルシートより 1770 μ とした。降伏までは変位制御により, 正負交番で準静的に数回に分けて荷重を増加させた。供試体 RP-3 に対しても同じ降伏変位 δ_y を用いた。

これは, 本実験では, RC ラーメン橋脚の動的特性に及ぼすハンチの影響を検討することが目的であるため, 両供試体で同一の降伏変位 δ_y を用いることとしたものである。ただし, 後述するように, 供試体 RP-3 の

1 δ_y 載荷だけは、加振装置の調子が悪く、この76%の変位で載荷した。1 δ_y 載荷は降伏変位の決定に影響するが、これについては2.14.5に示す。

主鉄筋の降伏後は、降伏変位 δ_y を基準とし、 $m\delta_y$ ($m=1,2,3,4$) の変位振幅で正負交番載荷を行った。載荷速度は、いずれも 10 cm/sec とした。同一変位振幅における載荷くり返し回数は 10 回とした。

2.14.4 載荷に伴う損傷特性とハンチの影響

図2-14-2は、柱梁接合部にハンチがない供試体 RP-1 の主要な載荷段階における損傷の進展状況を示したものである。ただし、図2-14-2は供試体を上から見た面における損傷状況を示している。

まず、1 δ_y 載荷を終了した段階では、柱梁接合部および柱とフーチングの接合部の両者において、主鉄筋とは直角方向に小さな曲げクラックが生じた。クラックの幅は、柱梁接合部の方が柱とフーチングの接合部よりも大きい。3 δ_y 載荷に至ると、柱梁接合部のクラックが大きく進展し、かぶりコンクリートが剝離し始めた。ただし、柱の主鉄筋比が0.31%と低いため、かぶりコンクリートは広範囲で剝離せず、ある限られた位置でだけクラックが開くようになっている。かぶりコンクリートの剝離は、ちょうど柱梁の接合部位置ではなく、左側の柱では、接合面から7 cm 程度下に、また、右側の柱では、接合部から6 cm 程度上に生じた。これらは、いずれも 10 cm 間隔で配置した帯鉄筋と帯鉄筋の中間に相当する位置である。帯鉄筋間で柱の主鉄筋が面外方向へ座屈するために、上述したような位置でかぶりコンクリートが剝離したものである。これは、柱基部においても同様である。

5 δ_y 載荷では、柱梁接合部および柱とフーチングの接合部におけるかぶりコンクリートの剝離がさらに進行し、また、右側の柱基部では、主鉄筋が5本破断した。さらに変位振幅を6 δ_y に増加させて行くと、左側の柱梁の接合部において、柱の主鉄筋が4本破断する。さらに7 δ_y 載荷に至ると柱とフーチングの結合が弱まり、載荷をくり返すごとに左右の柱はともに内側へずれ始め、最終的には、左側の柱は約20 mm 右側へ、右側の柱は約35 mm 左側へそれぞれ残留変位した。7 δ_y 載荷段階までの主鉄筋の累積破断本数は左側の柱梁接合部では5本、右側の柱の基部では6本である。供試体の損傷は、梁柱接合部および柱の基部に集中し、梁および柱の中間部には損傷は生じていない。

これに対して、柱梁接合部にハンチを設けた供試体 RP-3 の主要な載荷段階における損傷の進展状況を示すと図2-14-3のようになる。この供試体では、2 δ_y 載

荷までは、梁柱接合部及び柱基部のコンクリート表面にクラックが生じ、載荷変位振幅の増加にともなってクラックの本数が増加した。柱梁接合部では、左右いずれも、柱の内側の主鉄筋とハンチ筋が交差する位置にクラックを生じた。クラック幅は、柱梁接合部よりも柱基部の方が大きく、また、柱の外側よりも内側の方が大きい。3 δ_y 載荷になると、柱基部のクラックが進行し、かぶりコンクリートが剝離し始める。ただし、2 δ_y 載荷段階までにコンクリート表面に生じたクラックが進行しただけで、前述したハンチの無い供試体 RP-1 のように柱梁接合部のコンクリートは剝離していない。4 δ_y 載荷に至ると、柱基部では、かぶりコンクリートの剝離がさらに進行し、柱基部から10 cm 程度までの範囲で剝離した。また、柱梁接合部でも接合部から約20 cm の範囲の柱に大きいクラックが生じた。ハンチが無い場合には、損傷は柱梁接合部及び柱基部に集中し、その範囲は10 cm 間隔で配置した帯鉄筋の間隔程度であったのに対して、ハンチを設けた場合には、柱梁接合部及び柱基部にのみ損傷が生じるのではなく、これより帯鉄筋間隔の2倍に相当する範囲にまで分散して損傷が生じている。

5 δ_y 載荷に至ると、柱基部では主鉄筋が左側の柱では4本、右側の柱では5本破断し、柱梁接合部ではかぶりコンクリートの剝離が生じ始めた。この載荷段階になると、柱基部とフーチングの結合が弱まり、左右の柱は残留変位し始めた。さらに、載荷変位振幅を増加させて7 δ_y に至ると、左右の柱基部の外側の主鉄筋はすべて(片側6本、合計12本)破断し、柱梁接合部においても左側で5本、右側で1本、それぞれ主鉄筋が破断した。主鉄筋の破断に伴い、左右の柱とフーチングの結合はさらに弱まり、載荷終了後には、左側の柱は65 mm 右側に、右側の柱基部は60 mm 左側にそれぞれ残留変位した。

次に、柱の主鉄筋に着目して、2体の供試体の損傷の進展状況を見てみよう。図2-14-4及び図2-14-5は、供試体 RP-1 及び RP-3 に対する1~3 δ_y 載荷段階における主鉄筋の最大ひずみ分布を示したものである。図2-14-4、図2-14-5の比較で重要な点は、柱梁接合部に生じる正の曲げモーメント(隅角部を広げようとする方向の曲げモーメント)に対してハンチが有効に効いていることである。ハンチには、1 δ_y では1000 μ 以下のひずみしか生じていないが、接合部にクラックが生じる2 δ_y 以後になると降伏を上回るひずみが生じている。また、ハンチがない場合には、梁の下端位置の柱には主鉄筋に非常に大きなひずみが生じているのに

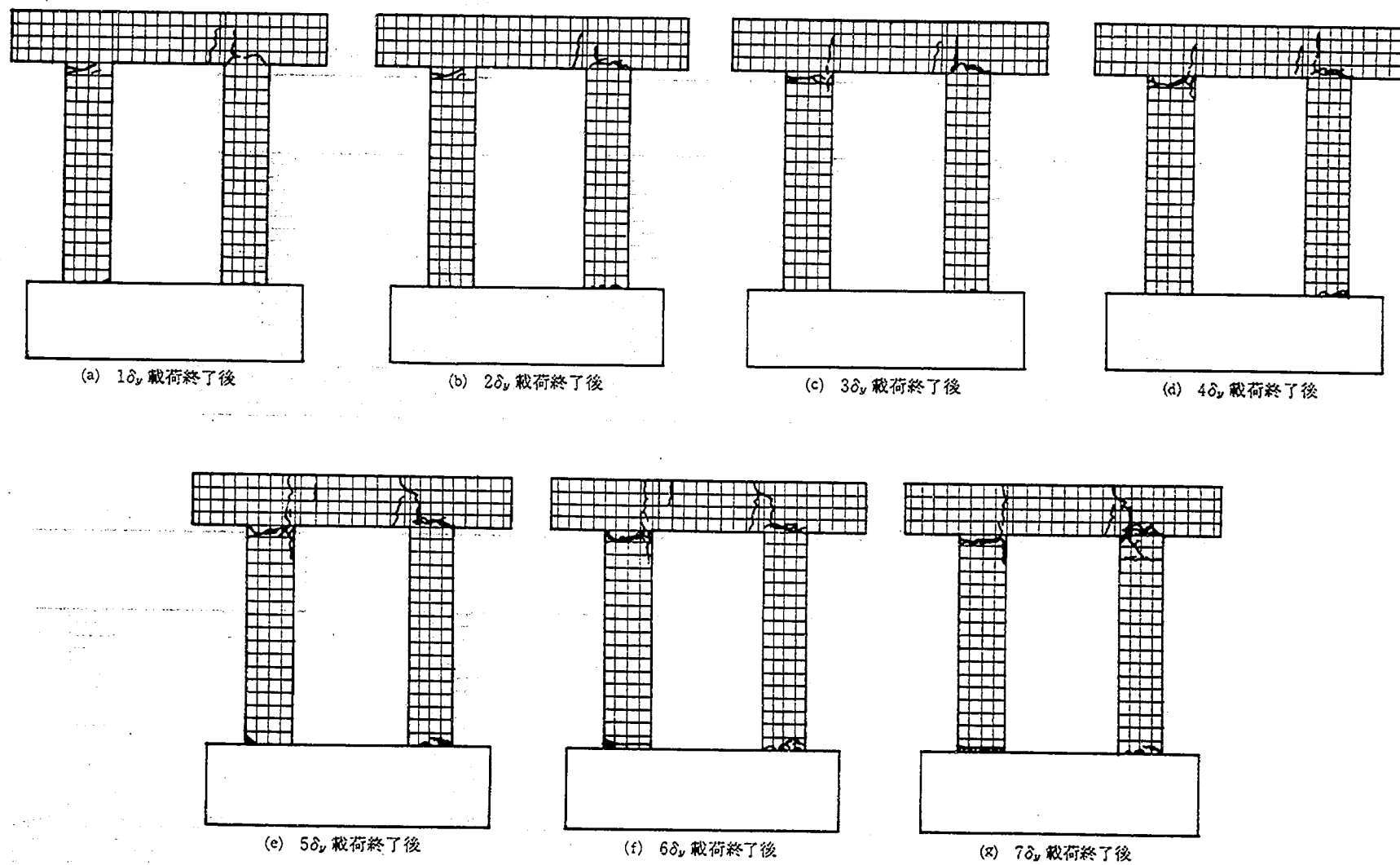
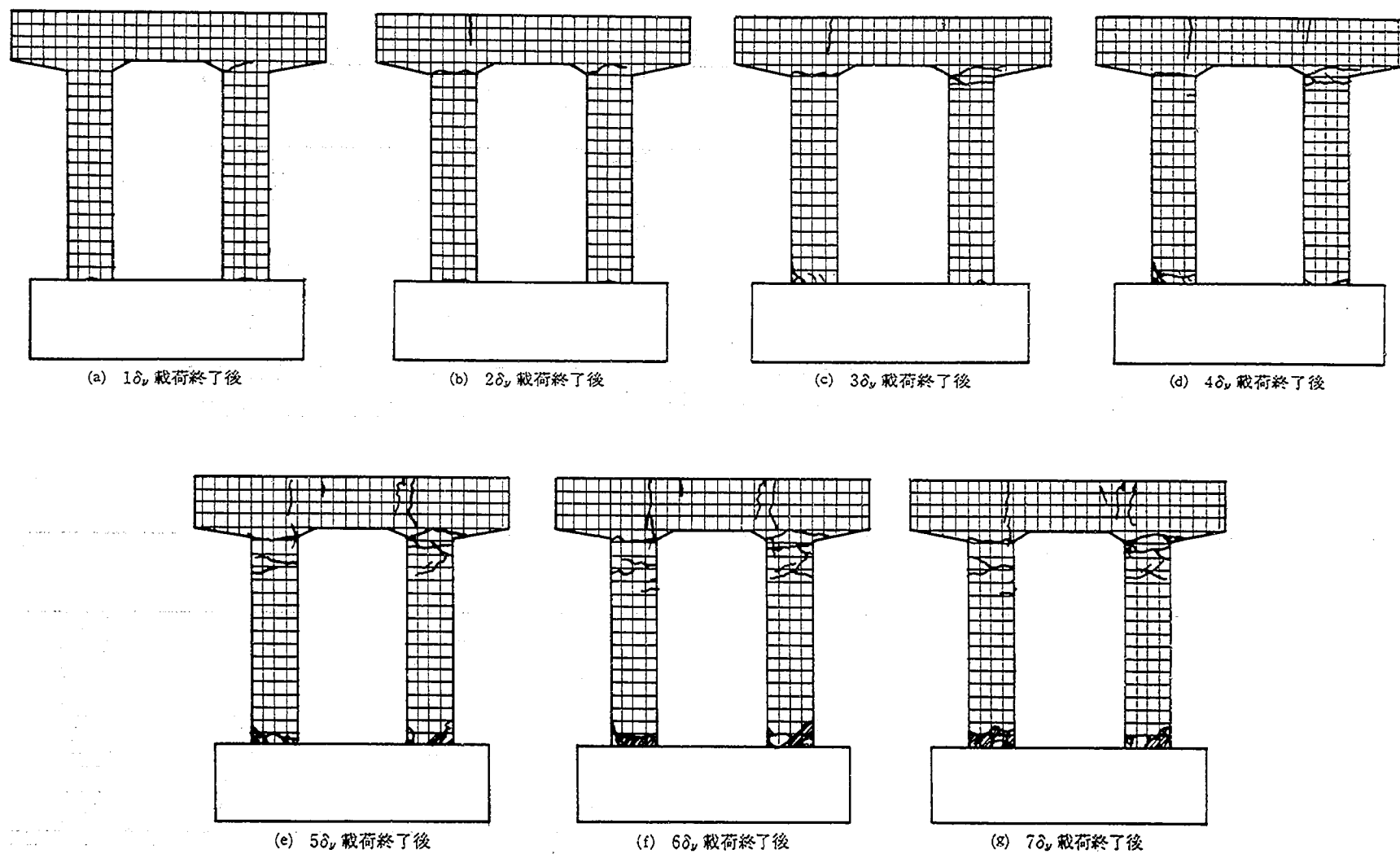


図2-14-2 ハンチがない場合の損傷の進展状況 (供試体RP-1)

図2-14-3 ハンチがある場合の進展状況 (供試体 $RP-3$)

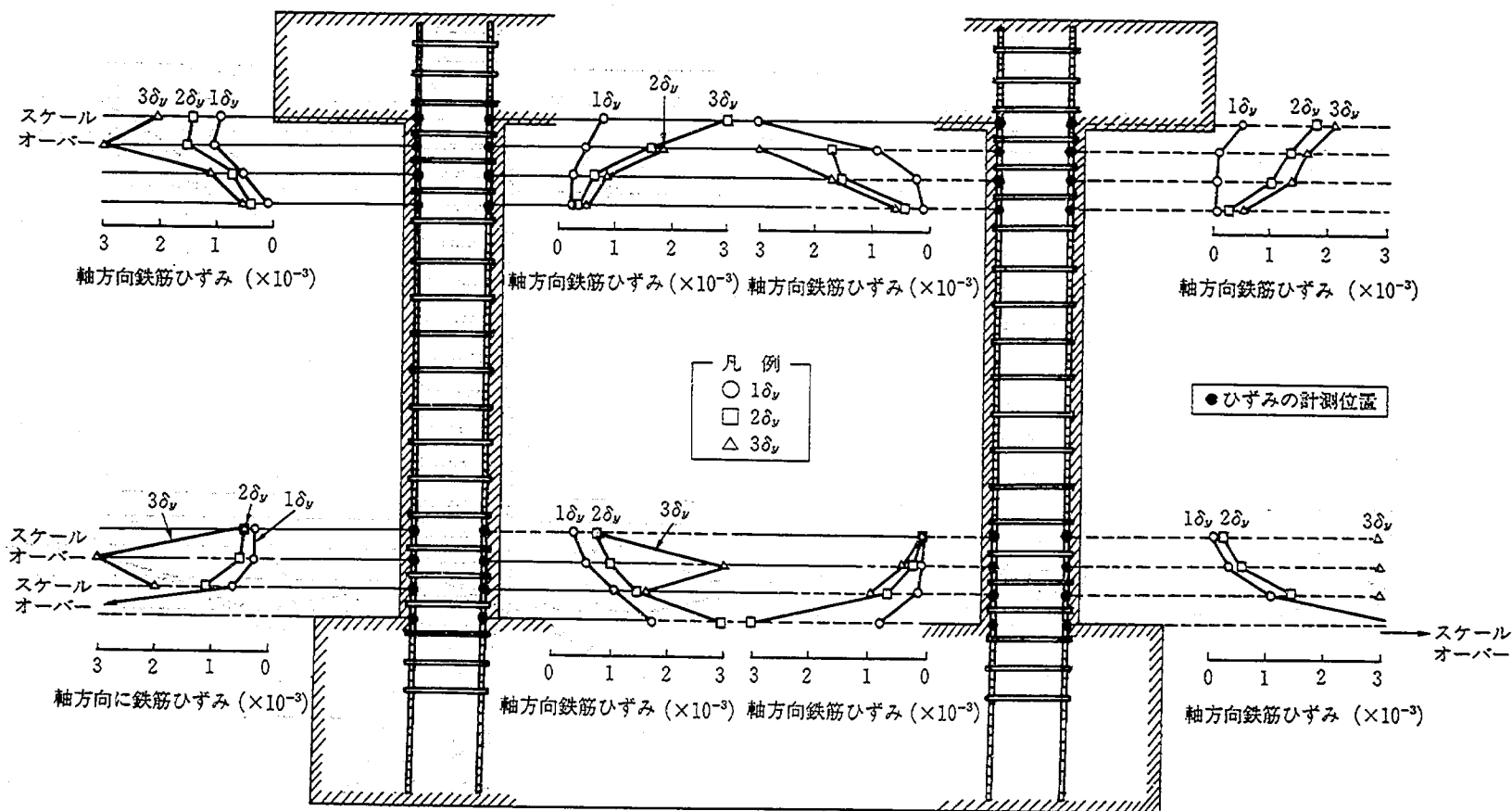


図2-14-4 ハンチがない場合の軸方向鉄筋のひずみ (供試体RP-1)

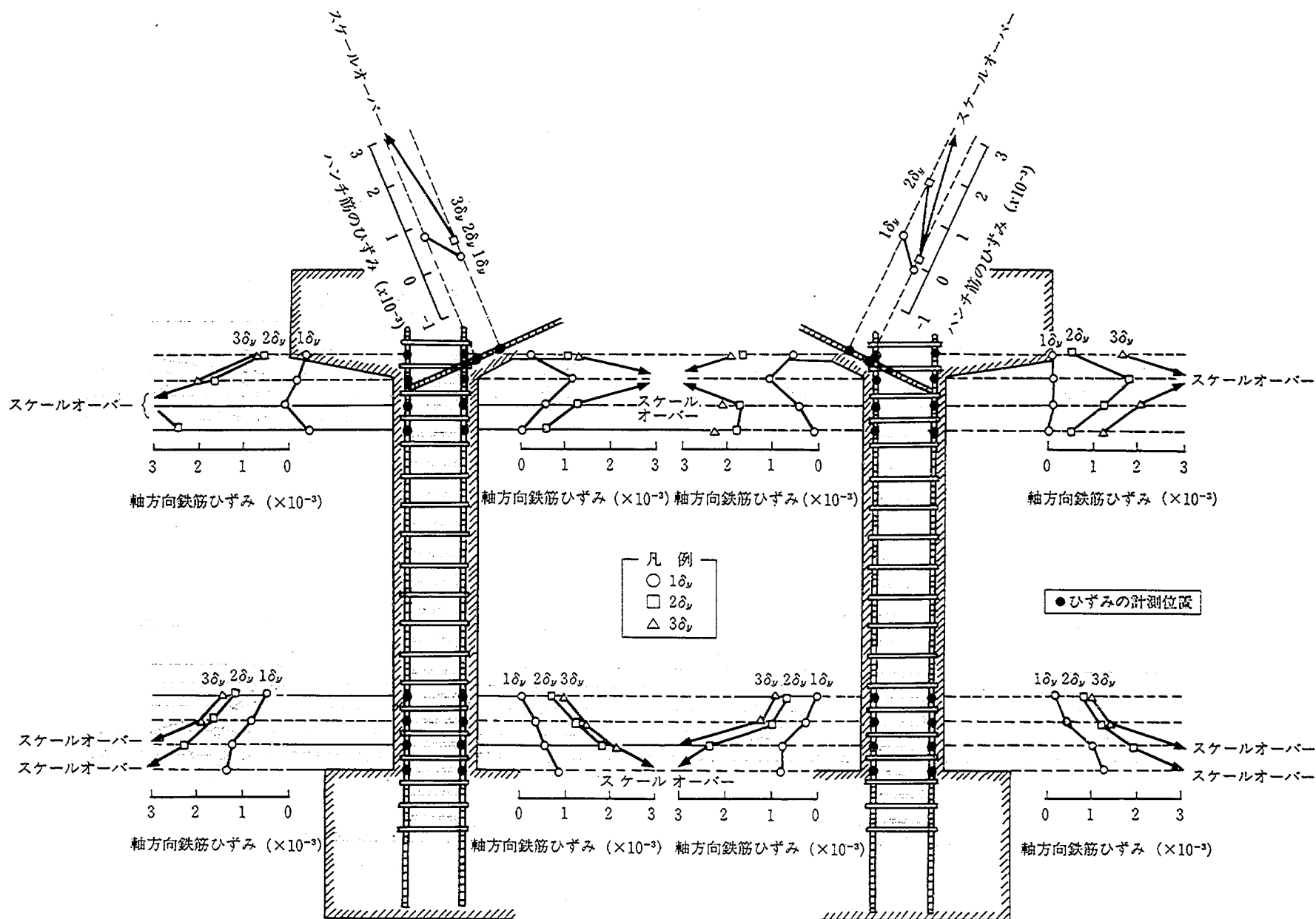


図2-14-5 ハンチがある場合の軸方向鉄筋のひずみ (供試体 RP-3)

対して、ハンチがある場合には梁の下端位置の柱の主鉄筋にはこれより7.5 cm下のハンチの取り付け位置の主鉄筋よりも小さいひずみしか生じていない。これは、ハンチの存在により梁の下端付近の柱における主鉄筋のひずみが小さくなったものである。

以上に示した柱梁接合部のハンチの有無による損傷状況の違いを、主鉄筋の破断本数によって示した結果が表2-14-2である。これによれば、ハンチのある供試体RP-1とハンチのない供試体RP-3では、ともに $5\delta_y$ 載荷時に柱基部の主鉄筋の破断が始まる。 $6\delta_y$ に入ってから柱梁接合部では主鉄筋の破断が始まるが、終局に達したときの両者の主鉄筋の累積破断本数を見ても、RP-1が5本であるのに対して、RP-3は6本と、両者には大きな違いはない。しかし、柱基部での主鉄筋の破断本数は、RP-1では6本であるのに対してRP-3では12本と、RP-3の方が2倍になっている。これは、ハンチを設けた分だけ柱梁接合部の強度が高くなり、このため、橋脚基部に損傷が移行したためである。

ただし、これはあくまでも同一の変位振幅で強制的に橋脚に変位を与えた場合の話である。ハンチを設けることによって、柱梁接合部の強度が上げれば、それだけ同一の地震動を受けた場合の橋脚の応答変位振幅は一般に小さくなる。したがって、実際の地震時の損傷は表2-14-2とは反対の傾向で生じることに注意しなければならない。

2.14.5 動的特性に及ぼすハンチの影響

[1] 動的耐力及び変形性能

動的載荷実験より得られた2体の供試体の荷重作用

位置における水平荷重 P と水平変位 δ の履歴曲線を示した結果が図2-14-6である。また、履歴曲線の包絡線を比較した結果が図2-14-7である。ここで、図2-14-6の履歴曲線では、供試体RP-1の荷重～変位関係が多少ぎざぎざしているが、これは、実験に際して供試体とこれを支持している台との間の摩擦を小さくするために入れたテフロン板の動きがスムーズではなかったためである。

図2-14-6及び図2-14-7によれば、供試体RP-1では $3\delta_y \sim 4\delta_y$ 載荷の段階で耐力は最大(最大耐力)になり、 $5\delta_y$ 載荷に至ると耐力は徐々に低下し始める。 $7\delta_y$ 載荷になると耐力は降伏耐力を下まわり、終局に至っている。これに対して、供試体RP-3(ハンチ有り)でも $3\delta_y \sim 4\delta_y$ 載荷時に最大耐力に達し、 $5\delta_y$ 載荷から耐力が徐々に低下し始め、 $7\delta_y$ 載荷で終局に至っており、こ

のような点は、供試体RP-1とはあまり変わらない。

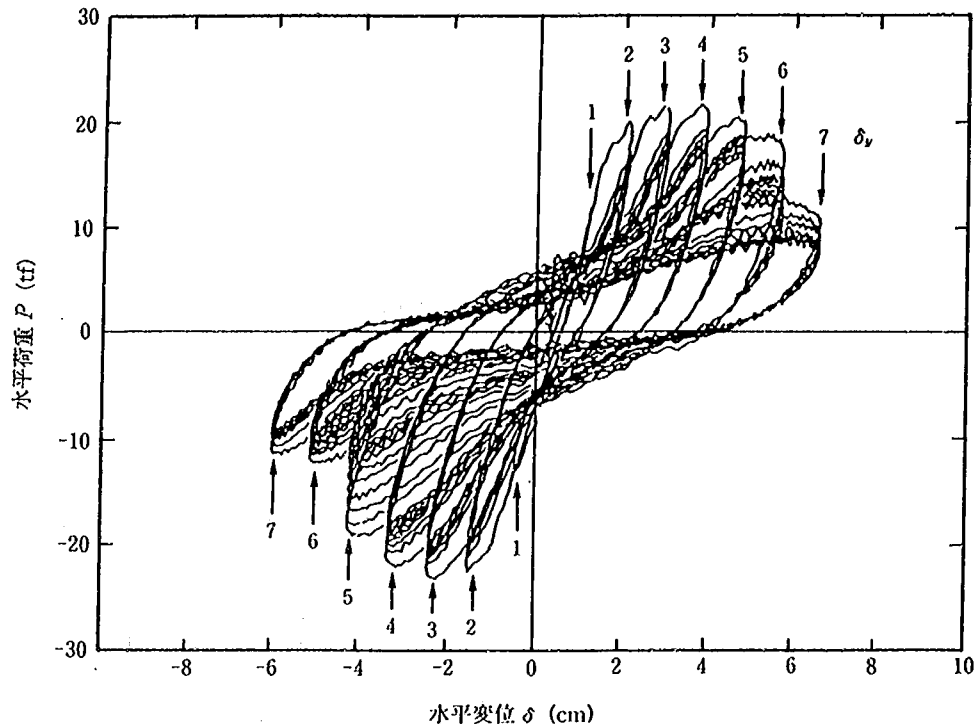
これをさらに各載荷段階ごとに最初の載荷による履歴曲線の形状で比較した結果が図2-14-8である。履歴曲線は、いずれの供試体も $1\delta_y$ から $5\delta_y$ までは紡錘形をしているが、 $6\delta_y$ 載荷以後になると変位が零となる付近でくびれた形状を示すようになる。これは、柱基部とフーチングとの結合が弱まったためである。これも含めて $5\delta_y$ 載荷以後になると、ハンチを設けた場合の方がはっきりと耐力が大きくなり、また、履歴ループの面積、すなわち後述する履歴吸収エネルギーが大きくなる。

表2-14-3は、両供試体の最大耐力及び変形性能を比較したものである。最大耐力 P_M については、前述した

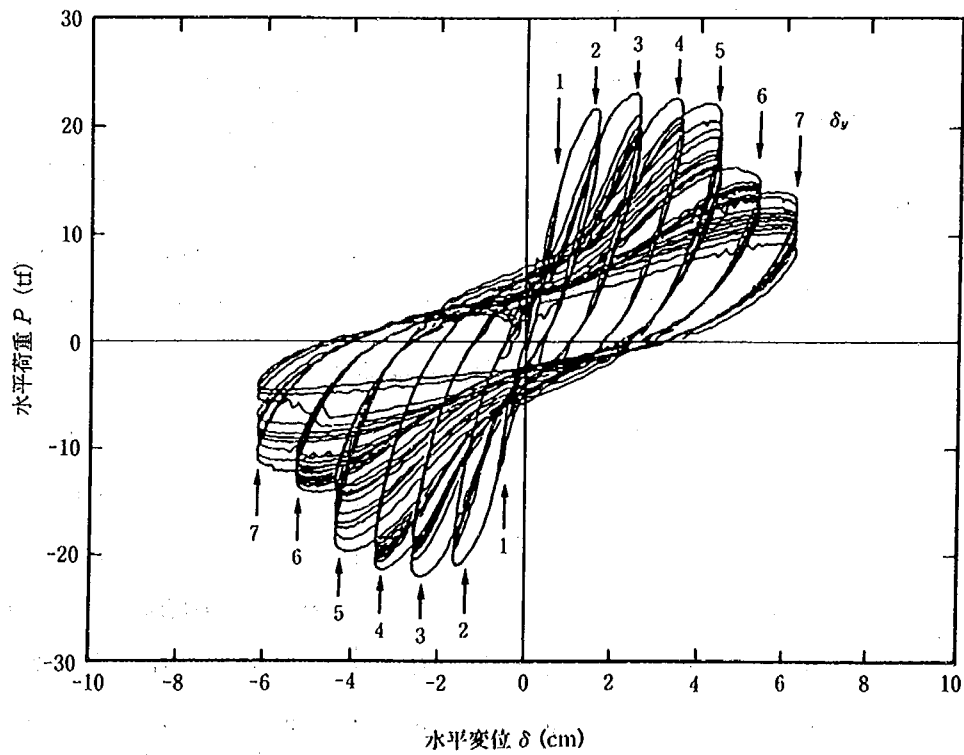
表2-14-2 主鉄筋の破断本数

供試体番号	RP-1				RP-3			
載荷くり返し回数n	10回				10回			
ハンチの有無	無				有			
破断位置	柱とはりの接合部		橋脚基部		柱とはりの接合部		橋脚基部	
	左	右	左	右	左	右	左	右
$1 \sim 4 \delta_y$	0	0	0	0	0	0	0	0
$5 \delta_y$	0	0	0	5	0	0	4	5
$6 \delta_y$	4	0	0	0(5)	0	0	2(6)	0(5)
$7 \delta_y$	1(5)	0	0	1(6)	5	1	0(6)	1(6)

注) () 内は累積破断本数



(a) ハンチのない場合 (RP-1)



(b) ハンチがある場合 (RP-3)

図2-14-6 水平荷重 P と水平変位 δ の履歴曲線

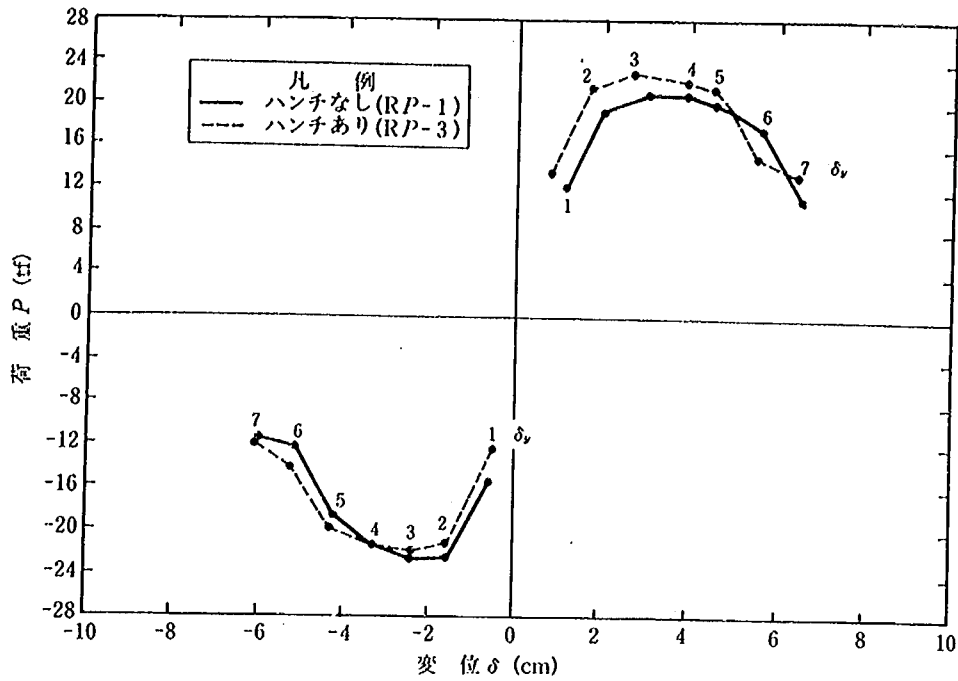


図2-14-7 履歴曲線の包絡線の比較

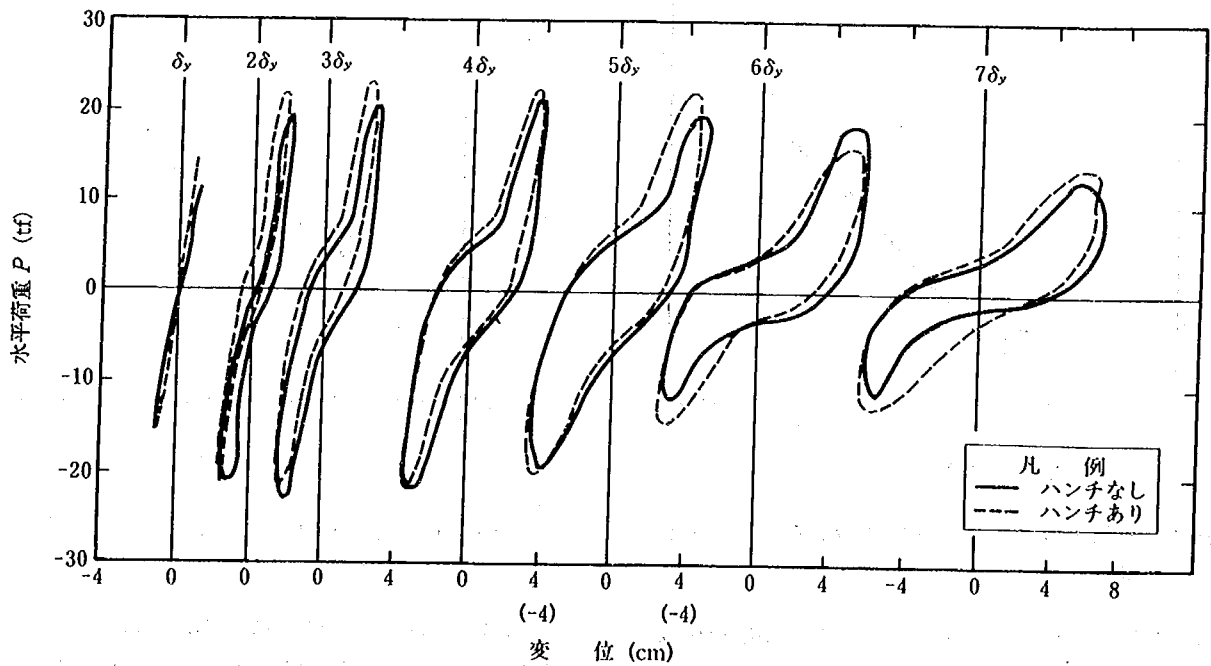


図2-14-8 各载荷段階における第1回めの载荷時の履歴曲線で比較したハンチの影響

ように供試体 $RP-3$ の方が $RP-1$ よりもわずかに大きいですが、大差はない。終局変位は、 $RP-1$ が 6.32 cm、 $RP-3$ が 6.31 cm とほとんど同じである。じん性率は、 $RP-3$ が 9.01 と $RP-1$ の 6.95 を上回っているが、これは前述したように $RP-3$ では加振機の調子が悪く、 $1\delta_y$ 载荷で加振変位が 24% 小さくなったためである。したがって、 $RP-3$ で $1\delta_y = 0.91\text{cm}$ とすれば、じん性率

は $RP-1$ とほとんど同じになる。以上のような点から、最大耐力や終局変位で比較するとハンチの影響があまりない。

〔2〕エネルギー吸収性能

累積吸収エネルギーにより、2体の供試体を比較した結果が図2-14-9である。これによれば、 $1\delta_y$ から $5\delta_y$ 载荷までの段階では、累積吸収エネルギーに及ぼすハ

2-14-3 最大耐力及び変形特性

供 試 体 番 号		① RP- 1	② RP- 3	②／①
載荷くり返し回数		10		
柱梁の接合部におけるハンチの有無		無	有	
耐 力	降伏耐力 P_y (tf)	13.9	13.6	0.98
	最大耐力 P_M (tf)	22.4	22.8	1.02
	P_M/P_y	1.61	1.68	1.04
変形性能	降伏変位 δ_y (cm)	0.91	0.70	0.78
	終局変位 δ_u (cm)	6.32	6.31	1.00
	じん性率 (δ_u/δ_y)	6.95	9.01	1.30

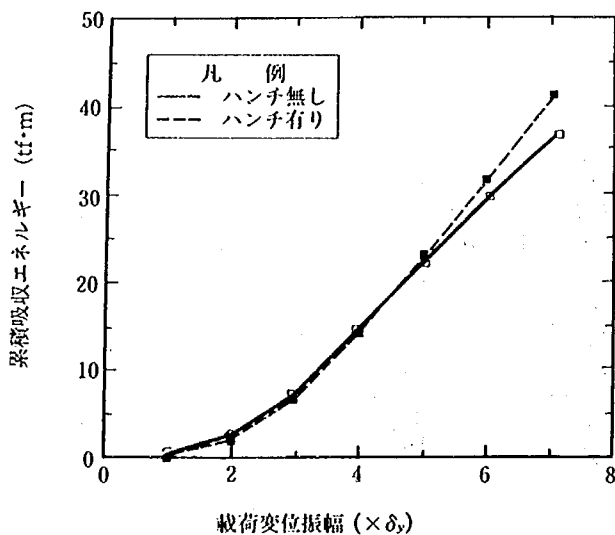


図2-14-9 累積吸収エネルギーで比較したハンチの影響

ンチの影響はほとんど見られない。ただし、 $6\delta_y$ 載荷以後になると、ハンチの効果ははっきり現れ、ハンチのある供試体 RP-3 の方がハンチの無い供試体 RP-1 よりも、 $6\delta_y$ 載荷では 7%、 $7\delta_y$ では 12% 程度累積吸収エネルギーは大きくなっている。すなわち、損傷が進展して耐力低下がはっきりし始める $5\delta_y$ 載荷以後になるとエネルギー吸収性能に対するハンチの有効性がはっきり表れてくる。これは、前述した損傷状況や図 2-14-8 に示した履歴曲線の形状からも予想される通りである。

次に、等価減衰定数 h_e を比較した結果が図 2-14-10

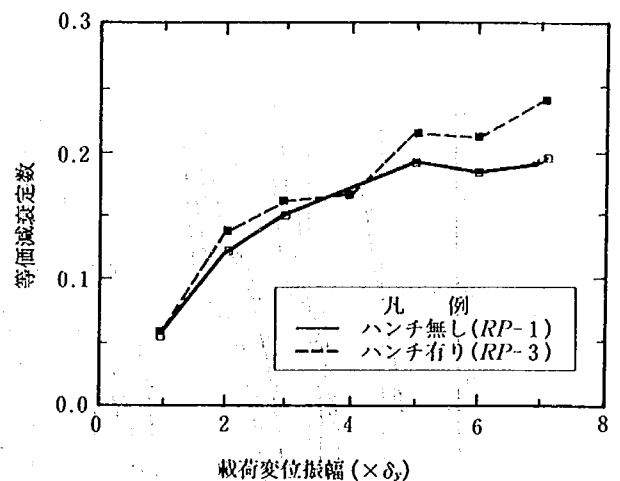


図2-14-10 等価減衰定数で比較したハンチの効果

である。これによれば、 $5\delta_y \sim 7\delta_y$ では、ハンチが無ければ 0.2 程度の等価減衰定数であるのに対して、ハンチを設けた場合にはこれよりも 12% 程度大きめの等価減衰定数が得られる。

2.14.6 ま と め

ラーメン橋脚の動的耐力及び変形特性に及ぼすハンチの影響を、2 体のラーメン橋脚模型を用いた動的載荷実験に基づいて検討した。本実験から得られた結論をまとめると、以下のようになる。

1) ハンチが無い場合には水平力を受けると梁の下端位置において梁と柱の接合部にクラックが集中する

のに対して、ハンチを設けた場合には柱梁接合部だけでなくハンチの大きさ分だけクラックを分散させることができる。

2) ハンチは柱梁接合部に生じる正の曲げモーメントに対して有効に機能する。このため、梁の下端位置の柱の主鉄筋に生じるひずみを大きく低減することができる。

3) 履歴曲線からみると、柱基部とフーチングの結合が弱まった $5\delta_y$ 載荷以後になると履歴吸収エネルギーや等価減衰定数に大きな差が生じ始める。ハンチのある方がない場合よりも、これらは大きく、安定している。

4) ただし、最大耐力やじん性率に与えるハンチの影響を大きいものではない。

2.15 同一変位振幅で加振した場合の剛性低下率の検討

2.15.1 まえがき

非線形域においてくり返し荷重を受ける RC 橋脚では、耐震性を確保するためには、できる限りくり返し載荷に伴う耐力及び剛性の低下が、小さいことが望ましい。前節までの解析では、載荷に伴う耐力や変形性能について検討したが、同一載荷振幅における繰返しの中でどのように剛性が低下したかについては示していない。そのため、ここでは一本形式の RC 橋脚模型の動的載荷実験をもとに、くり返し載荷に伴う耐力及び剛性の低下度合を定義するとともに、これに及ぼす各種の特性について検討する。

2.15.2 剛性低下率の定義

RC 橋脚模型に、降伏変位 δ_y を基準変位として一定振幅変位漸増方式でくり返し載荷（変位制御）を行った場合の、橋脚天端における変位 δ と水平力 P の履歴曲線は図 2-15-1 のようになる。くり返し載荷に伴い水平力（耐力）は、徐々に低下していく。図 2-15-2 は、図 2-15-1 から、ある一定の変位振幅によるくり返し載荷による履歴曲線を取り出したものである。ここで、くり返し載荷に伴う耐力及び剛性の低下度を評価するために、各載荷による履歴ループの等価剛性 K_i をもとに、剛性低下率 R_i を以下のように定義する。

$$R_i = k_i / k_1 \quad (2-8)$$

ここで、

R_i : 等価剛性の低下率

K_i : 第 i 回目の載荷時の等価剛性

K_1 : 第 1 回目の載荷 ($i=1$) 時の等価剛性

ここでいう等価剛性とは、図 2-2-11 に示したように載荷ループの変位が最大となる点と最小となる点を直線で結んだ線分の勾配として定義している。なお、いま、変位振幅は一定であるから、上述した載荷ループの変位が最大、最小となる時の水平力を耐力と考えれば、剛性低下率を R_i は、くり返し載荷に伴う耐力の低下率も表わすことになる。

2.15.3 解析対象とする RC 橋脚模型

解析対象としたのは、表 2-2-1 から選び出した 20 体の RC 橋脚模型の動的載荷実験結果である。表 2-15-1 は、これら 20 体の特性を示したものである。

2.15.4 剛性低下率の特性

[1] 剛性低下係数 a の定義

図 2-15-3 は供試体 $P-10$ に対して、式 (2-8) の剛性低下率 R_i を求めたものである。図中には、後述する式 (2-9) による R_i も示している。これによれば、剛性低下率 R_i は載荷くり返し回数 N が増加する程小さくなっていき、また、このような傾向は載荷変位振幅が大きくなる程著しいことがわかる。

くり返し回数 N による剛性低下率 R_i の低下の様子が、ほぼ双曲線型となっていることから、いま、剛

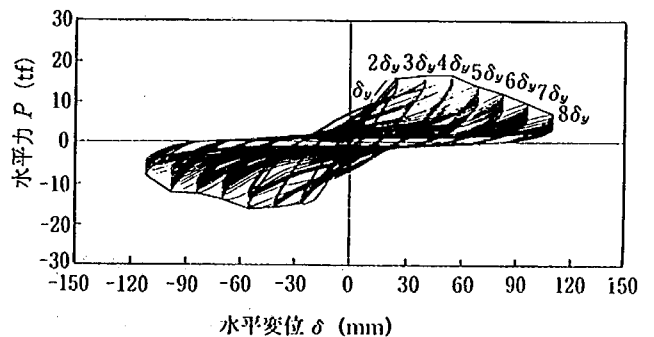


図2-15-1 履歴曲線の一例（供試体 $P-10$ の場合）

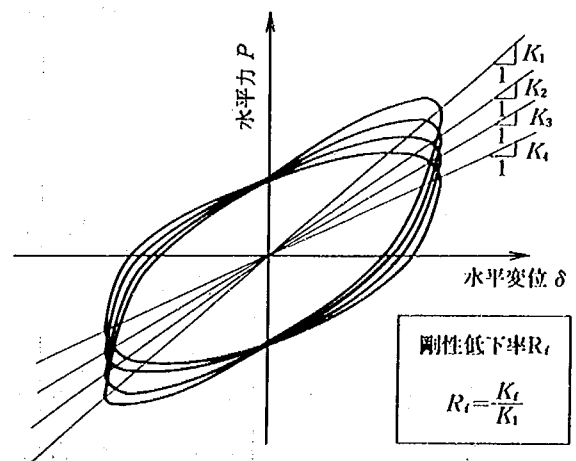


図2-15-2 剛性低下率の定義

表2-15-1 剛性低下率の解析に用いた供試体

供試体 No	断面寸法 [cm]	かぶりコ ンクリー ト厚さ [cm]	有効高さ [cm]	せん断 支間比 h/d	主 鉄 筋			帯 鉄 筋			コンクリート		
					材質及び径 [mm]	主鉄筋比 [%]	降伏強度 [kgf/cm ²]	材質及び径 [mm]	帯鉄筋比 [%]	降伏強度 [kgf/cm ²]	骨材の 最大粒径 [mm]	降伏強度 [kgf/cm ²]	載荷速度 [cm/sec]
P-4	40×80	5	240	6.9	SD295A,19	1.79	3792	SR235	0.08	3660	20	290	0.25
P-5	40×80	5	240	6.9	SD295A,19	1.79	3792	SR235	0.08	3660	20	258	25
P-6	40×80	5	240	6.9	SD295A,16	0.87	3625	SR235	0.08	3660	20	290	0.25
P-7	40×80	5	240	6.9	SD295A,16	0.87	3625	SR235	0.08	3660	20	258	25
P-8	40×80	5	240	6.9	SD295A,13	0.48	3704	SR235	0.08	3660	20	290	0.25
P-9	40×80	5	240	6.9	SD295A,13	0.48	3704	SR235	0.08	3660	20	258	25
P-10	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	2.03	3144	SR235	0.1	2776	10	319	25
P-11	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	2.03	3144	SR235	0.1	2776	10	327	25
P-12	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	2.03	3144	SR235	0.1	2776	10	321	25
P-13	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	2.03	3144	SR235	0.1	2776	10	334	25
P-17	50×50	3.5	175	3.8	SD295A,13	2.03	3144	SR235	0.1	2776	10	338	25
P-18	50×50	3.5	100	2.2	SD295A,13	2.03	3144	SR235	0.1	2776	10	334	25
P-25	50×50	3.5	116	2.5	SD295A,13	2.03	3144	SR235	0.51	3494	10	390	25
P-26	50×50	3.5	116	2.5	SD295A,13	2.03	3144	SR235	1.02 (スパイラル)	3494	10	390	25
P-27	50×50	3.5	116	2.5 軸圧縮 強度	SD295A,13	2.03	3144	SR235	0.1 主鉄筋量の1/8 の斜め引張鉄筋	3494	10	390	25
P-28	φ56.4	3.5	250	4.7	SD295A,13	2.03	3144	SR235	0.1	3494	10	406	25
P-29	φ56.4	3.5	175	3.3	SD295A,13	2.03	3144	SR235	0.1	3949	10	406	25
P-30	φ56.4	3.5	100	1.9	SD295A,30	2.03	3144	SR235	0.1	3494	10	406	25
P-31	φ56.4	3.5	250	4.7	SD295A,13	2.03	3144	SR235	1.02 (スパイラル)	3494	10	406	25
P-32	φ56.4	3.5	175	3.3	SD295A,13	2.03	3144	SR235	1.02 (スパイラル)	3494	10	406	25

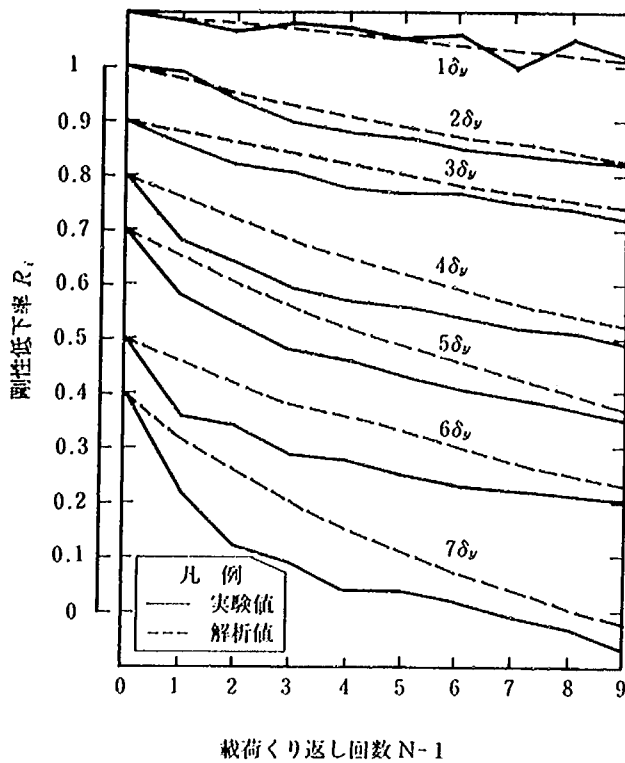


図2-15-3 図2-15-1に示した履歴曲線から求めた剛性低下率 (供試体P-10)

性低下率 R_i を次式で表わすことにする。

$$R_i = \frac{1}{1 + a(N-1)} \quad (2-9)$$

ここで、

R_i : 剛性低下率

N : 荷重の繰返し回数

a : 剛性低下係数 (以下、簡単のため、係数 a と呼ぶ)

供試体 P-10 の実験値を最小 2 乗近似して係数 a を定め、これを用いて式 (2-9) によって算出される R_i を示したのが前出の図 2-15-3 の点線である。実験値には、多少凹凸があるが、全体としては、式 (2-9) による R_i は実験値の全体的な特徴をよく表わしていると考えても良いであろう。

図 2-15-4 は、係数 a による剛性低下率 R_i の低下度合を示したものである。これによれば、係数 a が 0.03, 0.05, 0.1 の場合には、10 回のくり返しによる剛性低下率が、それぞれ、約 0.8, 0.7, 0.5 となる。

[2] セン断支間比の影響

図 2-15-5 は、係数 a によって表わした剛性低下率 R_i に及ぼすせん断支間比 h/d の影響を示したもので

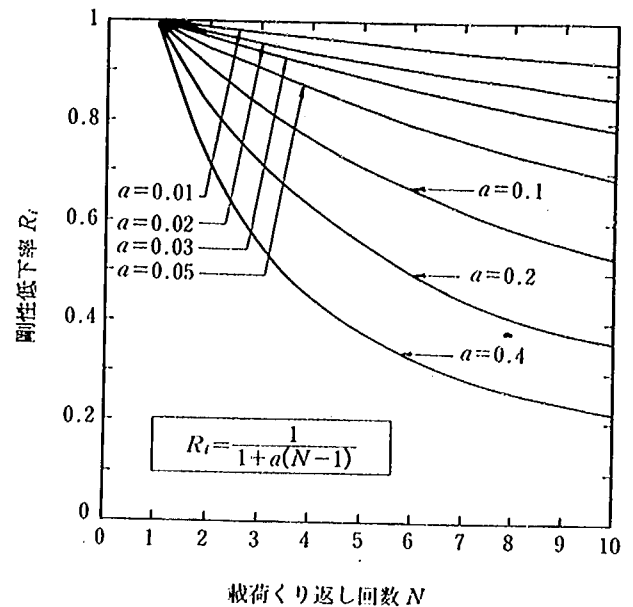


図2-15-4 係数 a による剛性低下率 R_i の変化

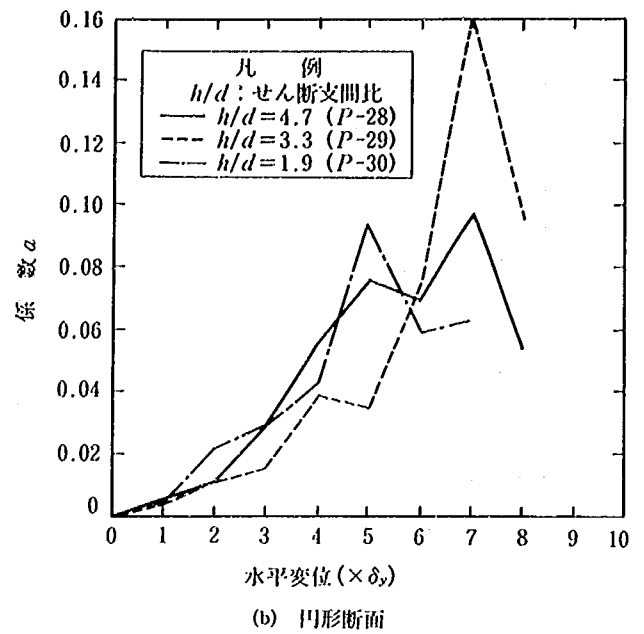
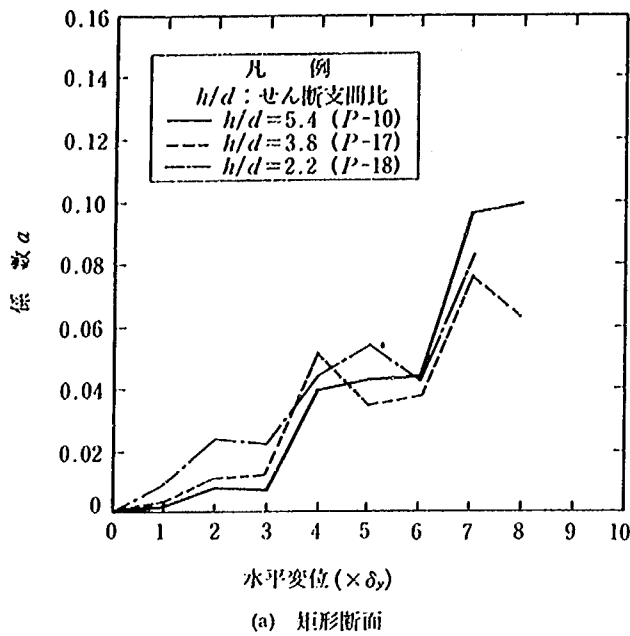
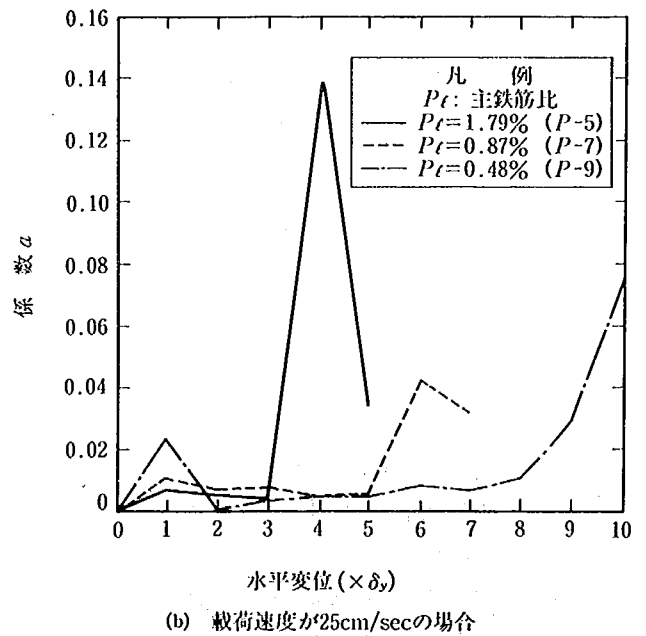
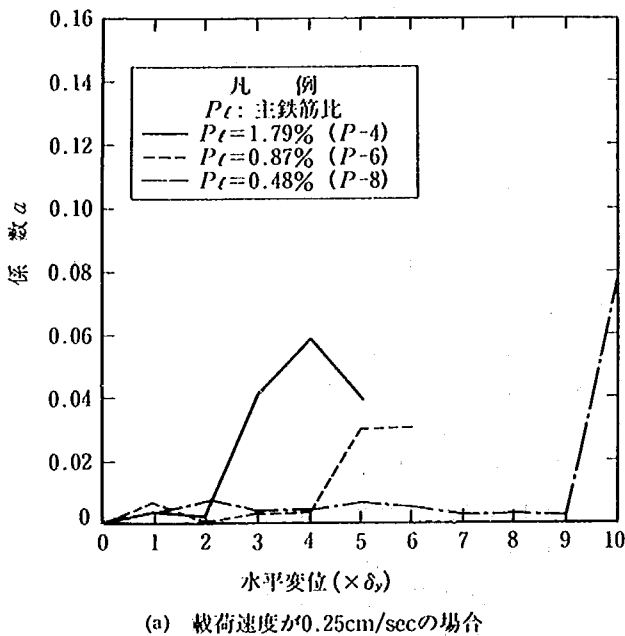
ある。ここで、供試体 P-18 及び P-30 はせん断破壊を、また、残りの供試体は曲げ破壊をしたものである。図 2-15-5 によれば、係数 a による剛性低下率は、せん断支間比 (破壊形態) によって、あまり変化しない。

