

土木研究所報告

第 153 号

軟岩の透水性と止水設計法に関する研究……………柴田 功… (1)

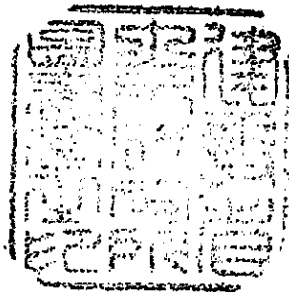
地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)

—広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性—……………岩崎敏男… (57)

龍岡文夫

高木義和

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……………太田 実… (123)



昭和 55 年 3 月

建設省土木研究所

軟岩の透水性と止水設計法に関する研究

柴 田 功*

A Study on Permeability and Waterproof Design in Soft Rock Foundations for Dams.

by Isao Shibata

Synopsis:

The followings are concluded, concerning the properties of injection in soft rock foundations for dams.

- (1) The proportionality between the rate of water injection quantity and pressure is kept up to critical pressure, which is extremely low in soft rocks. The rate of water injection quantity increases remarkably, if pressure exceeds this critical value.
- (2) Permeability of soft rocks is apt to be overestimated if these properties are not taken into consideration. Permeability or Lugeon coefficient should be calculated using the initial tangent of the pressure-quantity of water injection curve ($p \sim q$ curve).
- (3) Injection in soft rocks at pressure over a critical value causes appreciable upheaval of foundation