[3] 主鉄筋比の影響

図 2-15-6 (a) は、矩型断面供試体に対する主鉄筋比 P_i ($P_i = 1.79\% \sim 0.48\%$) の影響 (ただし、載荷速度 0.25 cm/sec の場合) を示したものである。これによれば、主鉄筋比は剛性低下率に非常に大きな影響があり、 P_i が大きいほど、小さな載荷変位振幅段階から係数 a の急増がみられる。

[4] 載荷速度の影響

図 2-15-6 (b) は、図 2-15-6 (a) と同様の整理を載荷速度が 25 cm/sec の場合について示したものである。この場合には図 2-15-6 (a) と同様に、 P_i が大きいほど、小さな載荷変位振幅段階から係数 a の急増がみられるが、係数 a が急増する載荷変位振幅に着目すると、主鉄筋比が 1.79% 及び 0.87% の場合には、ともに、載荷速度が 25 cm/sec の場合の方が載荷速度が 0.25 cm/sec の場合よりも、ほぼ $1\delta_v$ 相当分だけ遅くなっている。これは、載荷速度が 25 cm/sec の場合の方が 0.25 cm/sec の場合よりも、剛性低下が大きく生じ始める変位振幅が大きいことを意味している。ただし、主鉄筋比が 0.45% の場合には、これとは反対の傾向となっている。

図2-15-5 係数 a によって表わしたせん断支間比の影響図2-15-6 係数 a によって表わした主鉄筋比の影響

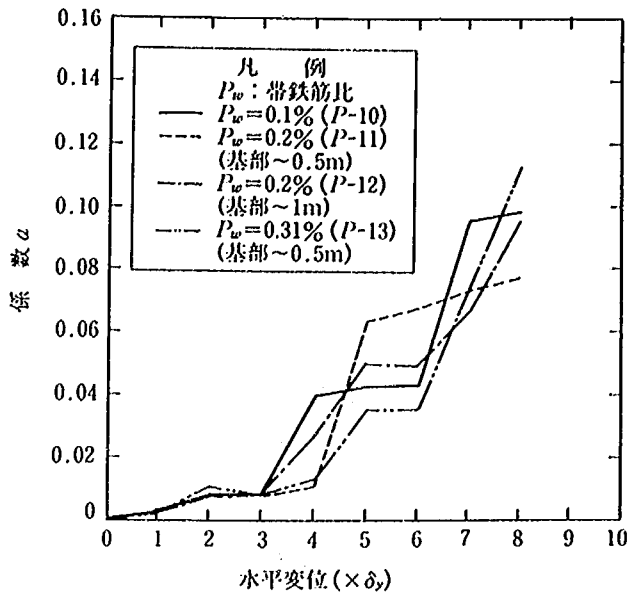
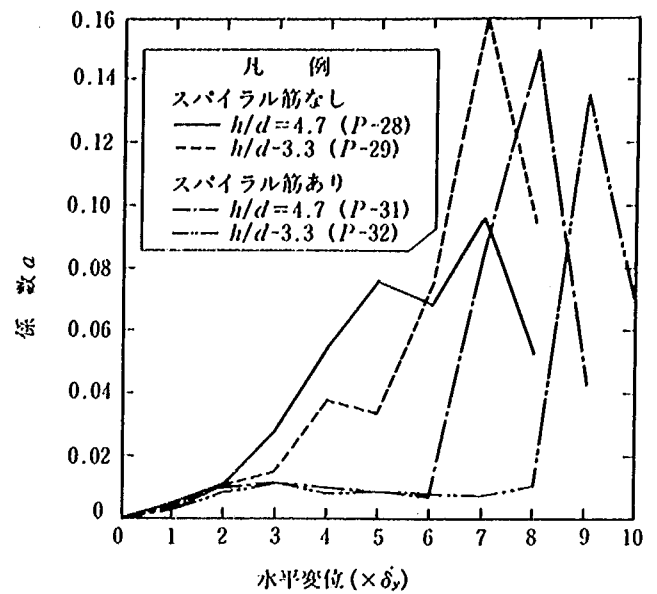
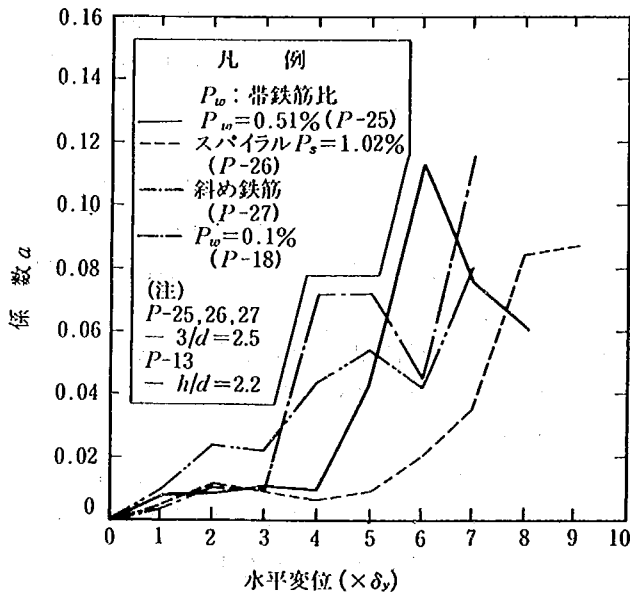
〔5〕帯鉄筋比の影響

図2-15-7は、曲げ破壊するせん断支間比 $h/d=5.4$ の供試体に対する帯鉄筋比 P_w の影響 ($P_w=0.1\% \sim 0.31\%$) を示したものである。これによれば、帯鉄筋比が多いほど、係数 a は小さい傾向にあるが、曲げ破壊する供試体に対する帯鉄筋の影響は、それほど顕著なものではない。ただし、係数 a が0.01から0.04程度の値に急増する変位振幅は、 $P_w=0.1\%$ の場合には $3\delta_y$ であるのに対して、 $P_w=0.31\%$ の場合には $4\delta_y$ と、 $1\delta_y$

分だけ遅くなっている点は注目される。

〔6〕せん断補強筋の影響

図2-15-8は、せん断支間比 $h/d=2.5$ の供試体(正方形断面)に対するやや密な帯鉄筋(帯鉄筋比0.51%)、斜め鉄筋(引張鉄筋の約1/4、帯鉄筋比0.1%)、らせん鉄筋(らせん鉄筋比1.02%)の影響を検討したものである。なお、これら3種のせん断補強筋を用いた場合には、いずれも、せん断破壊特有の斜めクラックをともなう破壊は生じていない。図中には、比較のため、

図2-15-7 係数 a によって表わした帯鉄筋比の影響図2-15-9 係数 a によって表わした円形断面橋脚に対するらせん鉄筋（スパイラル筋）の効果図2-15-8 係数 a によって表わしたスパイラル筋及び斜め鉄筋の効果

帯鉄筋比 0.1% の結果も示している。ただし、これはせん断支間比 $h/d=2.2$ の供試体に対する結果であり、上述の 2.5 と一致していないが、図 2-15-5 に示したように、係数 a により表わした剛性低下率に対するせん断支間比の影響が顕著でないことから、参考になり得ると思われる。

帯鉄筋比 0.1% の場合を基本にして、各種のせん断補強筋の影響を検討すると、以下のようになる。

1) 載荷変位振幅が $3\delta_y$ までは、係数 a が小さいことから、斜め鉄筋は有効である。ただし、載荷変位振

幅が $3\delta_y$ 以上となると、係数 a は 0.01 から 0.07 以上と急増する。

2) 帯鉄筋比を 0.51% と密にすると、係数 a の急増を $4\delta_y$ 程度まではおさえることができる。

3) らせん鉄筋を用いた場合には、載荷変位振幅 $5\delta_y$ 程度の範囲まではおさえることができ、剛性低下を防止するためには、極めて有効である。

なお、図 2-15-9 は、円形断面に対するらせん鉄筋の効果を示したものである。

[7] 平均的な剛性低下率

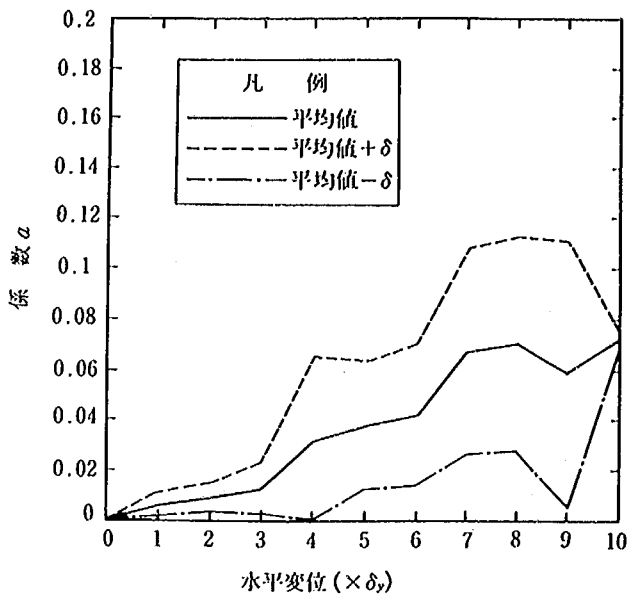
以上に示した 20 体の供試体に対して、係数 a の平均値及びこれに標準偏差の 1 倍を加減した結果を示すと、図 2-15-10 のようになる。これによれば、係数 a はおおむね以下のような特徴を有している。

$$a \approx \begin{cases} 0.01 & \delta \leq 3\delta_y \\ 0.04 & 4\delta_y \leq \delta \leq 6\delta_y \\ 0.08 & \delta \geq 7\delta_y \end{cases} \quad (2-10)$$

なお、これは基本的には、一般に $4\delta_y$ 程度になるとかぶりコンクリートの剝離が、また、 $7\delta_y$ 以上になると主鉄筋の破断が、それぞれ、生じ始めることに関連している。

2.15.5 ま と め

一定振幅のくり返し載荷に伴う剛性低下率を式 (2-8) により定義し、式 (2-9) による剛性低下係数 a により、動的載荷実験結果の解析を行った。本検討の結論は以下の通りである。

図2-15-10 係数 a の平均値及び標準偏差 δ

1) 係数 a の全体的な特徴は、式 (2-10) によって表される。

2) 主鉄筋比 P_t 及びせん断補強筋は、係数 a に大きな影響を与える。

3) 載荷速度が 25 cm/sec の場合には、0.25 cm/sec の場合よりも、ほぼ $1\delta_y$ 相当分だけ、係数 a が急増する載荷変位が大きい。

4) せん断支間比及び曲げ破壊する場合の帯鉄筋比 ($P_w=0.1\sim0.31\%$) は、係数 a に大きな影響を与えない。

参考文献

- 1) Park, R.: Ductility Evaluation from Laboratory and Analytical Testing, Proc. 9th World Conference on Earthquake Engineering, pp. VIII605-616, Tokyo/Kyoto, Japan, August 1988
- 2) 例えば、田治見 宏：建築振動学，建築構造講座，第17巻，コロナ社，昭和40年
- 3) 川島一彦，相沢 興，高橋和之：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所報告，第166号，建設省土木研究所，昭和60年9月
- 4) 川島一彦，相沢 興：強震記録の重回帰分析に基

づく加速度応答スペクトルの距離減衰式，土木学会論文集，第350号，I-2，pp. 181-186，昭和59年10月

- 5) 建設省土木研究所：新耐震設計法(案)，総プロ「新耐震設計法の開発」研究報告書，土木研究所資料，第1185号，昭和52年3月
- 6) Astaneh, A.: Steel Bridges and Overcrossings, U.S. National Conference on Loma Prieta Earthquake, San Francisco, 1990
- 7) 川島一彦，藤野陽三，家村浩和，後藤洋三：2.1 ロマプリエータ地震による橋梁の被災とその特性，耐震工学委員会報告，土木学会論文集，第422号/I-1，平成2年
- 8) 川島一彦，相沢 興，高橋和之：最大地震動及び応答スペクトルの推定式に及ぼす強震記録の水平2成分合成の影響，土木学会論文集，第329号，pp. 49-56，昭和58年1月
- 9) 滝口克巳他：水平2方向変位に対するRC柱の復元力に関する研究，その1～その3，日本建築学会論文集，第286号，昭和54年，第289号，昭和55年，第315号，昭和57年
- 10) 芳村 学，青山博之，川村 満：2方向外力を受けるRC構造物の解析，その1～2軸曲げを受けるRC柱の解析，日本建築学会論文報告集，第298号，昭和55年
- 11) 山田善一，家村浩和：PC斜張橋タワーの地震時2軸曲げ耐力に関する調査研究，(財)防災研究協会，昭和61年3月
- 12) 例えば，川島一彦：ニュージーランドにおける道路橋の耐震及び免震設計技術，橋梁と基礎，Vol. 89-2，pp. 17-22，平成元年2月
- 12) 例えば，川島一彦，岩崎敏男：米国における道路橋の耐震設計とその変遷，橋梁と基礎，Vol. 90-3，pp. 31-37，平成2年3月
- 14) 池田尚治，山口隆裕，恵谷舜吾：コンクリート円環柱の耐荷挙動に関する研究，第8回コンクリート工学年次学術講演会論文集，昭和61年
- 15) 佐伯彰一他：第9編 橋梁関係の被害，1978年宮城県沖地震震害調査報告，土木研究所報告，第159号，昭和58年3月

3. 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能の解析

3.1 概 説

前章では、RC 橋脚の非線形域における力学的な特性を動的載荷実験により検討したが、これを耐震設計に反映するためには適切な力学モデルにより、これを正しく表現することが重要である。耐震設計に反映するためには、RC 橋脚の動的耐力及び変形性能を計算により正しく推定できなければならない。RC 橋脚の動的耐力及び変形性能の計算法としては、いろいろの方法が提案されているが、基本的には橋脚断面を細分し、それぞれの中でコンクリート及び鉄筋の応力-ひずみの関係を仮定して曲率と曲げモーメントの関係を求めるものが多い。この際には、帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果をどのように表わすかが重要である。コンクリートの耐力及び変形性能は、適切に拘束を加えることにより、大きく増加することが知られている。道路橋示方書 V 耐震設計編では、基本的に太田らによる算定式に基づき RC 橋脚の耐力・変形性能の算定法を示している^{1)~4)}。

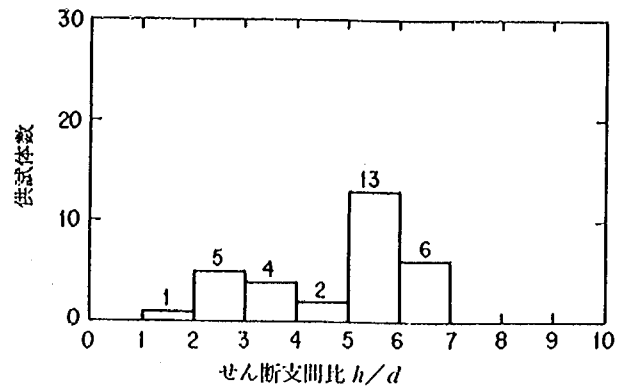
このため、この章では、前章に示した模型橋脚の中から何体かを取り出して、耐力及び変形性能がどの程度正しく道路橋示方書に示される方法により推定されるかを検討する。

3.2 解析対象とした RC 橋脚模型

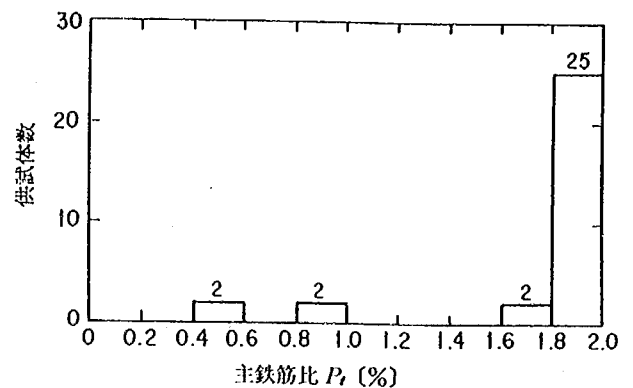
解析には、前章に示した RC 橋脚模型の中から表 3-1 に示す 25 体を取り出した。これらの供試体は、載荷くり返し回数の影響、載荷速度の影響、帯鉄筋比の影響、せん断補強筋の影響等を系統的に調査するために実験に用いたものである。したがって、各供試体は、検討項目に合わせて、着目しているパラメータの上限と下限をおさえる形で、特徴を有するものである。全体としての供試体の特徴をつかむため、せん断支間比、主鉄筋比及び帯鉄筋比の分布を示すと図 3-1 のようになる。なお、表 3-1 に示した 25 供試体中、P-18、21、30 の 3 体は、最終的にせん断破壊し、その他の供試体は、曲げ破壊したものである。

3.3 耐力及び変形性能の計算法

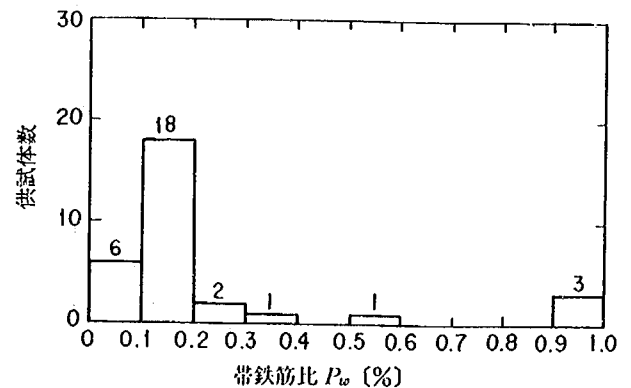
橋脚模型の最大曲げ耐力（終局曲げ耐力）及び終局曲げ変位は、道路橋示方書 V 耐震設計編に示されている方法を基本として、次のように求める。まず、橋脚



(a) せん断支間比の分布



(b) 主鉄筋比の分布



(c) 帯鉄筋比の分布

図3-1 解析対象とした供試体の構造特性

を高さ方向に m 分割し、それぞれの要素内でコンクリート及び鉄筋の応力度-ひずみの関係を図 3-2 のように仮定する。平面保持の法則を仮定して、次のつり合い条件を満足する中立位置を求める。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} \quad (3-1)$$

ここで、

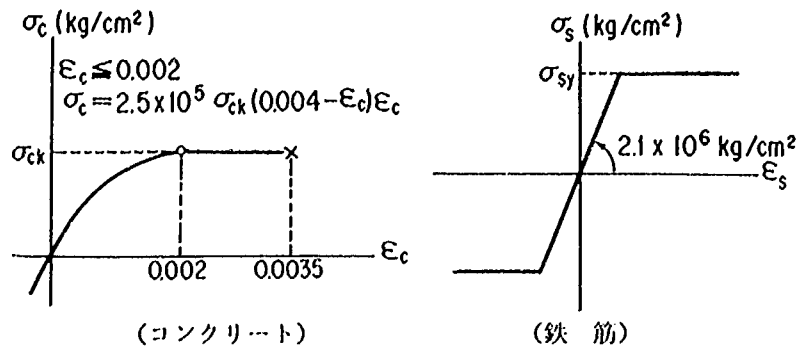
N : 各要素に作用する軸力

σ_{ci} , σ_{si} : 各微小要素内のコンクリート及び鉄筋

表3-1 解析に用いた実験供試体

供試体 番号	断面 寸法 D×W [cm]	かぶり 深さC [cm]	橋脚 高さh [cm]	せん断 支間比 h/a	主 鉄 筋					帯 鉄 筋			コンクリート			載 荷 力	
					材質、径 φ [mm]	段落し	側方筋	主 鉄 筋 比 [%]	降伏点強度 σ_{sy} [kgf/cm ²]	材質、径 φ [mm]	帯 鉄 筋 比 [%]	降伏点強度 σ_{sy} [kgf/cm ²]	材 料	最 大 骨材径 [mm]	圧縮強度 [kgf/cm ²]	載荷速度 [cm/sec]	くり返 し回数 [回]
P-4	40×80	5	240	6.9	SD295A,19	無し	無し	1.79	3792	SR235,9	0.08	3660	早強ポルトラ ンドセメント	20	290	0.24	10
P-5	40×80	5	240	6.9	SD295A,19	"	"	1.79	3792	SR235,9	0.08	3660	"	20	258	25	10
P-6	40×80	5	240	6.9	SD295A,16	"	"	0.87	3625	SR235,9	0.08	3660	"	20	290	0.24	10
P-7	40×80	5	240	6.9	SD295A,16	"	"	0.87	3625	SR235,9	0.08	3660	"	20	258	25	10
P-8	40×80	5	240	6.9	SD295A,13	"	"	0.48	3704	SR235,9	0.08	3660	"	20	290	0.24	10
P-9	40×80	5	240	6.9	SD295A,13	"	"	0.48	3704	SR235,9	0.08	3660	"	20	258	25	10
P-10	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	"	有り	2.03	3144	SR235,9	0.1	2776	"	10	319	25	10
P-11	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.2	2776	"	10	327	25	10
P-12	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.2	2776	"	10	321	25	10
P-13	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.31	2776	"	10	334	25	10
P-16	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	有り	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	2776	"	10	325	25	10
P-17	50×50	3.5	175	3.8	SD295A,13	無し	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	2776	"	10	338	25	10
P-18	50×50	3.5	100	2.2	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	2776	"	10	334	25	10
P-19	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	2776	"	10	340	25	3
P-20	50×50	3.5	175	3.8	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	2776	"	10	324	25	3
P-21	50×50	3.5	100	2.2	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	2776	"	10	321	25	3
P-22	50×50	3.5	250	5.4	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	2776	"	10	320	25	5
P-25	50×50	3.5	116	2.5	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.51	3494	"	10	390	25	10
P-26	50×50	3.5	116	2.5	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	1.02	3494	"	10	390	25	10
P-27	50×50	3.5	116	2.5	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	3494	"	10	390	25	10
P-28	φ56.4	3.5	250	4.7	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	3494	"	10	406	25	10
P-29	φ56.4	3.5	175	3.3	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	3494	"	10	406	25	10
P-30	φ56.4	3.5	100	1.9	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	0.1	3494	"	10	406	25	10
P-31	φ56.4	3.5	250	4.7	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	1.02	3494	"	10	406	25	10
P-32	φ56.4	3.5	175	3.3	SD295A,13	"	"	2.03	3144	SR235,9	1.02	3494	"	10	406	25	10

注1) $d = D - c$ 2) P-1～P-3 (慣性力の補正ができない), P-14, P-15 (主鉄筋段落しによる破壊), P-23, P-24 (直交2方向載荷), P-33, P-34 (斜め載荷) については、
ここでの解析対象としていない。

図3-2 コンクリート及び鉄筋の応力 σ ～ひずみ ϵ 関係の仮定

の応力度

A_{ci} , A_{si} : 各微小要素内のコンクリート及び鉄筋の断面積

中立軸が求まれば、曲げモーメント M 及び曲率 ϕ は、次式により求められる。

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} x_i \cdot A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} x_i \cdot A_{si} \quad (3-2)$$

$$\phi = \epsilon_{co} / x_0 \quad (3-3)$$

ここで、

x_i : 各微小要素内のコンクリート、または、鉄筋から中立軸までの距離

ϵ_{co} : コンクリートの縁ひずみ

X_0 : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離

降伏時及び終局時の曲げモーメントを M_y , M_u 、同じく曲率を ϕ_y , ϕ_u と表わすと、 M_y , ϕ_y は、鉄筋のひずみを $\epsilon_s = \sigma_{sy} / E_s$ (σ_{sy} : 鉄筋の降伏点強度, E_s : 鉄筋のヤング係数) として、また M_u , ϕ_u は、コンクリートの終局ひずみ $\epsilon_c = 0.0035$ と仮定して、それぞれ、求めることができる。コンクリートの終局ひずみ $\epsilon_c = 0.0035$ は、道路橋示方書III編及びV編によったものである。

ここで重要な点は、“終局”については、実験と計算では、その定義が異なる点である。すなわち、実験では、2章に示したように、橋脚天端の水平力 P ～変位 δ の関係が最大値をとった後に再び低下し、降伏耐力 P_y に達した時を終局と定義した。これに対して、計算では、コンクリートの縁のひずみが 0.0035 に達した瞬間を終局とみなしている。もともと、終局状態の定義については、各種の考え方があり、ここでは、実験、計算ともに、それぞれ、従来から広く用いられてきた考え方にしたがって検討を進めているが、両者は同一

ではないことに留意しなければならない。

以上のようにして、各要素での曲率が求められれば、曲げ変形による橋脚天端の変位 δ_1 は、曲率 ϕ を高さ方向に積分することにより、次のように求めることができる。

$$\delta = \int \phi \cdot y \cdot dy \quad (3-4)$$

ここに、

δ : 上部構造の慣性力の作用位置における変位

ϕ : 曲率

y : 上部構造の慣性力の作用位置からの距離

RC 橋脚模型では、式 (3-4) の y は、橋脚天端からの距離となる。

また、フーチングからの鉄筋の伸び出しによる橋脚天端の変位 δ_2 は次式により求められる。

$$\delta_2 = \theta \cdot H \quad (3-5)$$

ここで、

H : 橋脚高さ

θ : 橋脚基部底面の回転角で、鉄筋の平均付着応力度から求められる。

以上により、橋脚天端に水平力 P を与えた場合の天端変位 δ は、曲げ変形による変位 δ_1 とフーチングからの鉄筋の抜け出しによる変位 δ_2 を加え合わせるにより、次のように求められる。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 \quad (3-6)$$

一方、供試体のせん断耐力は、道路橋示方書コンクリート橋編にしたがい、次式により求める。

$$P = \frac{A_w \sigma_{sy} \cdot d}{1.15a} + \tau_a b_w d \quad (3-7)$$

ここで、

A_w : 帯鉄筋の断面積 [cm²]

σ_{sy} : 帯鉄筋の間隔 [kg/cm²]

d : 橋脚断面の有効高さ [cm]

a : 帯鉄筋の間隔 [cm]

b_w : 橋脚断面の幅

ここで、 σ_{sy} は、帯鉄筋の引張試験から、また、 τ_a は次式により、それぞれ求めた。

$$\tau_a = 0.015 \sigma_{ck} \quad (3-8)$$

なお、式 (3-8) は許容応力度法に用いるコンクリートのせん断耐力を与えるものであり、ここには、すでに安全率が含まれている。したがって、式 (3-8) を用いて式 (3-7) により求めた値は実験値より小さな値を示すと予想されるが、実験値との比較を示すために、あえて式 (3-7) を用いることとしたものである。

3.4 RC 橋脚模型に対する耐力及び変形性能の検討

3.4.1 水平力 P ~ 橋脚天端変位 δ の関係

前節に示した解析法により、25 供試体の耐力及び変形性能を計算した結果が表 3-2 である。これより、代表的な供試体に対する P - δ の関係を実測値と比較して示すと、図 3-3 のようになる。

これによれば、曲げ破壊する供試体で主鉄筋の配置が梁状 (側方鉄筋なし) の供試体 ($P-4$) では、降伏以後、耐力は大きく上昇しないが、主鉄筋の配置が柱状 (側方筋あり) の供試体 ($P-10$) では、降伏以後、耐力は一度大きくなり、最大耐力に達した後に、徐々に減少して終局状態に達していく。これに対して、解析値の方は、降伏以後、終局耐力に向かって耐力が漸増しており、柱状供試体の実験結果にみられるような降伏以後の大幅な耐力の上昇と最大耐力以後の耐力減少は生じない。したがって、梁状供試体については、計算値は実験値と比較的よく一致するが、柱状供試体の場合には、上記の点で、計算値は実験値を十分再現できていない。なお、計算上の耐力が変位振幅の増加とともに単調増加するのは、帯鉄筋の拘束によるコンクリートの強度の増加と最大強度以後の強度低下を考慮していないためであり、今後こうした点に対する計算法の改良が必要とされる。

曲げ破壊を生じる供試体では、一般に主鉄筋の破断が生じることにより最大耐力に達した後徐々に耐力の低下が生じるが、主鉄筋が破断し始める変位と計算上の終局変位を比較した結果が図 3-4 である。これによれば、両者は比較的よく一致しており、計算上の終局

変位に達するということは、おおむね、主鉄筋の破断が生じ始める段階と見ることができる。

これに対して、図 3-3 (c) に示したせん断破壊した供試体 ($P-18$) の P - δ 関係は、実際の破壊機構がせん断型であるのに、計算では曲げ変形を仮定しているため、当然違いがみられる。ただし、両者は全く違うというわけではなく、計算値はある程度実験上の P - δ 関係を近似している。

3.4.2 最大耐力の検討

実験により求めた最大耐力 P_M と、計算により求めた終局曲げモーメント M_u に相当する橋脚天端の水平力 $P_B (=M_u/H$, 以下、これを曲げ耐力と呼ぶ) 及びせん断耐力 P_s の関係を求めた。

まず、図 3-5 は、実験上の最大耐力 P_M と計算上の曲げ耐力 P_B の関係を示したものである。これによれば、曲げ破壊した 22 供試体はもちろん、せん断破壊した 3 供試体 ($P-18$, 21, 30) についても、 P_B は P_M とよく一致している。供試体 $P-18$, 21, 30 の帯鉄筋比は、0.1% であり、少なくとも、この程度の帯鉄筋が配置されていれば、せん断破壊した場合であっても、 P_B は P_M をよく表わすことは興味深い。

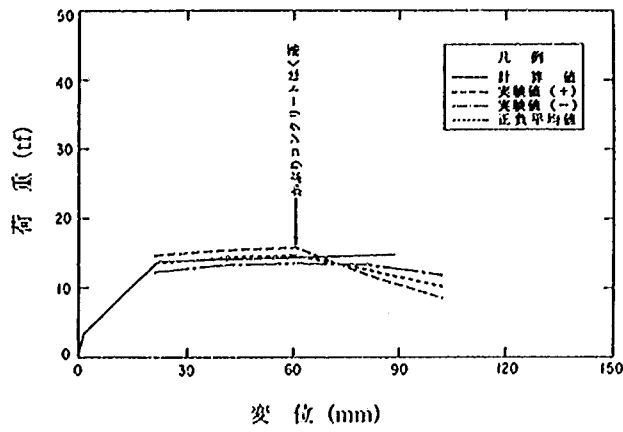
供試体の曲げ耐力 P_B とせん断耐力 P_s が異なる場合には、当然、両者のうちの小さい方の値により耐力が決まるはずである。したがって、 P_B と P_s のうち、いずれか小さい方の値と、実験から求めた最大耐力 P_M の関係を示した結果が図 3-6 である。ここで、せん断耐力 P_s が曲げ耐力 P_B よりも小さく、計算上はせん断破壊すると判定される供試体は $P-17$ (せん断支間比 $h/d=3.8$), $P-18$ ($h/d=2.2$), $P-20$ ($h/d=3.8$), $P-21$ ($h/d=2.2$), $P-27$ ($h/d=2.5$), $P-30$ ($h/d=1.9$) の 6 体である。このうち、実際にせん断破壊したのは上述したように、 $P-18$, 21, 30 の 3 体であり、せん断支間比 $h/d=3.8$ の供試体 $P-17$, 20 と、せん断支間比 h/d は 2.5 ではあるが、斜め鉄筋を配した $P-27$ は、ともに、せん断破壊せず、曲げ破壊している。したがって、計算上斜め鉄筋の影響を見込んでいない $P-27$ は別として、せん断破壊した $P-18$, 21, 30 の 3 体を除く 21 供試体については、実験値と計算値の一致度は、かなりよいことがわかる。これに対して、せん断破壊した $P-18$, 21, 30 については、実験により求めた最大耐力 P_M は、計算上のせん断耐力 P_s の約 2 倍となっている。

3.4.3 変形性能の検討

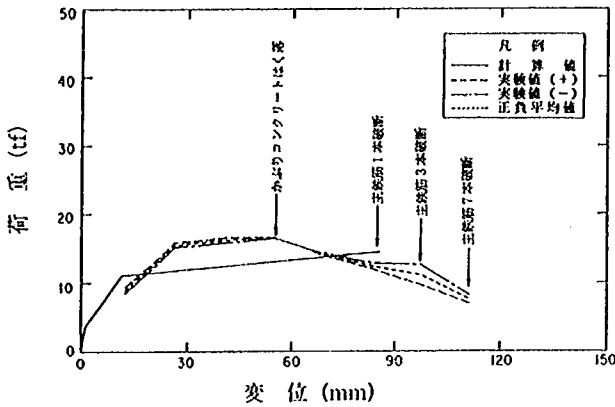
降伏変位 δ_y について、実験値と計算値を比較した結果が図 3-7 である。これによれば、せん断破壊した供

表3-2 供試体の耐力及び変形性能

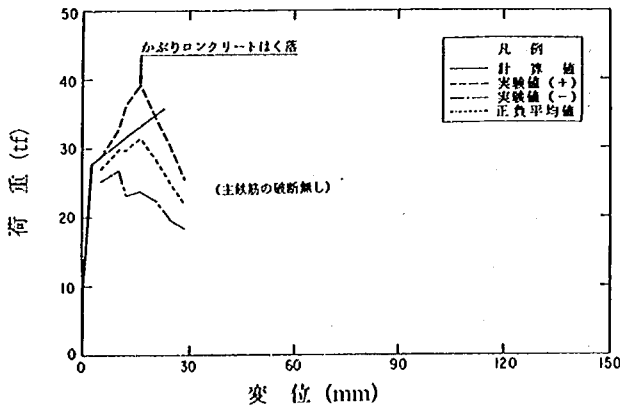
供試体 No.	道路橋示方書V耐震設計編による計算値（ただし抜け出しは新耐震設計法（案）による												道路橋示方書IIIコン クリート橋編による 計算値		実 験 値			
	曲げによる変位 δ_1 [mm]			抜け出しによる変位 δ_2 [mm]			曲げ及び抜け出しによる 変位 $\delta=\delta_1+\delta_2$ [mm]			水平荷重 [t]					変 位 [mm]		耐 力 [tf]	
	ひ わ れ δ_c	降 伏 δ_y	終 局 δ_u	ひ わ れ δ_{2c}	降 伏 δ_{2y}	終 局 δ_{2u}	ひ わ れ δ_c	降 伏 δ_y	終 局 δ_u	ひ わ れ P_c	降 伏 P_y	終 局 P_u	終局曲げ耐力に達 する時の水平荷重 P_{BU} [tf]	せん断 耐力 P_s [tf]	降 伏 δ_y	終 局 δ_u	降 伏 耐 力 δ_y	最 大 力 耐 力 P_u
P-4	1.02	12.76	24.8	0.37	8.93	64.03	1.39	21.69	88.8	3.4	13.8	14.8	4.6	19.26	19.0	69.0	14.3	15.5
P-5	0.97	13.08	24.01	0.36	9.1	64.65	1.33	22.18	85.7	3.3	13.7	14.7	14.5	17.92	19.0	79.0	13.8	16.8
P-6	1.03	9.07	34.13	0.31	6.33	66.22	1.34	15.4	100.4	3.1	6.8	7.6	7.5	19.26	12.2	80.0	7.1	8.8
P-7	0.97	9.41	31.55	0.3	6.42	63.24	1.27	15.83	94.8	3.0	6.7	7.5	7.4	17.92	12.2	86.0	7.1	10.1
P-8	1.03	5.15	51.7	0.25	4.9	72.74	1.28	10.05	124.4	3.0	4.0	4.7	4.7	19.26	5.4	55.0	4.3	4.8
P-9	0.97	5.7	44.18	0.24	4.97	64.68	1.21	10.67	108.4	2.8	4.0	4.7	4.6	17.92	5.4	55.0	3.9	5.0
P-10	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.4	3.6	11.1	14.4	14.3	16.84	13.0	92.6	11.6	16.8
P-11	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.4	3.6	11.1	14.4	14.3	22.83	13.0	85.5	11.5	16.8
P-12	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.4	3.6	11.1	14.4	14.3	22.62	13.0	86.4	11.5	16.9
P-13	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.4	3.6	11.1	14.4	14.3	28.85	13.0	102.5	10.3	16.3
P-16	0.95	8.21	48.76	0.22	3.43	36.98	1.17	11.64	85.7	3.6	11.1	14.4	14.3	17.15	13.0	97.4	10.3	17.0
P-17	0.46	3.95	23.88	0.15	2.4	26.18	0.61	6.35	50.1	5.1	15.9	20.5	20.4	17.5	7.5	59.2	15.9	24.2
P-18	0.15	1.29	7.78	0.09	1.37	14.94	0.24	2.66	22.7	8.8	27.7	35.8	35.5	17.36	3.9	20.2	27.6	39.1
P-19	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.4	3.6	11.1	14.4	14.3	17.57	13.0	125.9	10.9	16.6
P-20	0.46	3.95	23.88	0.15	2.4	26.18	0.61	6.35	50.1	5.1	15.9	20.5	20.4	17.01	7.5	70.8	15.5	24.6
P-21	0.15	1.29	7.78	0.09	1.37	14.94	0.24	2.66	22.7	8.8	27.7	35.8	35.5	16.91	3.9	19.9	27.7	42.7
P-22	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.4	3.6	11.1	14.4	14.3	17.29	13.0	114.5	10.9	16.7
P-25	0.22	1.88	10.61	0.11	1.62	17.67	0.33	3.5	28.3	8.3	26.3	33.8	33.5	49.54	5.7	37.5	27.3	37.4
P-26	0.22	1.88	10.61	0.11	1.62	17.67	0.33	3.5	28.3	8.3	26.3	33.8	33.5	85.48	5.8	50.0	26.6	38.4
P-27	0.22	1.88	10.61	0.11	1.62	17.67	0.33	3.5	28.3	8.3	26.3	33.8	33.5	20.79	5.1	29.5	28.5	42.5
P-28	0.93	7.33	37.84	0.21	3.09	20.65	1.14	10.42	58.5	3.2	10.1	14.9	14.7	21.35	12.0	70.5	11.8	17.2
P-29	0.45	3.58	18.57	0.15	2.16	14.49	0.6	5.74	33.1	4.6	14.4	21.2	20.9	21.35	6.6	51.5	14.6	25.1
P-30	0.15	1.17	6.07	0.09	1.23	8.3	0.24	2.4	14.4	8.0	25.1	37.1	36.5	21.35	3.8	22.5	25.8	42.7
P-31	0.93	7.33	37.84	0.21	3.09	20.65	1.14	10.42	58.5	3.2	10.1	14.9	14.7	86.04	11.6	104.5	10.4	16.9
P-32	0.45	3.58	18.57	0.15	2.16	14.49	0.6	5.74	33.1	4.6	14.4	21.2	20.9	86.04	7.1	74.0	14.7	25.4



(a) 主鉄筋の配置が梁状の場合 (P-4)



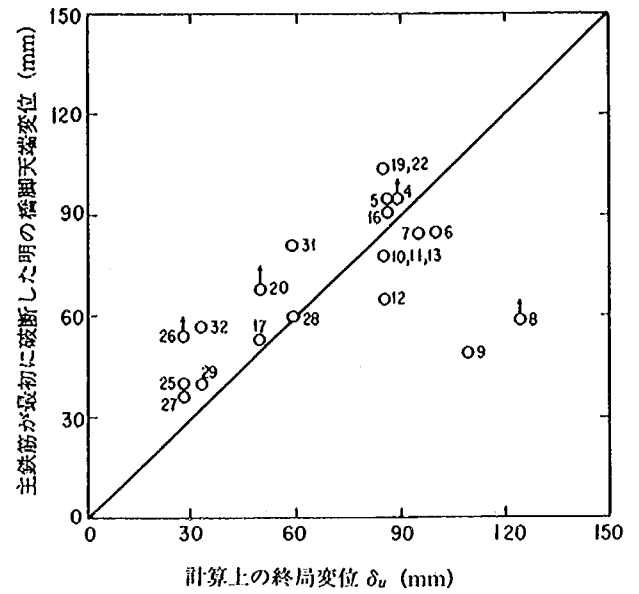
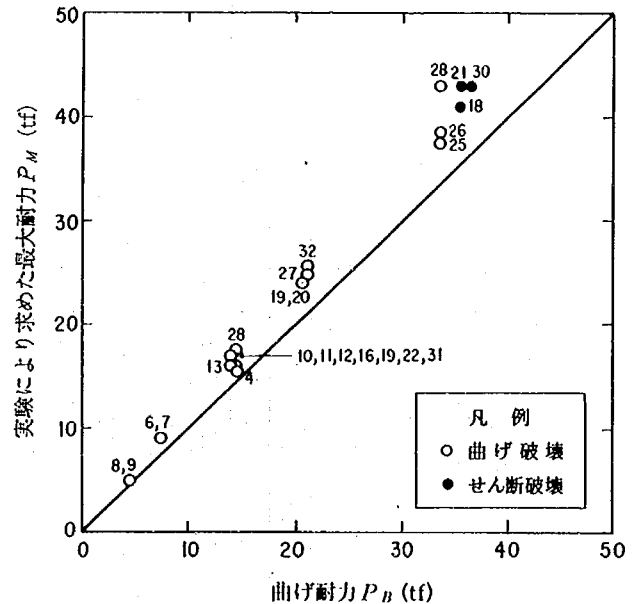
(b) 主鉄筋の配置が柱状の場合 (P-10)



(c) セン断破壊した場合 (P-18)

図3-3 実験により求めた橋脚天端変位～水平力の関係と計算値の比較例

試体を含めて、計算値は実験値をよく表わしているといえる。ここで、せん断破壊した供試体についても、両者の一致度がよいのは、いずれの供試体においても主鉄筋の降伏は実際に起こっており、この状態での天端変位を求める際の計算上の仮定には、特に問題がないためと考えられる。

図3-4 主鉄筋の破断が生じ始める橋脚天端変位と計算上の終局変位 δ_u の関係図3-5 曲げ耐力 P_B と実験による最大耐力 P_M の関係

次に、終局変位 δ_u について、実際値と計算値の比較を示した結果が図3-8である。この場合にも、計算上の δ_u は実験上の δ_u と全体としてよく対応しているといえることができるが、 δ_u の場合よりもばらつきは大きく、実験上の δ_u の $1/2 \sim 2$ 倍の範囲で変化している。これは、前述したように、終局変位 δ_u は、主鉄筋の破断が生じ始めるときの変位とおおむね対応しており、主鉄筋の破断が以下に示すように、帯鉄筋比、載荷くり返し回数、らせん鉄筋・主鉄筋比等、各種の条件に

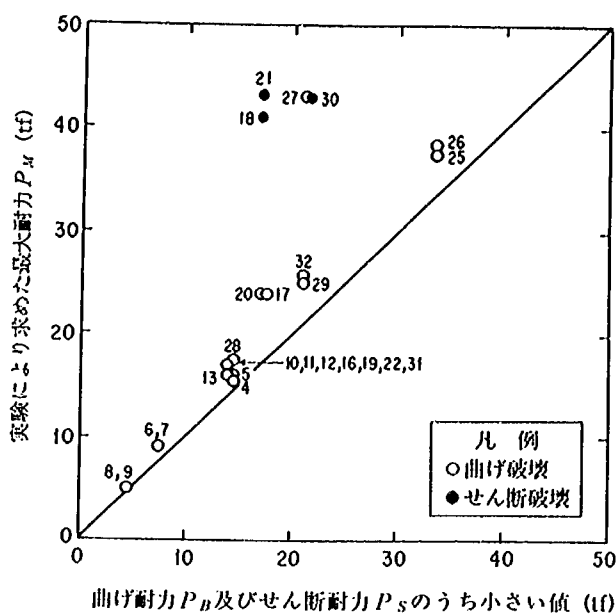


図3-6 曲げ耐力 P_B とせん断耐力 P_S のうちの小さい値と実験による最大耐力 P_M の関係

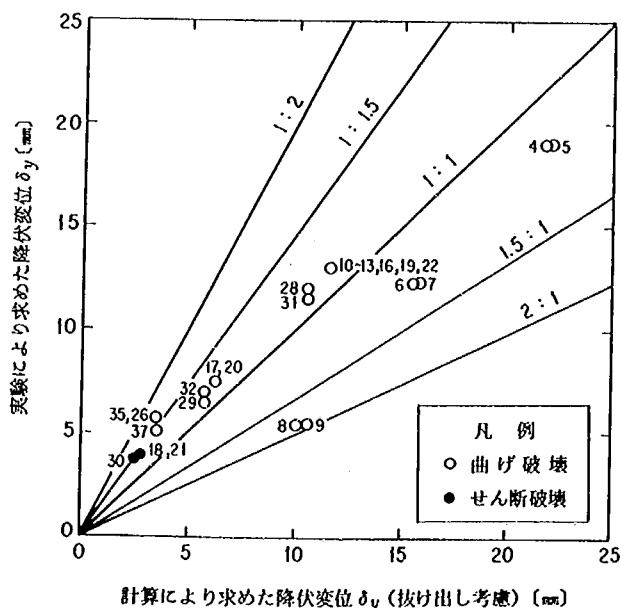


図3-7 実験による降伏変位 δ_y と計算値の比較

よって変化するためである。

1) 終局変位 δ_u に及ぼす帯鉄筋比及び載荷くり返し回数の影響

供試体 $P-10, 11, 12, 13, 16, 19, 22$ は、いずれもせん断支間比 $h/d=5.4$ 、主鉄筋比 $P_t=2.03\%$ で同一断面形状を有するため、計算上の終局変位 δ_u は同一となる。これに対して、実験値は図3-8に示したように $85.5 \sim 125.9 \text{ mm}$ の範囲で大きく変化している。このような違いが生じる原因を整理した結果が表3-3であり、これより以下の特徴が認められる。

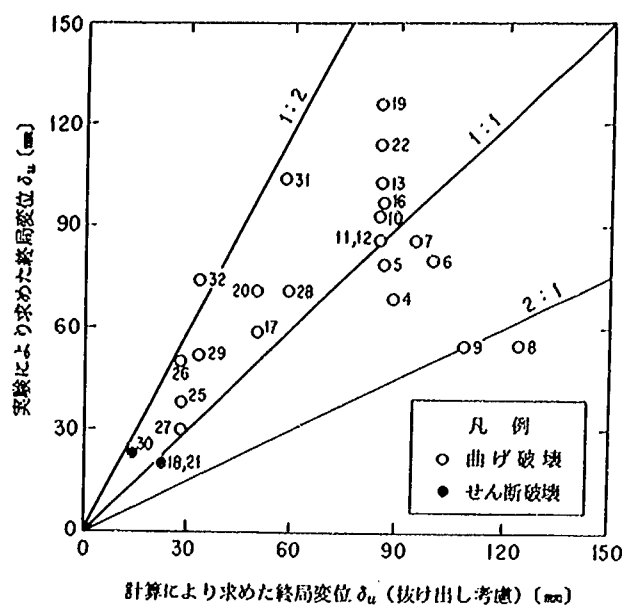


図3-8 実験による終局変位 δ_u と計算値の比較

i) 帯鉄筋比 P_w が増加すると、 δ_u は増加する。すなわち、 $P_w=0.1\%$ ($P-10$) の場合を基本とすると、 $P_w=0.3\%$ ($P-13$) の場合には、 δ_u は $92.6 \text{ mm} \sim 102.5 \text{ mm}$ へと約 10% 増加する。

ii) 一定振幅荷重漸増方式の載荷における同一変位振幅によるくり返し回数 n が少ない程、 δ_u は増加する。すなわち、 $n=3$ ($P-19$) あるいは、 $n=5$ ($P-22$) の場合の δ_u は $114.5 \text{ mm} \sim 125.9 \text{ mm}$ となっており、 $n=10$ の場合 ($P-10 \sim 12$) の $\delta_u=85.5 \sim 92.6 \text{ mm}$ の約 30% 増となっている。これは、主鉄筋の破断に対しては、繰り越し回数 n が非常に重要な意味を持ち、くり返し回数が小さい程、主鉄筋の破断は遅れるため、結果的に δ_u は大きくなるためである。

2) 終局変位 δ_u に及ぼすらせん鉄筋の影響

図3-8で供試体 $P-26, 31, 32$ はいずれも実験により求めた終局変位 δ_u が計算により求めた終局変位 δ_u を大きく上廻っているが、これは、 $P-26, 31, 32$ が橋脚基部にらせん鉄筋（帯鉄筋比 P_w 換算で 1.02% 相当）を巻いているためである。同一形状及びせん断支間比を有する他の供試体による結果と比較すると表3-4のようになり、らせん鉄筋を巻いた場合には、 $0.1 \sim 0.5\%$ 程度の帯鉄筋を用いた場合に比較して、終局変位 δ_u は約 40% 大きくなる。

3) 終局変位 δ_u に及ぼす主鉄筋比 P_t の影響

図3-8で、供試体 $P-8, 9$ は、上記らせん鉄筋の場合とは反対に、いずれも計算により求めた終局変位 δ_u が実験により求めた終局変位 δ_u を大きく上廻っている。このようになる理由は、 $P-8, 9$ の主鉄筋比 P_t が 0.48% と小さく、このため、主鉄筋の降伏が進行する

表3-3 終局変位 δ_u に及ぼす帯鉄筋比及び載荷くり返し回数の影響

供試体 No.	終局変位 δ_u (mm)		計算値 実験値	供 試 体 の 特 徴
	実験値	計算値		
P-10	92.6	85.4	0.92	特になし (標準供試体)
P-11	85.5	85.4	1.00	$P_w=0.2\%$
P-12	86.4	85.4	0.99	$P_w=0.2\%$
P-13	102.5	85.4	0.83	$P_w=0.3\%$
P-16	97.4	85.7	0.88	特になし (標準供試体)
P-19	125.9	85.4	0.68	同一変位振幅によるくり返し回数 $n=3$ 回
P-22	114.5	85.4	0.75	" $n=5$ 回

注) 標準供試体 $P_t=2.03\%$, $P_w=0.1\%$, $n=10$ 回, $h/d=5.4$

表3-4 終局変位 δ_u に及ぼすらせん鉄筋の影響

供試体 No.	終局変位 δ_u (mm)		計算値 実験値	供 試 体 の 特 徴
	実験値	計算値		
P-18	20.2	22.7	1.12	$h/d=2.2$
P-25	37.5	28.3	0.75	$h/d=2.5$ 帯鉄筋密 ($P_w=0.5\%$)
P-26	50.0	28.3	0.57	$h/d=2.5$ らせん鉄筋 ($P_w=1.0\%$)
P-28	70.5	58.5	0.83	$h/d=4.7$
P-29	51.5	33.1	0.64	$h/d=3.3$
P-31	104.5	58.5	0.56	$h/d=4.7$, らせん鉄筋 ($P_w=1.0\%$)
P-32	74.0	33.1	0.45	$h/d=3.3$, らせん鉄筋 ($P_w=1.0\%$)

注) いずれの供試体も主鉄筋比 $P_t=2.03\%$

P-18, 28, 29の帯鉄筋比 $P_w=0.1\%$

だけで、なかなか縁コンクリートのひずみが0.0035に達しないことから、計算上終局変位 δ_u が非常に大きく求められたものである。このように主鉄筋比の低い橋脚に対しては、縁コンクリートのひずみとは別の観点から終局変位の定義が必要とされよう。

今回解析対象とした供試体は、各種のパラメータを大きく変化させて、その影響を見るということに目的がある。したがって、こうしたパラメータのうち、主鉄筋の破断にかかわる項目に大きく関係するパラメータの影響を検討した P-13 (帯鉄筋比大), P-19, 22 (くり返し回数小), P-26, 31, 32 (らせん鉄筋あり), P-8, 9 (主鉄筋比小) といったケースを除けば、

計算により求めた終局変位 δ_u は、実験の δ_u とよく一致しているといえることができる。

なお、ここで、せん断破壊した供試体 P-18, 21, 30 についても、実験値と計算値がよく一致しているのが注目される。

以上に示した降伏変位 δ_y 及び終局変位 δ_u をまとめて、これをじん性率 $\mu (= \delta_u/\delta_y)$ の形で実験値と計算値の比較をした結果が図 3-9 である。かなりのばらつきがあるが、全体としての傾向を与えていると考えることができる。

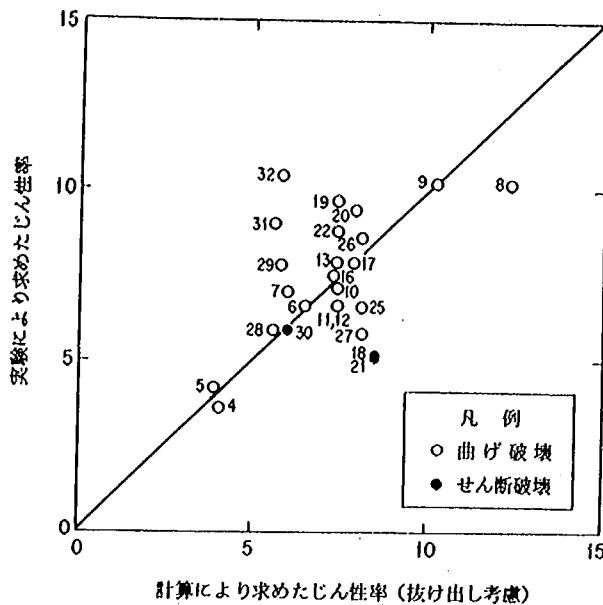


図3-9 実験によるじん性率と計算により求めたじん性率の比較

3.5 まとめ

25 供試体に対する動的載荷実験結果をもとに、道路橋示方書 V 耐震設計編に規定されている耐力及び変形性能の適用性を検討した。本検討結果をまとめると以下ようになる。

1) 橋脚天端の作用力 P ～変位 δ の関係をフーチングからの主鉄筋の抜け出しを考慮して求めると、全体としての傾向は、かなりよく一致する。ただし、詳細にみると、主鉄筋の配置が梁状供試体(側方筋なし)の場合には、解析値は実験で求めた P ～ δ の特徴をよく再現するのに対して、主鉄筋の配置が柱状(側方筋あり)の場合には、実験結果にみられる降伏以後の耐力増加及び最大耐力以後の耐力の減少を解析により再

現することができない。これは、解析計算では帯鉄筋の拘束にともなうコンクリートの強度の増加を考慮していないためであり、こうした点について、今後、解析法の改良を進めていく必要がある。

2) 載荷実験により求めた最大耐力 P_M と解析によって求めた曲げ耐力 P_B はよく一致する。ここで注目すべき点は、せん断破壊した供試体についても、実験により求めた最大耐力 P_M が上記の方法により求めた曲げ耐力 P_B とよく一致する点である。破壊のメカニズムは異なるが、今回対象としたように帯鉄筋比が 0.1% 以上の橋脚については、せん断破壊する場合についても本章に示した方法を用いれば、橋脚の最大耐力をある程度の精度で計算できることを示している。

3) 式 (3-6) によるせん断耐力の算定式は、ここで検討対象とした供試体のせん断耐力の約 1/2 の値を与える。

4) 載荷実験における終局変位と式 (3-5) により求めた終局変位は、両者の定義が異なるにもかかわらず、結果的にはよく一致する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，昭和 55 年
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，平成 2 年 2 月
- 3) 太田 実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究，土木研究所報告，第 153 号，昭和 55 年 3 月
- 4) 太田 実：繰り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，土木学会論文集，第 92 号，昭和 54 年 12 月

4. 鉄筋コンクリート橋脚の非線形応答特性

4.1 概 説

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ためには、まず、大地震時に RC 橋脚がどの程度非線形域の変形を生じるかを推定することが必要となる。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、非線形動的解析を行うことにより求めることができる。しかし、実務設計において、一々複雑で大型計算機を必要とする非線形動的解析を行うことはできない。このため、何らかの方法で弾性応答から非線形応答を容易に推定し得る手法が必要とされる。

本章では、弾性応答から非線形応答を推定する手法として Newmark らにより提案されている等価エネルギー法¹⁾に着目し、これを実際の RC 橋脚に適用するとともに、わが国で得られた多数の強震記録をもとに、その適用性及び精度を検討する。

4.2 等価エネルギー法の概要

等価エネルギー法は、線形系の最大応答変位から非線形系の最大応答変位を簡便に計算できる手法として、Newmark らにより 1960 年に提案されたものである。すなわち、今、図 4-1 (a) に示すような非線形の履歴特性を有する 1 自由度系の基部にある入力地震動

が作用した場合の最大応答変位を δ_{NL} とする。 δ_{NL} を求めるためには、図 4-1 (a) の履歴特性を仮定した非線形動的解析を行わなければならないが、この代わりに、今、初期剛性 K を用いた線形動的解析により、同一の入力地震動に対する最大応答変位 δ_E を求める。線形系であれば、一々動的解析をしなくても、応答スペクトルにより簡単に、かつ、精度よく δ_E を推定することが可能である。 δ_E からいかにして δ_{NL} を求めるかが問題となるが、図 4-1 (b) に示すように δ_E までに貯えられるひずみエネルギー ($\triangle OBC$ の面積に相当する) と δ_{NL} までに貯えられるひずみエネルギー ($\square OAEF$ の面積に相当する) がおおむね等しいというのが Newmark らの等価エネルギーの基本的な考え方である。したがって、線形動的解析もしくは応答スペクトルにより線形系の最大変位 δ_E が求められれば、 $\triangle ABD$ と $\square CDEF$ が等しくなるような点 δ が非線形系の最大応答変位 δ_{NL} を近似する。

したがって、いま、初期剛性 K から 2 次剛性 K_1 に変化する変位を δ_y とすれば、 δ_{EL} は δ_E から次式により求めることができる。

$$\delta_{EL} = \begin{cases} 1/k_1 \cdot [\delta_y(1-k_1) + \sqrt{\delta_y^2(1-k_1) + k_1\delta_E^2}] & (k_1 \neq 0 \text{ の場合}) \\ 1/2\delta_y \cdot [\delta_y^2 + \delta_E^2] & (k_1 = 0 \text{ の場合}) \end{cases} \quad (4-1)$$

ここで、 $k_1 = K_1/K$ である。

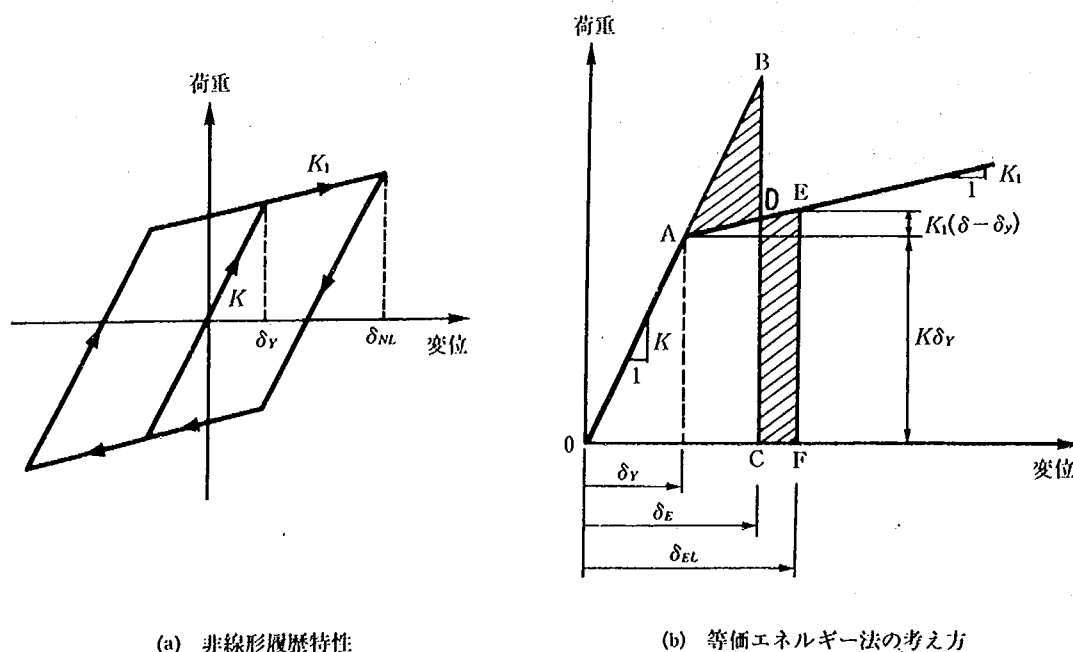


図4-1 非線形系の履歴特性及び等価エネルギー法

4.3 等価エネルギー法の適用性の検討方法

RC橋脚の非線形応答に対する等価エネルギー法の適用性を、非線形履歴復元力特性を有する1自由度系の最大応答と粘性減衰定数を持つ線形1自由度系の最大応答をもとに、図4-2のフローにしたがって検討することとする。検討の手順は以下のとおりである。

- 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 δ_E を等価エネルギー法(式(4-1))により、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 δ_{EL} と①によって求めた δ_{NL}

の一致度を次式により定義する係数 α によって表わす。

$$\alpha = \delta_{EL} / \delta_{NL} \quad (4-2)$$

- ⑤ 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

上記の手法を用いるに際して、設けた仮定等は以下のとおりである。

1) 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 は降伏点剛性 K_y を用いて次式により求める。

$$T = 2\pi \sqrt{W / K_y G} \quad (4-3)$$

ここで、

W : 上部構造を含む橋脚重量で、次式で算出する。

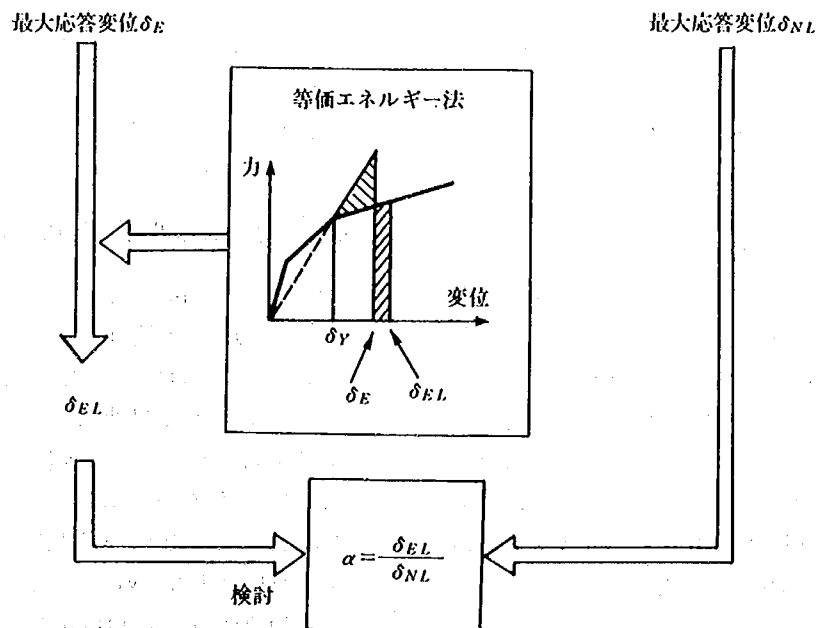
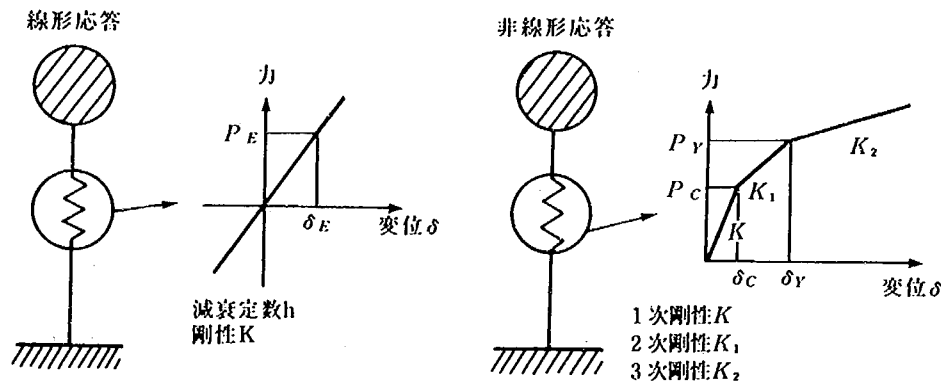


図4-2 等価エネルギー法の適用性検討フロー

$$W = W_u + 0.3 W_p \quad (4-4)$$

W_u : 上部構造の重量

W_p : 橋脚躯体の重量

g : 重力の加速度

降伏剛性は、2章に示した方法により求めた。ただし、フーチングからの鉄筋の抜き出しは無視した。ここで、降伏点剛性を用いたのは、以下の理由による。

i) 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、繰り返し計算を必要とする

ii) 繰り返し計算を避けるためには、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。

iii) 橋脚の初期剛性としては、原点とコンクリートのひび割れ発生点を結んだ剛性が考えられるが、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場合が多い。

iv) 一般にコンクリートの引張部は無視して設計されている。

2) RC 橋脚の減衰定数

地震時に橋脚に作用する減衰としては、i) 橋脚の非線形復元力特性に起因する履歴減衰、ii) 橋脚躯体から下部構造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小さいことから、i) 及びii) が主要なものということになる。

非線形動的解析では、計算上の過程でi) による減衰を自動的に見込むことができる。したがって、上記ii) 及びiii) に伴う減衰は別途見込む必要があるが。ここでは、ii) およびiii) に伴う減衰として1%の減衰定数を考慮することとした。これに対して、線形動的解析では上記i), ii), iii) すべてに相当する減衰力を等価な粘性減衰として見込まなければならない。このためここでは、現在一般のRC橋脚の動的解析で用いられる事例の多い2%, 5%, 10%の3種類の減衰定数を考慮することとした。また、これとは別に、減衰定数 h を橋脚の固有周期 T 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。

$$h = 0.04/T \quad (4-5)$$

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 ($h = 0.02/T$)²⁾ をもとに、振動振幅が増えると減衰定数も大きくなることを考慮して定めたものである。

3) 非線形履歴復元力モデル

非線形地震応答解析では、RC柱状構造物の履歴復元力特性をよく表わすといわれる武藤のトリリニア剛性低下モデル³⁾を用いることとした。

4.4 解析対象橋脚及び入力地震動

解析対象としては現在わが国で一般に用いられているRC橋脚を取り上げ、以下の条件を想定した。

i) 橋脚高さは、5, 10, 15, 20 m の4種類とする。

ii) 上部工としては車道幅員7 m程度の単純プレートガーダーを想定し、橋長は20 m (上部工反力160 t), 30 m (同, 260 t), 40 m (同, 360 t) とする。

iii) 設計水平震度 k_h は0.2とする。

iv) 橋脚は幅7 mの小判柱壁式とする。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に示すとおりであり、計21橋脚である。また、道路橋示方書耐震設計編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一例が図4-3(ケース4~9)である。

また、解析に用いた入力地震動は、わが国の67観測地点において昭和38年3月27日の越前岬沖地震から昭和55年6月29日の伊豆河奈崎沖地震に至るまでの合計88回の浅発地震(震源深さ60 km未満)により得られた水平2成分そろった197組、計394成分の水平加速度強震記録である。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すと図4-4のようになる⁴⁾。

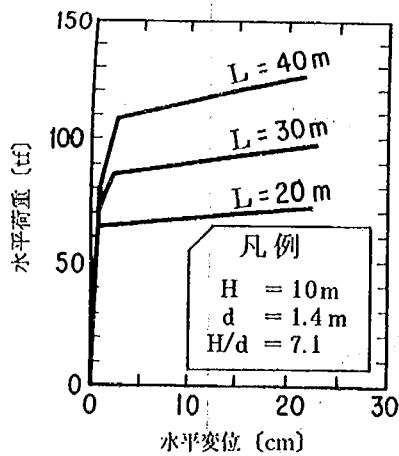
4.5 等価エネルギー法の精度の検討

4.5.1 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

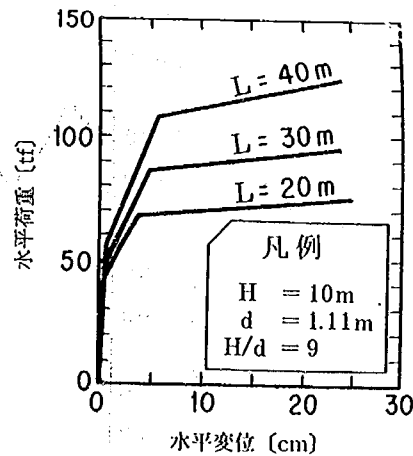
まず、代表的な強震記録として、図4-5に示すように昭和53年宮城県沖地震による開北橋近傍地盤上の記録を入力した場合の等価エネルギー法の精度を式(4-2)の係数 $\alpha = \delta_{EL}/\delta_{NL}$ によって表わした結果を図4-6に示す。ただし、入力加速度強度が係数 α に及ぼす影響を検討するために、入力の最大加速度を記録時の最大加速度のまま(414 gal)とした他に、これを任意に2段階に変化させた場合の結果も同時に示してい

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	躯体の幅 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



(a) ケース 4～6



(b) ケース 7～9

図4-3 橋脚天端における作用力～変位の関係 (ケース 4～9 の場合)

る。さらに、降伏点剛性を用いた式 (4-3) 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。この場合には線形動的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、非線形動的解析では、応答が大きくなって非線形域に入ると固有周期が伸び、また、履歴減衰定数も大きくなるため、非線形動的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

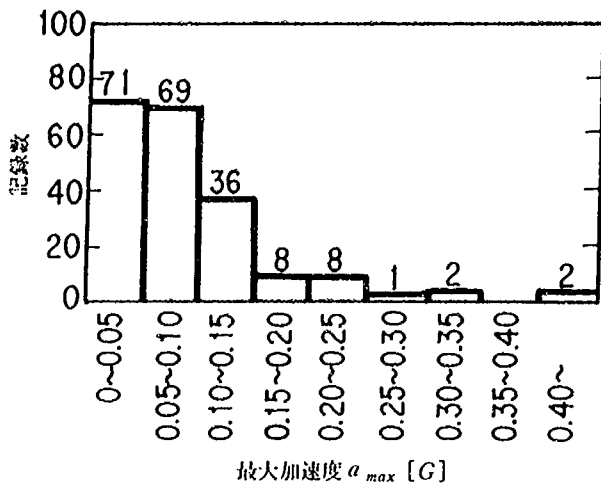


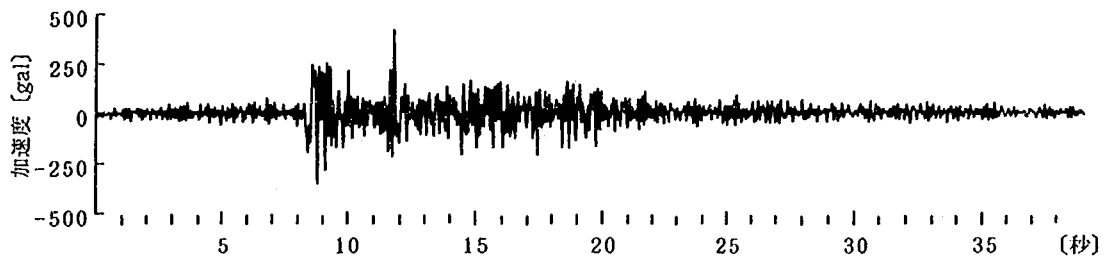
図4-4 解析に用いた強震記録の最大加速度の頻度分布

はこのような理由による。

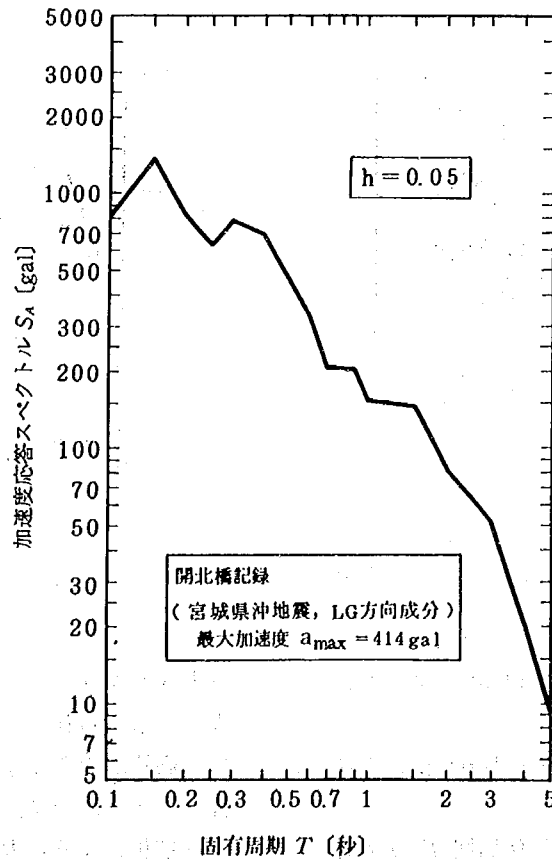
2) 上記1)とは反対に、降伏周期 T_y が入力地震動の卓越周期と一致しない範囲では、係数 α は1.0を下まわる場合がある。

3) 線形動的解析を行う際の減衰定数を大きくすると、当然ながら、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。これは、1)で示したように、線形動的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、非線形動的解析では入力強度が大きくなり、応答振幅が大きくなるにつれて履歴減衰

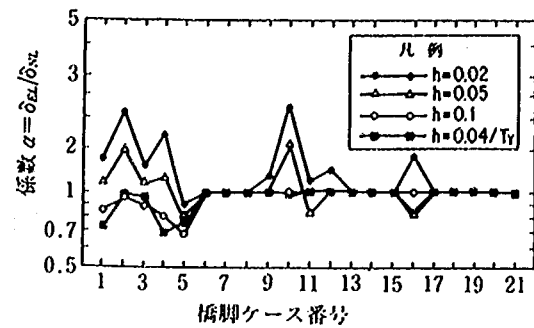
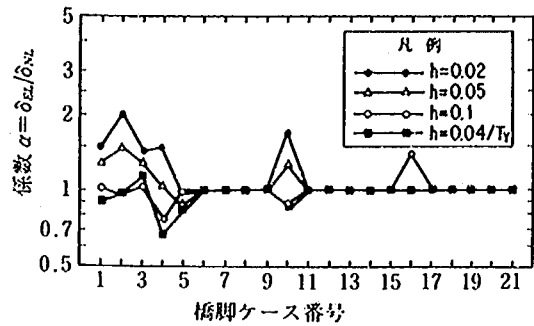
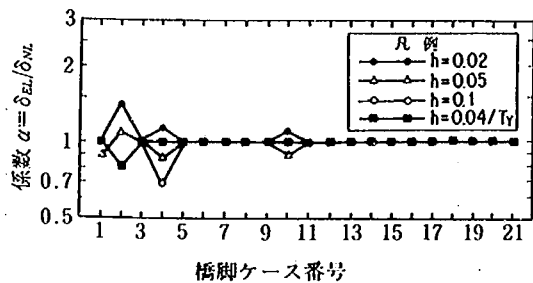
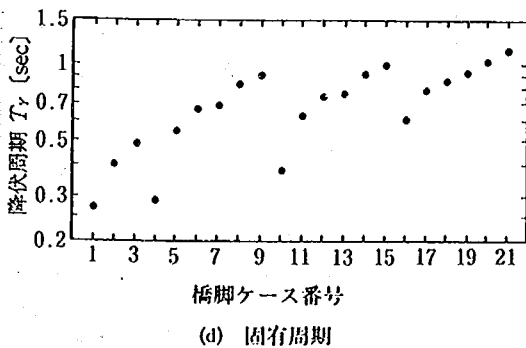


(a) 開北橋記録



(b) 開北橋記録

図4-5 開北橋記録の加速度波形及び加速応答スペクトル

(a) $a_{max}=414gal$ の場合(b) $a_{max}=300gal$ の場合(c) $a_{max}=200gal$ の場合

(d) 固有周期

図4-6 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)

が大きくなるためと考えられる。

4.5.2 多数の強震記録に対する等価エネルギー法の精度の検討

上記と同じ解析を前節に示した 394 成分の強震記録全てについて行った。図 4-7 は、 $\delta_{EL} \sim \delta_{NL}$ の関係を橋脚 3 ($T_y=0.83$ 秒) について示したものである。ただ

し、図 4-7 では非線形動的解析及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いる。また、ここでは、394 成分の入力地震動の加速強度はすべて強震記録が観測された時の値のままとした。図 4-8 は、それぞれの橋脚ごとに非線形域に入った記録に対して係数 α を平均した値 α_A 及び標準偏差を示したものである。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、平均値のみ示し、標準偏差は示していない。

図 4-7 及び図 4-8 より、係数 α について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る程度の強度を有する記録数は多くはないが、こうした場合には全体としてみると δ_{EL} は δ_{NL} とよい相関がある。

3) 線形動的解析時の減衰定数 h が大きい程、当然ながら係数 α は小さくなる。

図 4-8 に示した係数 α の平均値 α_A を 21 橋脚について再度平均した値 α_{AA} を示すと表 4-2 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。

次に、図 4-7 及び図 4-8 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、 $\delta_{EL} \sim \delta_{NL}$ の関係を求め直した結果 (橋脚 3) が図 4-9 である。また、図 4-10 は、これを係数 α_A 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とき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。21 橋脚に対して係数 α の平均値 α_A を再度平均した値 α_{AA} (表 4-2 参照) は、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 となり、線形動的解析時の減衰定数 h を 0.1 とした場合には、 $\delta_{EL} \approx \delta_{NL}$ に、また $h=0.02$ 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分かる。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 T_y 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} よりやや小さめとなっている。

なお、前節に示した代表的な強震記録に対する検討

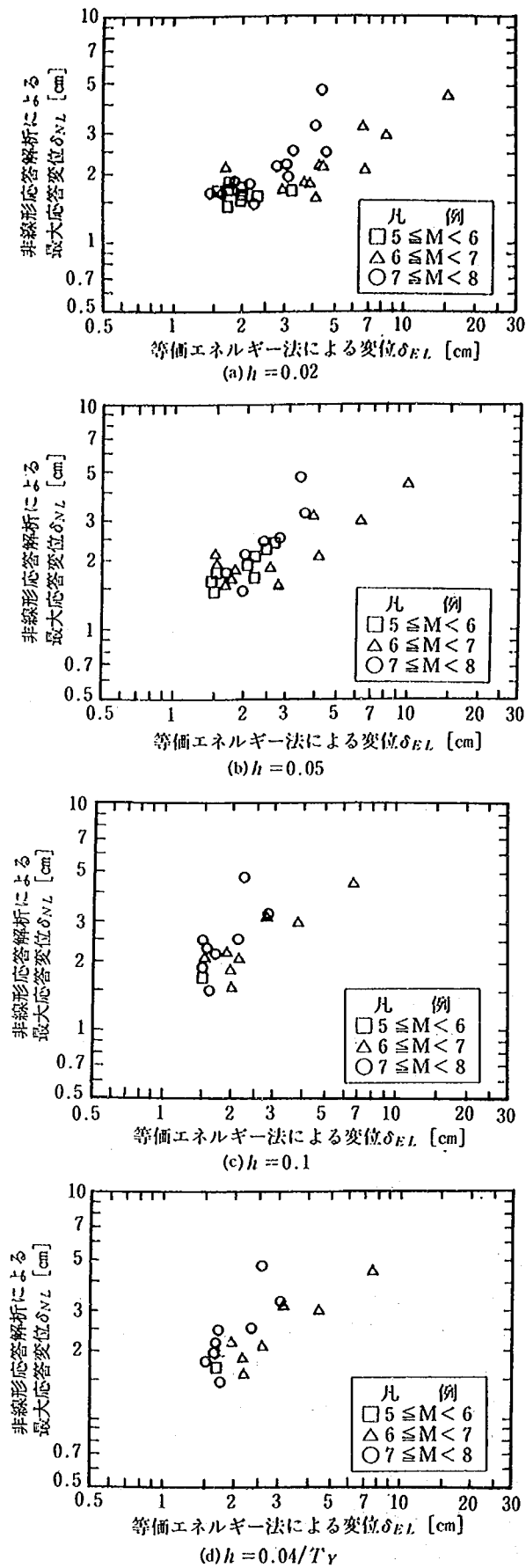


図4-7 $\delta_{NL} \sim \delta_{EL}$ の関係 (入力最大の加速度を記録時のままとした場合, ケース3橋脚)

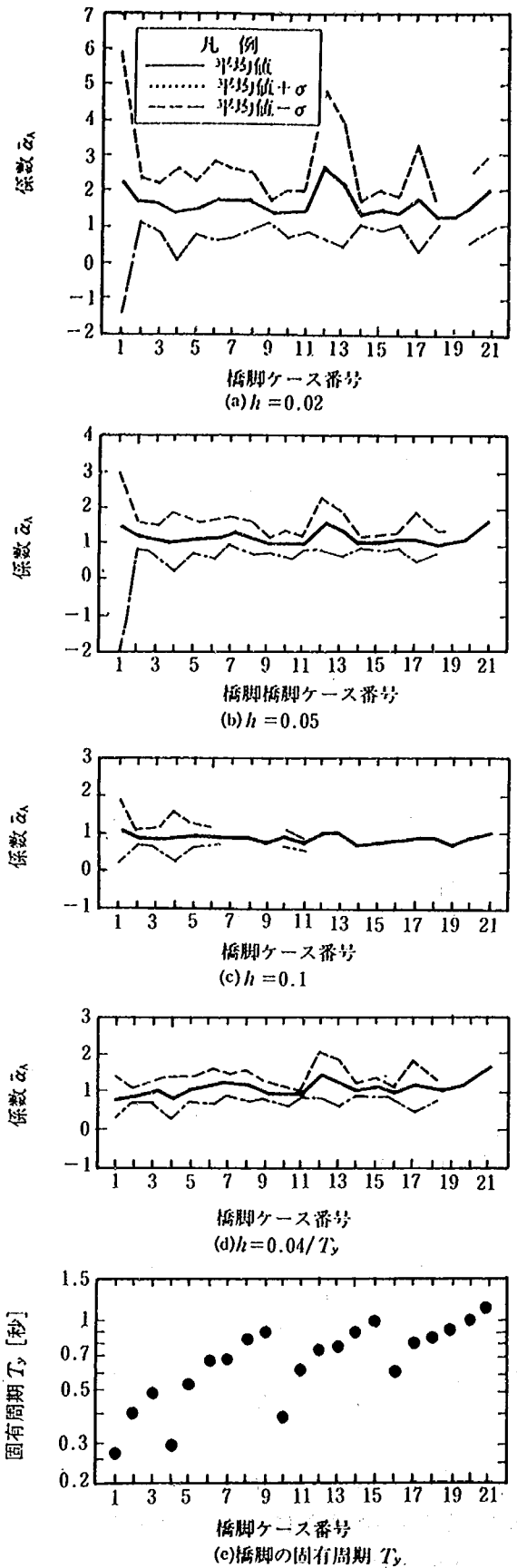
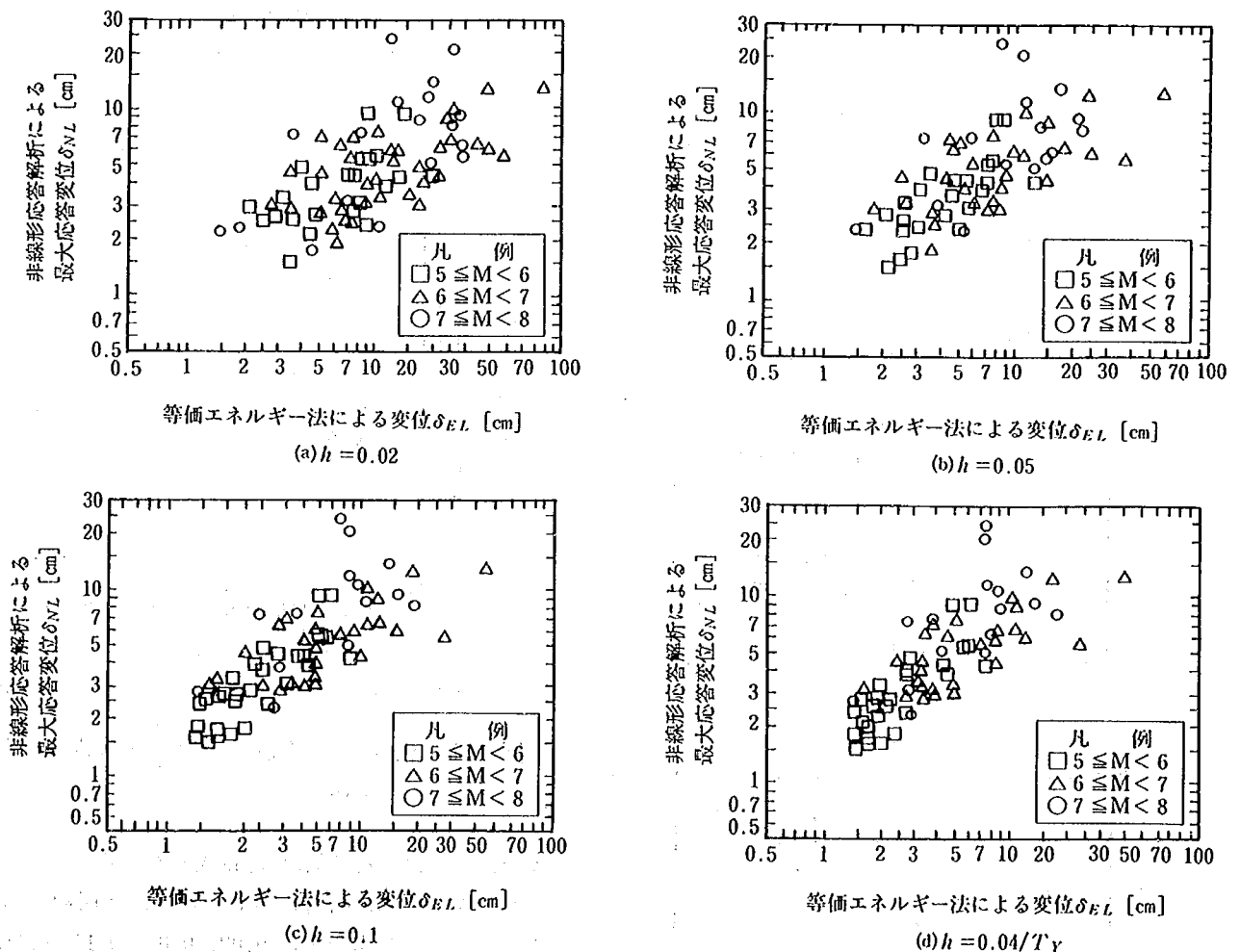


図4-8 多数の強震記録に対する係数 α の平均値 α_A 及び標準偏差 (入力最大の加速度を記録時のままとした場合)

表4-2 多数の強震記録に対する係数 α の平均値 α_A を21橋脚に対して再度平均した値 α_{AA} 及び標準偏差

入力地震動の 加速度振幅	線形解析時の 減衰定数	平均値 α_{AA}	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

図4-9 $\delta_{NL} \sim \delta_{EL}$ 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3橋脚)

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 は大きくなる傾向が認められたが、表4-2の結果は、これとよく調和している。

次に、係数 α が降伏周期 T_y によってどのように変化するかを調べるために、図4-8及び図4-10に示した

係数 α の平均値 α_A と降伏周期 T_y の関係を示した結果が図4-11である。これより、以下の事項が指摘される。

1) 線形動的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は小さく、長

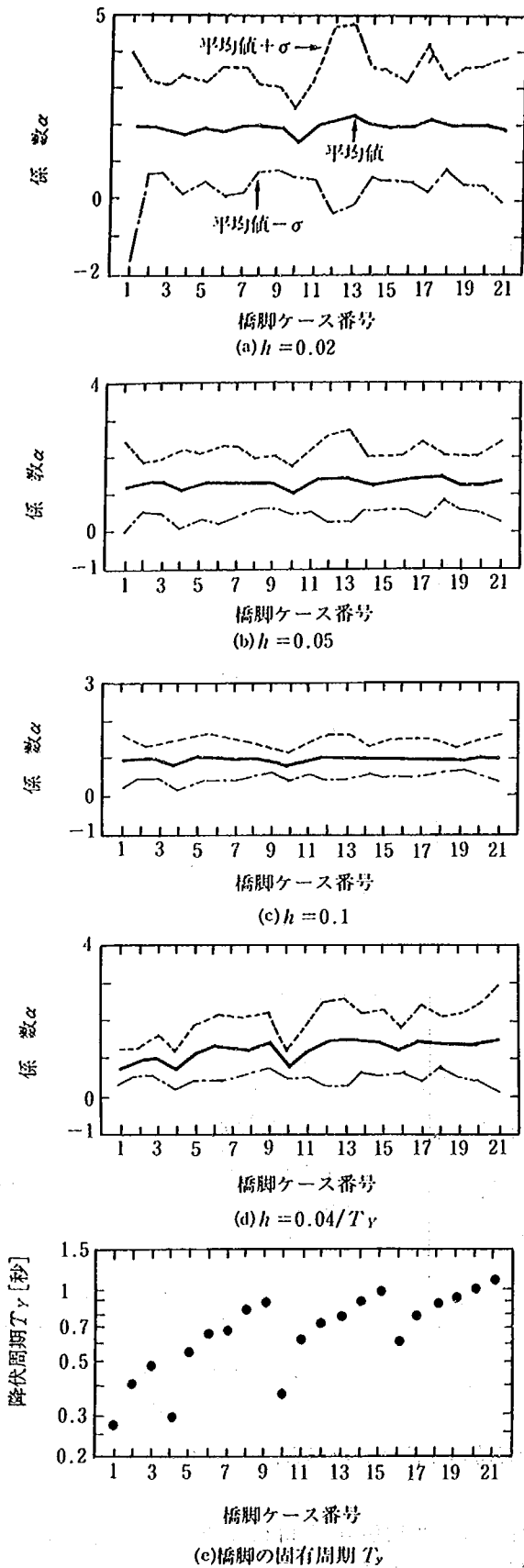
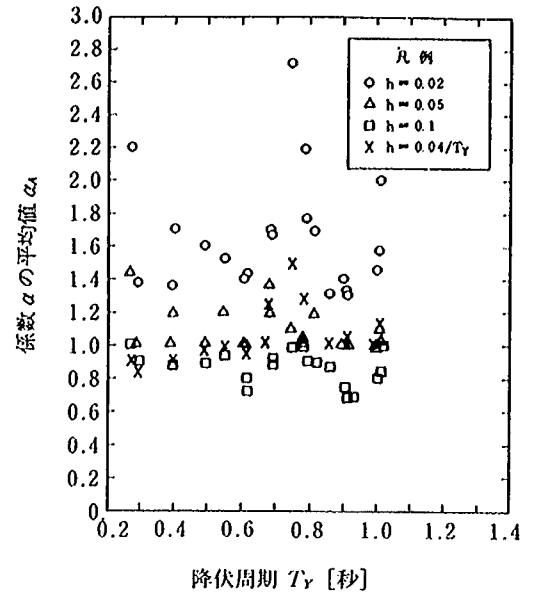
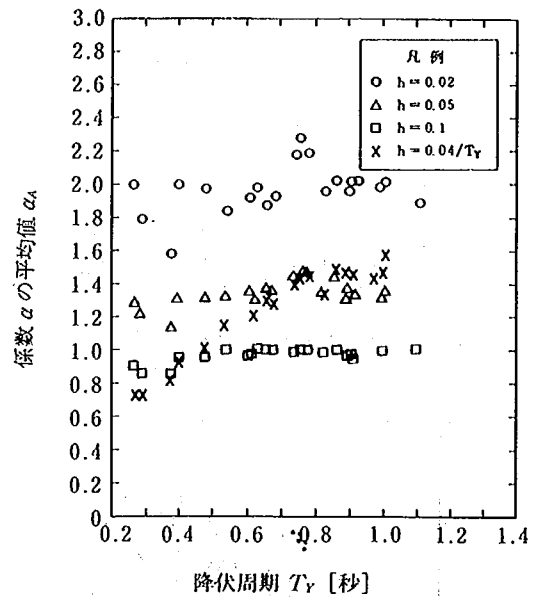


図4-10 多数の強震記録に対する係数 α の平均値 $\bar{\alpha}$ 及び標準偏差(入力最大の加返度を記録時の3倍とした場合)



(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4-11 係数 α の平均値 α_A と橋脚の降伏周期 T_y との関係

周期になるにつれて係数 α_A は大きくなる。

2) 線形動的解析時の減衰定数を降伏周期 T_y によらず一定とした場合 ($h=0.02, 0.05, 0.1$ の場合) には、次のようになる。

a) 入力強度を記録が得られたときの値とした場合には、係数 α_A は降伏周期 T_y ごとに变化する。ただし、係数 α_A と降伏周期 T_y の間には、一定の関係は認められない。

b) 入力強度を記録が得られたときの値の3倍とした場合には、係数 α_A は降伏周期 T_y によらずほ

ば一定となる。したがって、少なくとも降伏周期 T_v が 0.27~1.11 秒の範囲では、係数 α_A は降伏周期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。

4.6 ま と め

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、わ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_v が 0.27 秒から 1.11 秒までの合計 21 橋脚に対する非線形動的解析及び線形動的解析を行った。本解析の結果、非線形動的解析に考慮した 0.01 の減衰定数の効果に注意する必要があるが、減衰定数を 0.05~0.1 程度とした線形動的解析結果をもとに等価エネルギー法より求めた等価線形最大応答変位 δ_{EL} は、非線形最大応答変位 δ_{NL} を精度よく近似することがわかった。

一般の橋梁では、線形最大応答変位 δ_E は、動的解析によらなくても簡単な静的解析によって精度よく求めることができるため、ここに示す解析結果を用いれば、

静的解析と等価エネルギー法の組合せにより複雑な計算をすることなく、大地震時に RC 橋脚に生じる非線形最大応答変位 δ_N に推定できることになる。

参考文献

- 1) Veltsos, A. S. and Newmark, N. M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, 1960
- 2) 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, 昭和 45 年
- 3) 武藤 清: 構造物の動的設計, 丸善, 昭和 52 年
- 4) 川島一彦, 相沢 興, 高橋和之: 最大地震動及び地震応答スペクトルの推定式に及ぼす強震記録の水平 2 成分合成の影響, 土木学会論文集, 第 329 号, pp. 49-56, 昭和 58 年 1 月

5. 振動台実験による RC 橋脚の非線形応答特性

5.1 概 説

RC 橋脚の基本的な動的特性やその解析については、2 章に示した通りであるが、これらはいずれも変位制御のもとでの載荷実験結果である。したがって、RC 橋脚がどのように損傷を受けようと、常に橋脚は原点に戻るよう荷重を与えられている。しかしながら、実際の RC 橋脚に作用する地震力はこのように単純なものではなく、複雑な地震力の作用による橋の地震応答の結果として生じるものである。したがって、RC 橋脚が損傷を含む大きな地震作用下でどのように振動するかを正しく評価することが重要である。

しかしながら、降伏を越える領域で、しかもコンクリートの破壊を含むような地震応答を解析的に検討するためには、解析モデル、解析手法とも十分な手法が開発されていないのが現状である。したがって、大型の模型を用いた振動台加振実験が、現状ではこのような RC 橋脚の非線形地震応答を検討するためには最も信頼できる方法といえる。

このため、この章では大型の鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた振動台加振実験を行い、RC 橋脚の非線形域における地震応答特性を検討する。

5.2 鉄筋コンクリート橋脚の振動台加振実験

5.2.1 振動台加振実験の概要

実験では RC 橋脚に支持された橋の実際の地震時挙

動をできるだけ忠実に再現するため、実験棟の中に架設可能で、かつ振動台による加振で損傷を生じさせることができるという条件から、写真 5-1 および図 5-1 に示すような橋長 15 m、けた総重量 40.1 t の 2 径間単純けた橋を製作した。注目する RC 橋脚模型は、中央で 2 連のけたを固定支承（ピン支承）によって支持している。桁端部は、摩擦係数の小さいローラー支承によって鋼製橋脚で支持した。

地震動は橋軸方向に入力した。端橋脚のローラー支承の摩擦力は非常に小さいことから、上部構造の慣性力はほとんど全て RC 橋脚に伝えられることになる。

振動台の入力としては、1983 年日本海中部地震において八郎潟干拓堤防上で記録された加速度波形を時間軸を半分に縮めた波形とした。時間軸を $1/2$ に縮めたのは、橋脚の降伏剛性を仮定した場合の固有周期が 0.5 秒程度あり、地震動の卓越周期をこれに近くするためである。また、非線形応答の程度を変化させるため、入力地震動の強度を原記録の 2 倍（以下、これを「実験 A」と呼ぶ）、3 倍（実験 B）、4 倍（実験 C）に変化させた。図 5-2 及び図 5-3 は、振動台上で測定した入力地震動及びその応答スペクトルを示したものである。入力加速度の最大値は、実験 A、B、C に対して、それぞれ、 275 cm/sec^2 、 360 cm/sec^2 、及び 402 cm/sec^2 である。振動台の再現性が完全ではないため、入力の最大値は必ずしも当初意図した原波形の倍 2、3 倍、4 倍とはなっていないが、応答スペクトルの特性は互いによく似ており、入力加速度に含まれる振動数成分に大きな違いはない。

なお、1 体の橋脚模型を 3 ケースの実験で続けて使

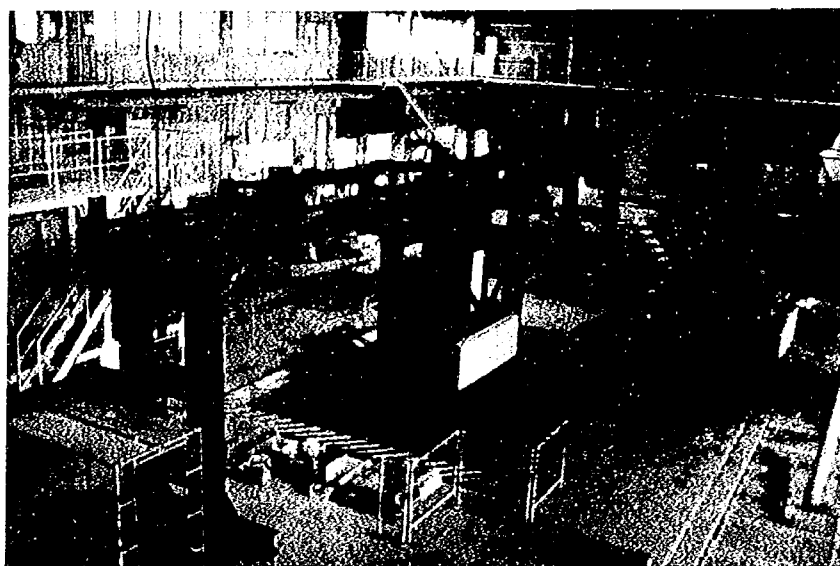


写真5-1 振動台（6 m×8 m）上にセットされた模型橋梁

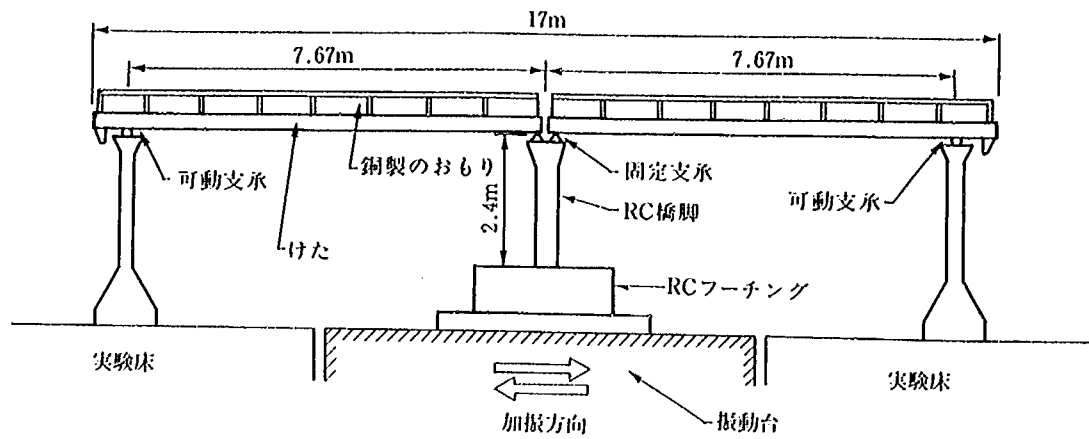
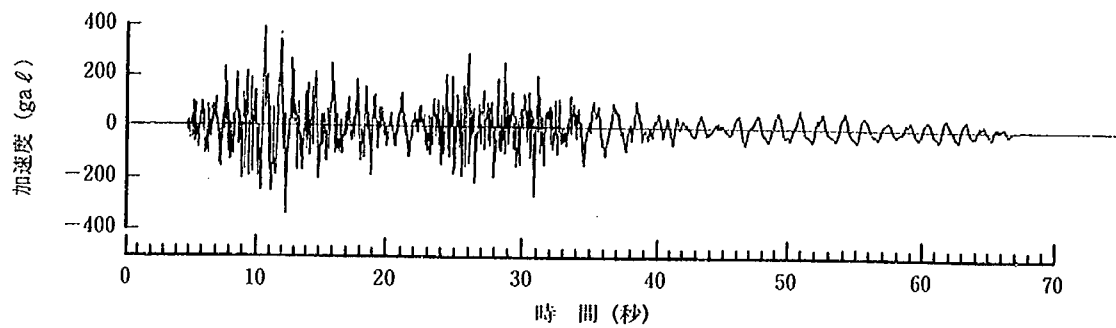
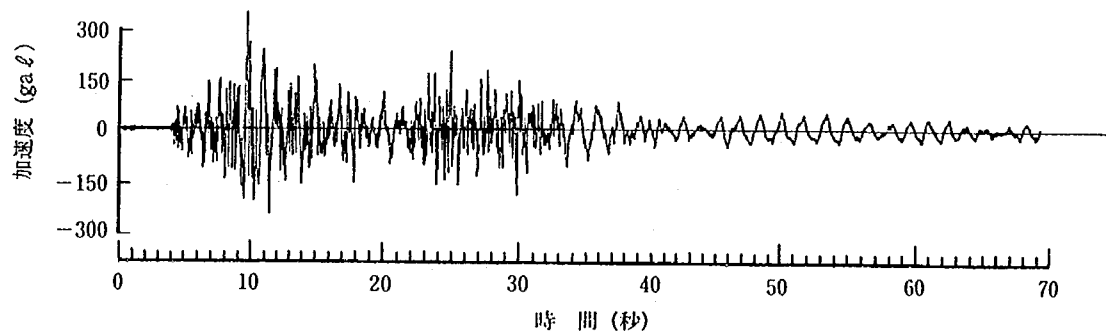


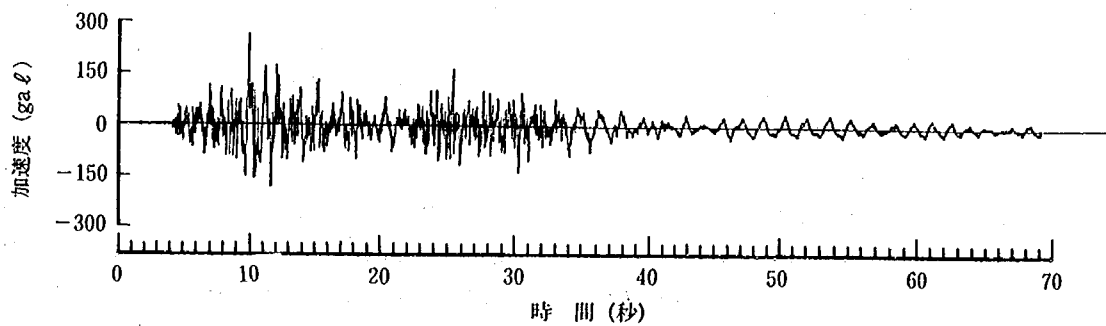
図5-1 RC橋脚の振動台加振実験の概要



(a) 実験 A



(b) 実験 B



(c) 実験 C

図5-2 振動台上で測定した入力地震動

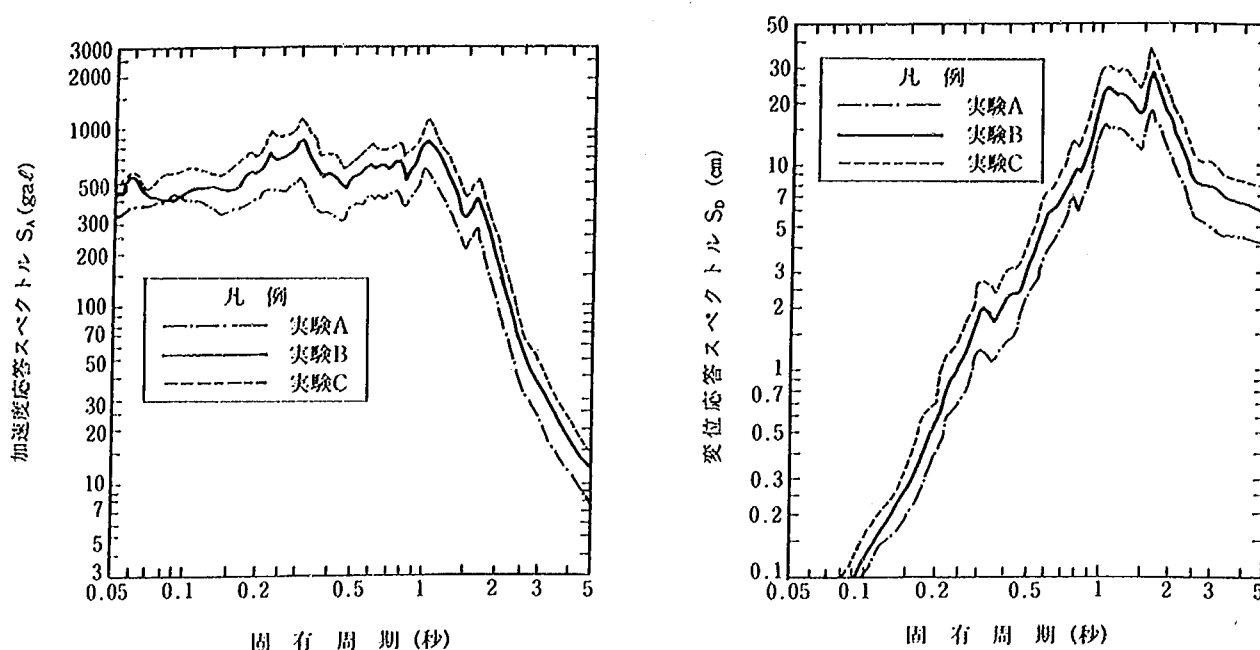


図5-3 入力地震動の応答スペクトル

用したのではなく、同一仕様の3体の模型を製作し、それぞれを各ケースで用いた。

载荷実験中には、けたの応答加速度、振動台の加速度、振動台に対するけたの応答相対変位及び橋脚躯体部の主鉄筋のひずみを測定した。

5.2.2 橋脚模型の設計

(1) 震度法による供試体の設計

実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型は、図5-4に示すように躯体部が40 cm×80 cmの矩形断面を有する3体（供試体P-51, 52, 53）である。せん断力に比べて曲げモーメントを支配的にするため、橋軸方向のせん断支間比は6.9とし、設計水平震度を0.15として道路橋示方書に基づき、震度法によって躯体断面を設計した。ただし、これは上部構造重量として40.1 tfを想定した場合であり、仮に、上部構造重量を30 tfとすれば設計水平震度は0.2となる。したがって、ここで重要な点は設計水平震度そのものの値ではなく、震度法によって考慮している水平地震力が $40.1 \text{ tf} \times 0.15 = 6 \text{ tf}$ であるという点である。

躯体部に用いた主鉄筋はSD 295 AのD 13で、コンクリートの設計基準強度は 240 kgf/cm^2 である。主鉄筋の地震時許容応力度は $2,700 \text{ kgf/cm}^2$ であるが、橋脚基部に生じる応力度は $2,620 \text{ kgf/cm}^2$ である。同様に、コンクリートの地震時許容応力度は 120 kg/cm^2 であるが、躯体基部では 92 kgf/cm^2 の応力度が生じ

ている。したがって、この供試体では、主鉄筋に比べてコンクリートの方に余裕がある断面となっている。また、コンクリートに生じる平均せん断応力度 τ_m は 2.15 kgf/cm^2 であり、道路橋示方書に規定されるコンクリートのみでせん断力を負担する場合の地震時許容せん断応力度 $\tau_{a1} = 5.9 \text{ kgf/cm}^2$ 及び斜引張鉄筋と協同してせん断力を負担する場合の地震時許容せん断応力度 $\tau_{a2} = 25.5 \text{ kgf/cm}^2$ に対して十分に余裕がある。

鉄筋の配置は図5-4に示したとおりであり、主鉄筋は橋軸方向（加振方向）に直角な面にのみ11本配置されている。引張主鉄筋比は0.5%である。帯鉄筋としては、SR 235を躯体断面の短辺長さ40 cmの半分の20 cm間隔で、主鉄筋を取り囲むように配置した。帯鉄筋比は0.08%である。なお、平成2年に改訂された道路橋示方書IV下部構造編では、引張主鉄筋比が0.5%の場合には帯鉄筋比の目安として0.15%を与えているが、本供試体の帯鉄筋比はその半分程度である。

(2) 供試体の非線形特性の検討

鉄筋単体の引張試験から主鉄筋の降伏点、降伏ひずみ及びヤング係数を求めると、それぞれ $3,500 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $2,010 \mu$ 及び $1.74 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ となる。また、せん断耐力を計算する際に必要となる帯鉄筋の降伏点は、 $3,250 \text{ kgf/cm}^2$ と求められた。コンクリートについては、各模型の躯体部に打設した生コンクリートから直径10 cm、高さ20 cmの円筒形の供試体3体を取り出し、模型と同じ養生をした上で、実験当日に圧縮試験

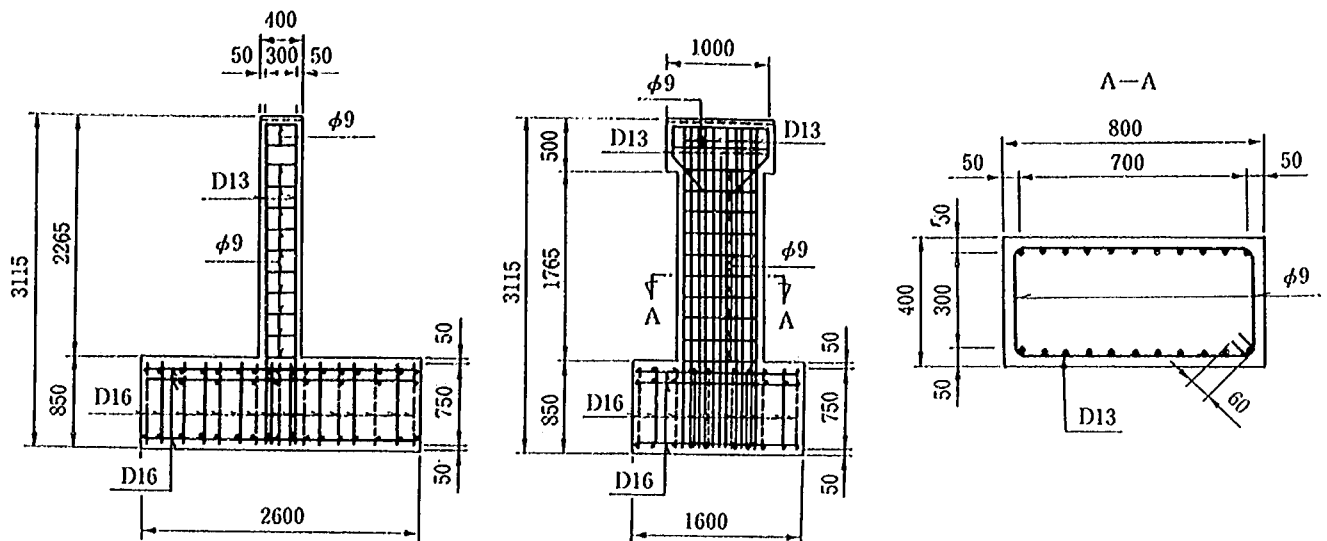


図5-4 振動台加振実験に用いたRC橋脚模型 (供試体P-51,52,53)

表5-1 解析により推定される模型の耐力および変位

		材料試験結果に基づく場合	道路橋示方書に基づく場合
降伏時	地震時保有水平耐力 (tf)	7.9	6.8
	変位 (cm)	1.46(2.01)	1.08(1.52)
終局時	地震時保有水平耐力 (tf)	8.4	7.4
	変位 (cm)	3.26(7.98)	3.05(6.87)
終局塑性率		2.23(3.97)	2.82(4.52)
許容塑性率		1.82(2.98)	2.22(3.35)
せん断耐力 (tf)		18.9	15.6

(注) () 内は、フーチングからの主鉄筋の抜け出しを考慮した場合

を行った。コンクリートの圧縮強度は、実験 A に用いた模型では 303 kgf/cm^2 、実験 B では 292 kgf/cm^2 、実験 C では 298 kgf/cm^2 である。

これらの値を用いて、3 章に示した方法により、橋脚模型の降伏水平耐力 P_y および変位 δ_y 、終局水平耐力 P_u および変位 δ_u 、終局塑性率 (= 終局変位 / 降伏変位)、安全率 α を 1.5 としたときの許容塑性率、せん断耐力 P_s を求めると、表 5-1 のようになる。コンクリートの一軸圧縮強度は供試体間でほとんど変わらないため、ここでは 3 体の平均値である 298 kgf/cm^2 を用いた。表 5-1 には、道路橋示方書 I 共通編に示されている SD 30 の降伏点の下限値である $3,000 \text{ kgf/cm}^2$ 、ヤ

ング係数 $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、および模型に使用したコンクリートの設計基準強度である 240 kgf/cm^2 を用いた場合の水平耐力および変位をフーチングからの主鉄筋の抜け出しを考慮した場合としない場合に分けて示している。また、表 5-1 に示すせん断耐力 P_s は、帯鉄筋の引張試験から求めた降伏点にコンクリートが負担できる平均せん断応力度を 4.5 kgf/cm^2 として算出した値である。このようにして算出したせん断力は、終局水平耐力よりも 2 倍以上大きく、橋脚模型は曲げ破壊がせん断破壊に先行して生じると予想される。

5.3 振動台加振実験による RC 橋脚の非線形応答

(I) 応答の特徴及び最大応答の比較

実験 A および実験 B では加振実験中に橋脚基部とその周辺で小さなひび割れが生じるのが見えた。ただし、加振終了後にはけたの死荷重による軸力によってひび割れは閉じ、肉眼では確認できない程度の損傷であった。これに対して、実験 C では図 5-5、写真 5-2 に示すように橋脚基部でコンクリートが剥離し、鉄筋が外側に大きくはらみ出した。この損傷形態は、まさに宮城県沖地震において千代大橋、新江合川橋等で観察されたものと同様である¹⁾。また、実験 B および C の載

荷終了後には、橋脚が傾斜し、水平方向に残留変位を生じた。

図 5-6、5-7、5-8 はそれぞれ実験 A、B、C に対する振動台の入力加速度、けたの絶対応答加速度および相対応答変位の時刻歴を示したものである。表 5-2 は桁の応答の最大値を示したものである。実験 A を基本とすると、実験 B 及び実験 C では、入力加速度は、それぞれ、1.31 倍、1.46 倍に大きくなっているが、橋脚の非線形性のため、けたの最大応答加速度は実験 A に対して実験 B 及び実験 C では、それぞれ、1.07 倍、1.10 倍と入力加速度の増分割合ほどは大きくない。これに対して、残留変位を含めたけたの最大応答変位は、実験 A を基準とすると実験 B 及び実験 C で

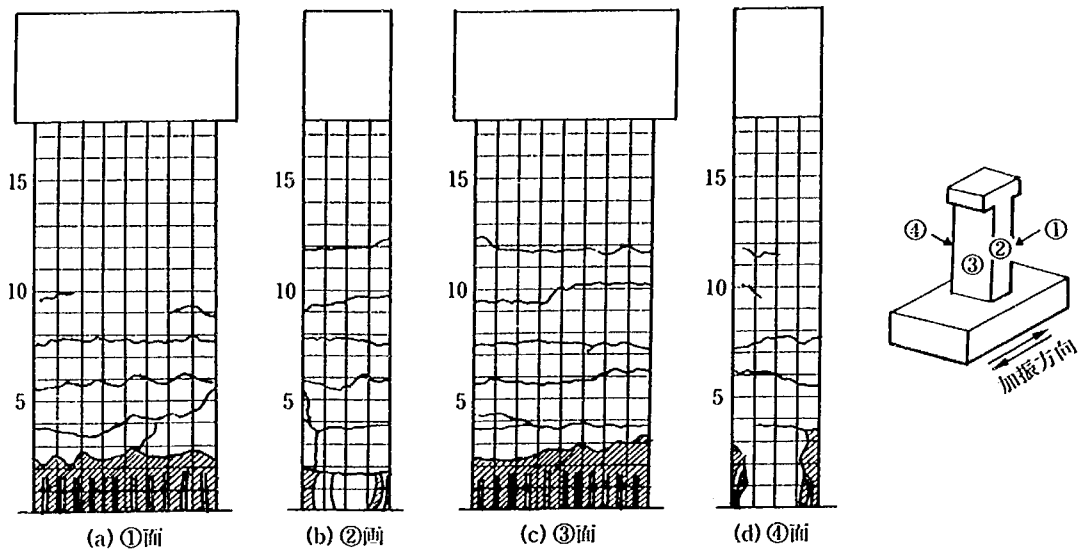


図5-5 供試体P-53の加振終了後における損傷状況 (実験C)

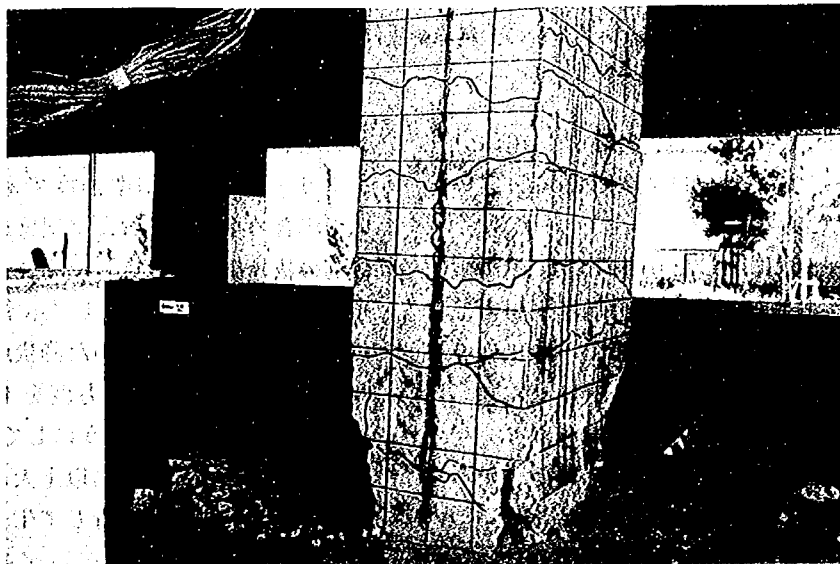


写真5-2 実験C加振後の橋脚基部の損傷状況

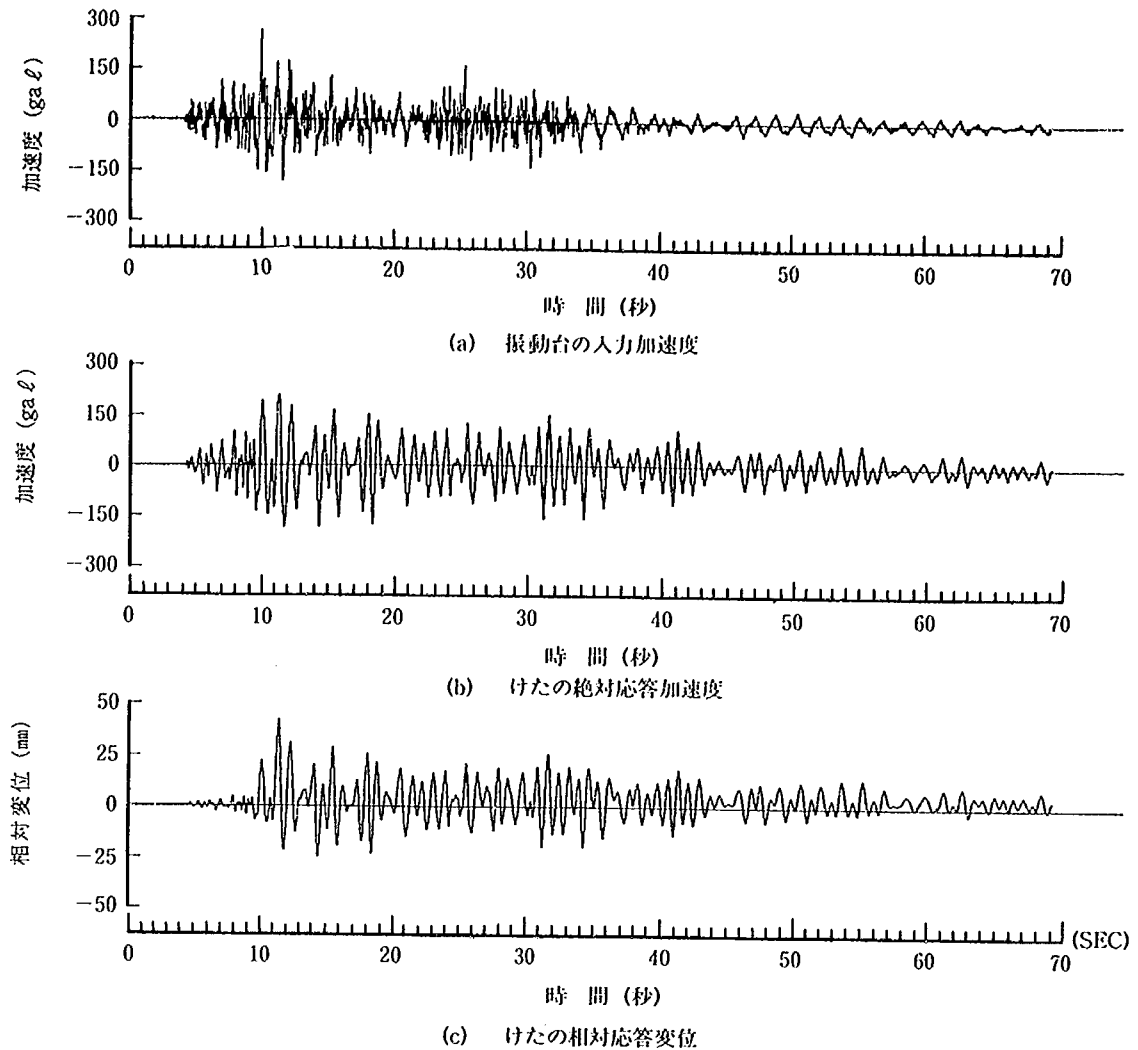


図5-6 実験Aに対する振動台の入力加速度、けたの絶対応答加速度及び相対応答変位

は、それぞれ、2.5 倍、3.6 倍となっており、最大入力加速度の比率以上に大きくなっている。

けたに生じた加速度にけたの質量を乗じれば、けたに生じた慣性力を算出できる。これが橋脚に作用する水平地震力であるから、これとけたに生じた相対応答変位から橋脚模型の履歴曲線を求めることができる。図 5-9 はこのようにして 3 体の模型に対する履歴曲線を求めたものである。ほぼ 1 回の載荷でひび割れから降伏、最大耐力にまで達しているのが特徴で、その後は後述するように初期剛性に比較して非常に小さい剛性で振動している。

また、実験 A 及び実験 B では、履歴曲線が加振終了時まで安定した紡錘形をしているが、実験 C では最大応答を境として履歴曲線が紡錘形から逆 S 字形に変化し、エネルギー吸収性能が低下していることを示している。

図 5-10 は、履歴曲線の包絡線で実験 A, B, C を比

較したものである。これによれば、実験 C の包絡線上に実験 A 及び B の包絡線は重なってくる。したがって、履歴曲線の包絡線としては、実験 A, B, C で大きな違いはないとみてよい。

表 5-3 は、図 5-9 から求めた降伏水平耐力 P_y 、降伏変位 δ_y 、最大応答変位 δ_{max} 及び最大塑性率 δ_{max}/δ_y を示したものである。ここで、降伏水平耐力 P_y 及び降伏変位 δ_y は、躯体基部で計測した主鉄筋のひずみが、引張試験から求めた降伏ひずみ (2010μ) に達した瞬間の荷重及び変位である。これを表 5-1 に示した解析結果と比較すると、降伏水平耐力 P_y 及び降伏変位 δ_y はともに解析値と実験結果がよく一致している。また、表 5-2 の最大塑性率 δ_{max}/δ_y を表 5-1 に示した値と比較すると、最大塑性率は、実験 A ではほぼ許容塑性率と同じ、実験 B では許容塑性率の約 2 倍、実験 C では許容塑性率の約 4 倍に達した状態と考えることができる。

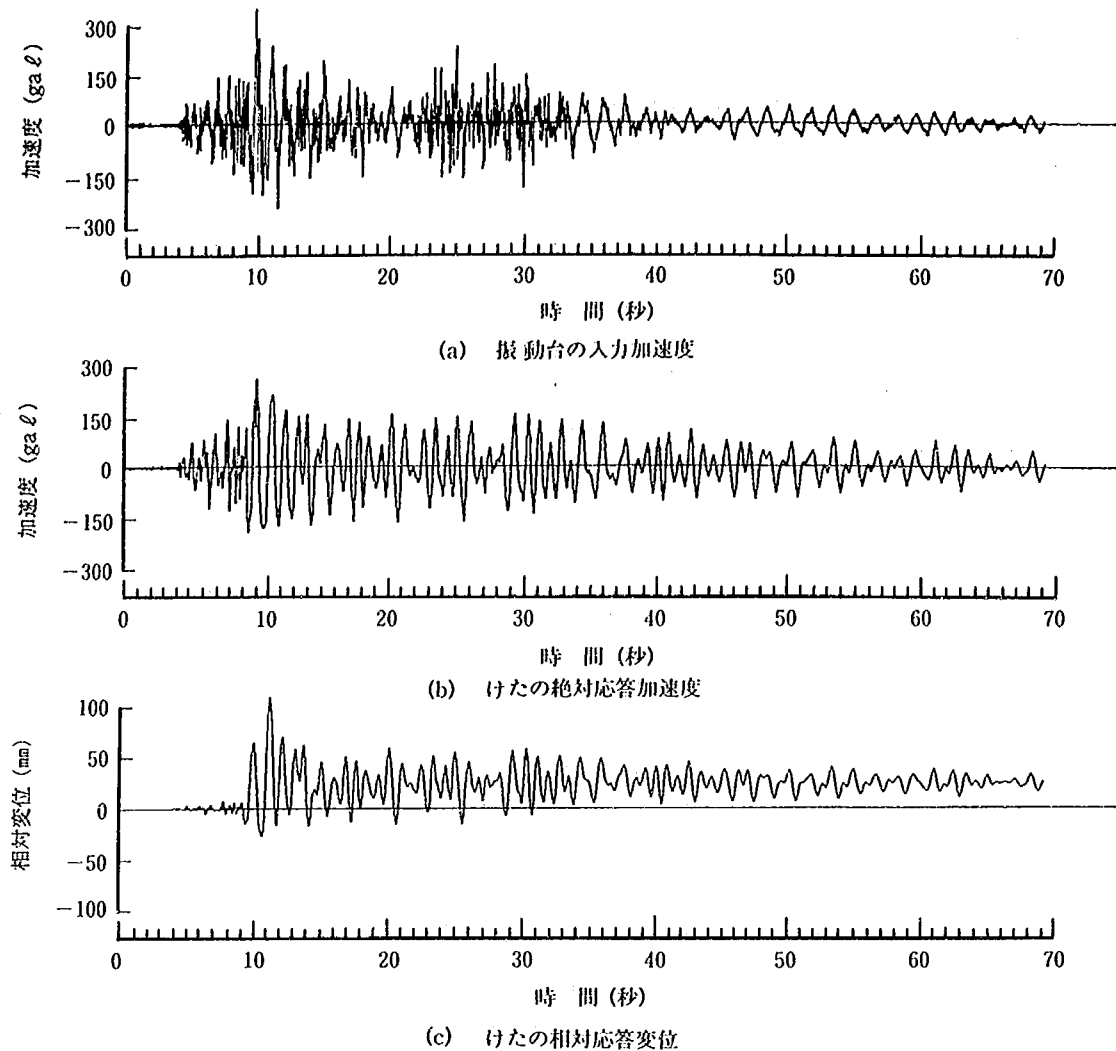


図5-7 実験Bに対する振動台の入力加速度、けたの絶対応答加速度及び相対応答変位

(2) 等価剛性及び等価減衰定数

加振中に橋脚の剛性及び減衰定数がどのように変化するかを知るために、履歴曲線の1サイクルごとに等価剛性及び等価減衰定数を算出した。等価剛性及び等価減衰定数は図5-11に示すように定義した。ここで、“1サイクル”とは、履歴曲線が荷重ゼロを横切り、再びゼロを横切るまでのループとした。

図5-12及び図5-13はこのようにして算出した等価剛性及び等価減衰定数の時刻歴である。供試体で多少異なるが、加振初期には等価剛性は1.2 tf/mm程度である。いま、コンクリート及び鉄筋のヤング係数をそれぞれ $2.8 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ として、橋脚の剛性を算出すると、全段面有効と考えた場合には2.8 tf/mm、コンクリートの引張を無視した場合には0.53 tf/mmとなる。したがって、すでに加振前に輸送途中や架設段階で橋脚模型には部分的にひび割れが生じていたと考えられる。図5-12で重要な点は、加振

後、実験Aでは8秒程度、実験B及びCでは6秒程度から橋脚の等価剛性が急激に低下し、加振後約10秒、すなわち、入力地震動がピーク値を迎える段階までにはすでに初期剛性に比較して非常に小さい値に落ち着いてしまっている点である。これは、2.3に示したように、それまでに経験した最大変位を越えなければ、新たな損傷は生じないという鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性によるものである。

次に、図5-13に示した等価減衰定数は、実験A、B、Cのいずれも入力地震動がピークを迎え等価剛性が急激に低下し始める段階から大きくなり始める。これは、橋脚に損傷が生じるにつれて履歴減衰が生じ始めるためである。入力地震動がピークを過ぎてからの等価減衰定数は時間的に一定ではなく、時間経過とともにわずかに低下する。しかし、全体としてみると、入力加速度がピークを過ぎてから後の等価減衰定数は、実験A、B、Cに対して、それぞれ、0.06、0.13、0.2程度

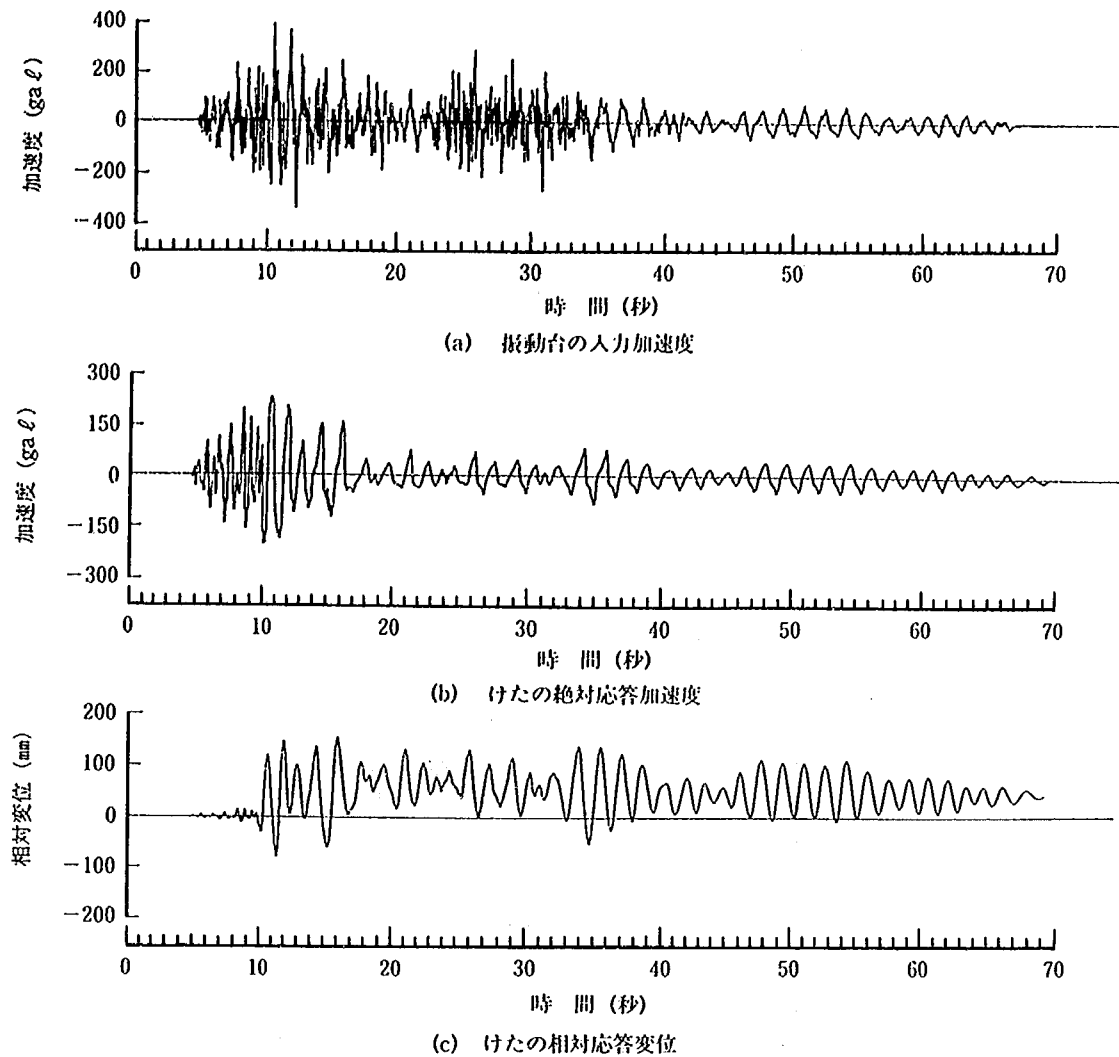


図5-8 実験Cに対する振動台の入力加速度，けたの絶対応答加速度及び相対応答変位

表5-2 最大応答値一覧表

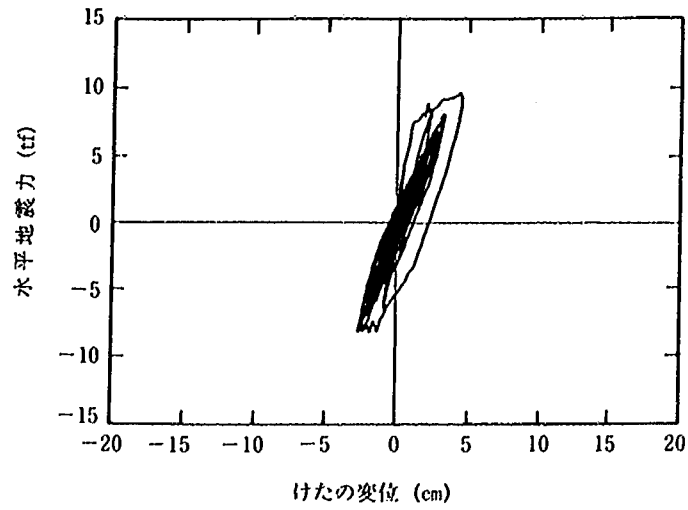
	最大加速度 (cm/sec ²)		けたの 最大相対変位 (cm)
	入力地震動	けた	
実験 A	275	216	4.5
実験 B	360	231	11.4
実験 C	402	238	16.3

であり，入力地震動強度が大きいほど，すなわち，橋脚模型の損傷が大きいほど大きくなる。

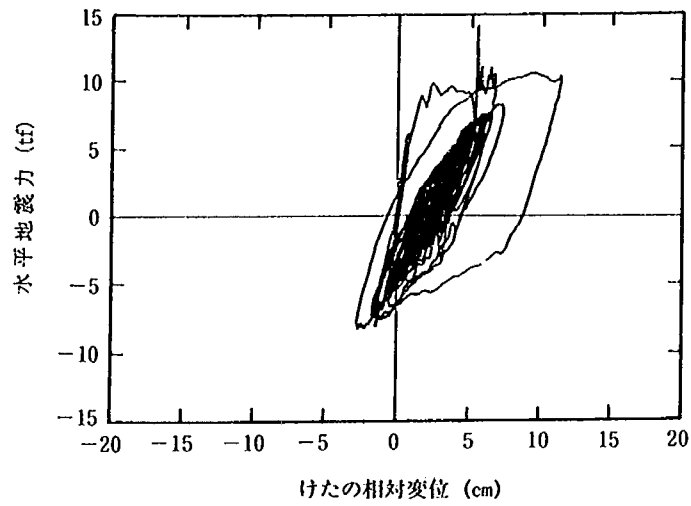
(3) けたの残留変位

実験 B 及び実験 C では，橋脚の応答変位が一方向に大きく偏っている。このような残留変位は，加振約 10

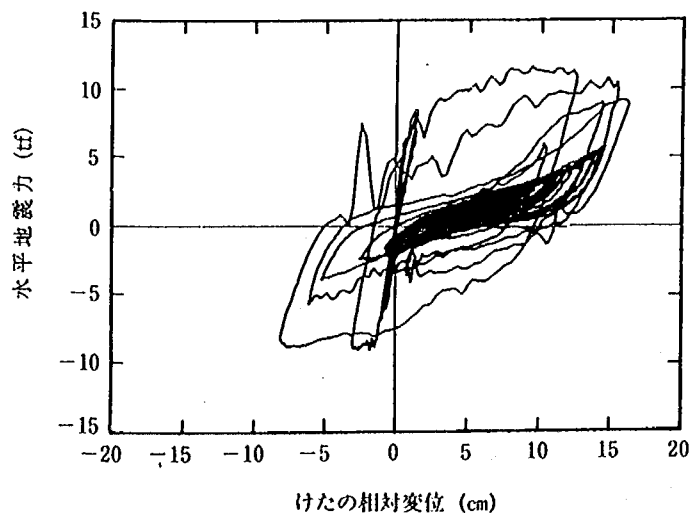
秒後に入力加速度がピークを取ったときに，ほとんど瞬間的に生じている。残留変位は，実験 B では 2.5 cm，実験 C では 5.1 cm で，残留変位後はこれだけ原点からずれた変位を中心に模型は振動している。実験 A では残留変位は 3 mm 程度と小さい。これは，実験



(a) 実験Aの場合



(b) 実験Bの場合



(c) 実験Cの場合

図5-9 振動台加振実験から得られた供試体P-51,52,53の履歴曲線

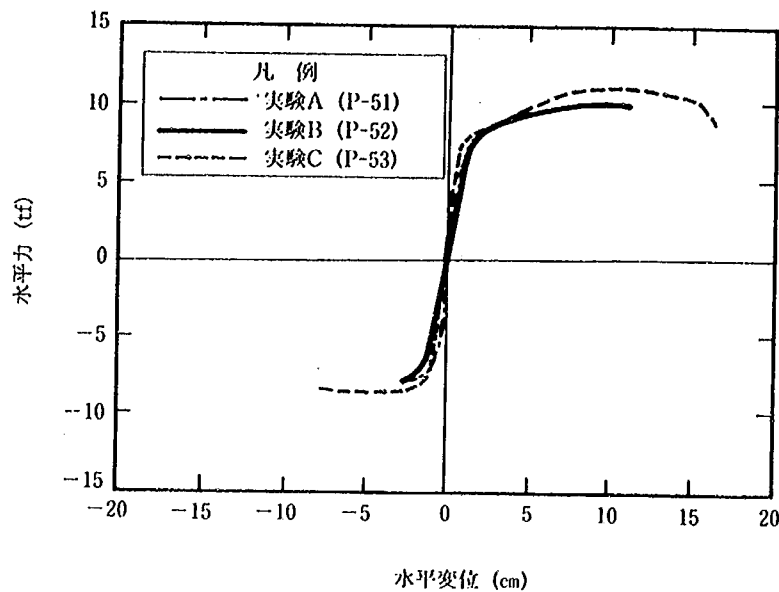


図5-10 供試体P-51, 52, 53の振動台加振実験から得られた履歴曲線の包絡線の比較

表5-3 振動実験から求めた模型の降伏と水平耐力、降伏変位及び最大応答変位

	実験 A	実験 B	実験 C
降伏水平耐力 P_y (tf)	7.42	7.77	8.08
降伏変位 δ_y (cm)	1.41	1.55	1.35
最大応答変位 δ_{max} (cm)	4.47	11.36	16.31
最大応答塑性率 δ_{max}/δ_y	3.17	7.33	12.1

A では、橋脚の最大塑性率が許容塑性率程度であったためである。したがって、逆にいうと、許容塑性率程度までの振動であれば、橋脚には著しい残留変位は生じないとみてよいかもしれない。

実験 B 及び実験 C でおもしろいのは、残留変位は一度生じた後、その後の載荷によって大きくなっていない点である。けたが振動すると、けたの死荷重にけたの相対応答変位を乗じただけの曲げモーメントが付加的に発生する。実験 B 及び実験 C では、図 5-7、5-8 に示すようにけたは偏った後、ほぼ常に正側で振動している。したがって、上述した $P-\Delta$ 効果による付加曲げモーメントは、常にこの方向に変位が増加するように橋脚に作用し続けていることになる。ただし、それにもかかわらず、橋脚の残留変位はこれ以上進行しなかった。

この原因を検討するために、付加曲げモーメントが

どの程度であったかを具体的にみてみよう。残留変位は、実験 B では 2.5 cm、実験 C では 5.1 cm であったから、これより橋脚に生じる付加曲げモーメントは、それぞれ、0.5 tfm、1.02 tfm となる。これを橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置（ピン支承のピン中心位置）までの高さで割れば、上部構造の慣性力の作用位置における等価な水平力を求めることができる。このようにして等価な水平力を求めると、実験 B 及び実験 C に対して、それぞれ 0.21 tf、0.43 tf となる。これは、表 5-3 に示した降伏水平耐力 P_y のそれぞれ 3% 及び 5% にすぎない。これが、いったん生じた残留変位が $P-\Delta$ 効果によって増加しなかった理由と考えられる。したがって、 $P-\Delta$ 効果によって生じる付加的な水平力が、降伏水平耐力 P_y の 5% 程度以下であれば、残留変位の進展は生じないとみてよいであろう。

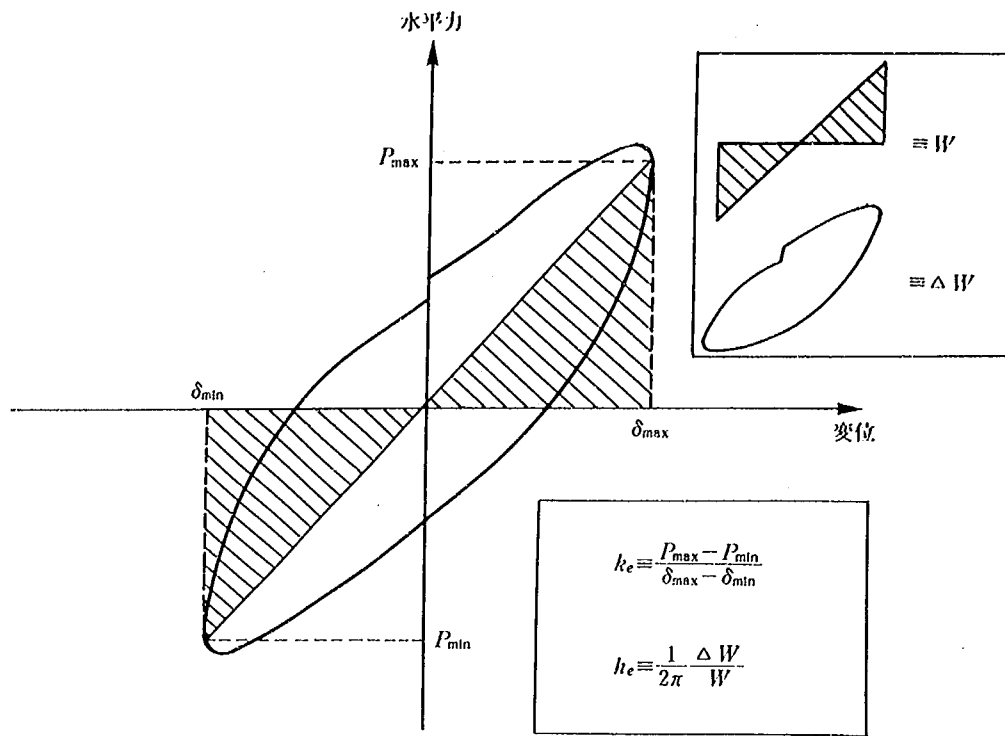
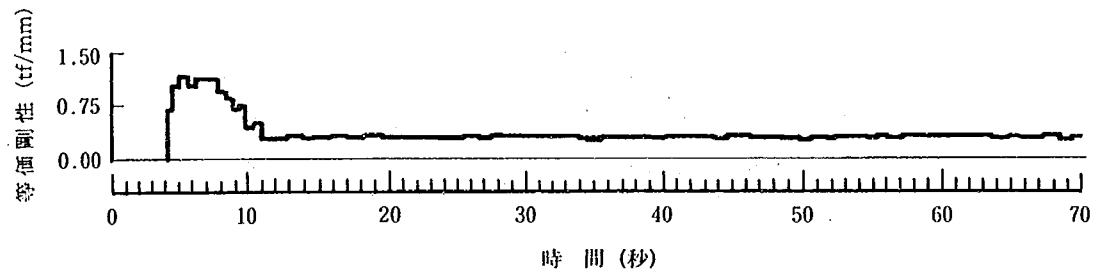
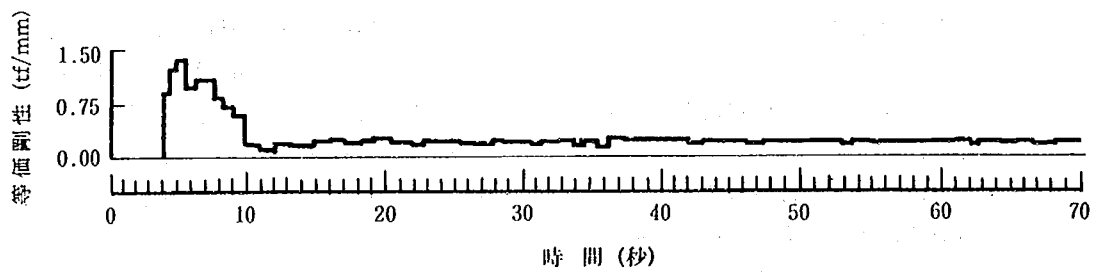


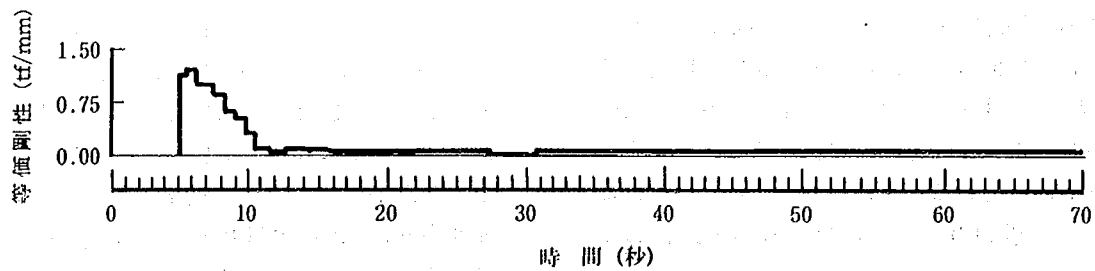
図5-11 等価剛性 k_e 及び等価減衰定数 h_e の定義



(a) 実験Aの場合



(b) 実験Bの場合



(c) 実験Cの場合

図5-12 振動台加振実験における等価剛性の変化

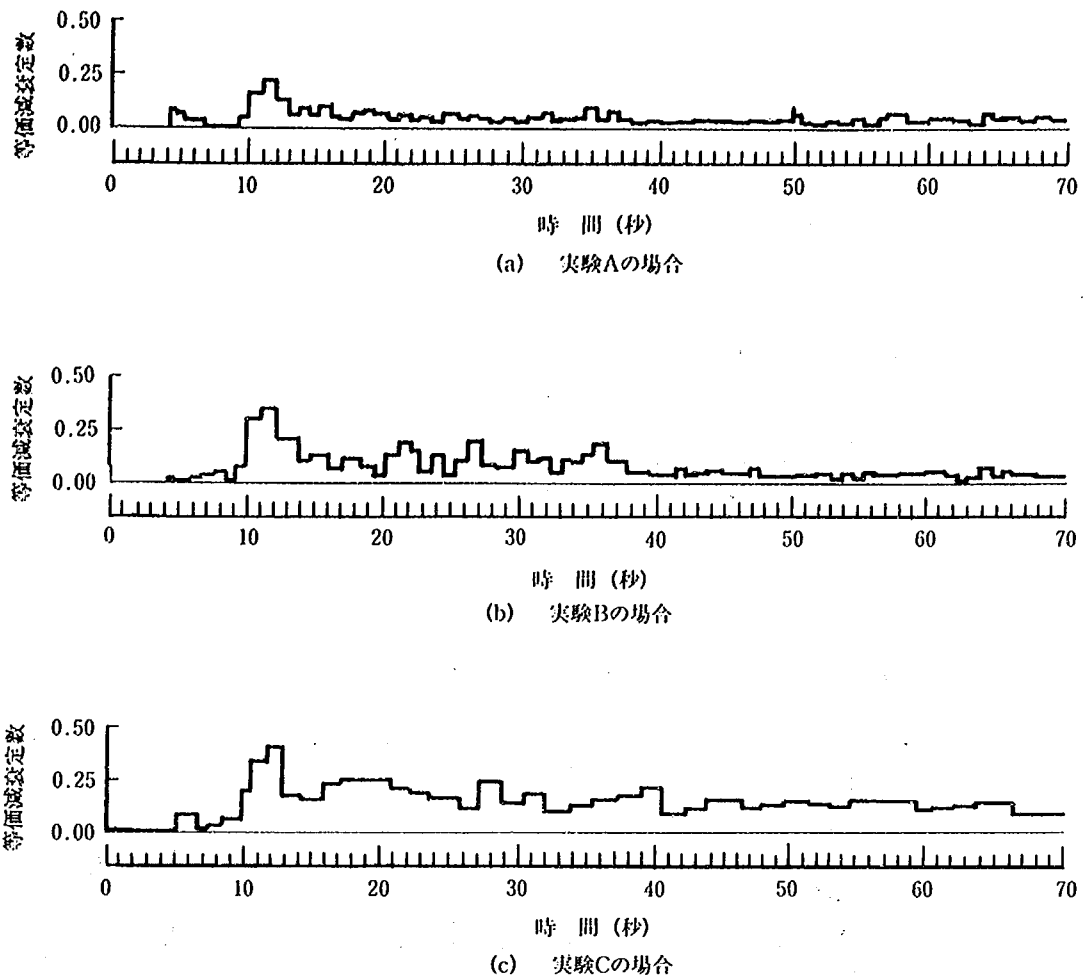


図5-13 振動台実験における等価減衰定数の変化

5.4 変位制御による強制載荷実験との比較

(1) 振動実験から求めた橋脚の相対応答変位を作用させた場合

前節に示した模型振動実験では振動台を用いて橋脚の非線形応答を検討したが、部材の動的特性を検討するためには、従来、一般に変位制御による強制載荷実験が行われている。強制載荷実験であろうと振動台加振実験であろうと、橋脚に生じる変形が重要なわけであるから、これが同じであれば両実験手法は同じ結果を与えるはずである。ここでは、これを実証するために、変位制御による強制載荷実験を行ない、前節に示した振動台加振実験との比較を行った。

図5-14は、強制載荷実験に用いた橋脚模型(供試体P-54, P-55)を示したものである。断面寸法、主鉄筋及び帯鉄筋の材質、径、配置などの基本特性は、図5-4に示した振動台加振実験に用いた供試体と同じである。ただし、振動台加振実験における上部構造の慣

性力の作用位置、すなわちピン支承のピン中心位置と、強制載荷実験における動的載荷装置の取付位置を同じにするため、橋脚頭部付近の寸法は異なっている。また、鉄筋の降伏点、降伏ひずみは振動台加振実験に用いた供試体の鉄筋とほとんど同じであるが、実験時期が同一ではないため、コンクリートの圧縮強度だけは23%大きく、 367 kgf/cm^2 である。

強制載荷実験では、振動台加振実験から得られたけたの応答相対変位そのものを橋脚頭部に変位制御で強制的に与えた。ただし、実験Cでは、振動実験による最大応答変位が 16.3 cm と、実験に用いたアクチュエーターの加力能力を越えていたため、ここでは実験A及び実験Bに対してだけ実験載荷実験を行うこととした。載荷速度は、実験Aでは振動台実験と同じにできたが、実験Bではアクチュエーターの能力から、振動台実験の $1/4$ とした。ただし、2.5に示したようにこの程度の載荷速度の違いは、橋脚の動的特性にほとんど影響を与えない。また、載荷装置の制約からけたの死

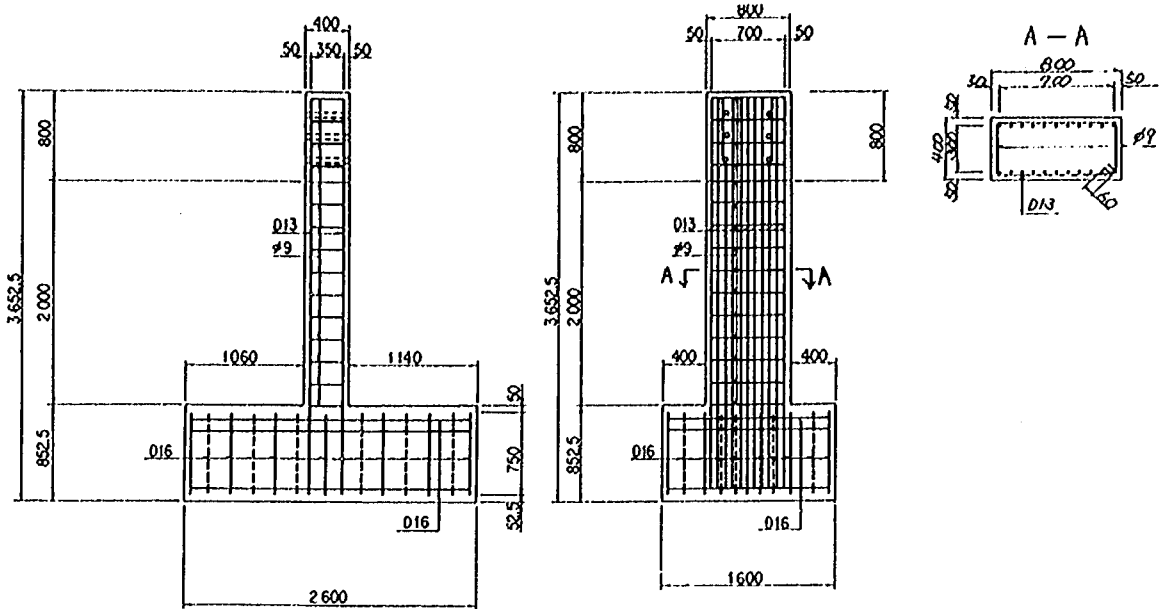


図5-14 強制載荷実験に用いたRC橋脚模型（供試体P-53, P-54, P-55）

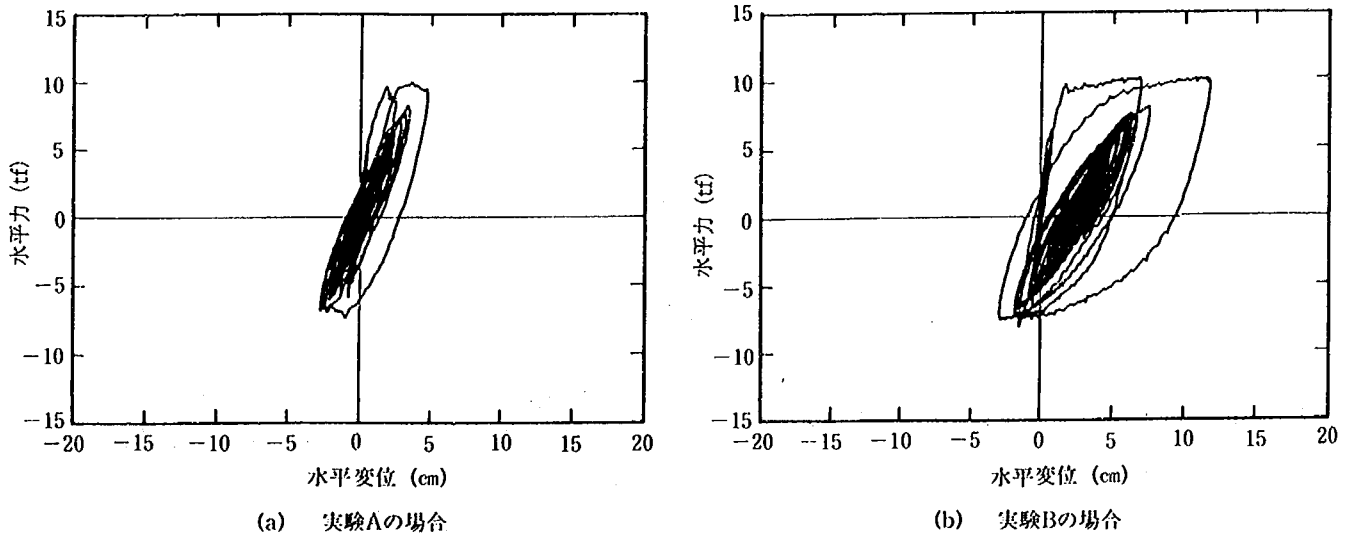


図5-15 強制載荷実験から得られた供試体P-54,55の履歴曲線

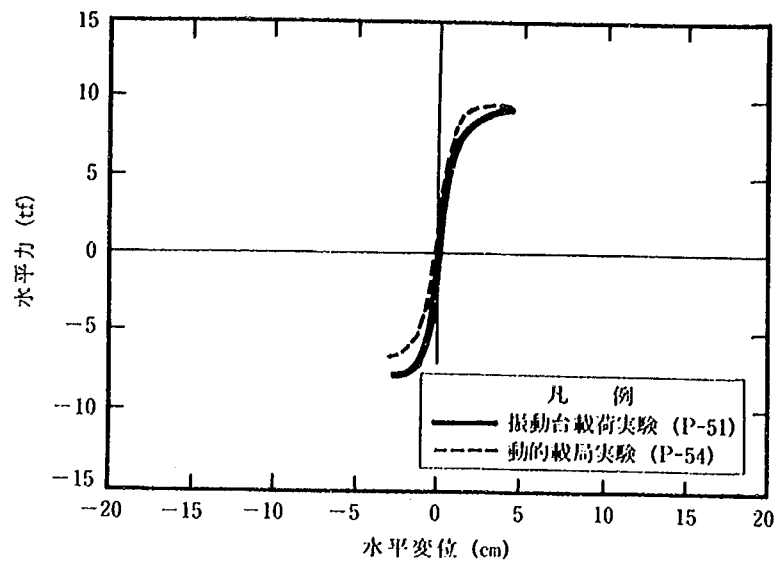
荷重に相当する軸力は加えることができなかった。これも振動台実験とは異なる点であるが、橋脚に作用する軸力は軸応力度にして 6.3 kgf/cm^2 であり、コンクリートの一軸圧縮強度の2%に過ぎない。2.8に示したように、この程度の軸力は橋脚の耐力に大きな影響を与えないとみてよいであろう。

以上のような条件で、強制載荷実験を行った。荷重～変位の履歴曲線を示した結果が図5-15である。図5-9に示した振動台加振実験により求めた履歴曲線と比較すると、非常に良く似ていることがわかる。図5-16は、履歴曲線の包絡線で両実験結果を比較したも

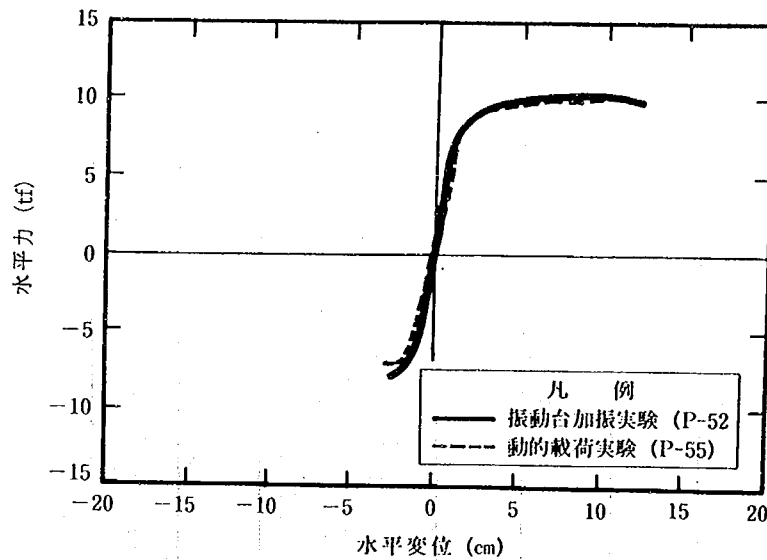
のである。これによっても両者にはほとんど差がないことがわかる。

さらに、載荷終了後の供試体の損傷状況を示した結果が図5-17及び図5-18である。実験A及びでは、クラック程度しか生じておらず、これは振動台実験結果とよく一致している。

このような点から、載荷速度と軸力の2点において加振条件が異なっているが、振動台実験から求められた橋脚の相対変位と同じ変位を強制載荷実験において用いれば、振動台加振によるか、強制載荷によるかといった載荷方法は鉄筋コンクリート橋脚の非線形履歴



(a) 実験A



(b) 実験B

図5-16 履歴曲線の包絡線で比較した振動台加振実験と振動台実験から求めた橋脚の相対変位を変位制御で作用させた実験との比較

特性に影響を与えない。

(2) 一定振幅変位漸増方式による載荷を行なった場合

強制載荷実験では、一般に図 5-19 に示すような一定振幅変位漸増方式により変位制御で供試体に繰り返し荷重を加える。この場合には、2, 4 に示したように同一変位振幅における荷重繰り返し回数が重要で、これにより橋脚基部が曲げ破壊する場合には動的特性、特にじん性率は大きく異なる。したがって、このような載荷方式では、実際の橋脚に生じる応答変位を何らかの形で実務的に単純化して載荷変位を決める必要があるが、現在までの所、こうした点については有効な提案

は行われていない。このため、ここでは、従来一般に行われている一定振幅変位漸増方式による載荷を行ない、振動台加振実験結果と比較することとした。

実験に用いた供試体 (供試体 P-37) は図 5-14 と同一仕様である。ただし、模型の製作時期が異なるため、コンクリートの一軸圧縮強度は、振動台加振実験に用いた供試体より 12% 大きく、 335 kgf/cm^2 であり、また、鉄筋の降伏ひずみは 10% 小さく、 1800μ である。このため、計算上、降伏変位 δ_y は振動台加振実験に用いた供試体よりも小さく、12 mm となる。

図 5-20 は、図 5-19 の載荷履歴で、同一変位振幅に

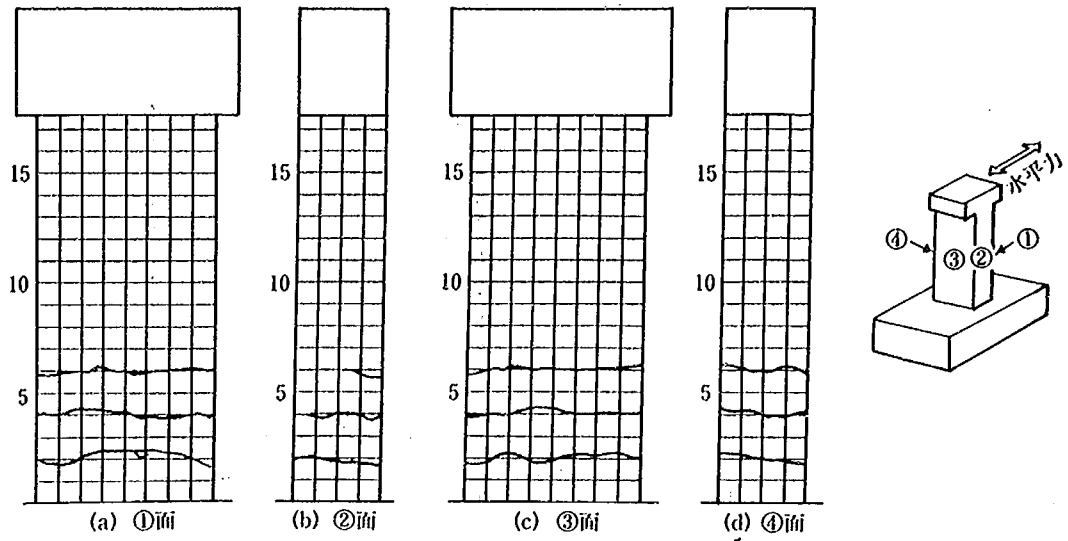


図5-17 供試体P-54の載荷終了後における損傷状況（実験A）

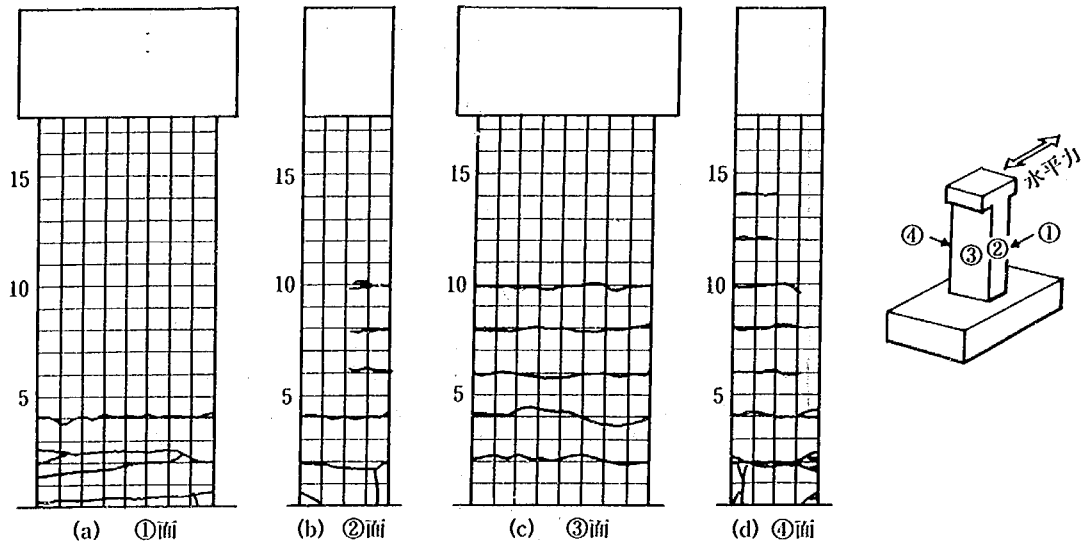


図5-18 供試体P-55の載荷終了後における損傷状況（実験B）

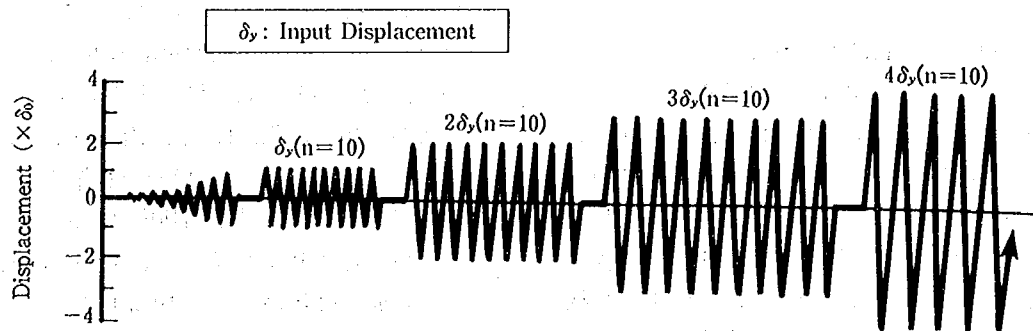


図5-19 一定振幅変位漸増方式による動的載荷実験の履歴

おける載荷繰返し回数を 10 回として繰返し載荷した場合の各載荷終了後の損傷の進展を示したものである。また、図 5-21 は、荷重～変位の履歴曲線を示したものである。

図 5-20 によれば、繰返し強制変位載荷実験では、降伏変位 δ_y の 4 倍に相当する 5.0 cm の振幅で載荷した段階でかぶりコンクリートは剝離し、降伏変位の 6 倍に相当する 7.2 cm で載荷した段階で主鉄筋が破断し始めた。振動台加振実験においては、実験 C では最大応答塑性率が 12.1 にも達したにもかかわらず、主鉄筋の破断は生ぜず、かぶりコンクリートの剝離程度であった点と比較すると、繰返し強制載荷実験では振動台加振実験と比較して明らかに損傷の進行が速い。この差は図 5-22 に示す履歴曲線の包絡線の比較でも明らかで、振動台加振実験に比べて繰返し強制変位載荷実験では、コンクリートの剝離、主鉄筋の破断により、5 cm 程度の小さい変位から荷重が低下し始めていることがわかる。これはある変位に達するまでの載荷履歴の相違によると考えられる。つまり、繰返し強制変位載荷実験では各変位を 10 回ずつ繰返して、順次、変位を大きくしているのに対して、振動台加振実験では、繰返し載荷を受けず、ある地点で載荷履歴がほとんど無い状態でいきなり最大応答に達している。両者にはこの繰返し回数という点から大きな差があり、これが損傷の進行状況や荷重～変位包絡線に大きな影響を与えていると考えられる。

5.5 エネルギー一定則の適用性の検討

4 章では、1 自由度系のバイリニアモデルを仮定した橋脚・上部構造系の非線形地震応答解析によりエネルギー一定則の精度を検討したが、ここでは模型振動台実験結果に基づきエネルギー一定則を検討してみよう。4 章と同じように、橋脚～上部構造系を 1 自由度系としてモデル化する。まず、弾性応答を求めるために、1 自由度系モデルの降伏剛性 K_y 及び等価重量 W_T を求める。降伏剛性 K_y は、表 5-3 に示した振動台加振実験から求められた降伏水平耐力 P_y 及び降伏変位 δ_y から次式によって求められる。

$$K_y = \frac{P_y}{\delta_y} \quad (5-1)$$

また、等価重量 W_T は、模型が水平方向に支持している上部構造部分の重量 W_U 及び橋脚躯体部の重量 W_P から、式 (4-4) に従って次式により求める。

$$W_T = W_U + 0.3 W_P \quad (5-2)$$

降伏剛性 K_y 及び等価重量 W_T から 1 自由度系モデルの固有周期 T は、次式により求められる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_T}{g \cdot K_y}} \quad (5-3)$$

ここで、 g は重力の加速度である。実験ごとに等価重量 W_T 、等価剛性 K_y 、固有周期 T を示したのが表 5-4 である。

橋脚模型が弾性応答とした場合の最大応答変位 δ_E は、振動実験から求めることはできないが、振動台の入力地震動はわかっているので、これより橋脚の固有周期 T に対する入力地震動の変位応答スペクトル S_D として推定することができる。橋脚躯体の質量は上部構造の質量に比較して小さいため、 $\delta_E = S_D$ と考えることができる。

また、図 5-23 に示す $\triangle OAB$ に相当する弾性ひずみエネルギー E_E は、次式によって求められる。

$$E_E = \frac{1}{2} K_y \cdot \delta_E^2 \quad (5-4)$$

ただし、1 自由度系の弾性応答変位 S_D は、系の減衰定数に依存する。したがって、模型橋が降伏剛性 K_y をもって弾性応答とした場合の減衰定数 h を正しく推定することが重要である。しかし、このような条件における模型橋の減衰定数 h を実験的に求めることはなかなか困難である。この理由は、模型橋の減衰定数を求めるためには模型橋を自由振動させるか、もしくは、正弦波加振し、共振曲線からハーフパワー法によって推定すればよいが、ちょうど降伏剛性 K_y に相当する状態で模型橋を自由振動させたり正弦波加振することが非常に困難なためである。このため、ここでは、図 5-12 に示した振動実験から求めた等価減衰定数の時刻歴から模型橋の減衰定数を推定することとした。すなわち、模型橋脚の降伏変位 δ_y は表 5-3 のように求められているから、けたの応答変位が最初に δ_y に達する時の等価減衰定数を図 5-12 から推定することができる。このようにして求めた等価減衰定数は表 5-5 に示すとおりである。変位が小さいところで等価減衰定数を算出しているため、供試体により多少異なっているが、等価減衰定数はおおむね 0.03～0.08 の範囲にあることがわかる。

一方、一定振幅変位漸増方式によって求めた図 5-21 の履歴曲線からも等価減衰定数を求めることができ

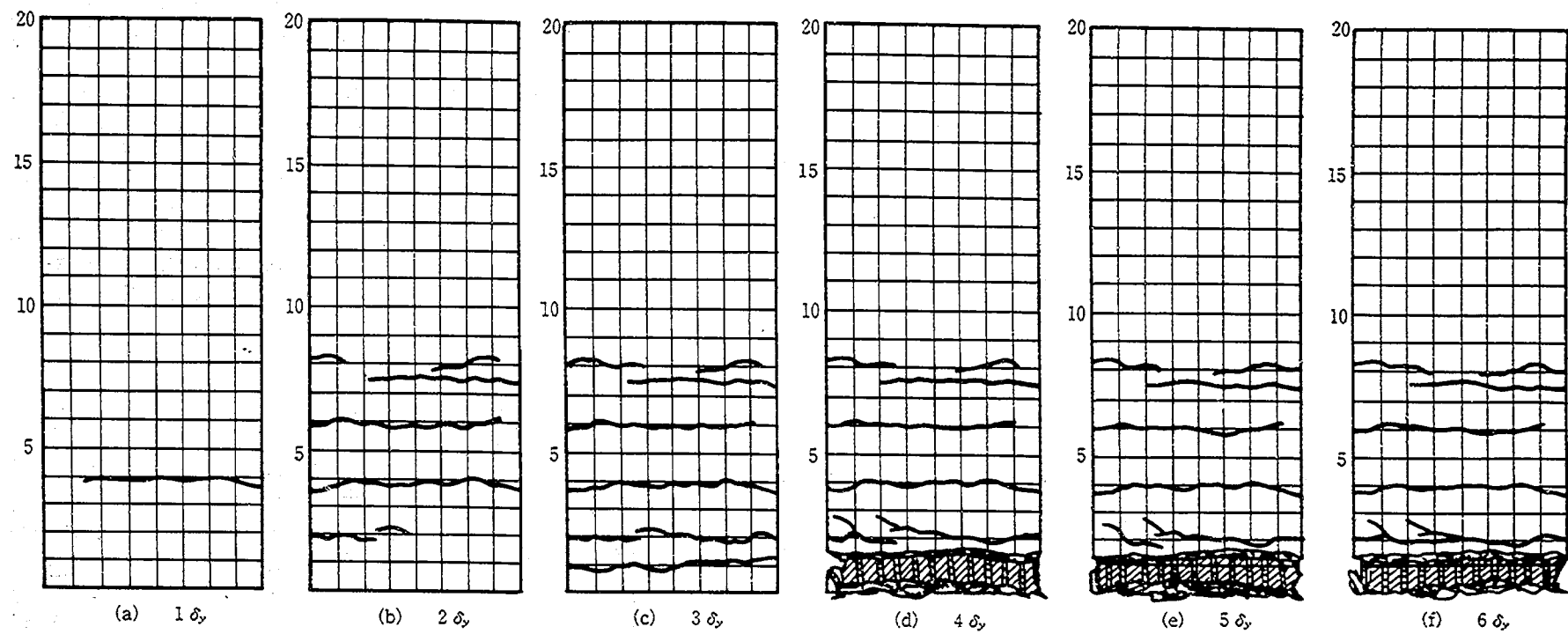


図5-20 供試体P-37の各載荷終了後の損傷の進展状況

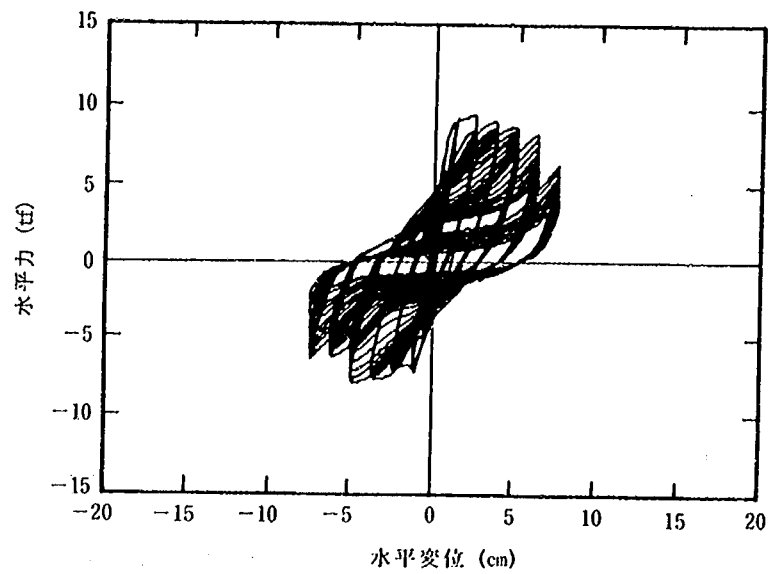


図5-21 供試体P-37の荷重～変位の履歴曲線

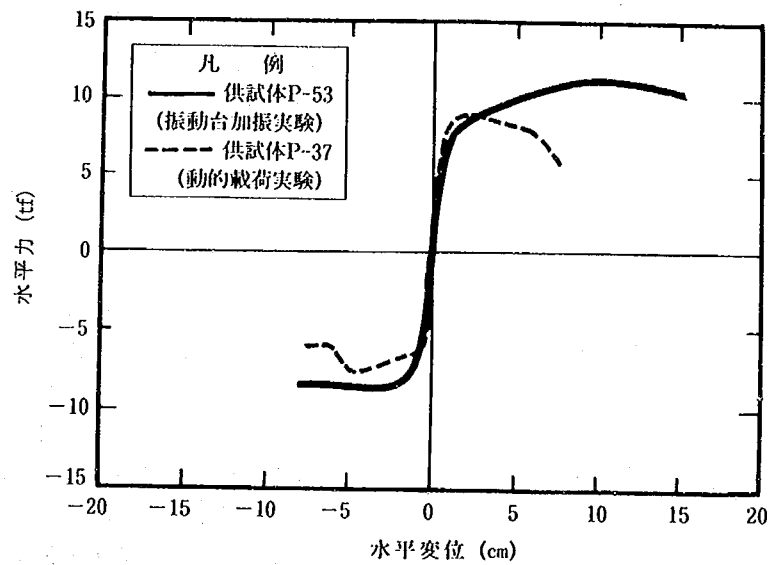
図5-22 供試体P-53（振動台加振実験）と δ_y 供試体P-37（動的載荷実験）の履歴曲線の包絡線の比較

表5-4 1自由度系モデルの諸元

	実験 A	実験 B	実験 C
等価重量 W_T (tf)	40.6		
等価剛性 K_y (tf/m)	526	501	599
固有周期 T (sec)	0.56	0.57	0.52

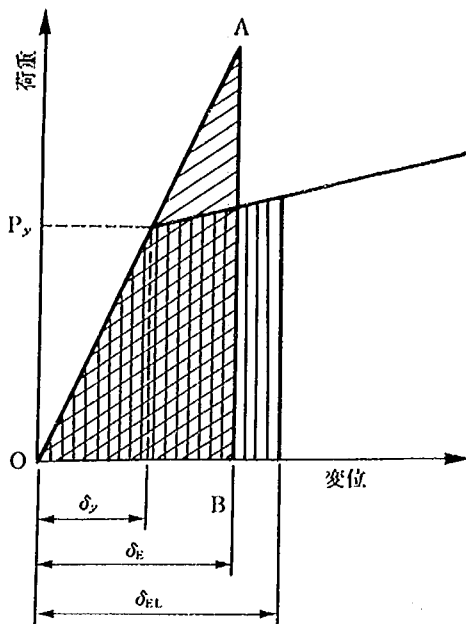


図5-23 エネルギー一定則

表5-5 橋脚が最初に降伏変位 δ_y に達するあたりの等価減衰定数(図5-13からの推定値)

実験ケース	実験A	実験B	実験C
減衰定数 h	0.03	0.06	0.08

る。この場合には、変位制御で正弦波により载荷しているため、等価減衰定数を正確に求めることができる。図5-24がこのようにして求めた等価減衰定数である。等価減衰定数は、载荷変位振幅が大きくなるにつれて増加するが、降伏剛性 K_y に相当する $1\delta_y$ 载荷の際には、0.1~0.03程度の値を取る。 $1\delta_y$ でも等価減衰定数に幅があるのは、同一振幅で各10回繰り返し载荷している間に等価減衰定数が変化するためである。このようにして推定した等価減衰定数は、表5-5に示した値とほぼ同じ結果を与える。

以上のような点から、模型橋の減衰定数は0.03~0.1の範囲にあると考えられる。このため、ここでは模型橋の減衰定数を1%~10%の間で変化させることとした。

以上のようにして求めたけたの最大応答変位 δ_E 及び式(5-4)により算出した弾性ひずみエネルギーを表5-6に示す。なお、一般には減衰定数が小さいほどけたの最大応答変位 δ_E は大きくなるが、実験Aの減衰定数が1%及び2%の場合のように、この関係がわずかに逆転する場合もある。

次に、エネルギー一定則により、以下のようにけたの非線形応答変位 δ_{EL} を算出した。

$$\int P\delta \cdot d\delta = E_E \quad (5-5)$$

ここで、

P : 履歴曲線の包絡線の水平荷重

δ : 履歴曲線の包絡線の水平変位

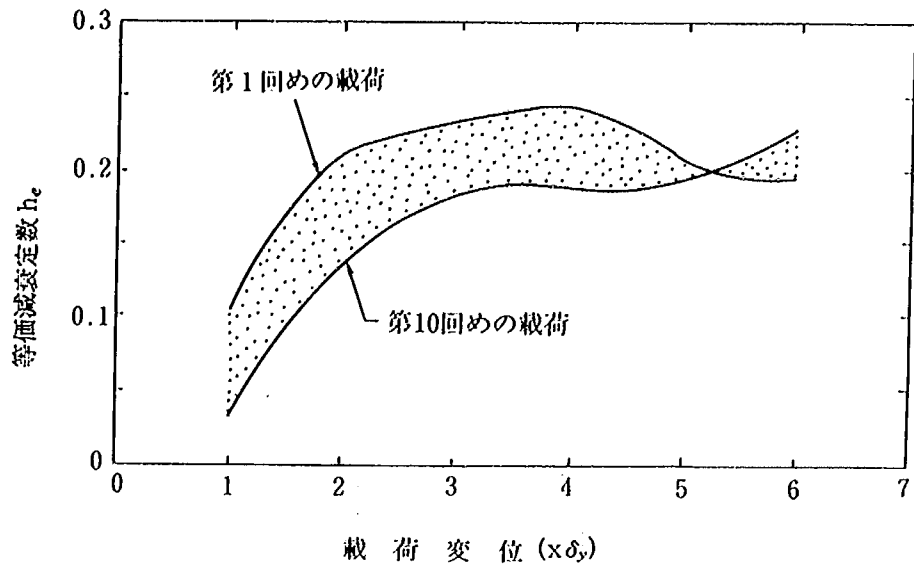
E_E : 式(5-4)による弾性ひずみエネルギー

ここで、履歴曲線の包絡線としては図5-10に示した包絡線を用いることとした。

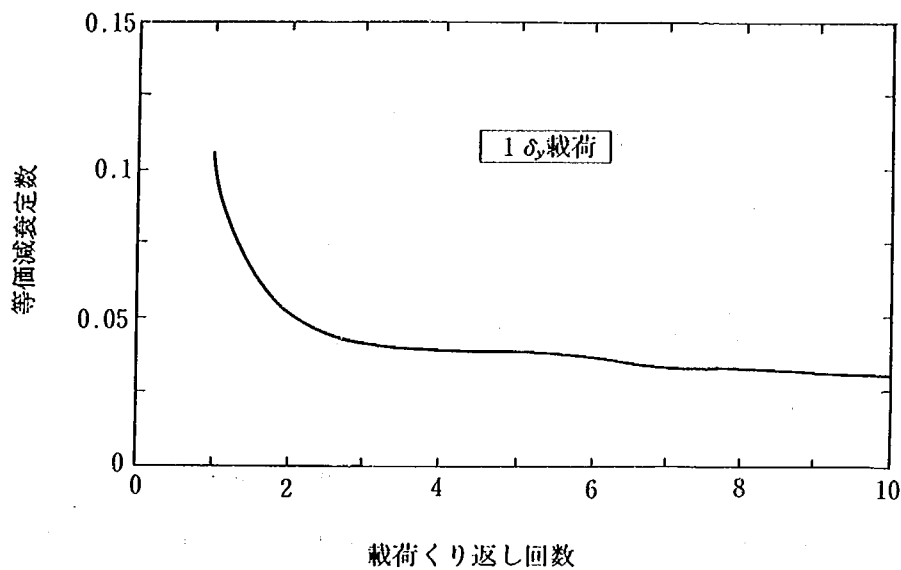
このようにして式(5-5)より算出したけたの非線形最大応答変位 δ_{EL} を表5-7に示す。ここには、振動実験で実際にけたに生じた最大応答変位 δ_{EX} も示している。振動実験では、けたに残留変位が生じたため、この残留変位を含めた値をけたに生じた最大応答変位と考えた場合と、この残留変位分を差し引いた値をけたに生じた最大応答変位と考えた場合に分けて δ_{EL}/δ_{EX} を示している。これは、けたの残留変位は、エネルギー一定則とは別に取り扱うべきものではないかと考えたためである。

表5-7によれば、けたの残留変位を含めた場合には、橋の減衰定数が1%程度と非常に小さい値を仮定しないと、エネルギー一定則により求めた非線形最大応答変位 δ_{EL} は実験によって求めたけたの最大応答変位 δ_{EX} と一致しない。模型橋の減衰定数は、0.03~0.1と推定されるが、この下限値に近い減衰定数2%を仮定した場合には、 δ_{EL}/δ_{EX} は0.83(実験A)、0.84(実験B)、0.68(実験C)とある程度の一致を示す。しかし、模型橋の減衰定数を5%と仮定すると、 δ_{EL}/δ_{EX} は0.79(実験A)、0.69(実験B)、0.48(実験C)となり、エネルギー一定則で推定した非線形最大応答変位 δ_{EL} は実験で実際にけたに生じた最大応答変位 δ_{EX} を30%~50%程度過小に評価する。

けたに生じた残留変位は橋脚模型の損傷によるものであり、エネルギー一定則で考えている等価性とは別に扱うべきものであると考えて、残留変位分だけを差し引いてけたの最大応答変位を評価した場合には、模型橋の減衰定数を2%程度と仮定すれば、 δ_{EL}/δ_{EX} は0.89(実験A)、1.08(実験B)、0.99(実験C)と、 δ_{EL} は δ_{EX} と比較的良好に一致する。また、この場合には、模型橋の減衰定数を5%と仮定しても、 δ_{EL}/δ_{EX} は0.85(実験A)、0.87(実験B)、0.69(実験C)となり、 δ_{EL} は δ_{EX} を15%~30%過小評価しているものの、上述したけたの残留変位を含んだ場合よりもかなり精度が向上する。



(a) 各载荷段落における等価減衰定数

(b) 1 δ_y 载荷における载荷くり返しにともなう等価減衰定数の変化図5-24 変位制御による強制载荷実験（一定振幅変位漸増方式）より求めた橋脚模型の等価減衰定数 h_e

けたの最大応答変位として、残留変位を含めるべきかこれを差し引くべきかにはいろいろの議論があるが、耐震設計に用いるという観点から重要な点は、1本柱形式のRC橋脚には橋脚の損傷にともない残留変位が生じるという点と、そうであるならばこれを含んだ上で橋脚に生じる最大応答変位を推定しなければならないという点である。こういう観点からみれば、模型橋の減衰定数には幅があるが、平均的には中間値の5%程度と仮定すると、エネルギー一定則によって推定したけたの非線形最大応答変位 δ_{EL} はけたに実際に生じた最大応答変位 δ_{EX} を30%~50%程度過小評価す

る場合があることに留意しておかなければならない。

5.6 変位一定則の適用性の検討

わが国ではエネルギー一定則が用いられる場合が多いが、構造物の非線形応答を近似する手法としては、エネルギー一定則と並んで変位一定則がある。これは、非線形最大応答変位は、弾性の最大応答変位とほぼ等しいというものである。すなわち、

$$\delta_{EL} = \delta_E \quad (5-6)$$

ここで、

表5-6 模型橋の弾性応答変位 δ_E 及び弾性ひずみエネルギー E_E

	実験ケース	減衰定数			
		1%	2%	5%	10%
弾性応答変位 δ_E (m)	実験A	0.0303	0.0320	0.0309	0.0257
	実験B	0.0631	0.0563	0.0500	0.0407
	実験C	0.0722	0.0590	0.0477	0.0410
弾性ひずみ エネルギー E_E (J · m)	実験A	0.2422	0.2688	0.2514	0.1736
	実験B	0.9968	0.7940	0.6257	0.4155
	実験C	1.5625	1.0421	0.6810	0.5047

表5-7 エネルギー・一定則の適用性

実験ケース	エネルギー・一定則の精度	減衰定数			
		1%	2%	5%	10%
実験A	弾性応答変位 δ_E (cm)	3.03	3.20	3.09	2.57
	エネルギー一定則で求められる等価変位 δ_{EL} (cm)	3.45	3.74	3.55	2.69
	実験値 δ_{EX} (cm)	4.5(4.2)			
	δ_{EL}/δ_{EX}	0.77(0.82)	0.83(0.89)	0.79(0.85)	0.60(0.64)
実験B	弾性応答変位 δ_E (cm)	6.31	5.63	5.00	4.07
	エネルギー一定則で求められる等価変位 δ_{EL} (cm)	11.75	9.57	7.73	5.38
	実験値 δ_{EX} (cm)	11.4(8.9)			
	δ_{EL}/δ_{EX}	1.03(1.32)	0.84(1.08)	0.69(0.87)	0.47(0.60)
実験C	弾性応答変位 δ_E (cm)	7.22	5.90	4.77	4.10
	エネルギー一定則で求められる等価変位 δ_{EL} (cm)	15.80	11.07	7.78	6.12
	実験値 δ_{EX} (cm)	16.3(11.2)			
	δ_{EL}/δ_{EX}	0.97(1.41)	0.68(0.99)	0.48(0.69)	0.38(0.55)

注) () 内は、残留変位を差し引いた桁の最大応答変位

表 5-8 変位一定則の適用性

実験ケース	エネルギー・一定則の精度	減 衰 定 数			
		1 %	2 %	5 %	10%
実験 A	弾性応答変位 δ_E (cm)	3.03	3.20	3.09	2.57
	エネルギー一定則で求められる等価変位 δ_{EL} (cm)	3.03	3.20	3.09	2.57
	実験値 δ_{EX} (cm)	4.5(4.2)			
	δ_{EL}/δ_{EX}	0.67(0.72)	0.71(0.76)	0.69(0.74)	0.57(0.61)
実験 B	弾性応答変位 δ_E (cm)	6.31	5.63	5.00	4.07
	エネルギー一定則で求められる等価変位 δ_{EL} (cm)	6.31	5.63	5.00	4.07
	実験値 δ_{EX} (cm)	11.4(8.9)			
	δ_{EL}/δ_{EX}	0.55(0.71)	0.49(0.63)	0.44(0.56)	0.36(0.46)
実験 C	弾性応答変位 δ_E (cm)	7.22	5.90	4.77	4.10
	エネルギー一定則で求められる等価変位 δ_{EL} (cm)	7.22	5.90	4.77	4.10
	実験値 δ_{EX} (cm)	16.3(11.2)			
	δ_{EL}/δ_{EX}	0.44(0.64)	0.36(0.53)	0.29(0.43)	0.25(0.37)

注) () 内は、残留変位を差し引いた桁の最大応答変位

δ_{EL} : 変位一定則に基づく非線形最大応答変位

δ_E : 弾性解析による最大応答変位

式(5-6)により、非線形最大応答変位 δ_{EL} を算出し、これと振動実験により求めたけたの最大応答変位 δ_{EX} を比較した結果が表 5-8 である。この場合には、当然ながらエネルギー一定則よりもけたの変位をさらに過小に評価する。橋の減衰定数を 5% と仮定すると、 δ_{EL}/δ_{EX} は 0.69 (実験 A), 0.44 (実験 B), 0.29 (実験 C) と非常に小さい。けたの残留変位を差し引いても、 δ_{EL}/δ_{EX} は 0.74 (実験 A), 0.56 (実験 B), 0.43 (実験 C) と 30%~60% も過小評価することになる。このような点から、変位一定則は適用性がきわめて悪いといえることができる。

5.7 ま と め

RC 橋脚の非線形域における動的特性を検討すると同時に、載荷方法の影響、等価エネルギー法の適用精度を検討することを目的として、断面寸法 40 cm×80 cm、有効高さ 2.4 m、せん断支間比 6.9 の RC 橋脚模型を製作し、これに対する振動台加振実験及び変位制

御による強制載荷実験を行った。本解析から得られた結論は、以下の通りである。

1) 設計水平震度を 0.15 として震度法により耐震設計した RC 橋脚模型に、図 5-3 の応答スペクトル特性を有する地震動を最大加速度を 275 gal (実験 A), 360 gal (実験 B), 402 gal (実験 C) として入力した結果、最大応答塑性率がそれぞれ 3.17, 7.33, 12.1 の応答が RC 橋脚模型に生じた。けたに生じた最大加速度は、実験 A, B, C に対してそれぞれ 216 gal, 231 gal, 238 gal であり、入力地震動強度が変化したほどには変化しなかった。けたの重量は 40.1 tf, RC 橋脚模型の降伏水平耐力は 7.42 tf~8.08 tf であるから、RC 橋脚模型に降伏水平耐力を生じさせるには 181 gal~197 gal の加速度が必要となる。振動実験でけたに生じた最大加速度はこの約 1.2 倍に相当する。これは、最大耐力が降伏水平耐力の約 1.2 倍あるためである。

2) 橋脚の等価剛性は、加振の初期の段階で急激に低下し、入力地震動がピークを迎える段階までには初期剛性に比較して 23% (実験 A) ~ 5% (実験 C) もの小さい値に落ち着いた。入力地震動がピークを過ぎ

てからは、等価剛性はこの小さい値からほとんど変化しない。これに対して、RC 橋脚の等価減衰定数は、橋脚に損傷が生じ等価剛性が低下し始める頃から大きくなり始める。

3) 加振後に橋脚には残留変位が残った。残留変位は、実験 B 及び実験 C で著しく、それぞれ降伏変位の 1.6 倍、3.8 倍に達した。残留変位は、入力地震加速度が最大となった直後に、ほぼ瞬間的に生じ、その後はこれだけ原点からずれた点を中心にして橋脚は振動した。一度残留変位が生じてからは、その後の加振によって残留変位の増加は生じなかった。これは、残留変位によって $P-\Delta$ 効果が生じるが、これによる付加的な水平力が橋脚の降伏水平耐力の 5% 以下と小さかったためである。

4) 実験 C では、最大応答塑性率が 12.1 に達したにもかかわらず、橋脚の損傷は橋脚基部におけるコンクリートの剥離や主鉄筋の面外座屈が生じた程度である。橋脚の部材実験では、一般に同一変位振幅での繰返し回数を 10 回程度とする変位制御による一定振幅変位漸増方式が用いられることが多いが、このようにして載荷すると、応答塑性率が 4 でかぶりコンクリートの剥離が、また、応答塑性率が 6 で主鉄筋の破断が生じた。したがって、振動台加振実験で生じた橋脚の損傷は、変位制御による一定振幅変位漸増法による損傷に比較して非常に小さい。この理由は、荷重の繰返し回数が異なるためであり、このような点につ

いて今後さらに詳細に検討する必要がある。

5) 振動台加振実験によって得られた橋脚の相対応答変位を変位制御のもとで橋脚に強制載荷した場合には、振動台加振実験とほとんど同じ履歴特性が得られた。したがって、フーチングに対して橋脚を同じだけ変位させれば、振動台実験によるか強制載荷実験によるかといった載荷方法は RC 橋脚の履歴特性に影響を与えない。

6) 振動台実験結果に基づいてエネルギー一定則の適用性を検討した。模型橋の減衰定数の推定に幅があり、これにより大きく異なってくるが、エネルギー一定則によって推定したけたの非線形最大応答変位 δ_{EL} は実際に振動台実験で橋脚に生じたけたの最大応答変位 δ_{EX} を最大で 50% 程度過小評価する。ただし、3) に示した残留変位を差し引いたけたの最大応答変位を δ_{EX} とみなせば、エネルギー一定則によって推定した非線形最大応答変位 δ_{EL} は δ_{EX} をよく近似する。

7) 6) と同様にして変位一定則の適用性を検討すると、変位一定則はけたに生じた最大応答変位を著しく過小に評価する。

参考文献

- 1) 佐伯彰一 他：第 9 章 橋梁関係の被害，1978 年宮城県沖地震震害調査報告書，土木研究所報告，第 159 号，昭和 58 年 3 月

6. 工学的な最大地震の規模の検討

6.1 概 説

耐震設計では、設計地震力を適切に定めなければならない。設計地震力の推定に関しては、昭和39年以後鋭意進められた強震観測記録の統計解析等により、耐震設計で重要な地震力特性が最大地震動や加速度応答スペクトル、継続時間等の距離減衰式として研究されている¹⁾²⁾³⁾⁴⁾。これにより、推定式回りのバラツキは大きいですが、地震の規模(マグニチュード)、震央距離、地盤条件等が想定されればある程度の精度で地震力を想定することが可能となっている。

耐震設計では、当該地点に発生する最大の地震力が重要であり、このためには、当該地点に発生する最大規模の地震マグニチュードを推定することが重要である。このような点に関しては、わが国に生じた既往最大地震の分布や断層特性等に関する研究が地震学の分野で多数行われているが、工学的に耐震設計に必要な形でわが国の中のある地域に生じるであろう最大地震を与えるような研究はあまり行われていない。

このため、本章では、既往の地震発生状況に基づきわが国の各地域ではどの程度の最大地震が生じ得るかを検討することとする。

6.2 解析対象とした地震資料

本解析で対象とする地震は、1885年(明治18年)から1981年(昭和56年)に至る97年間にわが国周辺で発生したマグニチュード5.0以上の震源深さが60km未満の浅発地震である。このうち、1885年(明治18年)～1925年(大正14年)については、宇津による日本の地震の表⁵⁾、1926年(昭和元年)～1960年(昭和35年)については気象庁による改訂日本付近の主要地震の表⁶⁾、また、1961年(昭和36年)～1981年(昭和56年)については気象庁地震月報に、それぞれよるものとする。なお、解析に際しては、地震資料の精度の変遷を考慮し、1885～1925年間と1926～1981年間の二つの期間に分けて、それぞれ解析することとする。解析対象とした地震の総個数は、1885～1925年間では389個、1926～1981年間では2469個である。

6.3 わが国周辺の地球物理学的特性及び被害地震の分布

図6-1はわが国付近の大地形を、水深-2,000mと-6,000mを境として3つに区分したものである⁷⁾。ここで、大地形とは、一般に地球の表面から海水を取り除いたと仮定した場合の陸地と海底をひと続きとして大きく眺めた凹凸をいう。これによれば、水深-

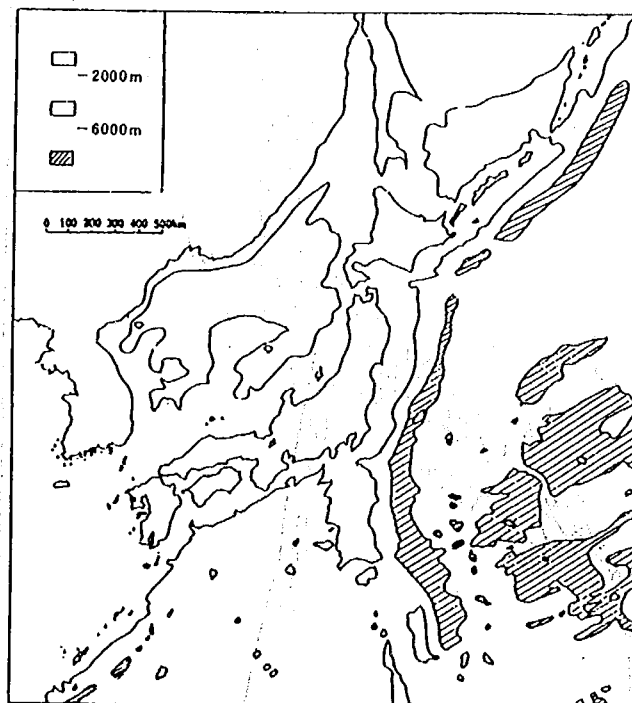


図6-1 日本付近の大地形 ([7] による)

6,000 m 以下の地帯は千島海溝、日本海溝、伊豆小笠原海溝の3海溝及び、琉球海溝に相当する。これらの海溝と島弧との間は水深-2,000 m から水深-6,000 m に至る大規模な斜面となっている。また、細長い隆起部（島弧）と沈降部（海溝）は互いにおおむね平行して分布していることがわかる。さらに、図6-2に示すようにわが国は東日本島弧系と西日本島弧系からなっている⁷⁾。

図6-3は日本周辺のアイソスタシー異常(均衡異常)値の分布を示したものである⁷⁾。日本海溝沿いには100ミリガルもしくはそれ以上の負の異常地帯が分布している。これらの地帯では、軽い物質が静水圧平衡に逆らって無理に地下の深所へ押し込まれていることを示している。図6-3においては、東北日本と西南日本、本州の太平洋側と日本海側で、それぞれ異常値の分布の様子が大きく異なっていることが特徴として指摘されている。

地球上においては、どこでも地球内部から地表に向かって熱が流れている。図6-4は日本付近における熱流量の分布を示したものである⁷⁾。世界の平均的な熱流量は1.5 HFU ($10^{-6}\text{cal/cm}^2\cdot\text{s}$)とされており、一般には便宜的に、2.0 HFU 以上を正の熱異常、1.0 HFU

以下を負の熱異常とそれぞれ呼ばれている。いま、図6-4において、1.5 HFU の等値線を境として熱流量の多い地域と少ない地域に分けてみると、図6-2に示した東日本島弧系と西日本島弧系の境界線に平行してこのような等値線が分布していることがわかる。また、東北日本と西南日本では、熱流量の分布が異なり、さらに、本州の太平洋側では一般に熱流量は少なく、日本海側では多い。

日本の火山帯は、一般に図6-5に示すように、東日本火山帯と西日本火山帯の2つに区分される⁷⁾。火山帯の外側（海溝側）のへりは明瞭であるのに対し、内側のへりははっきりしていない。火山の数も外側（海溝側）のへりに沿って集中的に分布している。また、火山フロントは前述した熱流量の異常の多い地域と少ない地域とを分ける1.5 HFU の等値線（図6-4参照）とおおむね一致している。

宇佐見は、1873年(明治6年)から1973年(昭和48年)の101年間に発生した日本の被害地震の震央分布を整理し、被害地震の分布について以下の事項を指摘している⁸⁾。

(a) 被害地震は日本全体にわたって、一様に起こってはいない。

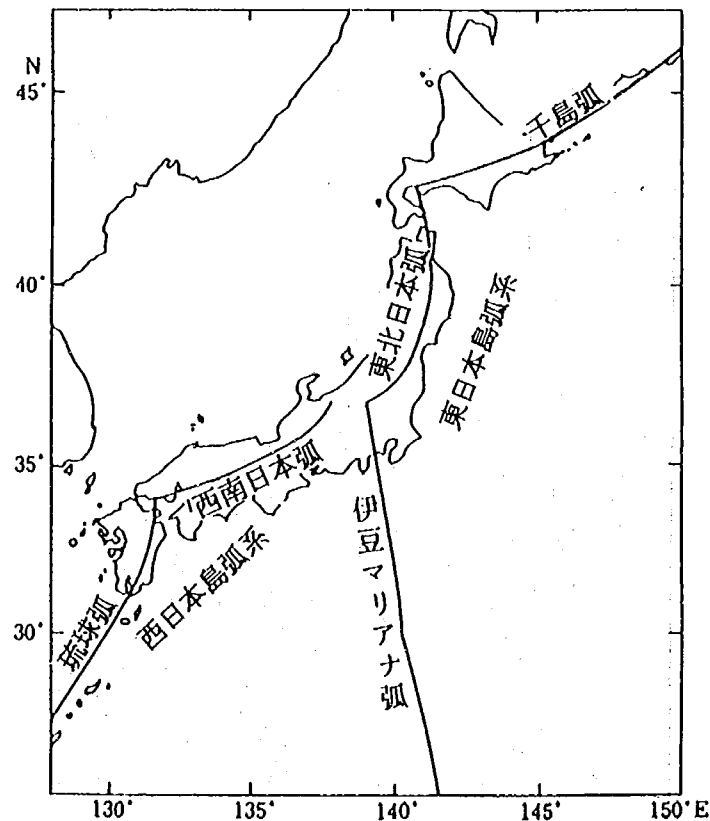


図6-2 日本を構成する2つの島弧系 ([7] による)

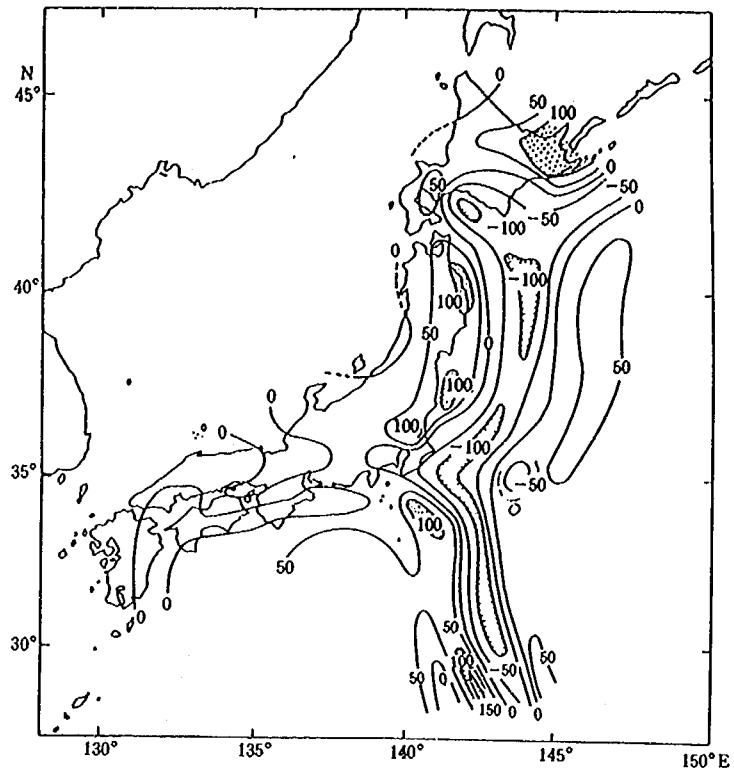


図6-3 日本付近における重力のアイソスタシー異常値の分布 (単位：ミリガル) ([7] による)

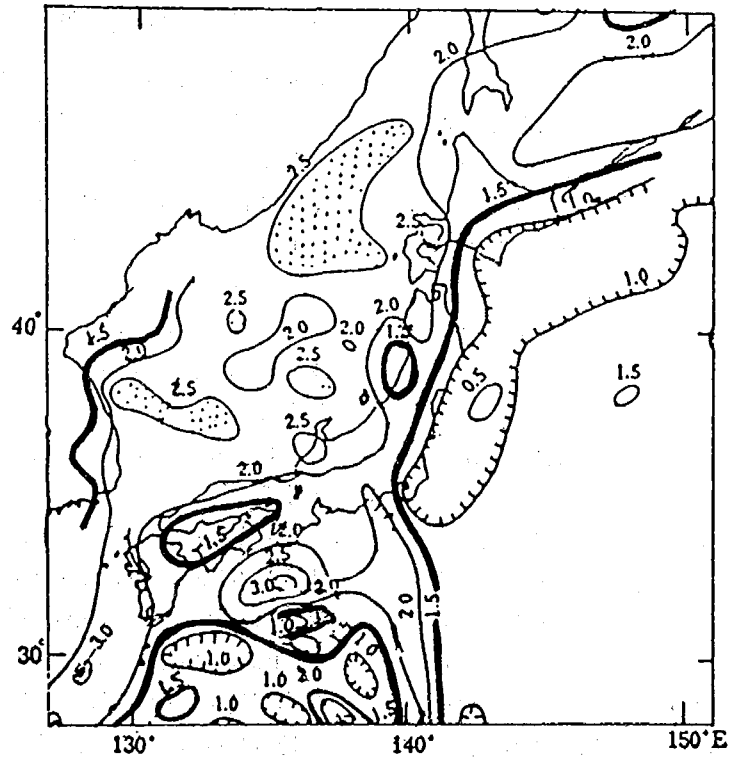


図6-4 日本付近における熱流量の分布 (単位：HFU=10⁻⁶cal/cm²・s) ([7] による)

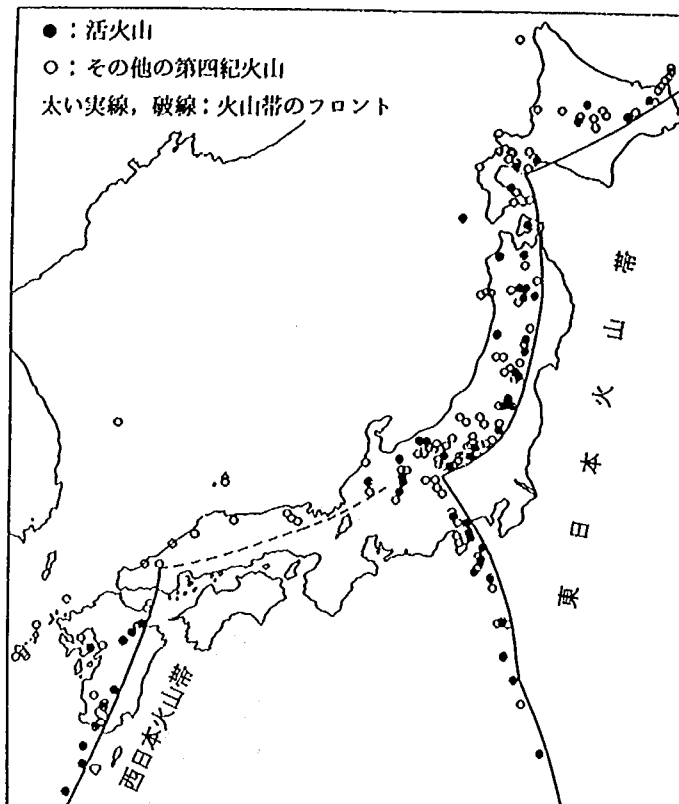


図6-5 日本の火山と火山フロント ([7] による)

(b) 北海道の内陸部においては、東部地区を除けば被害地震は起こっていない。

(c) 東北日本における被害地震の震央分布を東日本火山帯のフロントで区分してみると、その西側で分布の様子が異なっている。すなわち、火山フロントの東側で発生する地震は、陸地よりむしろ沖合の海底で多く発生する傾向にある。これに対し、火山フロントの西側では、被害地震は内陸から沿海部にかけての地域で起こっている。さらに、地震の個数は、火山フロントの西側に比較して火山フロントの東側に多い。

(d) しかしながら、西南日本においては、被害地震は陸地を中心に起こっており、東日本火山帯の火山フロントの東側に比べると、地震個数は少ない。

(e) 被害地震の起こった箇所は、地域的に比較的よくまとまっている。すなわち、北海道の南東部から岩手県の沖合海底の三角地域、宮城県から茨城県の沖合海底の長方形地域、関東地方の南部から南西部にかけての地域、琵琶湖周辺地域、紀伊半島とその南方海底、山陰地方沿海部、宮城県東方海底、九州西部沿海地帯である。

6.4 地震活動の地域区分

6.4.1 地震活動の暫定地域区分

以上に示した日本列島付近の地球物理学的な特徴のうち主要なものを重ね書きすると、図6-6のようになる。これによれば、日本列島は巨視的に、北海道、東北日本（フォッサマグナより東側の本州）、西日本（フォッサマグナより西側の本州）、九州の4つに分けることができる。このうち、前三者はさらにそれぞれ太平洋側と日本海側に、また、九州は太平洋側と東支那海側にそれぞれ分けることができる。このため、ここでは、日本列島を大きく合計8地区に大別することとする。

しかしながら、被害地震の震央分布によれば、このように8地区に分けても地震の起こり方にはまだかなりはっきりとした地域性がありそうである^{9)~13)}。そこで、上記の8地区の分割を基礎に図6-7に示すように、日本列島を緯度、経緯でそれぞれ2度ごとに合計24の小地区に区分した。ただし、24個の小地区の面積は全て同一となるように区分している。ここでは、これら小地区を小活動区と呼び、これらの中の地震活動度を検討することとする。

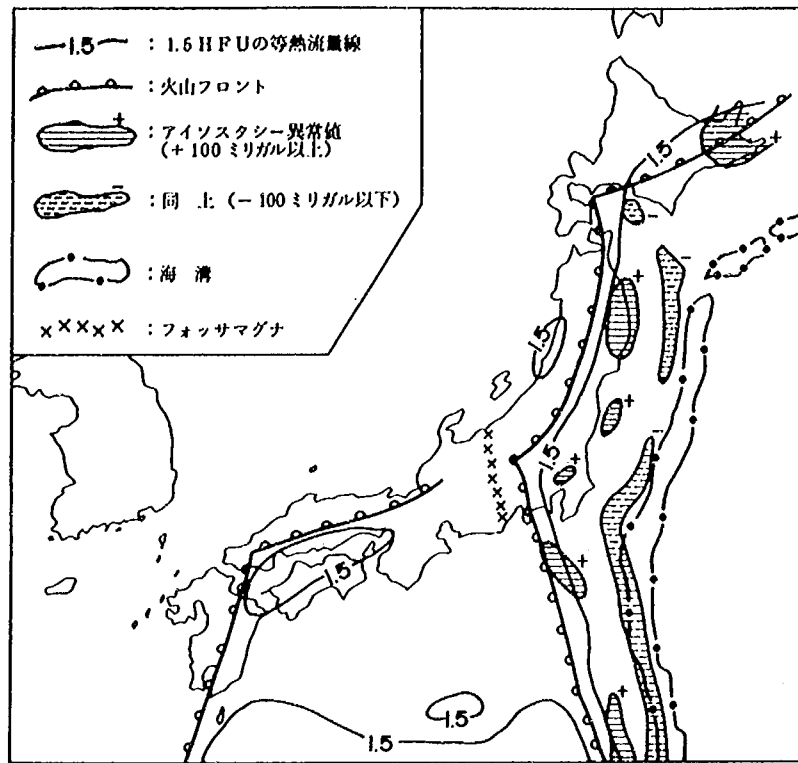


図6-6 物理物理的特徴の概略分布

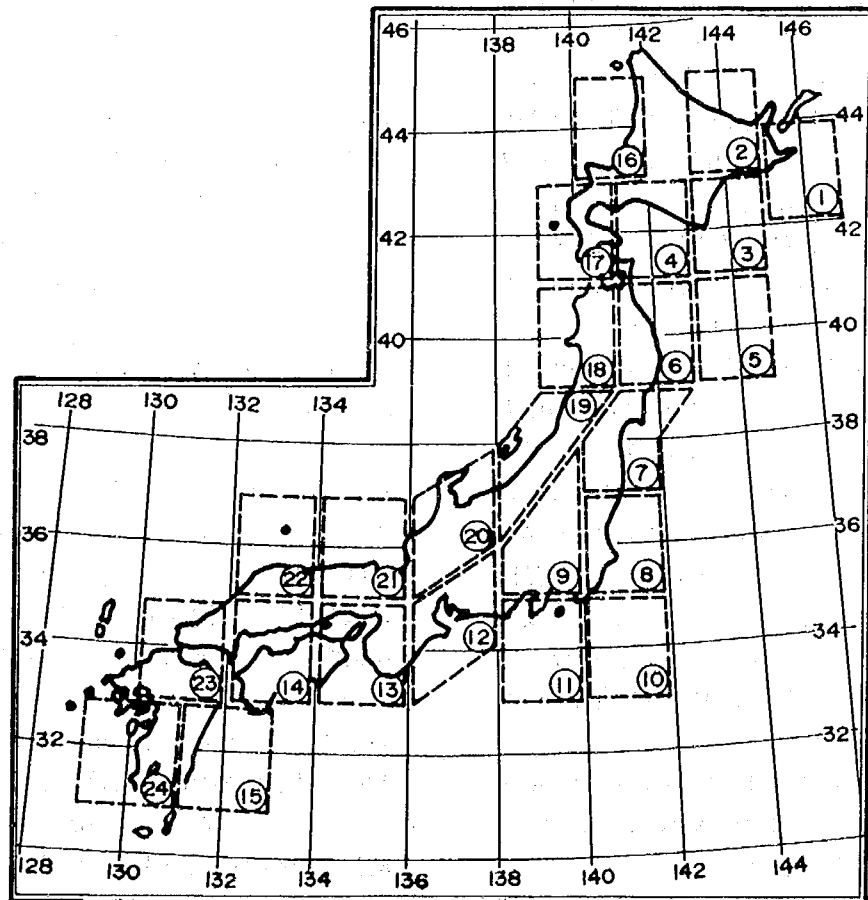


図6-7 暫定的な小活動区とその番号

6.4.2 小活動区ごとの累積地震発生回数とマグニチュードの関係

ある地域内においてある期間内に発生したマグニチュードが M 以上の地震の累積個数を $N(M)$ とすれば、 $\log N(M)$ と N との間には一般に Gutenberg-Richter の式 (以下 G-R 式と呼ぶ) と呼ばれる次の関係がある¹⁴⁾¹⁵⁾。

$$\log N(M) = a - bM \quad (6-1)$$

ここで、 $a = \log N(0)$ であり、また、 b は式 (6-1) の直線の勾配を表わしている。係数 a は対象とする地域の広さや期間の長さにより変化するが、係数 b はこうした点に係わりなく、対象地域内の歪エネルギーが大小の地震にどのように分配されて放出されるかという特性に支配されると考えられている。図 6-7 に示した 24 個の小活動区では、面積はすべて同一にとられており、また、統計年数も同一であるため、それぞれの小活動区ごとに定めた係数 a , b は、それぞれの小活動区の地震活動度を相対的に表わす指標になると考えられる。

そこで、24 の小活動区ごとに、 $\log N(M)$ と M の関係をプロットした結果が図 6-8 である。ここで、解析対象期間は、(a) 1885～1925 年、および、(b) 1926～1981 年の両者に対して示している。G-R 式で示される経験的事実によれば、対象とする小活動区で発生した地震が余す所なく検知されているとすれば、 $\log N(M) \sim M$ の関係は直線になるはずである。したがって、もし、 M の小さい範囲で $\log N(M) \sim M$ の関係が直線とならなければ、これはその小活動区において M の小さい地震に検知もれがあることを示している。

このような見方では図 6-8 を見ると、1885～1925 年間の地震資料を用いた場合には、検知能は日本の中央部 (例えば、7, 8, 9, 19, 20 の小活動区) においては 5.9 程度であり、これから離れるとさらに低くなるのがわかる。これに対して、地震観測網が順次整備されてきた 1926 年～1981 年の地震資料では、各活動区ともおおむね $M > 5$ の地震についてはもれなく検知されているとみてもよいであろう。このような点から、以下に示す地震活動度の解析には 1926 年～1981 年の地震資料を用いることとした。

次に、図 6-8 の結果を式 (6-1) にあてはめ、G-R 式の係数 a , b を求めることとした。係数 a , b は次の 2 種類の方法で求めることとした。

i) 片対数方眼紙上で $\log N(M) \sim M$ の関係を目視でもっともよくあてはまるように直線を引き、これよ

り係数 a , b を求める。

ii) 宇津により提案された最尤法¹⁶⁾により係数 b を求め、これを用いて係数 a を求める。係数 b の算定は次式による。

$$b = \frac{\log c}{\bar{M} - M_0} = \frac{0.4343}{\bar{M} - M_0} \quad (6-2)$$

ここで、 $\bar{M}$ は資料として用いたマグニチュード M_0 以上の全地震の平均マグニチュードである。

以上の 2 種類の方法で 24 の小活動区ごとに式 (6-1) の係数 a , b を求めた結果を表 6-1 に示す。ただし、小活動区 No. 17 においては、地震個数が少ないため、係数 a , b を求めている。表 6-1 によれば、上記 i), ii) の方法による係数がおおむね一致している小活動区もあるが、かなり結果が違ふ小活動区も多い。小活動区ごとの地震個数 $N(M)$ が必ずしも十分多くはないため、ここではある程度の判断を加えながら係数 a , b を求めた方がよいのではないかという判断で、i) の方法により定めた係数 a , b を中心に、以下の解析を進めることとする。

図 6-9 は、このようにして定めた G-R 式を元の地震資料と比較して示したものである。また、小活動区ごとの係数 a 及び b の分布を示すと図 6-10 のようになる。

6.4.3 地震活動度の地域区分

図 6-10 に示した小活動区 No. 17 を除く 23 個の小活動区における係数 a , b の単純平均 m および標準偏差 σ を求めると表 6-2 のようになり、係数 a の平均 m は 6.38、係数 b の平均 m は 0.87 となる。両者の標準偏差 σ も求められているので、係数 a , b の両者に対して、平均値 $m \pm \sigma/4$ の区間を「並の階級」とし、この区間から大きい方 (小さい方) へ順次 $\sigma/2$ の間隔で分割し、それぞれ「稍大」(「稍小」), 「大」(「小」), 「非常大」(「非常小」), 「特別大」(「特別小」), と区分する。このようにして求めた係数 a の区分を横軸に、係数 b の区分を縦軸にとって、23 の小活動区を該当する階級に区分すると、図 6-11 のようになる。これによれば、小活動区 No. 3 と No. 4 及び No. 7 と No. 9 はそれぞれ相互に隣接した地区であり、地震活動度も類似していることがわかる。したがって、ここではこれらの活動区は地震活動が同じ活動区としてそれぞれ総合することにする。ただし、その他の小活動区ではいずれも隣接した小活動区の間では係数 a , b が離れており、独立した小活動区として取り扱うのが適当と考えられる。

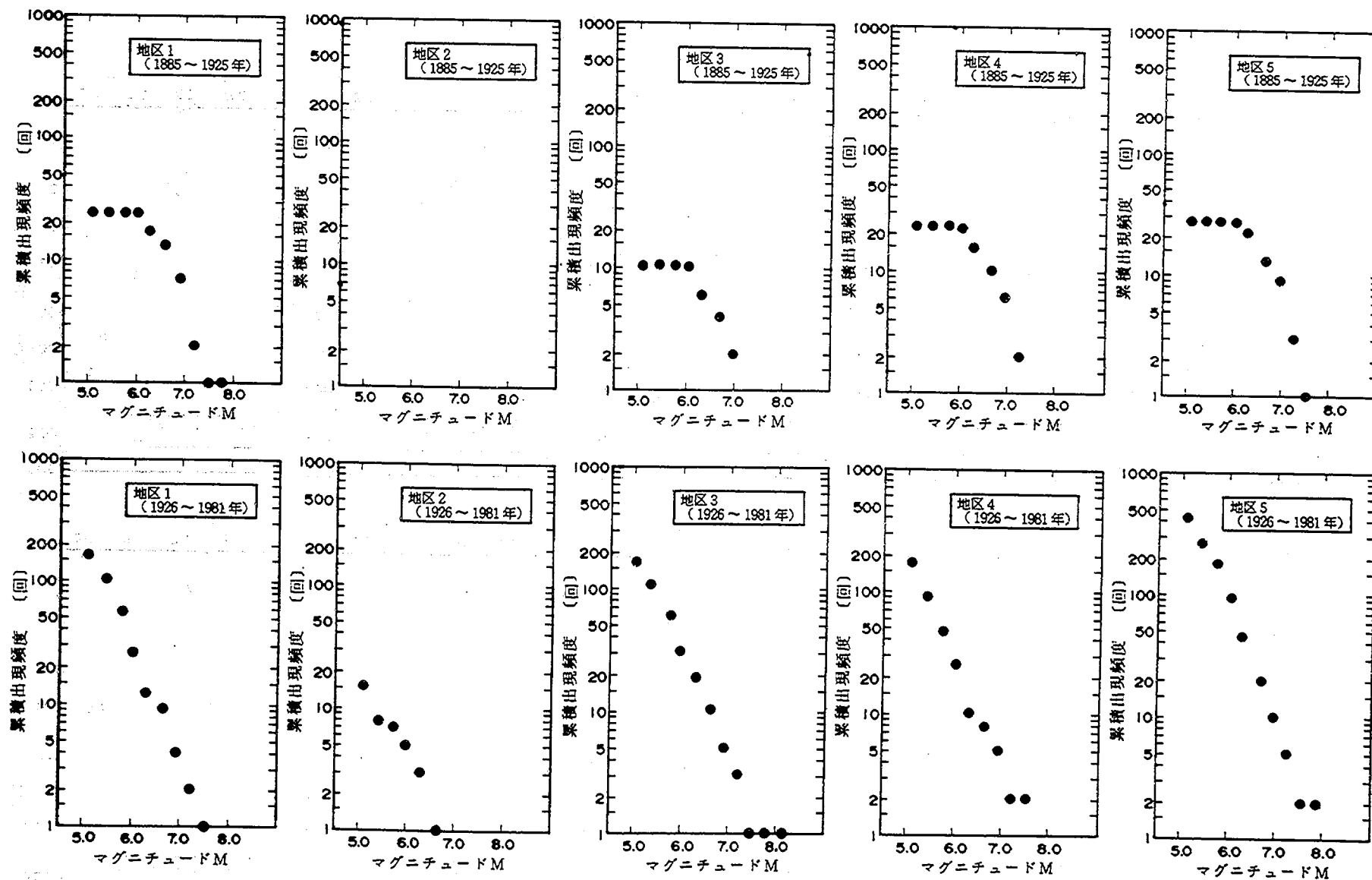


図6-8(1) 小活動区におけるN (M) ~Mの関係

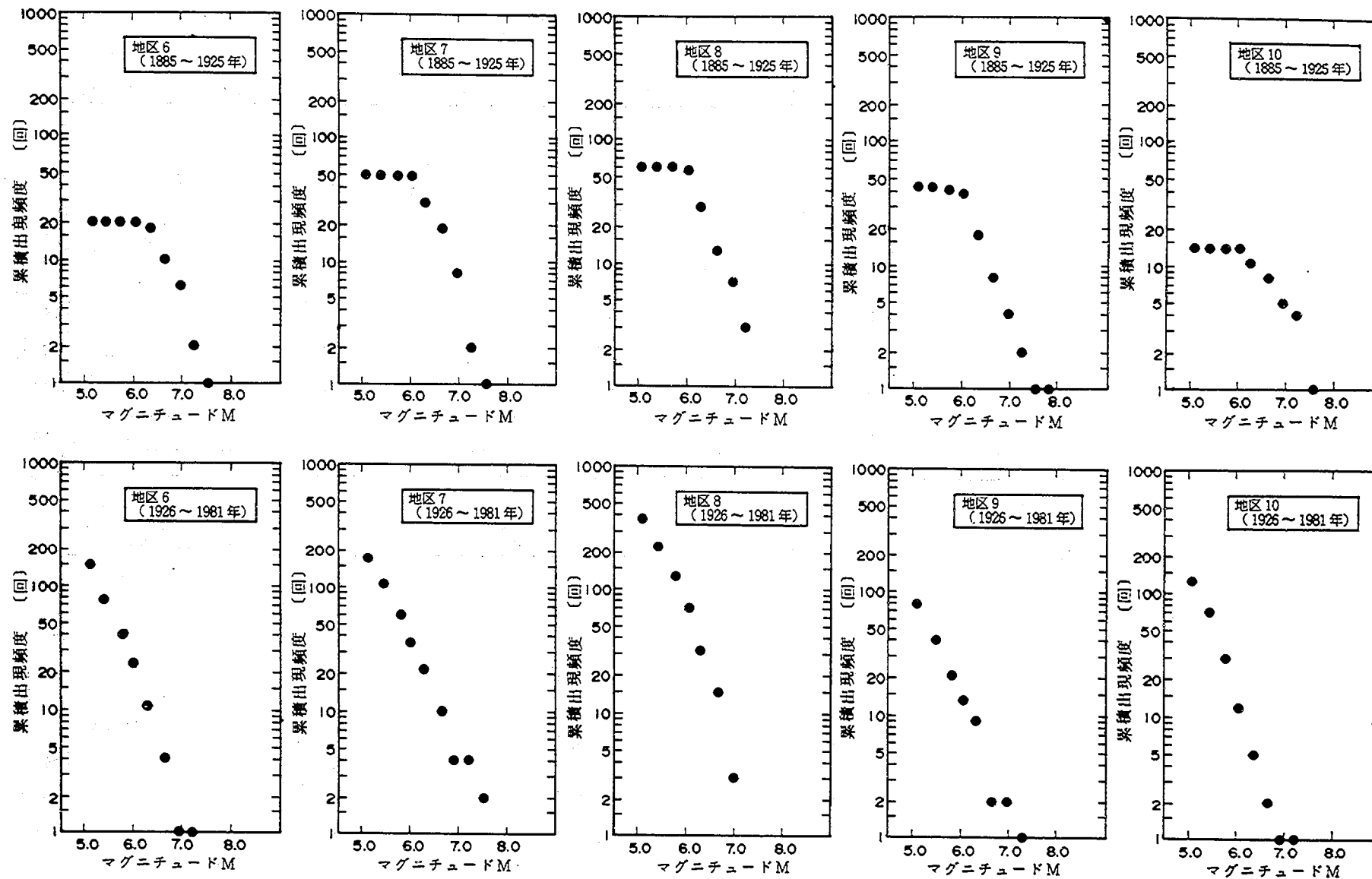


図6-8(2) 小活動区におけるN (M) ~Mの関係

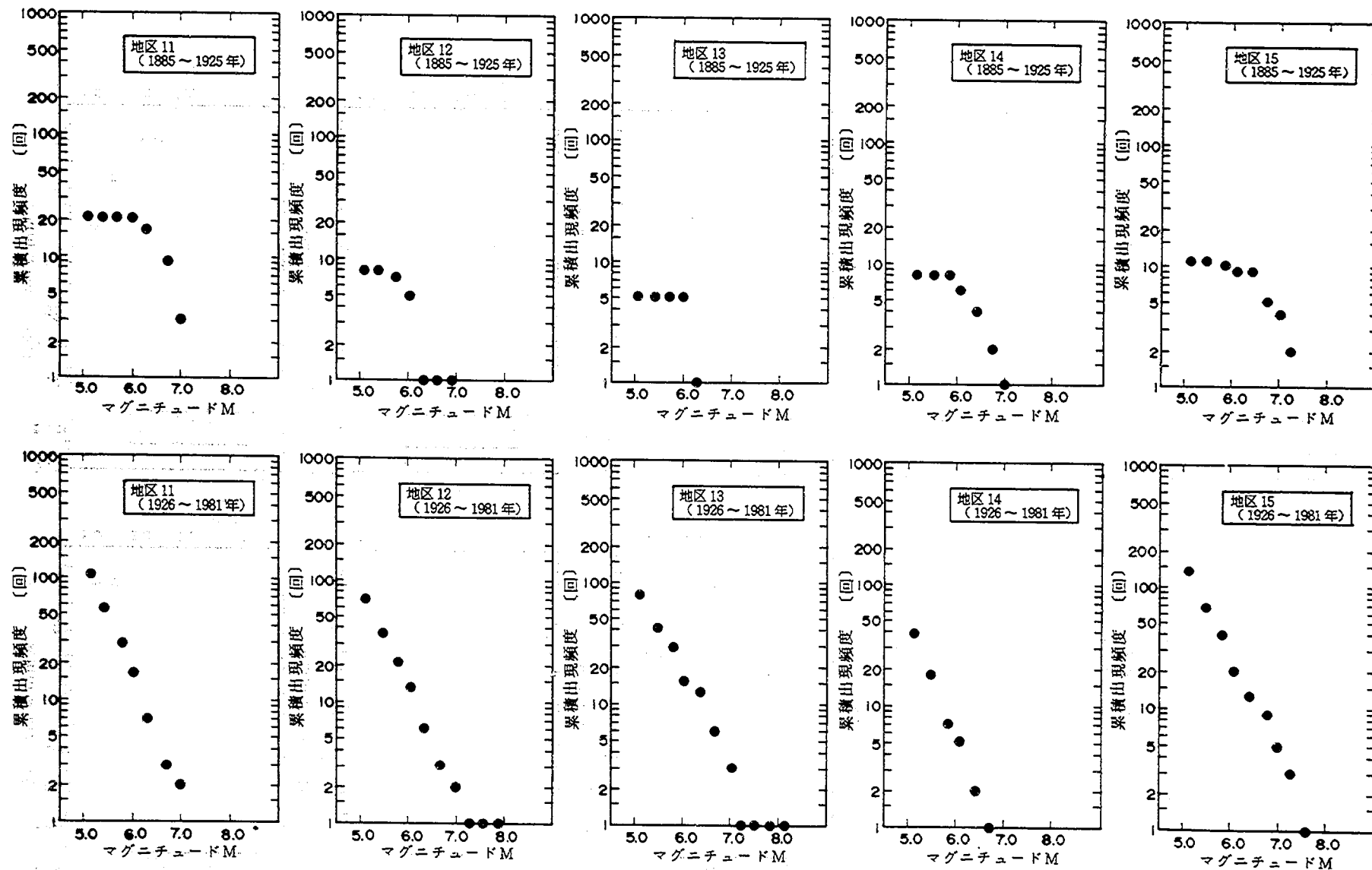
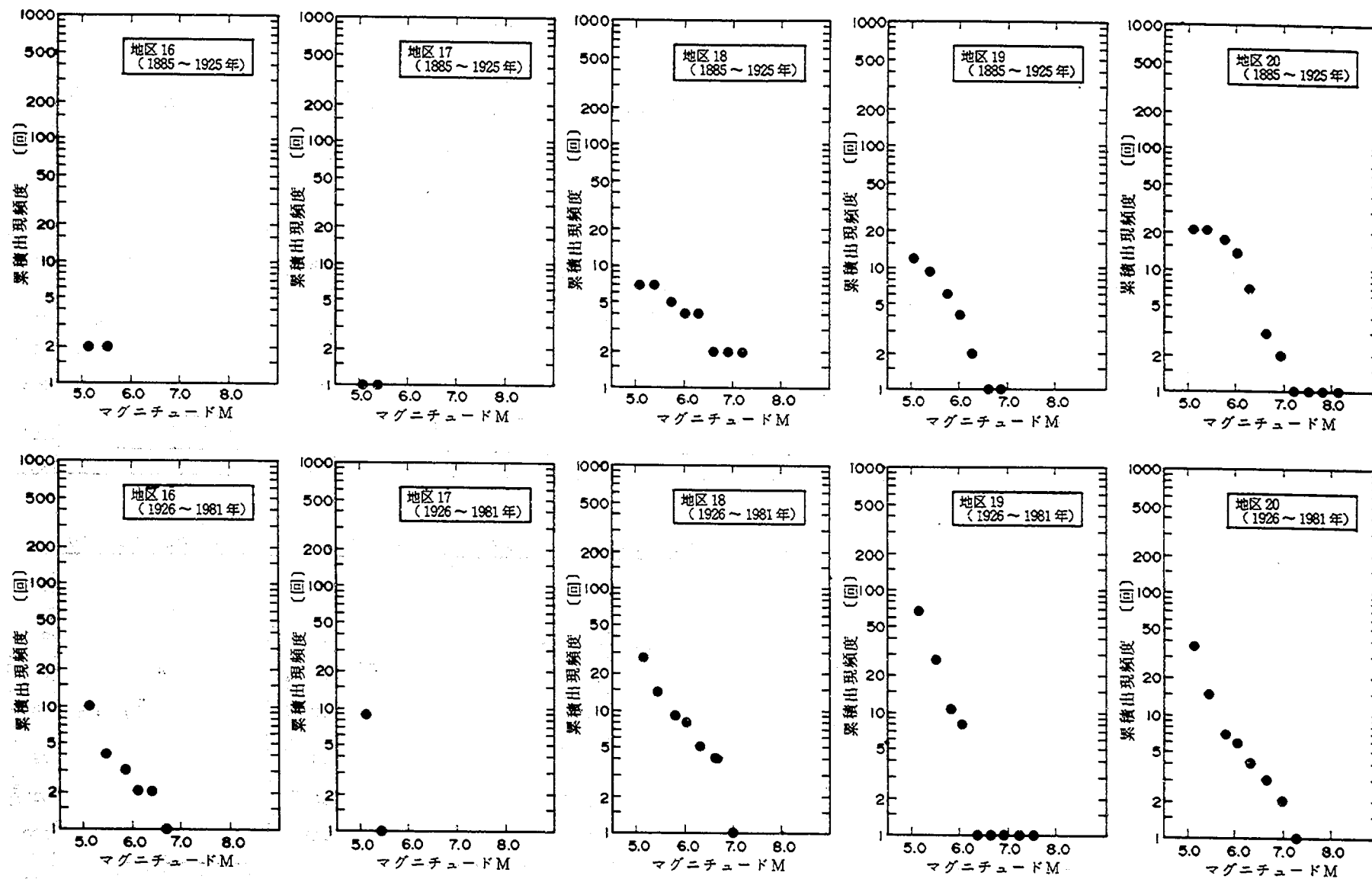


図6-8(3) 小活動区におけるN (M) ~ Mの関係

図6-8(4) 小活動区における $N(M) \sim M$ の関係

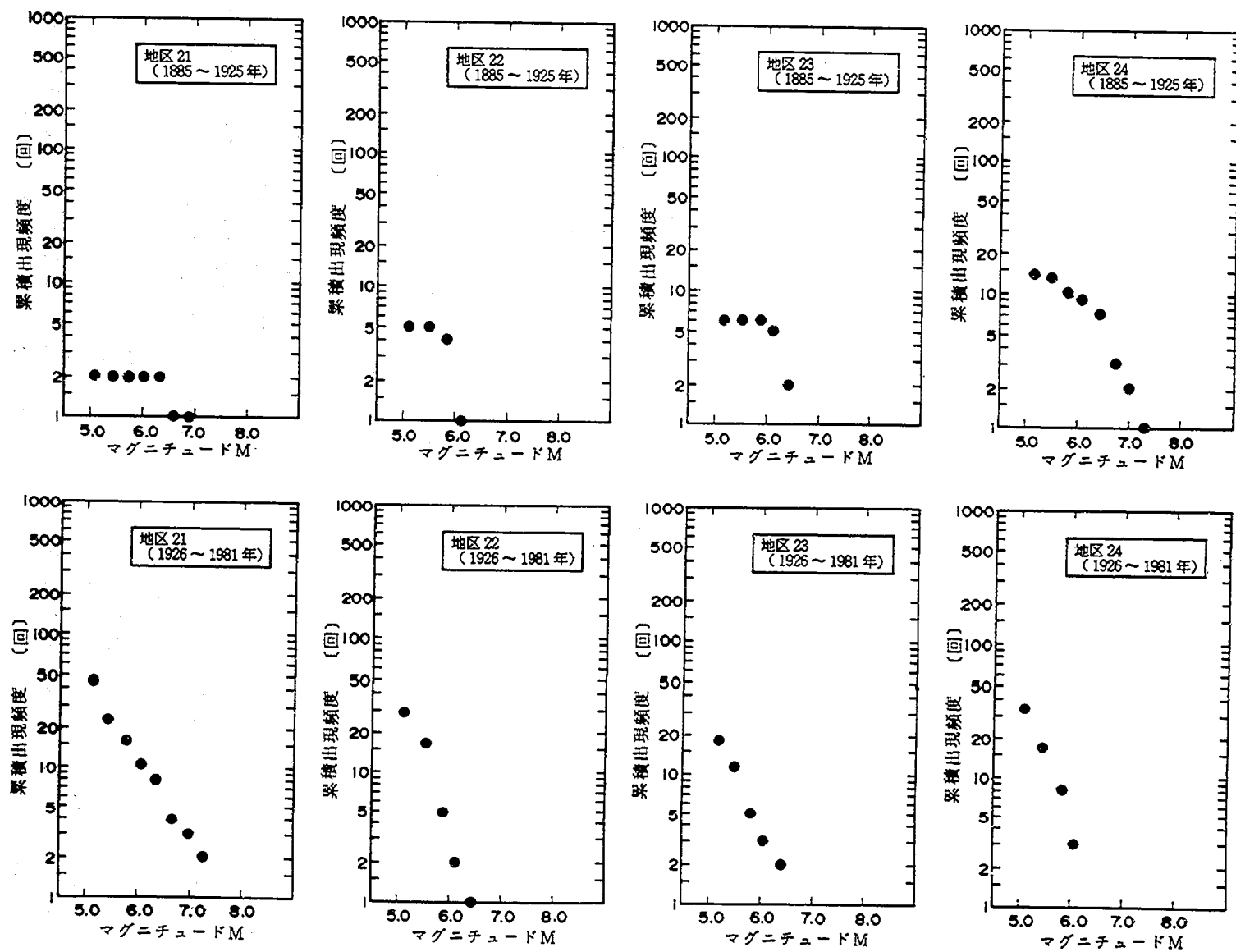


図6-8(5) 小活動区におけるN (M) ~Mの関係

表6-1 24の小活動区における Gutenberg-Richter 式の係数 a 及び b

	目 視		最 尤 法	
	a 値	b 値	a 値	b 値
1	6.96	0.92	5.55	0.69
2	4.92	0.71	4.77	0.68
3	6.63	0.85	5.28	0.64
4	6.65	0.86	5.97	0.75
5	8.32	1.05	6.49	0.78
6	7.92	1.08	6.08	0.81
7	6.67	0.84	5.35	0.64
8	7.54	0.95	6.12	0.72
9	6.54	0.90	5.67	0.76
10	8.33	1.19	5.94	0.80
11	7.00	0.96	5.97	0.79
12	6.26	0.85	5.59	0.74
13	5.32	0.67	5.09	0.64
14	7.12	1.06	6.35	0.94
15	6.00	0.76	5.79	0.73
16	4.45	0.67	4.68	0.71
17	—	—	—	—
18	3.81	0.48	4.64	0.63
19	6.46	0.92	6.59	0.94
20	4.03	0.53	5.65	0.79
21	4.73	0.61	4.70	0.60
22	8.10	1.26	5.70	0.86
23	5.58	0.83	4.89	0.71
24	7.33	1.11	6.46	0.96

注1) 最尤法の M_0 は、2, 5, 6 区では5.6, 14, 24区では5.3, その他の区では5.0とした。

注2) 小活動区No.17では地震個数が少ないため、係数 a, b を求めている。

以上のようにして、日本列島の地震の活動状況を区分し直すと図 6-12 のようになる。

6.5 最大地震のマグニチュードの推定

前節で示した小活動区ごとに起こり得る最大地震の規模を推定するために、それぞれの小活動区に対するマグニチュードの期待値を求める。指定された再現期間に対する地震のマグニチュードの期待値を求めるための確率的な取り扱い、結局のところ、マグニチュード～再現期間の関係を経験域で決定し、次にこれを未経験域までどのように合理的に外挿するかという問題に帰結する。この際、基礎資料の種類およびこれらの分布関数形により、いろいろな解析法をとることがで

きる。ここでは、各小活動区内で 1926～1981 年の 56 年間に起こった $M \geq 5.0$ の全地震を非毎年特定値として扱い、これが指数分布に従うものと仮定して、次式により経験的に再現期間 T_E を求める。

$$T_E = \frac{56}{m} \quad (6-3)$$

ここで、 m は各小活動区ごとにマグニチュードの大きい地震から順に並べた場合の順位である。いま、マグニチュード M と式 (6-3) による経験的再現期間 T_E の関係を求めると図 6-13 のようになる。これを最小 2 乗法により、次式で近似する。

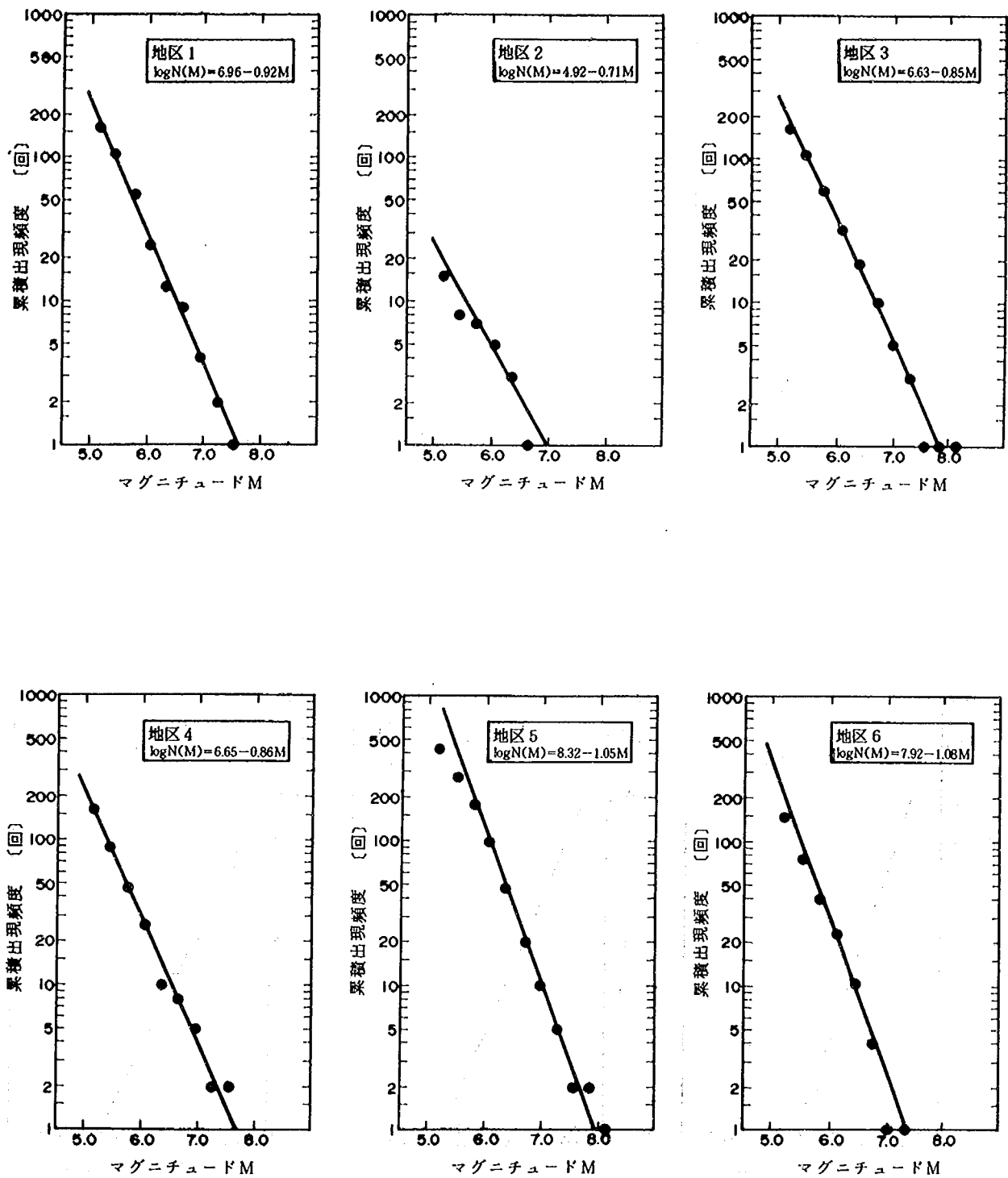


図6-9(1) G-Rにより近似した $N(M) \sim M$ 関係ともの地震特性

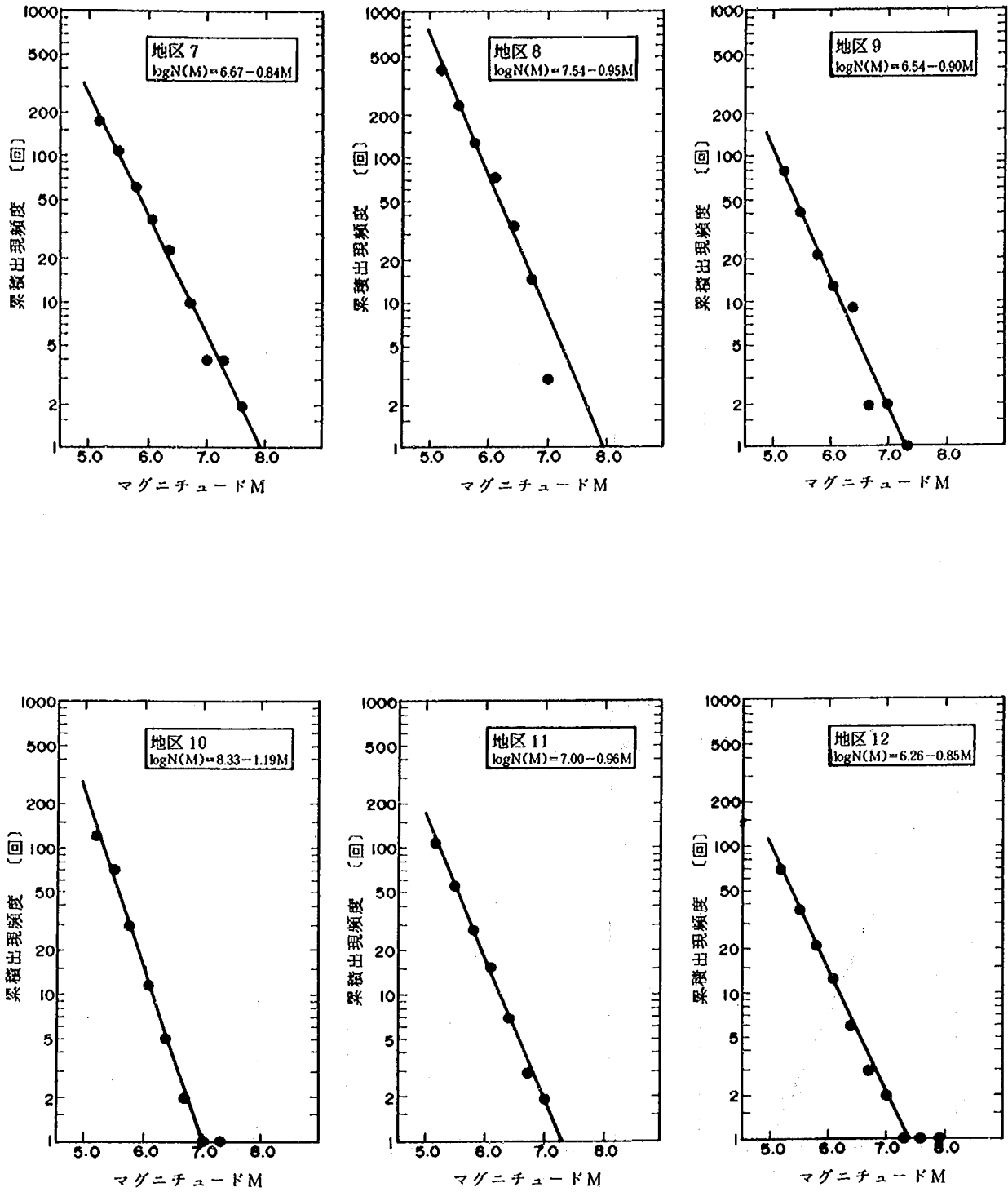


図6-9(2) G-R式により近似した $N(M) \sim M$ 関係ともとの地震特性

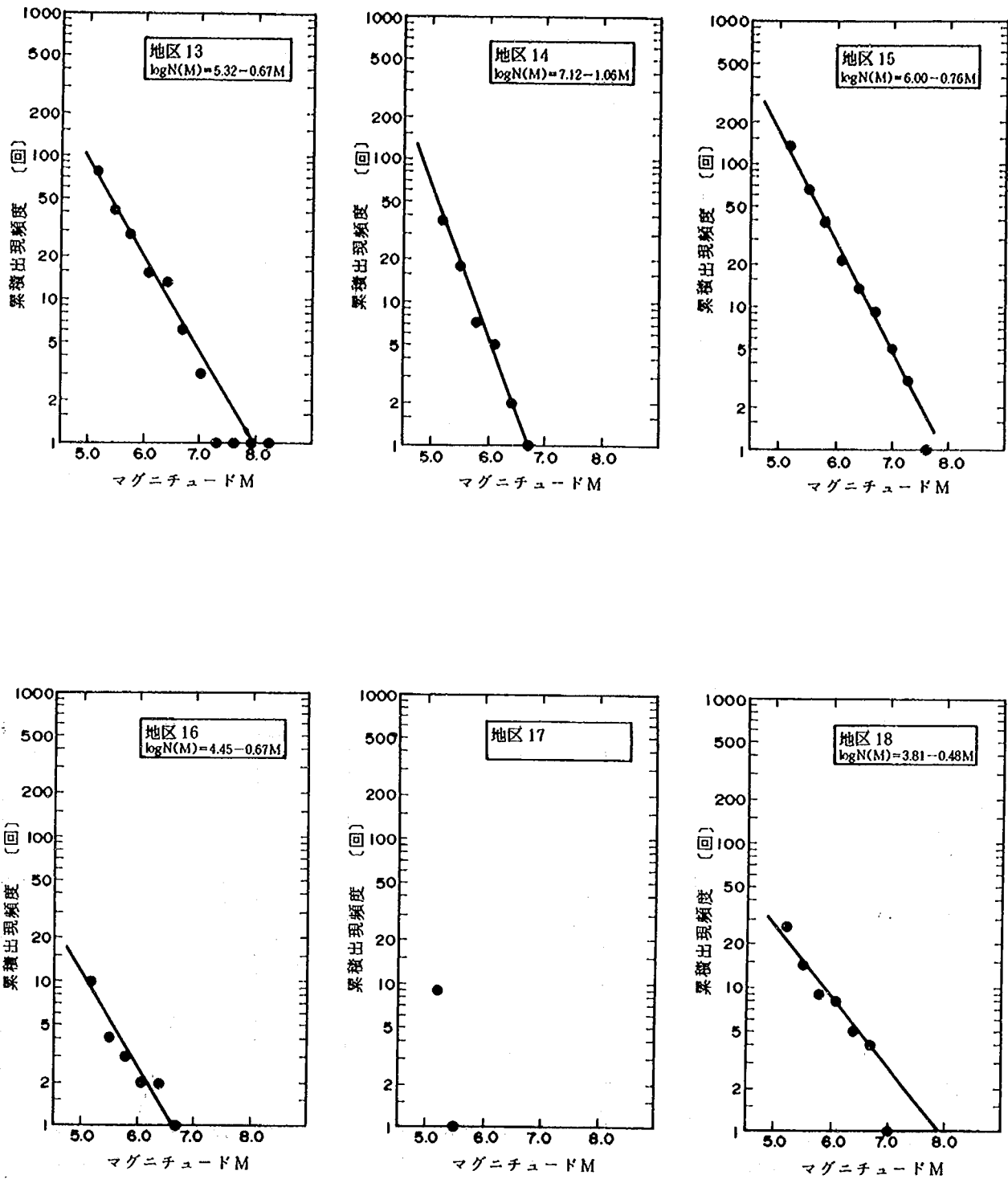


図6-9(3) G-R式により近似した $N(M) \sim M$ 関係ともとの地震特性

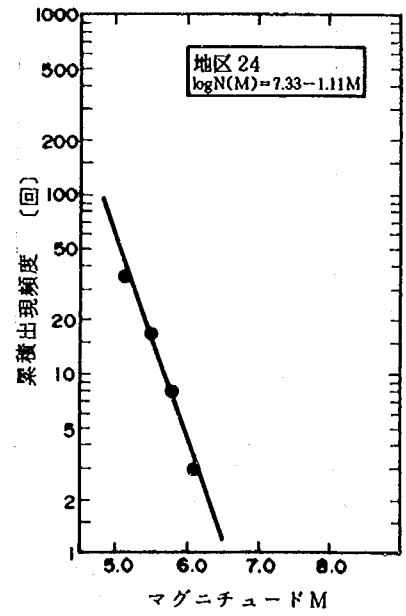
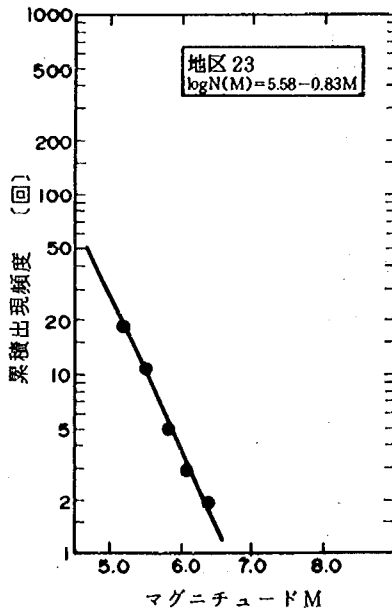
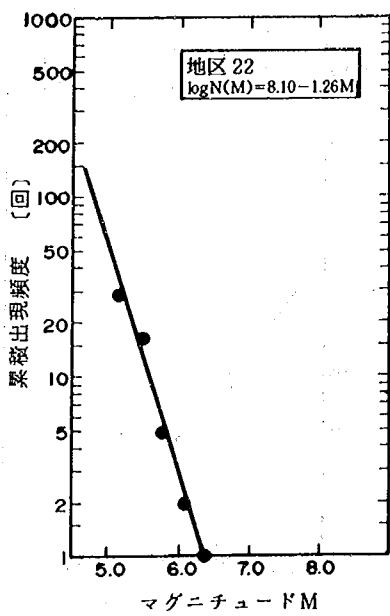
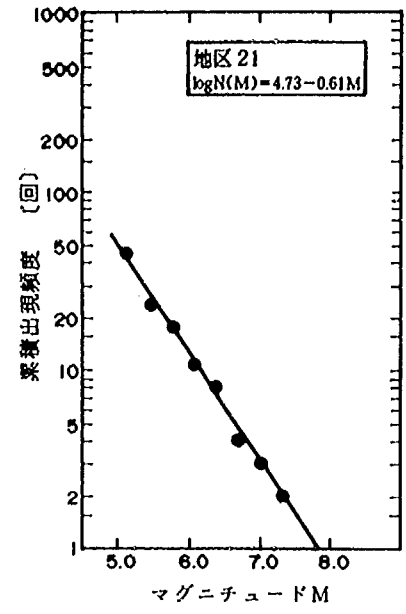
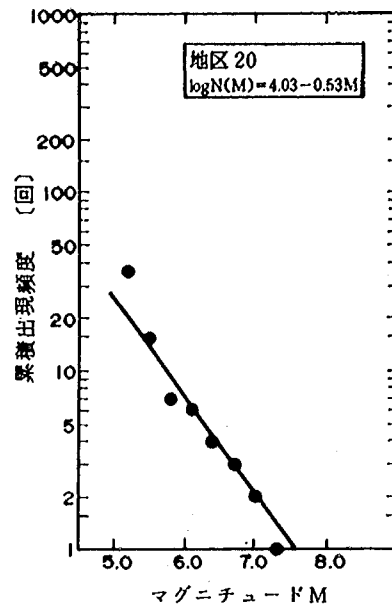
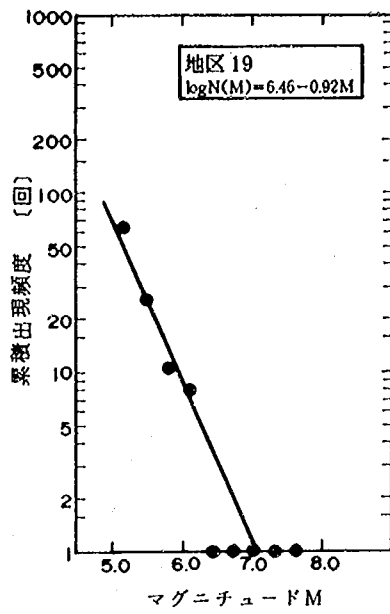
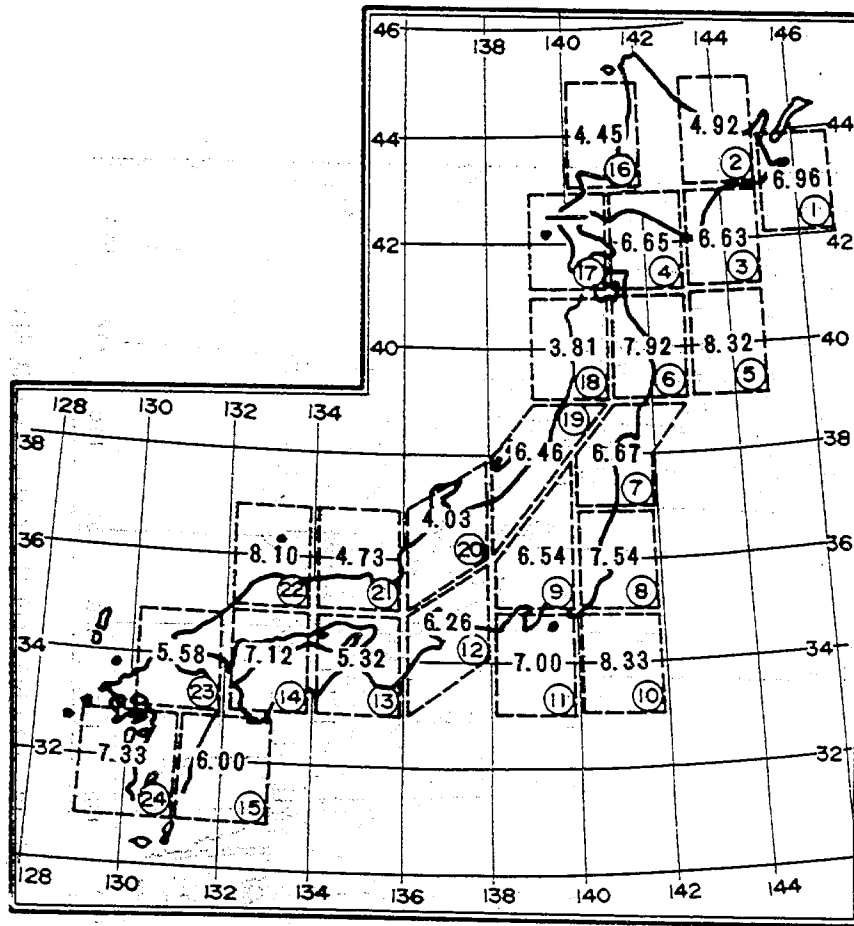
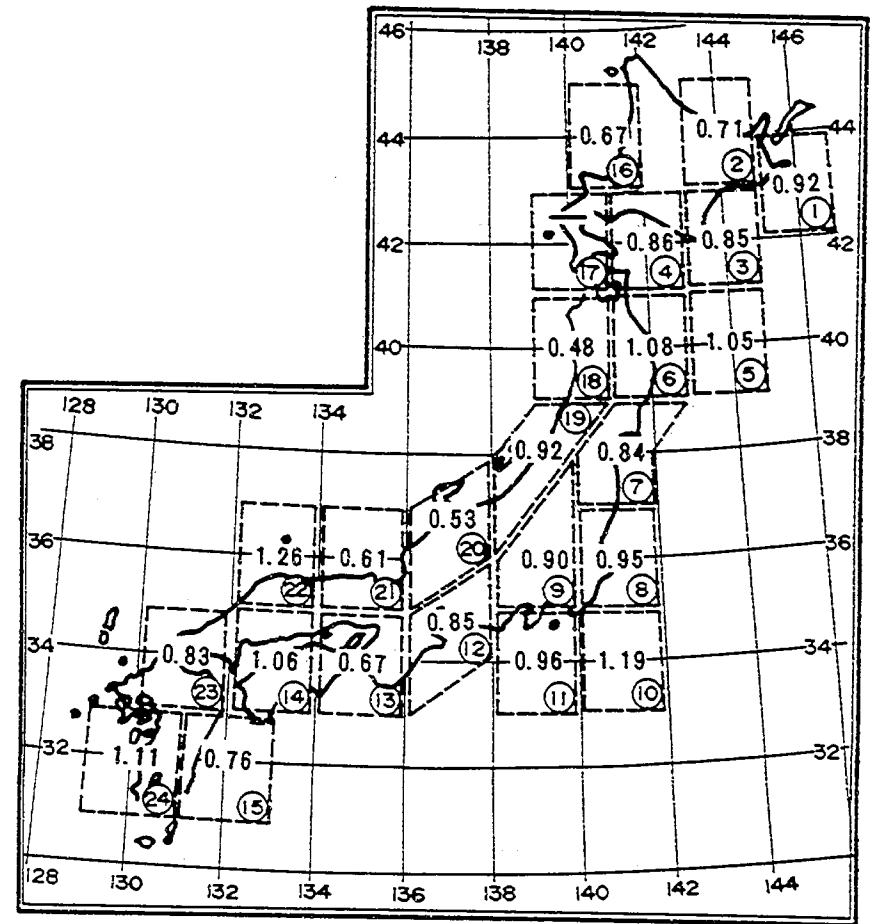


図6-9(4) G-R式により近似した $N(M) \sim M$ 関係ともとの地震特性



(a) a 値の分布



(b) b 値の分布

図6-10 小活動区ごとの a 値及び b 値の分布 (1926~1981年間の地震資料による)

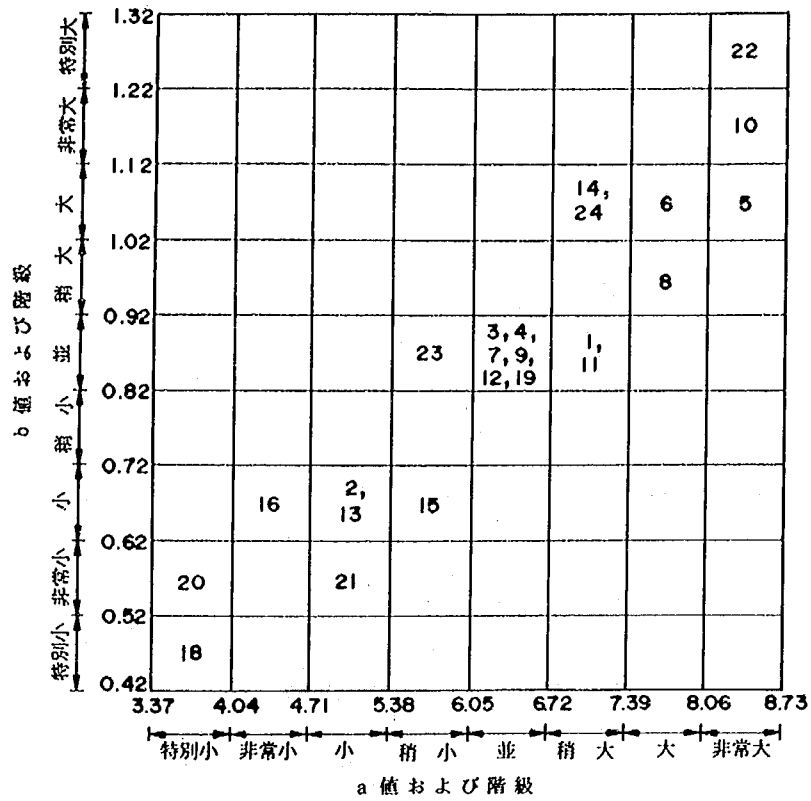


図6-11 小活動区ごとにみたa値とb値の比較

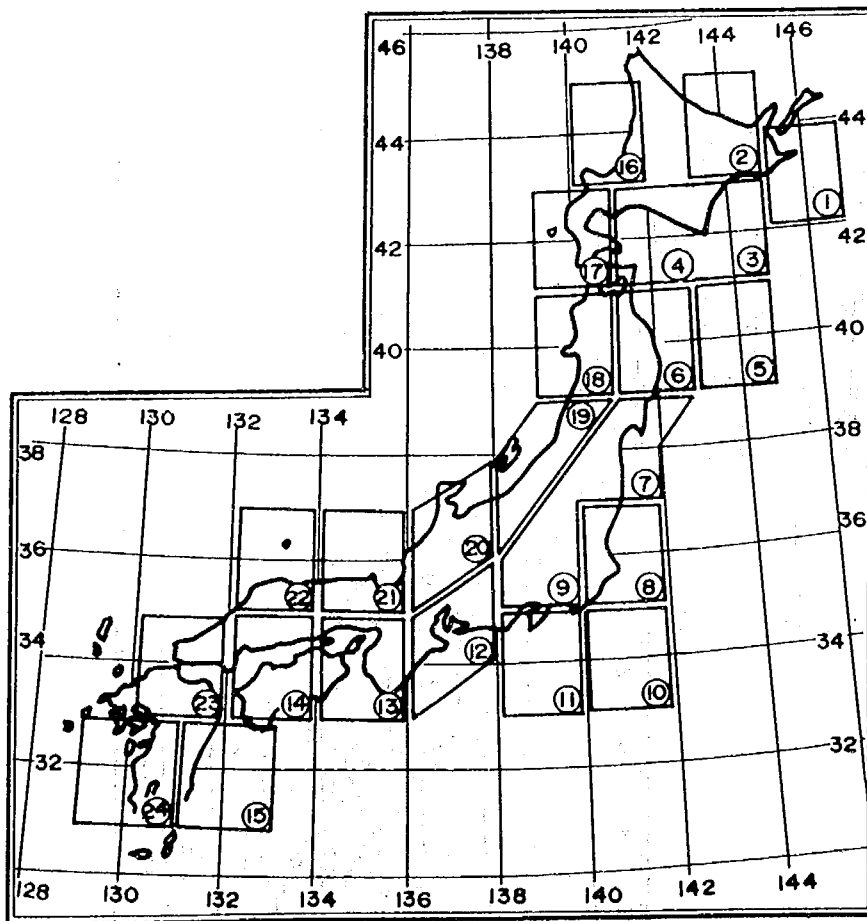


図6-12 a値とb値の類似性から見直した小活動区

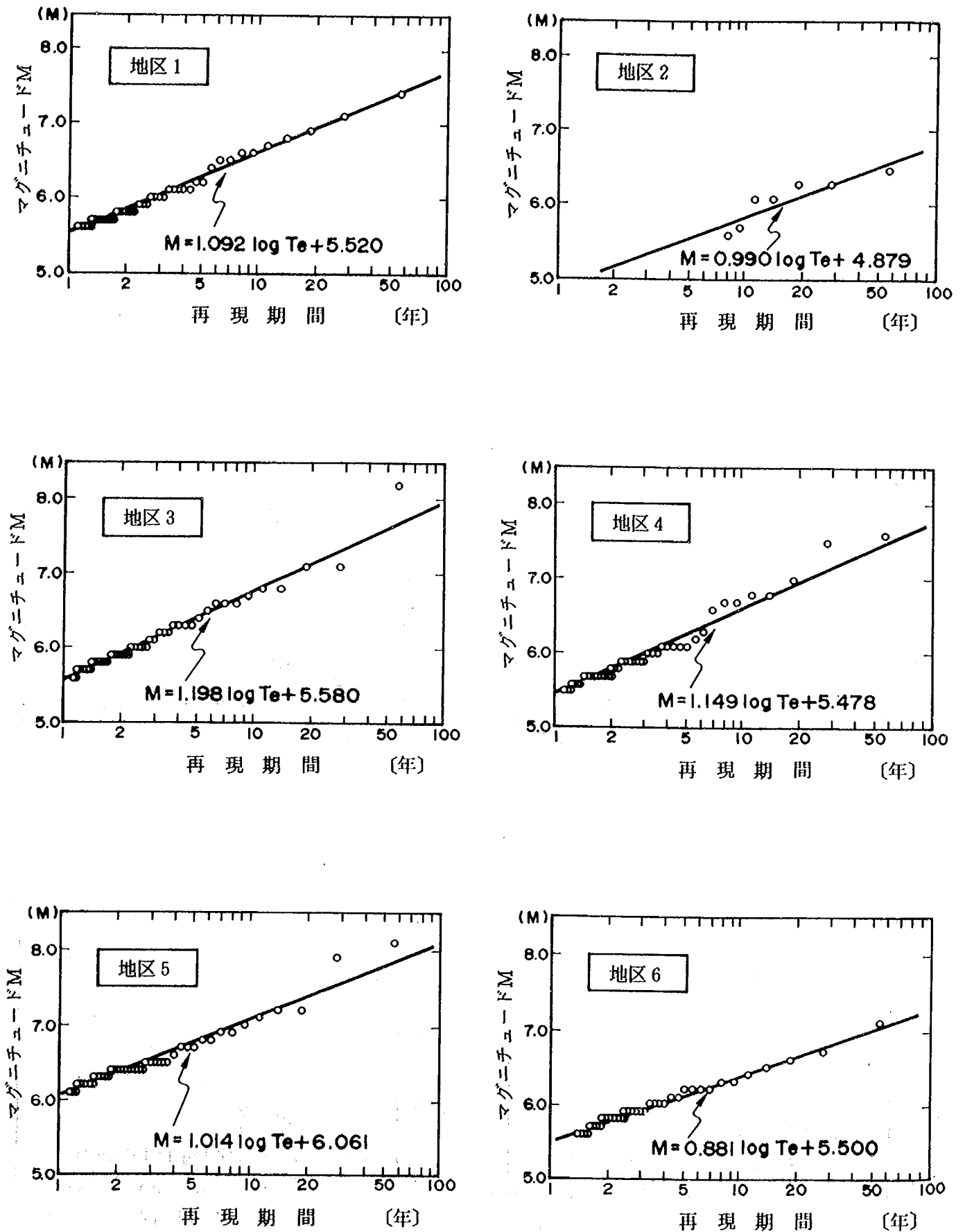


図6-13(1) マグニチュードM～再現期間 T_E の関係

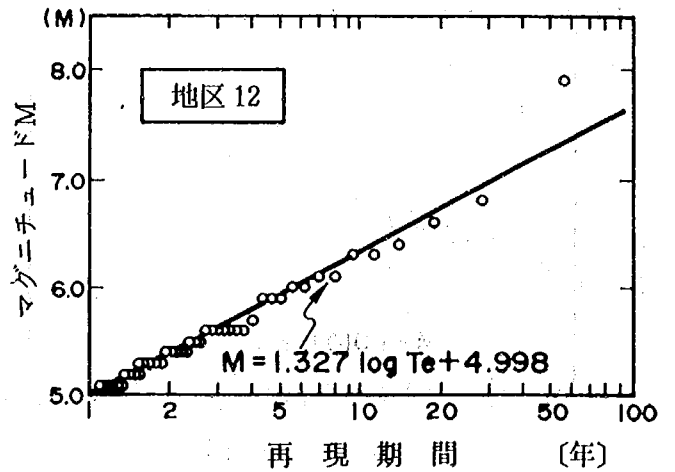
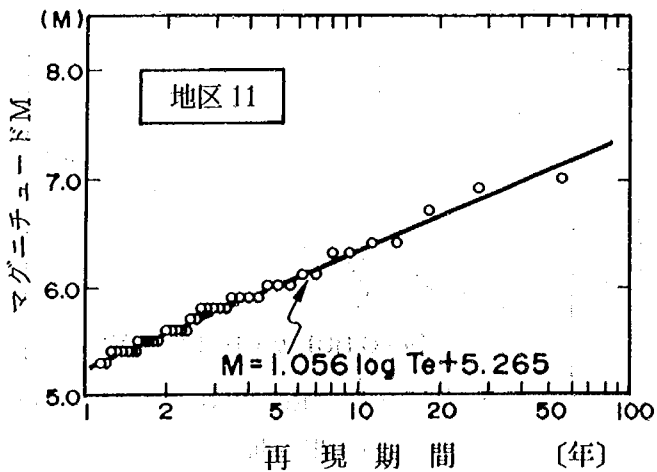
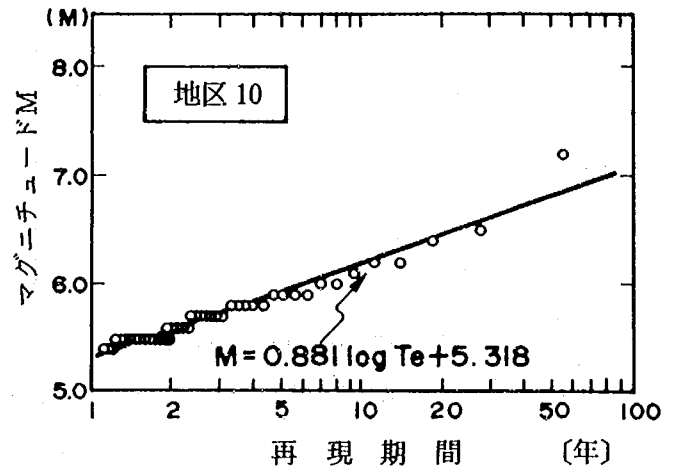
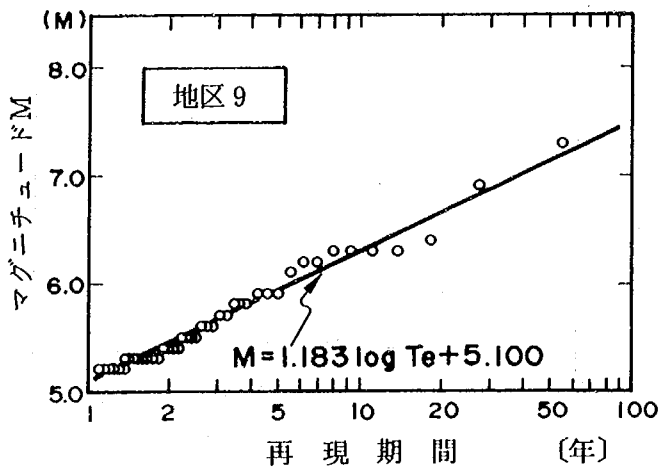
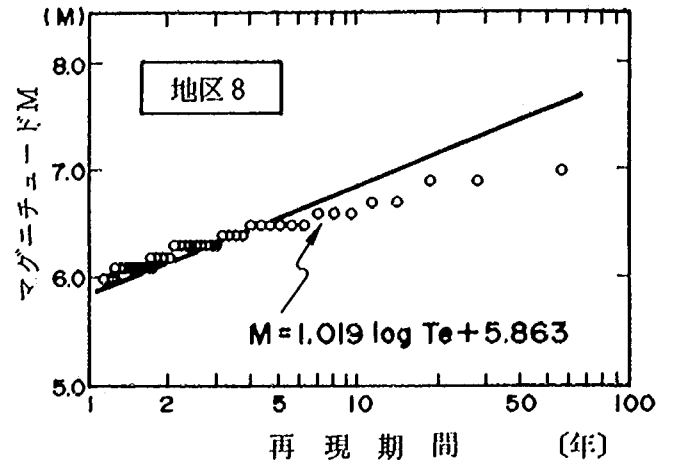
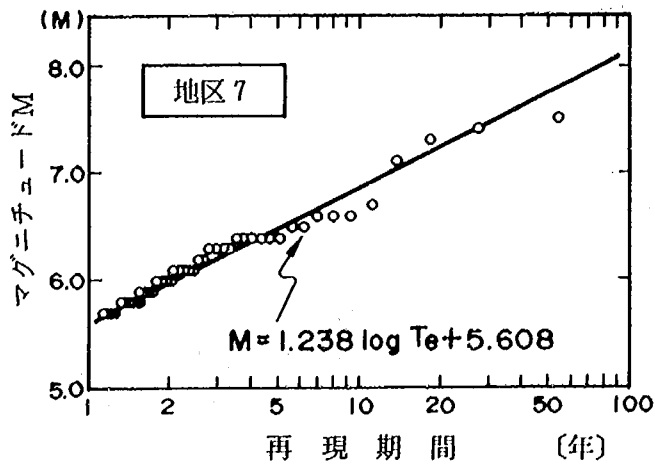


図6-13(2) マグニチュードM～再現期間 T_e の関係

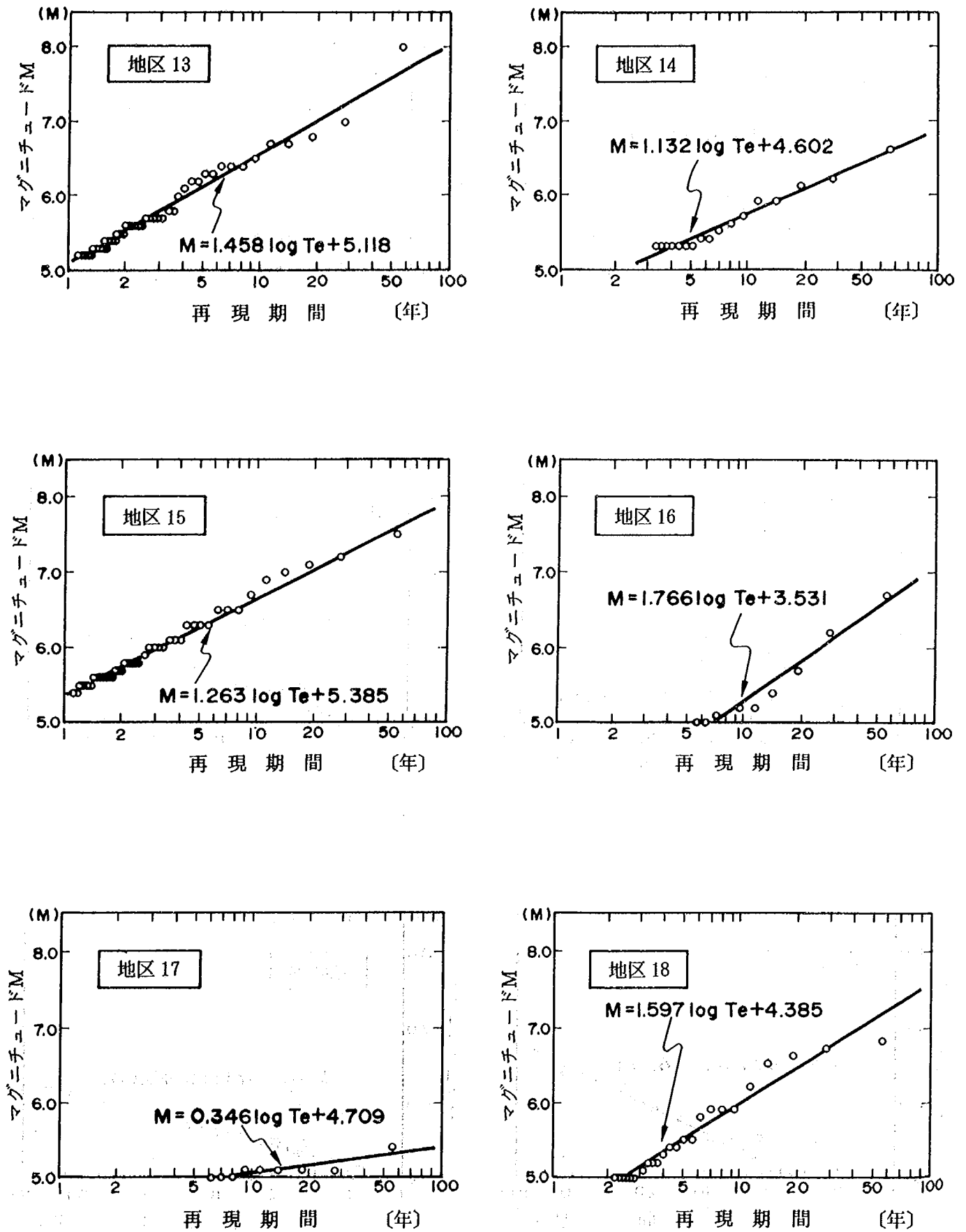


図6-13(3) マグニチュード M ～再現期間 T_e の関係

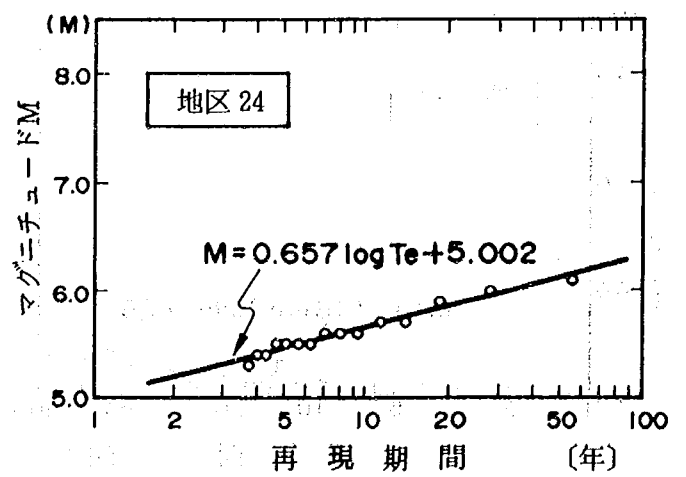
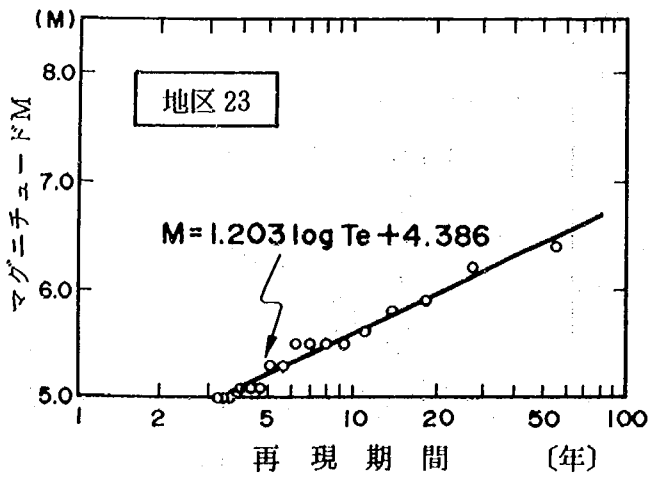
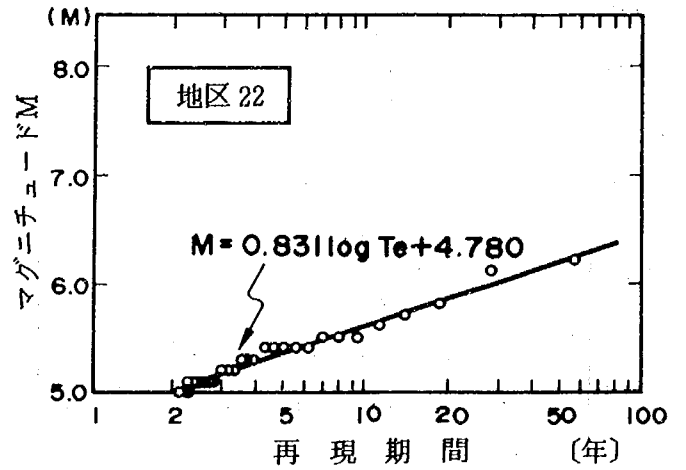
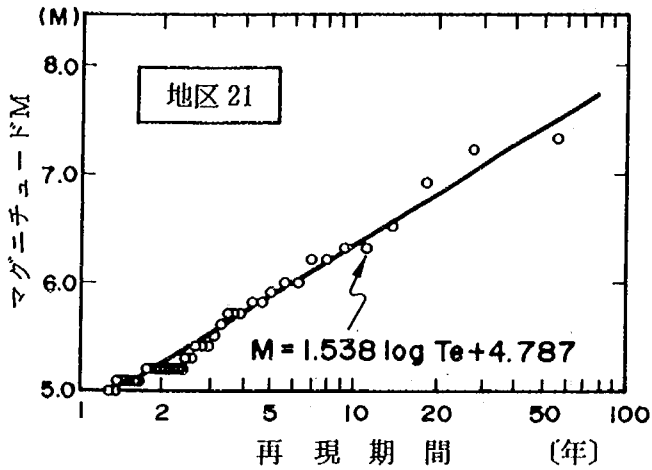
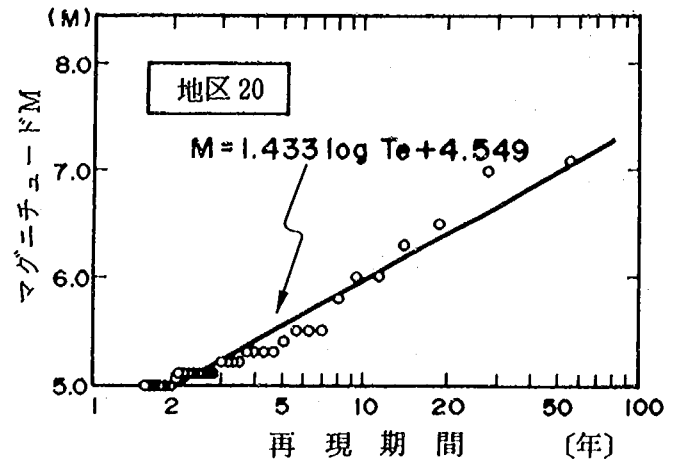
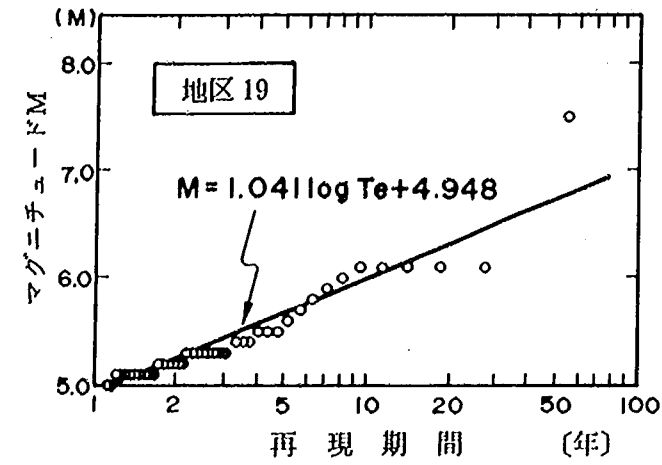


図6-13(4) マグニチュードM～再現期間 T_e の関係

$$M = A \log T_E + B \quad (6-4)$$

ここで、 A 、 B は最小 2 乗法により定める係数であり、各小活動区ごとに定めると、表 6-3 のようになる。図 6-13 には、表 6-3 の係数 A 、 B を用いて求めた式 (6-4) の関係式も示している。

式 (6-4) により再現期間 $T_E=100$ 年、150 年、200 年、300 年、500 年に対する地震マグニチュードの期待値を各小活動区ごとに求めると表 6-4 のようになる。また、これを小活動区ごとに図示すると図 6-14 のようになる。前節では地震活動度が同じ段階に属し、相互に隣接した小活動区である No. 3 と No. 4、及び No. 7 と No. 9 を統合した。そこで、これらの統合区に対して上記再現期間に対する地震マグニチュードの期待値を

表6-2 小活動区における係数 a 、 b の平均および標準偏差

	単純平均	標準偏差 σ
a 値	6.38	1.34
b 値	0.87	0.20

求めると、表 6-5 のようになる。これによれば、対象とする地震発生域を 2 倍とすれば、同一マグニチュードに対する再現期間は当然ながら統合前の各活動区に比較して、短くなっている。

なお、参考のため 24 の全小活動区をひとまとめにし、マグニチュードの期待値を求めると表 6-6 のようになる。特定のマグニチュードに対する再現期間は上記よりもさらに短くなる。わが国全体を対象とすれば、マグニチュード 7.0 の地震の再現期間は 1 年程度に、また、マグニチュード 8.0 の地震の再現期間は 10 年程度ときわめて短いことがわかる。

さて、図 6-13 によれば、再現期間を長くとればとる程マグニチュードの期待値 M は大きく求められることになる。しかしながら、地球物理学的な見地や既往に経験した最大地震などから考えると、最大のマグニチュードに関して以下のような限界があるとされている¹⁴⁾。

(a) 地震活動の地域的関連性の認められる範囲は 150~200 km までで、限度がある。

(b) 山地の重力の値とその分布を整理した結果によると、その幅が 150 km 以上ある山は一般にアイソスタシー的均衡になっている。すなわち、地殻がそれ自身で支えうる山の広がりには 150 km が限度である。

表6-3 小活動区ごとに求めた式 (5-2) の係数 A 、 B

小活動区	資料数	A	B	小活動区	資料数	A	B
1	162	1.092	5.520	15	133	1.263	5.385
2	7	0.990	4.879	16	10	(1.766)	(3.531)
3	164	1.198	5.580	17	9	(0.346)	(4.709)
4	165	1.149	5.478	18	26	1.597	4.385
5	168	1.014	6.061	19	65	1.041	4.948
6	40	0.881	5.500	20	36	1.433	4.549
7	172	1.238	5.608	21	44	1.538	4.787
8	382	1.019	5.863	22	28	0.831	4.780
9	78	1.183	5.100	23	17	1.203	4.386
10	122	0.881	5.318	24	15	0.657	5.002
11	110	1.056	5.265	3+4	329	1.277	5.969
12	68	1.327	4.998	7+9	250	1.268	5.869
13	77	1.458	5.118	全区	1,059	1.043	7.001
14	17	1.132	4.602				

注) 最小地震のマグニチュード M_0 は以下の小活動区を除き 5.0 とした

小活動区 2, 5, 6 : 5.6

小活動区 14, 24 : 5.3

表6-4 小活動区ごとの再現期間別の
マグニチュードの期待値 M_E

再現期間 小活動区	100	150	200	300	500年
1	7.7	7.9	8.0	8.2	8.5
2	6.9	7.0	7.2	7.3	7.6
3	8.0	8.2	8.3	8.6	8.8
4	7.8	8.0	8.1	8.3	8.6
5	8.1	8.3	8.4	8.6	8.8
6	7.3	7.4	7.5	7.7	7.9
7	8.1	8.3	8.5	8.7	9.0
8	7.9	8.1	8.2	8.4	8.6
9	7.5	7.7	7.8	8.0	8.3
10	7.1	7.2	7.3	7.5	7.7
11	7.4	7.6	7.7	7.9	8.1
12	7.7	7.9	8.1	8.3	8.6
13	8.0	8.3	8.5	8.7	9.1
14	6.9	7.1	7.2	7.4	7.7
15	7.9	8.1	8.3	8.5	8.8
16	(7.1)	(7.4)	(7.6)	(7.9)	(8.3)
17	(5.4)	(5.5)	(5.5)	(5.6)	(5.6)
18	7.6	7.9	8.1	8.3	8.7
19	7.0	7.2	7.3	7.5	7.8
20	7.4	7.7	7.8	8.1	8.4
21	7.9	8.1	8.3	8.6	8.9
22	6.4	6.6	6.7	6.8	7.0
23	6.8	7.0	7.2	7.4	7.6
24	6.3	6.4	6.5	6.6	6.8

(c) 地殻が耐えられるひずみの割合は 10^{-4} の程度である。

(d) 地殻変形の範囲、余震の起こる面積は $A[\text{cm}^2]$ と本震のマグニチュード M との間には、次式の関係がある。

$$\log A = M + 6 \quad (6-5)$$

また、余震の起こる面積 A には限度がある。

(e) 地震のエネルギー E とマグニチュード M との間には次式のような関係がある。

$$\log E = 1.5M + 11.8 \quad (6-6)$$

以上のような知見を総合して、坪井は起こり得る地震には限界があり、そのマグニチュードは8.6程度になるとしている¹⁹⁾。また、このような考え方は世界に生じた最大地震のマグニチュードともおおむね一致するとされている。

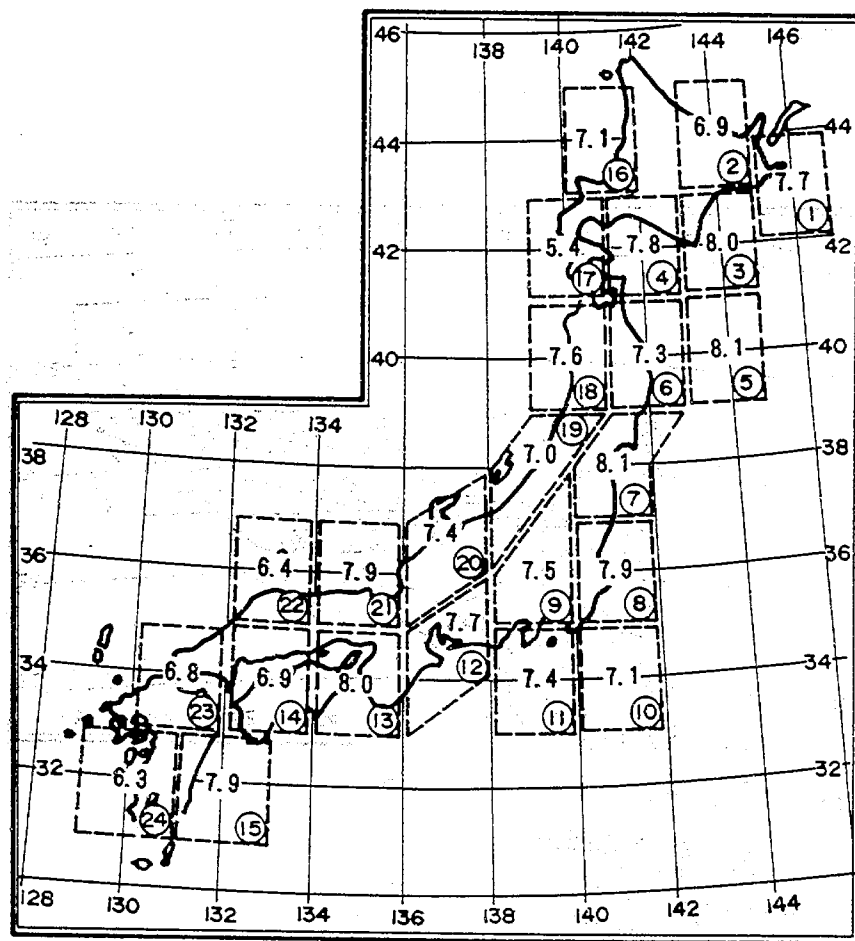
このような結果を表6-4と比較すると、再現期間を200年とした場合に、同一再現期間に対するマグニチュードの期待値が小活動区の中で最も大きいNo. 7及びNo. 13の両小活動区においていずれもマグニチュードの期待値は8.5となり、上述の限界地震のマグニチュードとおおむね同程度となる。これに対して、再現期間を200年以上とすると、マグニチュードの期待値は、8.6を越し、上述した地球物理学的な知見や既往の最大地震のマグニチュードから考えられる限界地震のマグニチュードを上廻ることになる。こうした点から、ここでは再現期間200年に対するマグニチュードの期待値 M_1 を一応最大地震のマグニチュードと考

表6-5 統合した活動区に対する再現期間別の
マグニチュードの期待値 M_E

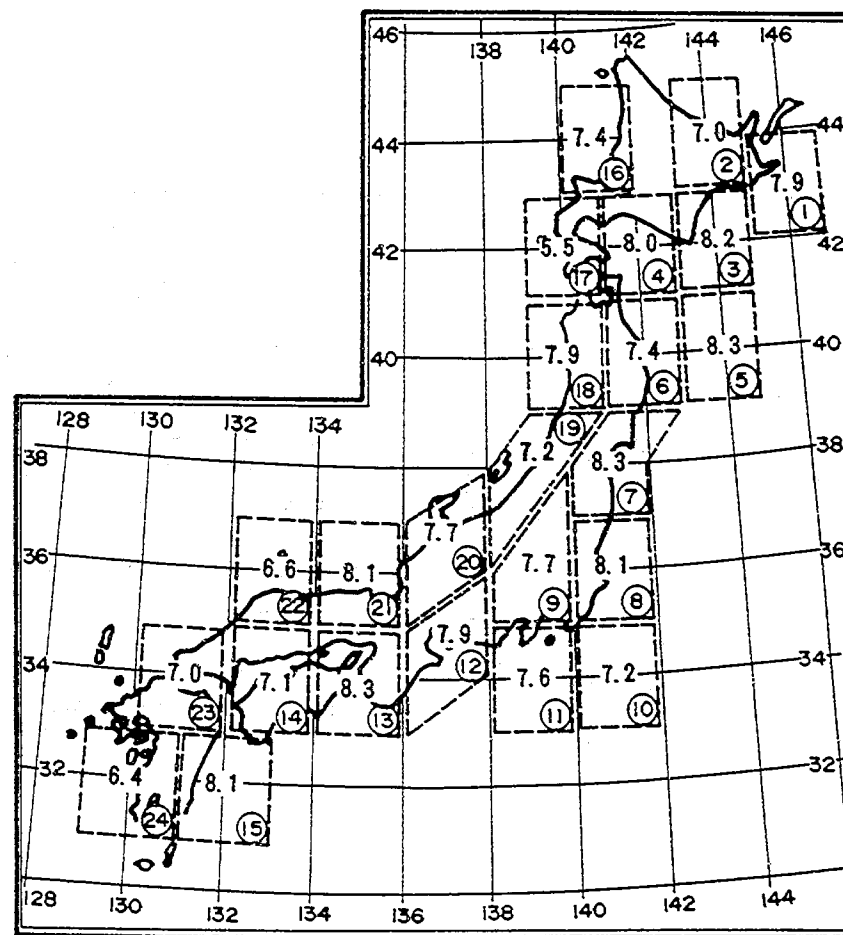
再現期間 小活動区	25	50	100	150	200	300	500年
3・4	7.8	8.1	8.5	8.8	8.9	9.1	9.4
7・9	7.6	8.0	8.4	8.6	8.8	9.0	9.3

表6-6 統合した活動区に対する再現期間別の
マグニチュードの期待値 M_E

再現期間 小活動区	1	5	10	25	50	100	150年
日本全域	7.0	7.7	8.0	8.5	8.8	9.1	9.3

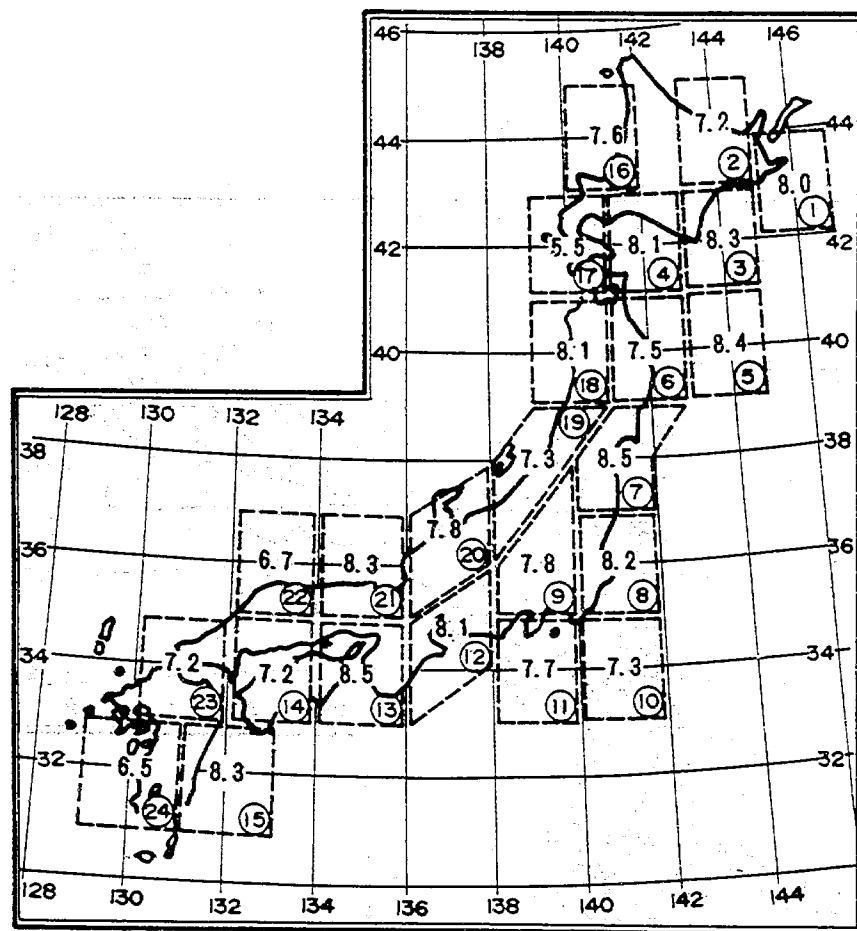


(a) $T_R = 100$ 年

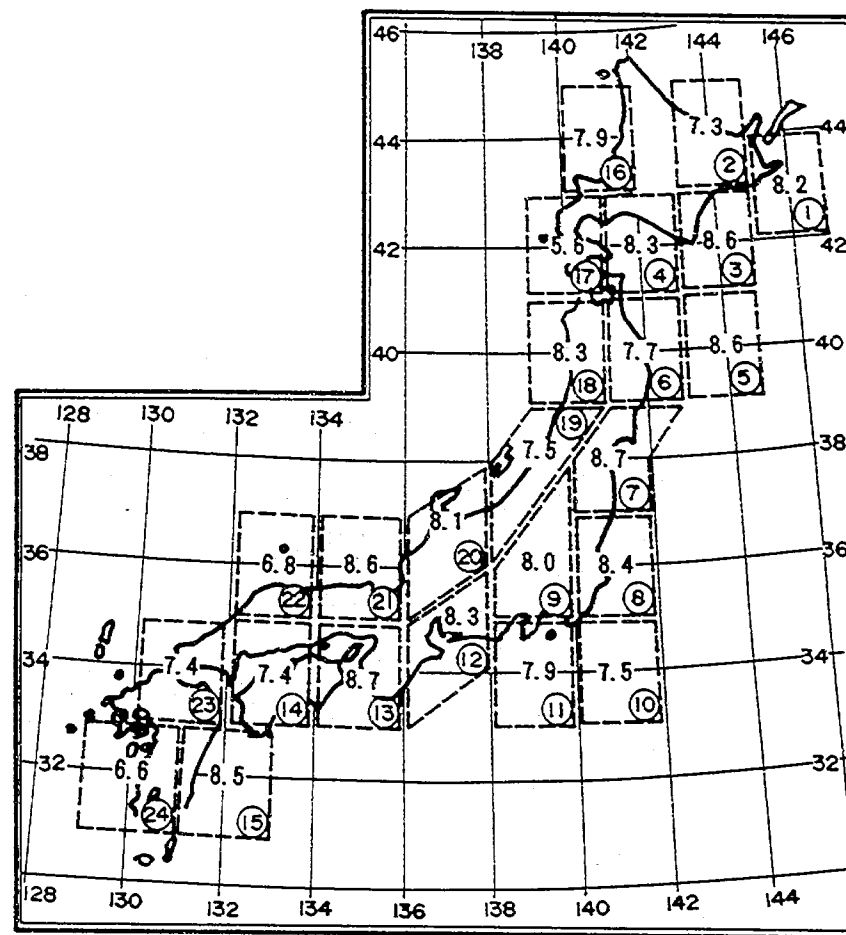


(b) $T_R = 150$ 年

図6-14(1) 再現期間別のマグニチュードの期待値 M_E

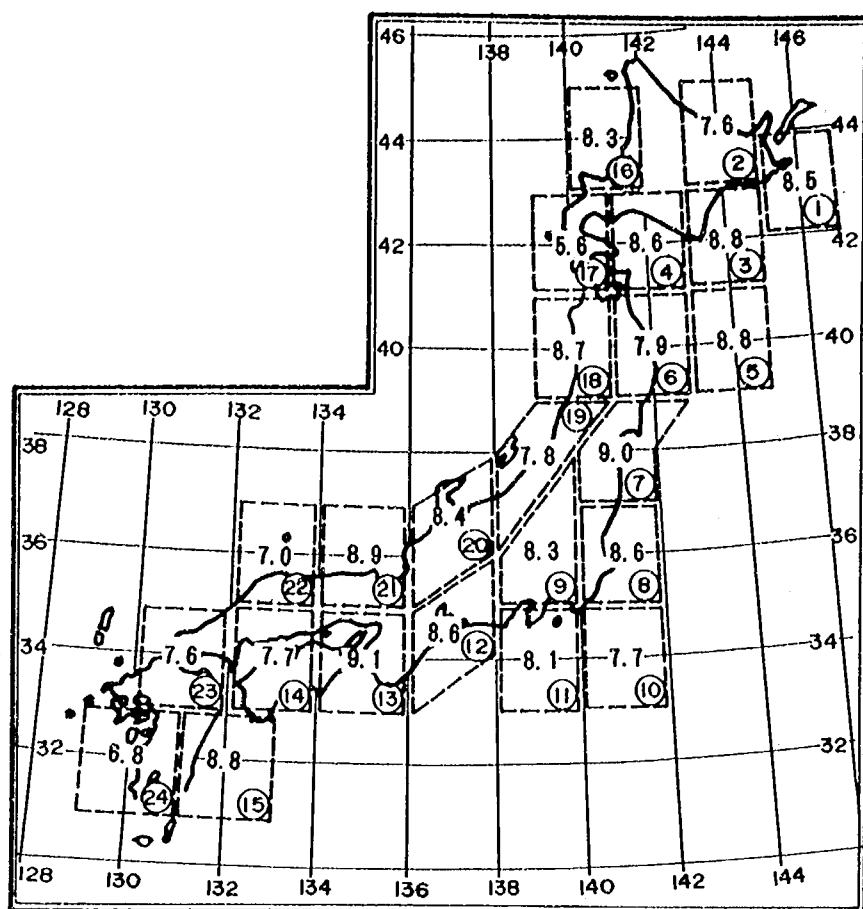


(c) $T_R = 200$ 年



(d) $T_R = 300$ 年

図6-14(2) 再現期間別のマグニチュードの期待値 M_E

(e) $T_R = 500$ 年図6-14(3) 再現期間別のマグニチュードの期待値 M_E

えることとする。

一方、有史以来に各小活動区に発生した最大地震を宇佐見による日本被害地震総覧及び気象庁地震資料から抽出すると表6-7のようになる。ここには、わが国に生じた著名な巨大地震がほとんど網羅されており、例えば、No. 9の活動区の既往最大地震が大正12年の関東大地震であり、また、No. 12の活動区の既往最大地震が1854年の安政東海地震である。表6-7には、式(6-4)から逆算した当該地震の再現期間も示している。これによれば、小活動区No. 1, No. 6, No. 9, No. 10, No. 11, No. 12, No. 13, No. 14, No. 19, No. 20, No. 22, No. 24の12区においては、式(6-4)から逆算した既往最大地震の再現期間が200年以上となるが、これ以外の小活動区においてはいずれも式(6-4)による再現期間は200年以下となっている。

表6-7による既往最大地震のマグニチュードと再現期間200年に対応するマグニチュードの期待値を比較すると表6-8及び図6-15のようになる。これによれば、再現期間200年に相当するマグニチュード M_1 と

既往最大地震のマグニチュード M_2 との差 $\Delta M = M_1 - M_2$ は小活動区17における-1.4を除けば ± 0.8 の範囲におさまっている。ただし、マグニチュードの差 ΔM がどのような場合に大きいかを検討するために ΔM と M_1 の関係を示した結果が図6-16である。これによればマグニチュード M_1 が大きくなるにつれて一般にマグニチュード差 ΔM が大きくなる傾向が認められる。すなわち、 M_1 が8程度以下の場合には $\Delta M < 0$ となる小活動区が多く、 M_1 が8程度以上の場合には $\Delta M > 0$ となる小活動区が多い。このことは、マグニチュード M が8程度以上の場合には再現期間200年に相当するマグニチュードは既往最大地震のマグニチュードに比較してやや大きめの値を与えるのに対し、マグニチュード M_1 が8程度以下の場合には、この反対になっていることがわかる。

そこで、以上の結果を工学的に総合判断し、既往最大地震のマグニチュード M_2 の方が再現期間200年に相当するマグニチュード M_1 よりも大きい場合には M_2 の値を、また、再現期間200年に相当するマグニ

表6-7 各小活動区ごとの既往最大のマグニチュードM₂ (599~1983年)

小活動区	発震時 年.月.日, 時:分	震央 東 経 北 緯	震源の 深さ(km)	M ₂	再現期間 (年)	備 考
1	1843. 4.25,	146°00'42"00'	—	8.4	435	
2	1967.11. 4, 23:30	144°16'43"29'	20	6.5	45	
3	1952. 3. 4, 10:23	143°54'42"12'	45	8.1	125	十勝沖地震
4	1931. 3. 9, 12:49	142°30'41"12'	0	7.6	70	
5	1933. 3. 3, 02:31	144°42'39"06'	0~20	8.3	160	三陸津波地震
6	1901. 8.10, 03:34	141°30'40"30'	—	7.8	410	
7	1897. 2.20, 05:50	141°30'38"06'	—	7.8	60	
8	1923. 6. 2, 02:24	142°00'35"54'	浅	7.8	85	
9	1923. 9. 1, 11:58	139°18'35"12'		7.9	235	関東大地震
10	1605. 2. 3,	140°24'34"18' 134°54'33"00'	—	7.9	855	慶長地震 (2つの地震が発生)
11	1498. 9.20,	138°12'34"06'	—	8.6	1000<	
12	1854.12.23,	137°48'34"06'	—	8.4	365	安政東海地震
13	887. 8.26,	135°18'33"00'	—	8.6	245	
14	1905. 6. 2, 14:39	132°18'34"12'	—	7.6	445	芸予地震
15	1899.11.25, 03:43	131°24'31"54'	—	7.6	60	
16	1947.11. 4, 09:09	141°00'43"48'	極浅	7.0	(90)	
17	1741. 8.28,	139°34'41"30'	—	6.9	—	
18	1983. 5.26, 12:00	139°05'40"21'	14	7.7	120	昭和58年(1983年) 日本海中部地震
19	1964. 6.16, 13:01	139°12'38"24'	40	7.5	285	新潟地震
20	1981.10.28, 06:38	136°36'35"36'	—	8.4	490	濃尾地震
21	1662. 6.16,	136°00'35"18'	—	7.6	65	
22	880.11.23,	132°48'35"24'	—	7.4	1000<	
23	1872. 3.14, 17:	132°00'34"48'	—	7.1	180	浜田地震
24	1898.12. 4, 01:45	131°—'33'—'	—	7.1	1000<	

表6-8 再現期間200年のマグニチュード M_1 と既往最大地震のマグニチュード M_2 の比較

小活動区	再現期間200年の マグニチュード M_1	既往最大地震の マグニチュード M_2	$M_1 - M_2$	総合判断した 可能最大地震
1	8	8.4	-0.4	8 ½
2	7.2	6.5	0.7	7
3	8.3	8.1	0.2	8 ¼
4	8.1	7.6	0.5	8
5	8.4	8.3	0.1	8 ½
6	7.5	7.8	-0.3	7 ¾
7	8.5	7.8	0.7	8 ¼
8	8.2	7.8	0.4	8
9	7.8	7.9	-0.1	8
10	7.3	7.9	-0.6	7 ¾
11	7.7	8.6	-0.9	8 ½
12	8.1	8.4	-0.3	8 ½
13	8.5	8.6	-0.1	8 ½
14	7.2	7.6	-0.4	7 ½
15	8.3	7.6	0.7	8
16	7.6	7.0	0.6	7 ½
17	5.5	6.9	-1.4	7
18	8.1	7.7	0.4	8
19	7.3	7.5	-0.2	7 ½
20	7.8	8.4	-0.6	8 ½
21	8.3	7.6	0.7	8
22	6.7	7.4	-0.7	7 ½
23	7.2	7.1	0.1	7 ¼
24	6.5	7.1	-0.6	7 ¼

チュード M_1 の方が既往最大地震のマグニチュード M_2 よりも大きい場合には両者の平均、すなわち $1/2 (M_1 + M_2)$ の値をとり、これらを $1/4$ 単位の値に丸めた図 6-17 の結果を最大地震のマグニチュードとして提案する。これによれば、No. 1, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 11, 12, 13, 15, 18, 20, 21 の 14 活動区において最大地震のマグニチュードは 8 以上となっている。

6.6 ま と め

1926 年～1981 年間にわが国周辺で発生した合計 2,469 個の地震資料をもとに、地震活動度の地域区分を検討するとともに、1926～1981 年の 56 年間に生じた $M \geq 5.0$ の地震を非毎年特定値として扱い、マグニチュードの経験的な再現期間を求めた。これを既往最大地震のマグニチュードと比較することにより、工学

的判断も交えて図 6-17 の最大地震のマグニチュードを推定した。ただし、図 6-17 については、もちろん工学的な判断が大きく、既往の巨大地震に関する資料が少ないこと、過去の地震規模の推定の精度等から、今後さらに検討を加えていくことが必要とされる。

参考文献

- 1) 例えば、川島一彦、相沢 興、高橋和之：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式、土木研究所報告、第 166 号、建設省土木研究所、昭和 60 年 9 月
- 2) 例えば、川島一彦、相沢 興：強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式、土木学会論文集、第 350 号、I-2, pp. 181-186,

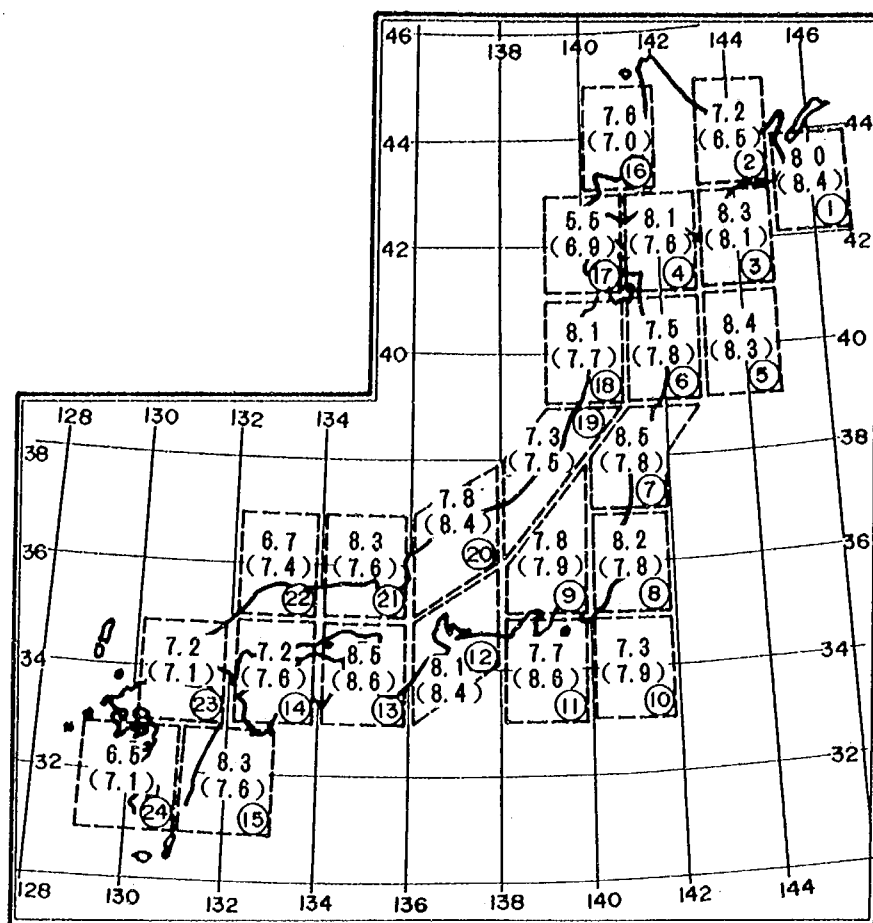


図6-15 再現期間200年に対応するマグニチュードと
既往最大地震のマグニチュード (()内の数字) の比較

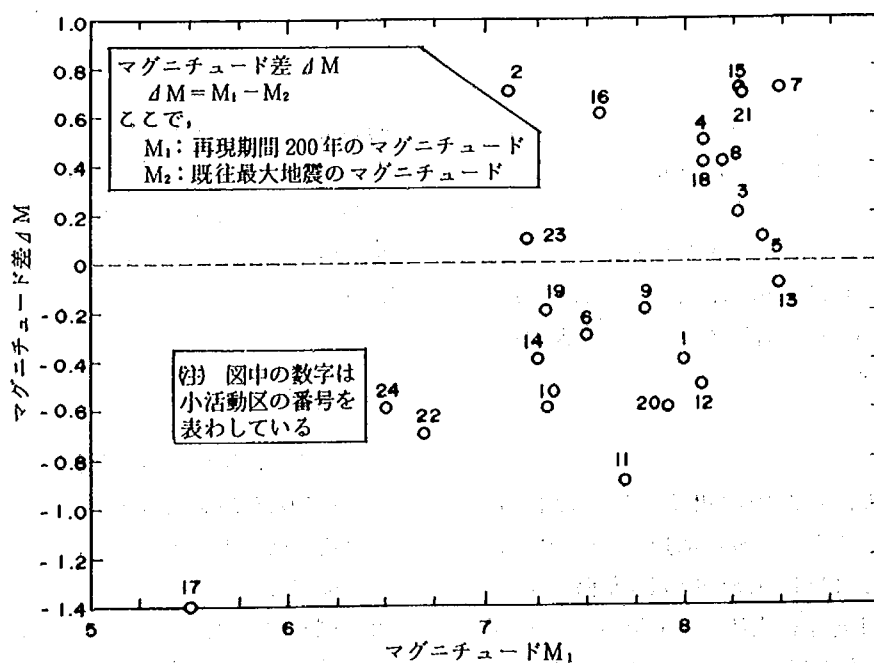


図6-16 マグニチュード差 ΔM ～マグニチュード M_1 の関係

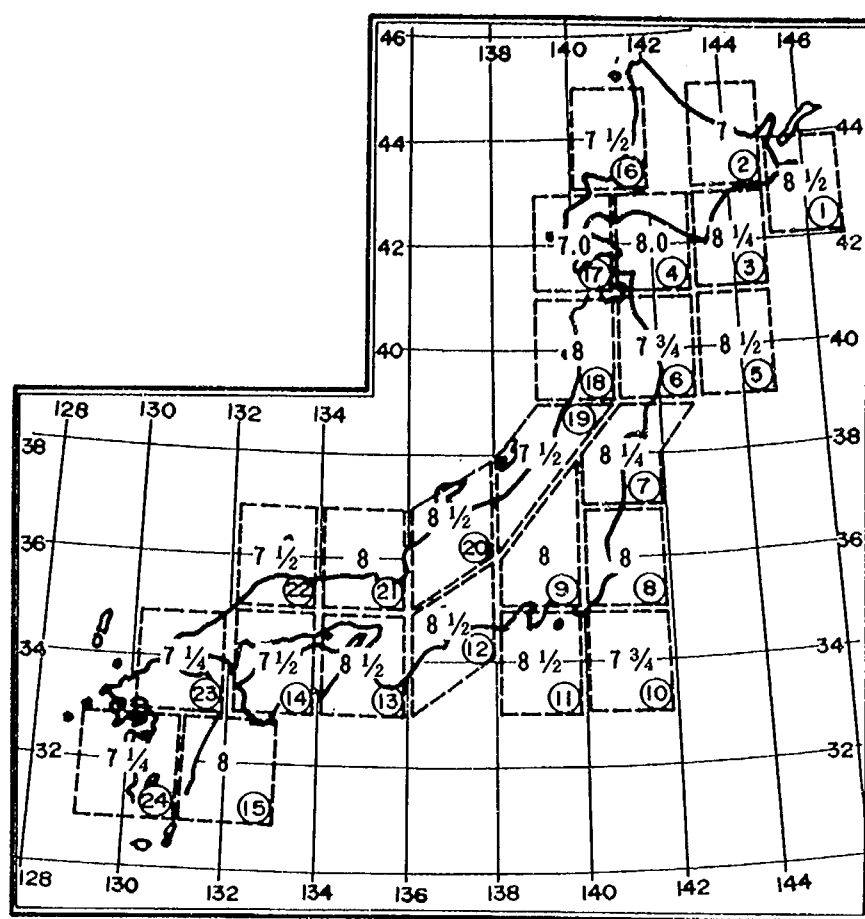


図6-17 再現期間200年に対応するマグニチュードと既往
最大地震のマグニチュードを総合して求めた最大地震のマグニチュード

昭和59年10月

- 3) 例えば, Kawashima, K. and Aizawa, K.: Attenuation of Peak Ground Acceleration, Velocity and Displacement Based on Multiple Regression Analysis of Japanese Strong Motion Records, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, pp. 199-215, 1986
- 4) 例えば, Kawashima, K. and Aizawa, K.: Bracketed and Normalized Durations of Earthquake Ground Acceleration, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, pp. 1041-1051, 1989
- 5) 宇津徳治: 1885年~1925年の日本の地震活動, 震研彙報, 第54号, 1979
- 6) 気象庁: 改訂日本付近の主要地震の表(1926年~1960年), 地震月報別冊, 第6号, 1982
- 7) 杉村新: 弧状列島, 地球の物理—現代の地球観, 8, 日本物理学会編, 丸善, 1982
- 8) 宇佐見龍夫: 資料日本被害地震総覧, 東京大学出版会, 1975

版会, 1975

- 9) 勝又 護: 日本付近の地震の分布と活動 (I), (II), (III), 地震, 第2号, 第19巻, 1966, 第20巻, 1967, 第20巻, 1967
- 10) 勝又 護: 地震の規模別頻度の地域性について, (I), (II), 地震, 第2号, 第19巻, 1966, 第20巻, 1967, 第20巻, 1967
- 11) 勝又 護: 日本列島及びその周辺におけるサイスミシティとそれに関連する諸問題, 験震時報, 第35巻, 第3, 4号, 1970
- 12) 活断層研究会: 日本の活断層—分布図と資料—, 東京大学出版会, 1980
- 13) 岩崎敏男, 川島一彦, 相沢 興, 高橋和之: 既往地震活動に基づく地震動強度の期待地推定法, 土木研究所資料, 第1696号, 昭和56年7月
- 14) 坪井忠二: 新・地震の話, 岩波新書, 1967
- 15) 宇津徳二: 地震学, 共立全書, 1979
- 16) 宇津徳二: 地震のマグニチュード分布式のパラメーターの推定, 地震, 第31巻, 1978

17) 荒川直士, 川島一彦: 地震危険度解析に用いるわ
が国周辺の地震活動の地域区分及び可能最大地震

の規模, 土木研究所資料, 第 2098 号, 昭和 59 年
3 月

7. 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法

7.1 概 説

以上、前章までに RC 橋脚の動的耐力・変形性能、エネルギー一定則とその適用性、振動台実験による RC 橋脚の非線形地震応答特性、耐震設計に考慮すべき工学的な最大地震の規模等を検討してきた。従来、わが国では静的横力法と許容応力度法を組み合わせ、いわゆる震度法によって RC 橋脚を耐震設計してきた。しかし、大正 12 年の関東大震災に代表される大規模地震時に実際に生じる地震力は震度法で想定する設計水平震度 0.2~0.3 相当の地震力よりもはるかに大きい。しかし、一方では、RC 橋脚は降伏水平耐力を越える地震力が作用しても、その変形性能により大きな地震力を吸収する。

したがって、こうした知見を取り入れた新しい RC 橋脚に対する耐震設計法の構築が必要とされる。この章では、前章までに検討してきた知見をまとめて、これを RC 橋脚の地震時保有水平耐力の照査法として組み上げる。

地震時保有水平耐力法を構築する際に求められる条件は、以下の通りである。

1) 大規模地震時に実際に生じ得る地震力を考慮して耐震計算できるようにする。

2) 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に関して前章までに示してきた多数の載荷実験に基づく合理的な動的耐力及び変形性能を反映する。

図 7-1 に、ここで提案する地震時保有水平耐力の照査法の流れを示す。

7.2 地震時保有水平耐力の照査に用いる設計地震力

地震時保有水平耐力の照査では、大規模地震の際に生じ得る現実的な地震力を考慮する必要がある。このためには、地震時保有水平耐力法に用いる設計地震力はどのような定義によるものであるかという点を十分検討しておかなければならない。

震度法に用いる設計震度は、強震記録が得られるよりもはるか昔から経験的に定められてきたため、その定義がどのようなものかに関してはいろいろ議論がある。しかし、はっきり定まった考え方がされておらず、このことが、震度法とはどのような地震力に対してどのような状態を目指して耐震設計しようとしているの

かという本質的な目標を混乱させている。また、外力の性格がはっきりしないために、近年の地震工学の進歩を取り入れにくくしてきた。

このような点から、地震時保有水平耐力の照査法を開発するに際しては、まず、設計地震力とはどのような性格のものであるかをはっきりさせることが重要である。

橋梁は、上部構造に質量が集中しているから、基本的に倒立振子タイプの構造と見なせる。したがって、図 7-2 に示すように橋梁を固有周期 T (秒)、減衰定数 h を有する 1 自由度振動系にモデル化するものとすれば、その基部に地震動が作用した場合に橋に生じる最大応答加速度は加速度応答スペクトルによって与えられる。橋に作用する慣性力の最大値を $F(T, h)_{max}$ とすれば、 $F(T, h)_{max}$ は加速度応答スペクトルを用いて次のように表せる。

$$F(T, h)_{max} = S_A(T, h) \times M \quad (7-1)$$

ここで、

$F(T, h)_{max}$: 橋に作用する慣性力の最大値

$S_A(T, h)$: 固有周期 T (秒)、減衰定数 h の加速度応答スペクトル (gal)

M : 橋の質量

ここで、設計水平震度を橋に生じる最大慣性力を橋の重量で割ったものと定義し、式 (7-2) のように与える。これは、2 章に示したように、RC 橋脚の損傷が橋脚に生じる変位の最大値によって支配されるためである。橋に生じる変位応答と加速度応答は、運動方程式を満足するように関連付けられており、したがって、ここでは橋脚に生じる最大加速度に基づいて地震外力を定義したものである。なお、これは橋に生じる応答であり、地震動の加速度ではないことに注意しなければならない。

$$k(T, h) = F(T, h)_{max} / W \quad (7-2)$$

ここで、

$k(T, h)$: 固有周期 T 、減衰定数 h の橋の設計水平震度

$F(T, h)_{max}$: 橋に作用する慣性力の最大値

W : 橋の重量

橋の重量 W は、次式で与えられるから、

$$W = M \cdot g \quad (7-3)$$

ここで、

W : 橋の重量

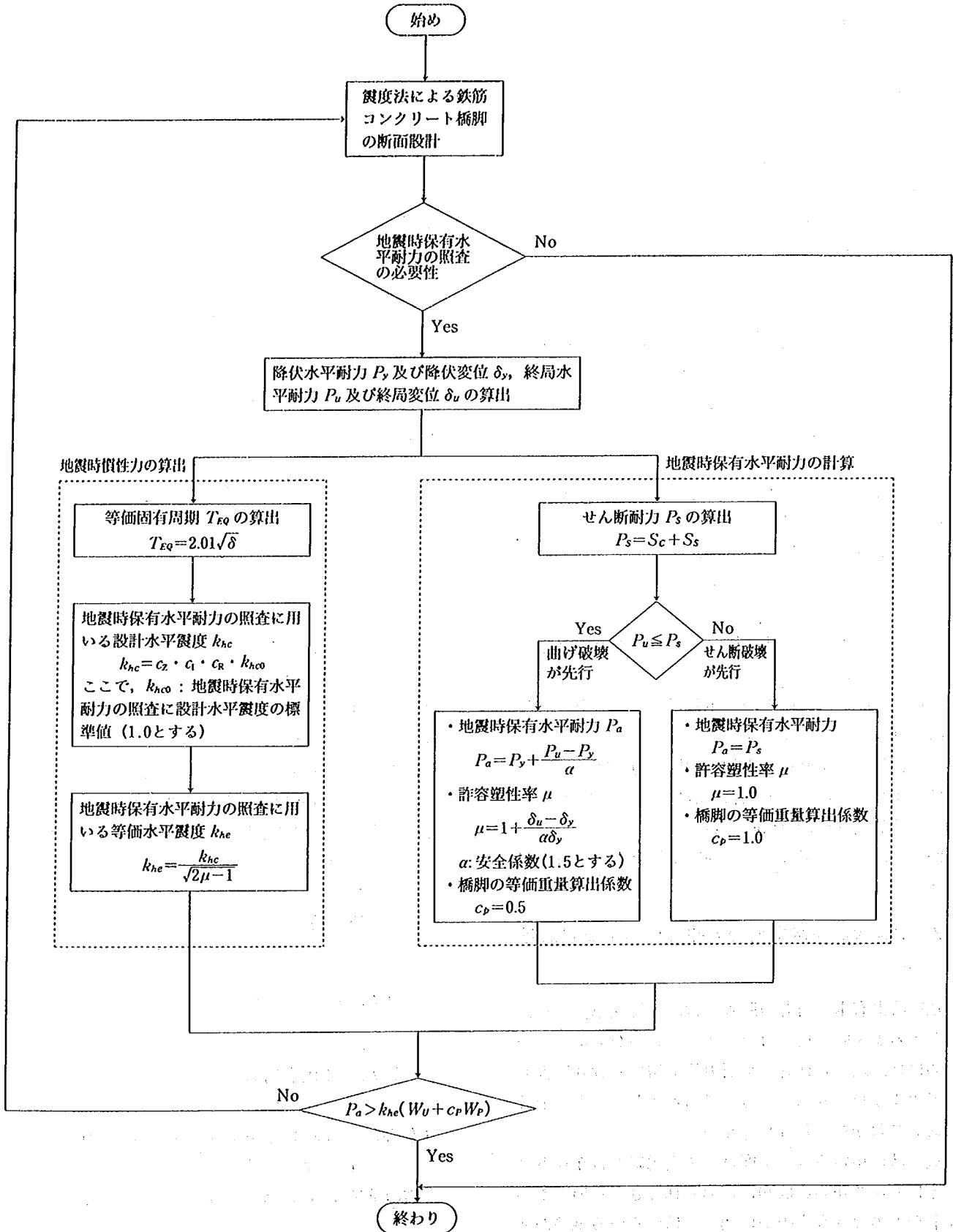


図7-1 地震時保有水平耐力法の照査の流れ

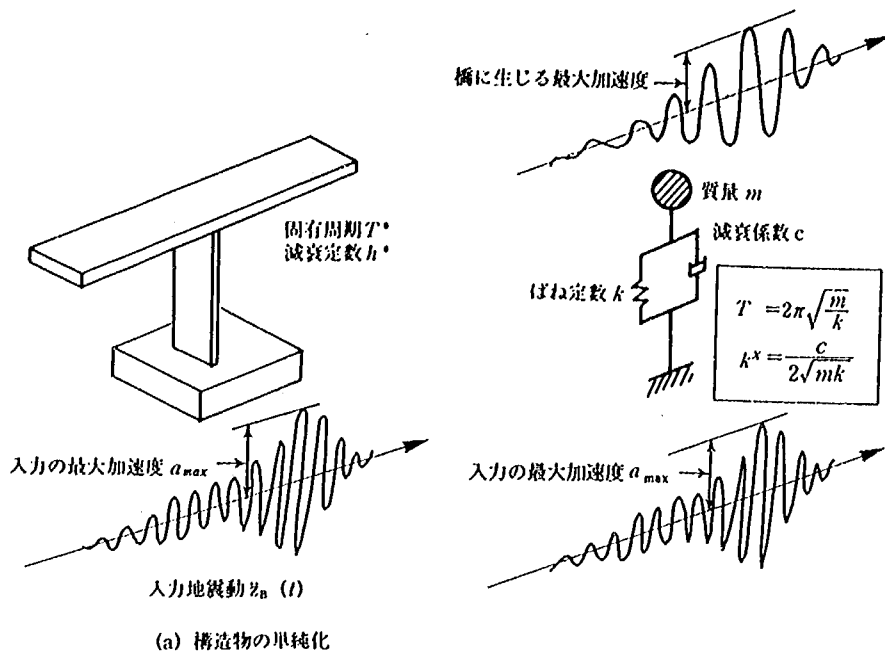


図7-2 1自由度振動系のモデル化

M : 橋の質量

g : 重力の加速度

式 (7-1) 及び式 (7-3) を式 (7-2) に代入すると、設計水平震度は次のように与えられる。

$$k(T, h) = S_A(T, h)/g \quad (7-4)$$

ここで、

$k(T, h)$: 固有周期 T , 減衰定数 h の橋の設計水平震度

$S_A(T, h)$: 固有周期 T (秒), 減衰定数 h の加速度応答スペクトル (gal)

g : 重力の加速度

ここで注意しなければならないのは、応答スペクトルは任意の固有周期 T 及び減衰定数 h に対して与えられるが、式 (7-4) においては、対象とする橋が実際に持つ固有周期 T^* 及び減衰定数 h^* を用いなければならないという点である²⁾。また、式 (7-1) において加速度応答スペクトルから橋に作用する慣性力の最大値を求めるためには、刺激係数、振動モード、振動モードに応じた地震力を設計で想定する地震力の分布形に変換するための係数、の3者を考慮しなければならないが、ここでは簡単のためこれらを省略することとする。

一方、橋の固有周期 T と減衰定数 h の間にはおよそ逆比例の関係があり、多数の道路橋の強制振動実験結果によれば両者の間には次の関係があるとされて

いる³⁾。

$$h = 0.02/T \quad (7-5)$$

ここで、

h : 橋の減衰定数

T : 橋の固有周期

これによれば、固有周期 0.5 秒及び 1 秒の橋は、それぞれ 0.04, 0.02 の減衰定数を持つことになり、現在一般に考えられている減衰定数のレベルと大きな矛盾はない。もちろん、上記の関係は微小振動時の橋脚の強制振動実験から求められたものであり、大地震時にはどうなるか等に関する検討は必要である。しかし、橋の減衰定数のかなりの部分は基礎からの逸散減衰で占められており、逸散減衰は振動振幅によって変化しないことを考えれば、式 (7-5) の適用性は高いといえよう。

また、減衰定数 h が変化すると応答スペクトル値も変化するが、この関係は、減衰定数 0.05 のときの値を基準に次式によって推定できる。

$$S_A(T, h) = c_D(h) \cdot S_A(T, 0.05) \quad (7-6)$$

ここで、

$S_A(T, h)$: 固有周期 T , 減衰定数 h の加速度応答スペクトル

$S_A(T, 0.05)$: 固有周期 T , 減衰定数 0.05 の加速度応答スペクトル

$c_D(h)$: 減衰定数別補正係数で、次式によって与えられる⁹⁾。

$$c_D(h) = \frac{0.5}{40h+1} + 0.5 \quad (7-7)$$

ここに、

h : 減衰定数

したがって、式 (7-5)、(7-6)、(7-7) を式 (7-4) に代入すると、設計水平震度は、次のようになる。

$$k(T) = k(T, 0.02/T) \\ = S_A(T, 0.05) \cdot c_D(0.02/T)/g \quad (7-8)$$

図 7-3 は以上の関係を示したものである。一般に、動的解析では入力地震動波形の特性をある特定の減衰定数の応答スペクトルによって表わすことから、式

(7-8) の右辺第 1 項が動的解析の入力 (ただし、減衰定数 0.05) を表わすと考えればよい。そうすると、右辺の第 2 項は図 7-3 (c) のようになり、設計水平震度は、[減衰定数 0.05 の加速度応答スペクトル]/ g を規準として、短周期領域ではこれより下げてもよいことに、また、長周期領域ではこれよりもやや大きくしなければならぬことを示している。これは、従来の入力地震動で行われてきた短周期成分の“頭切り”の理論的な解釈である²⁾。

また、式 (7-8) の意味するところは、図 7-4 に示すように、動的解析では、減衰定数は動的解析という解析の過程で構造系に対して与えられるが、震度法のように静的横力法では静的計算の過程では構造系ごとに減衰定数を与えることはできない。したがって、静的

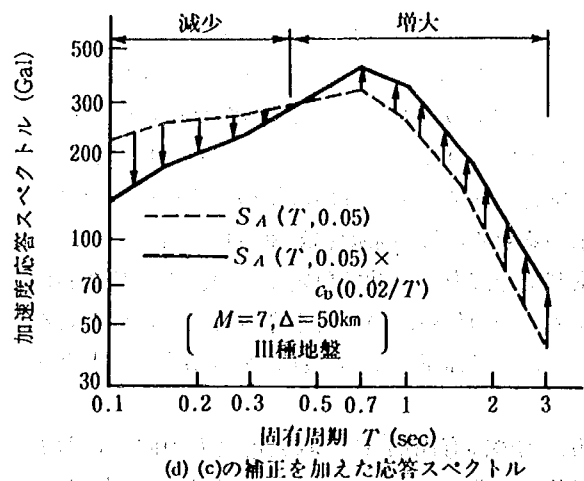
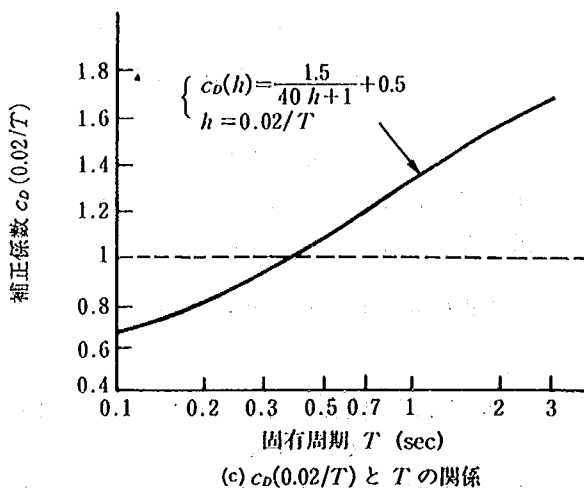
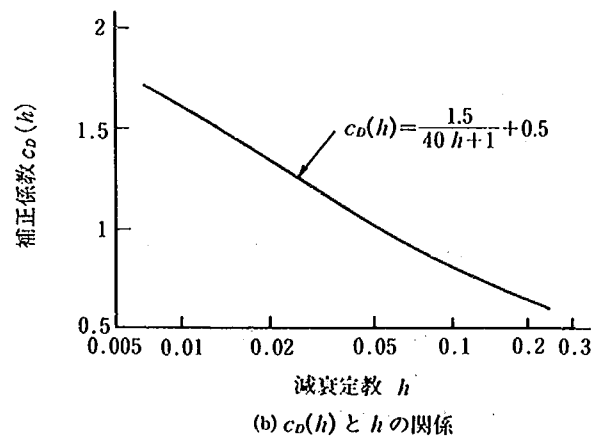
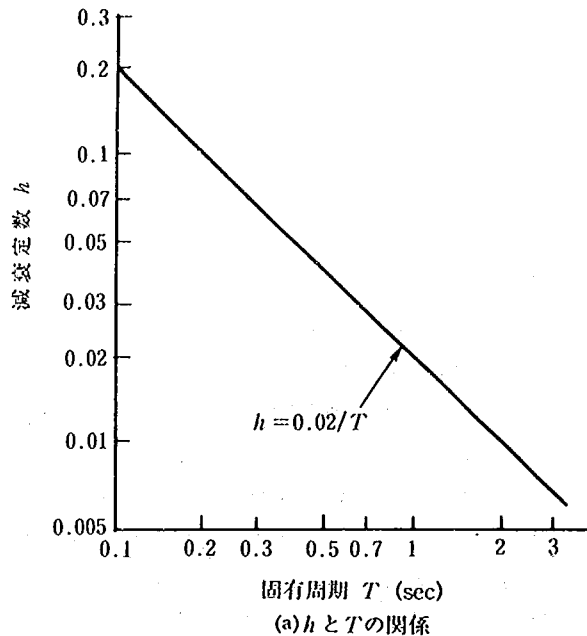


図 7-3 応答スペクトルに対する減衰定数の補正

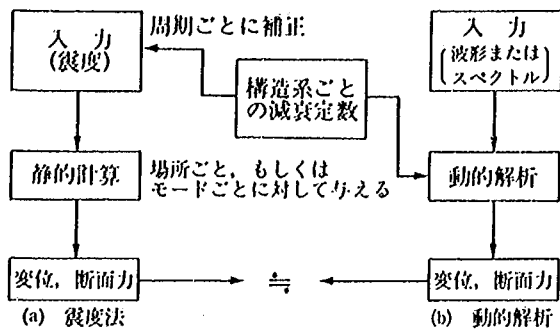


図7-4 震度法の入力（震度）と動的解析の入力の違い

横力法では、減衰定数は入力、すなわち、設計水平震度の中に予め取り入れられていなければならないことを意味している。このような点において、設計水平震度と動的解析に用いる入力地震動としての応答スペクトルは異なっていることに注意しなければならない。

以上のような点に留意して、ここでは、耐震設計で対象とする地震としてマグニチュード8クラスの大規模地震を想定する。これは、6章に示したように、わが国の地震活動の活発な地域ではマグニチュード8クラスの巨大地震の発生を考慮しておかなければならないためである。また、わが国では大正12年の関東大震災を一つの目安とし、仮にこの程度の大地震が発生しても落橋等の致命的な被害は生じないように設計することとされてきたからである。

地震の規模が想定できれば、これによって生じる加速度応答スペクトルの特性は、距離減衰式によって推定できる。加速度応答スペクトルの距離減衰式に関しては現在までに各種の研究がある。土木研究所による加速度応答スペクトルの距離減衰式⁵⁾⁶⁾を用いると、マグニチュード8クラスの大規模地震が震央から50km程度に生じた場合には、加速度応答スペクトルは図7-5のようになる。ただし、これは394成分の強震記録から得られた加速度応答スペクトルの平均値を示したものである。距離減衰式には大きなバラツキがあり、たとえば、平均値から標準偏差の1倍のバラツキを考慮すると平均値の1.7倍にも達する。こうした地震動の工学的特性から推定される橋の振動特性や既往の震災状況に関する各種研究成果を総合すると、橋には弾性応答にして1g程度の最大加速度が生じることを考えておかなければならない。これは、各種の研究により関東地震時の地盤上での最大加速度が0.3g~0.4g程度と考えられることから、地盤から橋への平均的な増幅率を2.5程度と見込んで推定される値と

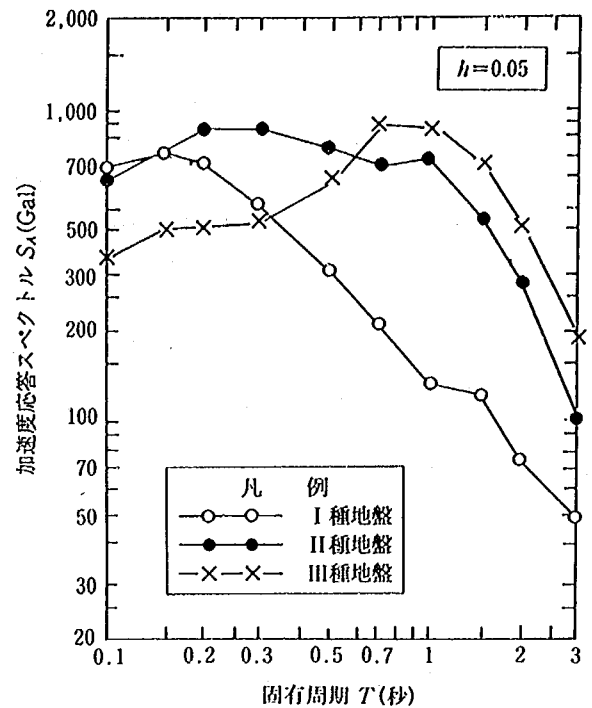


図7-5 マグニチュード8の地震が震央距離50kmの位置に生じた場合の加速度応答スペクトル

表7-1 振動特性別補正係数 C_R

地盤種別	等価固有周期 $T_{eq}(s)$ に対する C_R の値		
	$T_{eq} \leq 1.4$ $C_R = 0.7$	$1.4 < T_{eq}$ $C_R = 0.876 T_{eq}^{-2/3}$	
I種			
II種	$T_{eq} < 0.18$ $C_R = 1.51 T_{eq}^{1/3}$ ただし、 $C_R \geq 0.7$	$0.18 \leq T_{eq} \leq 1.6$ $C_R = 0.85$	$1.6 < T_{eq}$ $C_R = 1.16 T_{eq}^{-2/3}$
III種	$T_{eq} < 0.29$ $C_R = 1.51 T_{eq}^{1/3}$ ただし、 $C_R \geq 0.7$	$0.29 \leq T_{eq} \leq 2.0$ $C_R = 1.0$	$2.0 < T_{eq}$ $C_R = 1.59 T_{eq}^{-2/3}$

も一致する。

以上のような点から、地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度を、式(7-9)によって求めることを提案する。

$$k_{hc} = C_z \cdot C_l \cdot C_R \cdot k_{hco} \quad (7-9)$$

ここで、

k_{hc} ：地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

C_z ：地域別補正係数

C_l ：重要度別補正係数

C_R ：振動特性別補正係数で、橋の等価固有周期 T_{eq} に応じて表7-1による

k_{hco} ：地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値（1.0とする）

式(7-9)では、設計水平震度の標準値 k_{hco} を、地域、重要度、橋の振動特性によって補正している。地域に関する補正は、6章に示したように地域ごとに生じ得る最大地震の工学的規模が異なることを反映するものである。地域区分としては、わが国に生じた最大地震の規模や地震活動度を安全側に包含して地域マップがつけられているので、こうした地域マップにより6章の成果を取り入れることができる。

橋の重要度の工学的判断はなかなか難しい問題であるが、道路橋の耐震設計では従来から重要度別補正係数が用いられてきたので、こうした係数を採用することが考えられる。

振動特性別補正係数 C_R を定めるに際しては、式(7-8)を用いて加速度応答スペクトルから定めればよい。大規模地震時には長周期成分の地震動が卓越すると予想されるため、図7-5に示した加速度応答スペクトルの距離減衰式よりも長周期側においてはさらに安全側の値を与えるように定める必要がある。図7-6は、表7-1の振動特性別補正係数を示したものである。

地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値 k_{hco} は1.0としたが、これを定めるに際しては、上述した図7-6による地震動の工学的性質の他、建築基準法施行令における必要保有水平耐力を計算する場合の標準せん断力係数の規定や、諸外国における橋の設計水平震度の規定等も参考にしている。

次に、設計に用いる等価水平震度は、4章に示したエネルギー一定則に基づき、鉄筋コンクリート橋脚の許

容塑性率 μ に応じて式(7-10)で求めることができる。

$$k_{he} = \frac{k_{co}}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (7-10)$$

ここで、

k_{he} ：地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度

k_{hc} ：式(7-9)による地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

μ ：許容塑性率

この式は、4章に示したエネルギー一定則によるものであるが、橋脚のじん性率を応答変位ではなく、荷重項に考慮するようにしたものである。じん性率を変位に考慮するか、荷重に考慮するかに関しては、いろいろの考え方があるが、ここでは設計法としての汎用性、変位で設計照査するよりも力で照査する方が設計でのなじみがよいこと等を考慮して、荷重側にじん性を考慮することとしたものである。

7.3 地震時保有水平耐力及び許容塑性率

鉄筋コンクリート橋脚が前節の地震力を受け、塑性域に入っても著しい耐力の低下を生じない程度の損傷に止める必要がある。ここでは、橋脚に許容できる変形を許容塑性率 μ 及びこの変位に相当する橋脚の水平耐力 P_a によって与えることを提案する。以下、 P_a を地震時保有水平耐力という。ただし、鉄筋コンクリート橋脚の許容じん性率及び地震時保有水平耐力は破

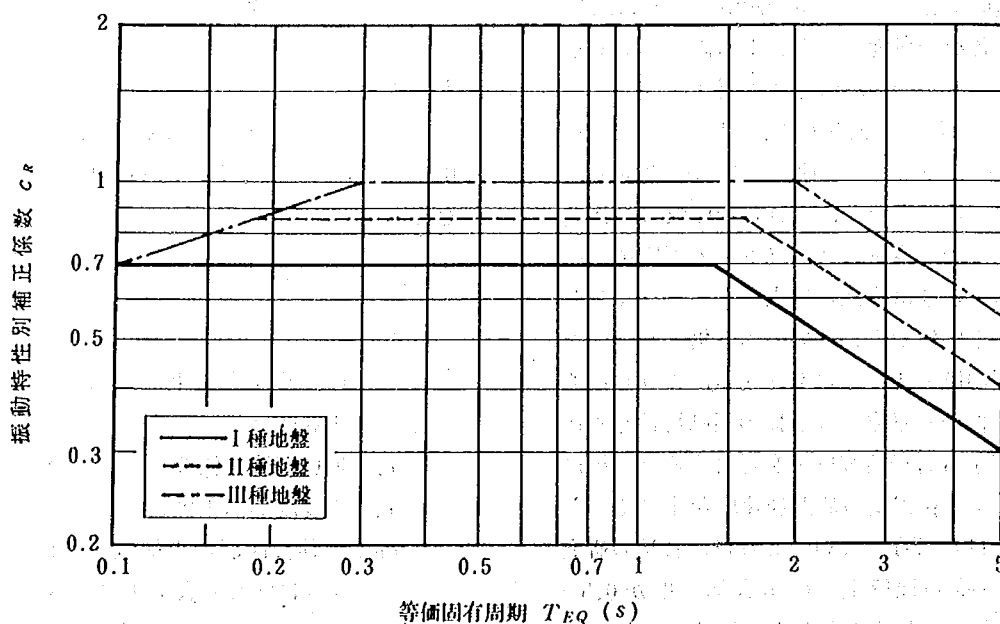


図7-6 振動特性別補正係数 C_R

壊形態によって異なるため、以下のように曲げ破壊が先行する場合とせん断破壊が先行する場合に分けて算出しなければならない。

a) 曲げ破壊が先行する場合

$$P_a = P_y + \frac{P_u - P_y}{\alpha} \quad (7-11)$$

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (7-12)$$

ここで、

P_u, δ_u : 鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (tf) 及び終局変位 (m)

P_y, δ_y : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏水平耐力 (tf) 及び降伏変位 (m)

α : 安全係数 (1.5 とする)

b) せん断破壊が先行する場合

$$P_a = P_s \quad (7-13)$$

$$\mu = 1 \quad (7-14)$$

ここで、

P_s : 鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力

ここで、曲げ破壊が先行する場合の安全係数 α を 1.5 としているが、これは図 7-7 に示すように、 δ_y から δ_u と δ_y の間の距離の 2/3 までいった点を許容するということである。このようにしたのは、2 章に示したように、鉄筋コンクリート橋脚は、圧縮側のコンクリートのひずみが 0.0035 に達した場合を終局として算出

される終局変位 δ_u を越えても、なお、残留水平耐力及び変形性能を失うに至らないだけの十分なねばりを有しているためである。また、2 章の動的載荷実験によれば、 $\alpha=1.5$ に相当する点は一般にコンクリートの剥離が生じ、最大水平耐力付近で安定していた水平耐力が低下し始める点に相当する。したがって、十分な耐震性を保持するためには、この点を地震時に許容される変位と見なす必要があると判断したものである。

なお、5 章の模型振動台実験から明らかになったように、実際の地震動を受けて RC 橋脚が振動する際に生じる損傷は、2 章に示したような同一変位振幅でのくり返し回数を 10 回程度とした一定振幅変位漸増方式の載荷による損傷よりもかなり小さい。したがって、 $\alpha=1.5$ に相当する変位を想定するということは、耐震設計的にはかなり余裕を持っているということができる。このような点に関しては、式 (7-9) に示した設計水平震度 k_{hc} に含まれている地震力としての余裕度とのバランスを考慮しながら、今後さらに荷重載荷履歴が RC 橋脚の損傷に与える影響が明らかとなった時点で見直しを加えて行くことが必要であろう。

一方、せん断破壊が先行すると判断された場合には、ねばりが乏しい破壊を生じる可能性があるため、耐震計算上は塑性域のねばりを期待せず、許容塑性率を 1.0 としたものである。

7.4 地震時保有水平耐力の判定

地震時保有水平耐力の照査では、式 (7-10)、(7-11)、(7-13) に基づき、次式を満足するように断面を定めればよい。

$$P_a > k_{he} W = \frac{k_{hc} W}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (7-14)$$

ここで、

P_a : 式 (7-11)、(7-13) による鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (tf)

k_{he} : 式 (7-10) による地震時保有水平耐力の照査に用いる等価水平震度

k_{hc} : 式 (7-9) による地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

μ : 許容塑性率

W : 等価重量で式 (7-15) により求める

$$W = W_u + c_p W_p \quad (7-15)$$

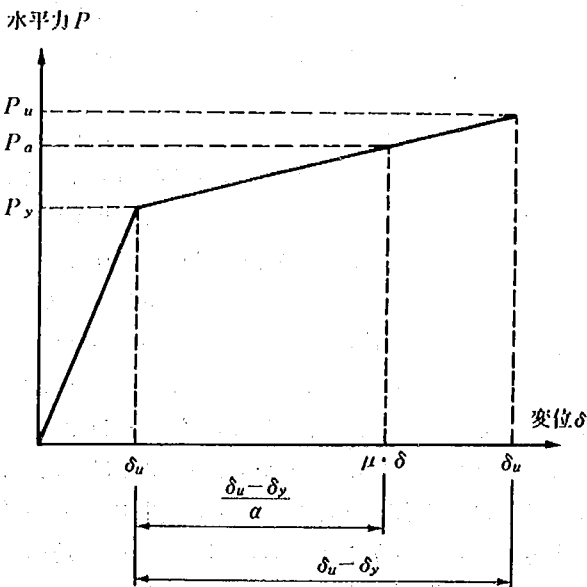


図7-7 曲げ破壊がせん断破壊に先行する場合の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

$$c_p = \begin{cases} 0.5 & P_u \leq P_s \\ 1.0 & P_u > P_s \end{cases} \quad (7-16)$$

W_u : 当該鉄筋コンクリート橋脚が支持している
上部構造部分の重量 (tf)

W_p : 鉄筋コンクリート橋脚躯体の重量 (tf)

P_u : 鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (tf)

P_s : 鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力 (tf)

式 (7-14) の右辺は、橋がどこまでも弾性的に振動すれば生じるであろう地震力 $k_{hc}W$ を受けた場合に、エネルギー一定則より算出される橋脚のじん性率が許容塑性率 μ に収まるために橋脚に必要とされる降伏水平耐力を表わしている。したがって、許容塑性率 μ に相当する橋脚の耐力、すなわち、橋脚の地震時保有水平耐力 P_a がこれを上まわっていれば、橋脚は $k_{hc}W$ の弾性地震力を受けても許容塑性率 μ までの塑性変形を生じることはないため、安全であると判定される。なお、式 (7-10) は橋脚の履歴特性を弾塑性にモデル化した場合に成立するものであり、式 (7-11)、(7-12) のように降伏後の耐力の増加が生じる場合には近似式になる。しかし、4 章に示したようにエネルギー一定則がもともと近似的な関係を与えるものであり、計算を簡便にするという点を勘案して式 (7-14) のように判定することを提案するものである。

7.5 地震時保有水平耐力照査のねらいと留意事項

地震時保有水平耐力照査の手順は上述した通りであるが、そのねらいは、関東大震災級の大きな地震が生じた場合に、最大耐力付近で安定していた水平耐力が低下し始める程度の変形までに橋脚基部の損傷を止めようとするものである。

図 7-1 のフローに示したように、地震時保有水平耐力の照査が満足されない場合には、震度法による耐震計算にもどり、震度法による耐震設計を満足する断面の中から、地震時保有水平耐力の照査も同時に満足する断面を選び出さなければならない。すなわち、震度法による耐震設計では同じ設計水平震度を用いても、コンクリート断面を大きくして低鉄筋比にしたり、反対にコンクリート断面をしばって鉄筋で対処したり、コンクリート断面と鉄筋量に応じて無数の組合せが存在する。この中から、必要なじん性が確保されるコンクリート断面ならびに配筋を抽出しようというのが地震時保有水平耐力照査のねらいである。したがって、地震時保有水平耐力照査では、震度法よりも大きな設計水平震度を用いるが、あくまでも震度法による耐震

計算だけでは不十分な断面をチェックしようとすることに目的がある。

もう一つ地震時保有水平耐力照査で重要な点は、じん性を取り入れた設計では、従来の震度法による「力に耐える設計」とは異なり、大きなじん性があれば、降伏耐力、すなわち、コンクリート断面をかなり小さくできるという点である。たとえば、米国、ニュージーランド等では、スパイラル筋を巻く等じん性をいかに高めるかに多大な関心を払っている⁷⁸⁾。これは、これらの国ではわが国に比較して相対的にかなり小さな断面の橋脚を採用してきているために、じん性の確保が至上命令であるためである。これらの国では、橋の設計と建築物の設計が同一グループによって行われており、したがって、建築物の柱の設計と同じ考え方が橋脚にも採用されているためである。

これに対して、わが国では、伝統的に壁式橋脚に代表される大断面で低鉄筋比の剛性の高い下部構造を採用してきた。大断面橋脚では、かりに震度法で想定したよりも大きな地震力を受け橋脚に損傷を生じたとしても、コンクリートが主鉄筋の外側へすべて散逸するようなことにはなりにくい。したがって、多少の損傷を生じたとしても、上部構造重量を支持するだけの上下方向の耐力を有するとともに、地震時保有水平耐力 (水平方向の耐力) も確保することができるのである。そういう意味では、大断面、低鉄筋比の橋脚は多少本来の意味するところは違うが、結果的にはじん性が高いのである。このような大断面、低鉄筋比の下部構造の採用により、過去の大地震に対しても落橋という致命的な崩壊をほとんど免れることができ、この点が日本の耐震設計技術の高さとして評価されているところである。

したがって、従来の大断面橋脚に対する震災経験から得られた設計方法のままで、大きく断面を絞った橋脚を採用する方向に進んで行くためには、じん性、特に、帯鉄筋に対する十分な配慮が必要とされる。ただし、米国やニュージーランドのように小断面の橋脚を採用し、十分な帯鉄筋を配してじん性が高い橋脚を作ることが、わが国のように地震発生頻度がこれらの国よりも 1 オーダーも高い国で、耐震的に有利であるとは考えられない。じん性が高いということは、橋脚の曲げ破壊による崩壊は防止できるが、非線形応答変位は大きくなるということである。したがって、地震後、橋脚には大きな残留変位が生じ、従来のような大断面橋脚よりも復旧が困難となる場合も出てくると考えられる。

したがって、本章で提案するじん性を考慮した地震時保有水平耐力照査は、じん性を期待して米国やニュージーランドのような小断面で高密度に主鉄筋や帯鉄筋を配した橋脚を作ること意図しているのではない。むしろねらいは反対であり、コンクリート断面に余裕をもたせ、低鉄筋とすることが地震時保有水平耐力照査の目的である。

地震時保有水平耐力の照査を行うに際して、留意しておくべき事項は、以下の通りである。

1) セン断破壊が曲げ破壊に先行する場合には、セン断破壊に対する照査を行うが、これにより耐震性が確保できない場合には、セン断破壊が生じないようにしなければならない。このためには、橋脚断面を増加させるか、もしくは帯鉄筋量を増加させて橋脚のセン断耐力を増加させてもよいし、あるいはセン断耐力を曲げ耐力に見合うだけ大きくして、セン断破壊が曲げ破壊に先行しないように設計すればよい。

2) 曲げ破壊がセン断破壊に先行する場合には、曲げ破壊に対する照査を行うが、これにより耐震性が確保できない場合には、前述したように震度法による耐震設計にもどり、震度法による耐震設計を満足する断面の中から式(7-14)を満足する断面を選定する。一般には、断面に少しゆとりを持たせ、低鉄筋比にするのがよいと考えられる。

3) 張出しがあり、死荷重による偏心モーメントが大きい場合には、この影響を別途考慮しなければならない。この場合の取扱については、今後さらに検討する必要がある。

7.6 ま と め

以上、前章までに示した RC 橋脚の非線形域における動的耐力及びわが国周辺に生じ得る工学的な最大地震規模に関する知見に基づいて、大規模地震を受けた場合の RC 橋脚の新しい耐震性の照査法を地震時保有水平耐力の照査という形で提案した。これは、従来、静的横力法と許容応力度法によって設計されてきた土木構造物の耐震設計という流れの中では、全く新しい耐震計算法である。これにより、大正 12 年の関東大震災のような大規模地震を受けても、RC 橋脚に生じ得る損傷を、最大耐力付近で安定していた水平耐力が低

下し始める程度の損傷にとどめることを計算上照査することが可能になる。

大規模地震に対する耐震性を確保するためには、震度法的设计で要求される「強度」と地震時保有水平耐力の照査法で要求される「ねばり」を合わせ持つことが重要である。米国やニュージーランド等の諸外国では、非常に大きくねばりに依存した設計となっており、わが国では従来強度に全面的に依存した設計体系となっている。両者のバランスをどのようにすべきかが、本提案手法の中では最も重要である。このためには、地震外力のバラツキや材料、部材強度のバラツキ等、橋全体としての耐震性のバランスを考慮して行くことが重要である。

参考文献

- 1) 川島一彦：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査，基礎工，Vol. 18, No. 6, pp. 36-47, 平成元年 6 月
- 2) 川島一彦：斜張橋の耐震設計，橋梁と基礎，Vol. 85-8, pp. 51-57, 昭和 60 年 8 月
- 3) 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，昭和 45 年
- 4) 川島一彦，相沢 興：減衰定数に対する地震応答スペクトルの補正法，土木学会論文集，第 344 号/I-1 号，昭和 59 年 4 月
- 5) 川島一彦，相沢 興，高橋和之：最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所報告，第 166 号，昭和 60 年 9 月
- 6) 川島一彦，相沢 興：強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式，土木学会論文集，第 350 号/I-2, pp. 181-186, 昭和 59 年 10 月
- 7) 川島一彦：ニュージーランドにおける道路橋の耐震及び免震設計技術，橋梁と基礎，Vol.89-2, pp. 17-22, 平成元年 2 月
- 8) 川島一彦，岩崎敏男：米国における道路橋の耐震設計とその変遷，橋梁と基礎，Vol.90-3, pp.31-37, 平成 2 年 3 月

8. 結 論

鉄筋コンクリート橋脚の非線形域における動的耐力を動的載荷実験及び振動台加振実験により明らかにし、その非線形応答特性を検討した。また、RC橋脚に対するエネルギー一定則の適用性、工学的な最大地震規模の検討、大規模地震時の地震応答特性の検討を行い、これらをRC橋脚の地震時保有水平耐力の照査法としてとりまとめた。本研究を構成する各章の結論はそれぞれの章に示した通りであるが、本研究を通した結論は、以下の通りである。

1) 従来、0.2~0.3の設計水平震度に対応する地震力を用いて許容応力度法に基づいて設計されたRC橋脚が、過去の地震によりこれをはるかに上回る大きな地震力を受けても損傷がないように見えたり、また、比較的小さな損傷で済んだり、あるいは時として大きな損傷を受けたりした原因を、RC橋脚の非線形域の耐力と変形性能の観点から評価できる新しい耐震設計体系をRC橋脚の地震時保有水平耐力の照査法として開発した。

2) 地震時保有水平耐力法では、エネルギー一定則に基づいているためRC橋脚の強度と変形性能のバランスが重要である。かりに変形性能が十分であったとしても、かなりの強度を与えなければRC橋脚には地震後に大きな残留変位が残ることになる。変形性能と強度のバランスの設定には、高度な判断が必要である。現在までわが国で採用されてきた大断面のRC橋脚は過去の地震によく耐えていることから、現状程度のRC橋脚の強度と変形性能のバランスが適当であると考えられる。したがって、都市高速等で、現在よりもさらにコンクリート断面を絞ろうとする場合には、両者のバランス、特に残留変位に十分注意する必要がある。

3) 従来、RC橋脚等の部材の動的耐力・変形性能の実験には、一般に一定振幅変位漸増方式が採用されてきた。しかし、この方式による動的載荷では、荷重の載荷履歴、載荷くり返し回数等によって得られる結果が異なるため、実地震時にRC橋脚に作用する動的応答特性を十分念頭におきながら結果の評価をすること

が重要である。特に、振動台加振実験では、必ずと言ってよいほどRC橋脚には残留変位が生じる。したがって、RC橋脚の動的載荷実験から求められた動的耐力・変形性能とエネルギー一定則だけから許容じん性率を定めることは危険であり、実地震時におけるRC橋脚の非線形応答と対象とする設計地震力の特性に関する十分な考察が必要とされる。

4) わが国全体を通してみると、マグニチュード7クラスの地震の平均再現期間は約1年、マグニチュード8クラスの地震の平均再現期間は約10年と、諸外国と比較してきわめて短い。このように高い地震活動度を有する国は、チリ等ごく小数を除いて存在しない。わが国が高度成長を果たした昭和40年から現在までには、マグニチュード8クラスの巨大地震は発生していないが、既往の地震発生頻度で今後も地震が発生するとすれば、わが国の大部分の地域ではマグニチュード8クラスの大規模地震の危険性を常に持っていることを十分認識して橋梁等の重要構造物の耐震設計を進めていかなければならない。また、わが国の耐震設計を諸外国の耐震設計と比較する際には、わが国の地震活動度が、その規模においても頻度においても群を抜いて高いことに注意しなければならない。

なお、本研究で開発した地震時保有水平耐力法をさらに今後発展させていくためには、今後さらに以下のような点に対する検討が必要とされる。

1) じん性を期待してよい構造部材とじん性を期待できない構造部材の明確化

例えば、斜張橋や吊橋のタワーのように、全体構造系の中でここが損傷すると全体が影響を受けると言うような重要な部材に対する耐震設計のあり方。

2) 一本柱形式のRC橋脚以外の部材の動的耐力・変形性能の照査方法の確立

3) 一本柱形式のRC橋脚でも、張り出しがあり、一方向に常に偏心曲げモーメントが作用している場合

4) 下部構造に対する動的な安定照査法の確立

5) RC橋脚に生じる残留変位の評価と、許容じん性率の定め方。

6) 帯鉄筋によるコアコンクリートの拘束効果に対するより詳細な評価法の確立

本研究に関連した研究発表

2 章関連

- 1) 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), 土木研究所資料, 第 2232 号, 昭和 60 年 8 月
- 2) 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 2), 土木研究所資料, 第 2279 号, 昭和 61 年 1 月
- 3) 川島一彦, 小山達彦: 鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす荷重繰り返し回数の影響, 土木技術資料, Vol. 29-6, pp. 39-44, 昭和 62 年 6 月
- 4) 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 3), 土木研究所資料, 第 2504 号, 昭和 62 年 7 月
- 5) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: 鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす荷重履歴の影響, 土木技術資料, Vol. 28-8, pp. 425-430, 昭和 62 年 8 月
- 6) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に及ぼす荷重速度の影響, 土木技術資料, Vol. 29-11, pp. 567-572, 昭和 62 年 11 月
- 7) 川島一彦, 小山達彦: Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of RC Bridge Piers, 土木学会論文集, Vol. 5, No. 1, 昭和 63 年 8 月
- 8) 川島一彦, 小山達彦: Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns, 土木学会論文集, Vol. 5, No. 1, pp. 183-191, 昭和 63 年 8 月
- 9) 川島一彦, 小山達彦: Deterioration of Equivalent Stiffness of Reinforced Concrete Columns Subjected to Inelastic Load Reversals, 第 9 回世界地震工学会議, pp. IV335-IV 340, 東京/京都, 昭和 63 年 8 月
- 10) 川島一彦: 円形断面鉄筋コンクリート橋脚のじん性に及ぼすスパイラル筋の効果, 土木技術資料, Vol. 33-6, pp. 6-70, 平成 3 年 6 月
- 11) 川島一彦, 長谷川金二: 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力に及ぼす水平 2 方向同時荷重の影響, 土木技術資料, 33-8, pp. 27-32, 平成 3 年 8 月
- 12) 川島一彦, 長島博之, 飯田寛之: くり返し荷重実

験による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的耐力, 土木技術資料, Vol. 33-11, 平成 3 年 11 月

- 13) 川島一彦: 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能に及ぼす斜め方向荷重の影響, 土木技術資料, Vol. 34-7, pp. 38-43, 平成 4 年 7 月
- 14) 川島一彦: 中空円形 RC 橋脚の動的耐力及び変形性能, 土木技術資料, Vol. 34-10, pp. 34-39, 平成 4 年 10 月
- 15) 川島一彦, 長島博之: 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の動的特性に及ぼすハンチの影響, 土木技術資料, Vol. 35-2, pp. 45-50, 平成 5 年 2 月

3 章関連

- 16) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: RC 橋脚の動的耐力及び変形性能に関する研究— (その 1) 道路橋示方書による推定方法の精度—, 土木研究所資料, 第 2408 号, 昭和 61 年 7 月
- 17) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: 鉄筋コンクリート橋脚の動的耐力及び変形性能, 土木技術資料, Vol. 29-12, pp. 623-628, 昭和 62 年 12 月

4 章関連

- 18) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: 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応答変位の推定精度に関する検討—, 土木研究所資料, 第 2266 号, 昭和 60 年 12 月
- 19) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: 等価エネルギー法による RC 橋脚の非線形応答変位の推定精度, 土木技術資料, Vol. 29-5, pp. 235-240, 昭和 62 年 5 月
- 20) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: 等価エネルギー法による鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答変位の推定精度, 第 7 回日本地震工学シンポジウム, pp. 1459-1464, 昭和 61 年 12 月

5 章関連

- 21) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Piers by Dynamic Loading Tests and Shaking Table Tests, 第 9 回世界地震工学会議, pp. IV 443-IV 448, 東京/京都, 昭和 63 年 8 月
- 22) 川島一彦, 長谷川金二: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適用

性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.483/
I-26, pp.137-146, 平成6年11月

6 章関連

- 23) 荒川直士, 川島一彦: 地震災害危険度解析に用いるわが国周辺の地震活動の地域区分及び可能最大地震の規模, 土木研究所資料, 第2098号, 建設省土木研究所, 昭和59年3月

7 章関連

- 24) 川島一彦: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査, 基礎工, Vol.18, No.6, pp.36-47, 平成元年6月
25) 川島一彦: 橋梁耐震設計の主眼点, 土木技術, Vol.44, No.8, pp.54-63, 平成元年8月
26) 川島一彦: 道路橋の耐震設計と震災対策, 道路, Vol.1990-9, pp.31-36, 平成元年9月

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 190 September 1993

CONTENTS

Seismic Design Method of Reinforced concrete

Bridge Piers Based on Dynamic Strength and Ductility Dr. Kazuhiko KAWASHIMA
Kinji HASEGAWA
Hiroyuki NAGASHIMA
Tatsuhiko KOYAMA
Takeshi YOSHIDA
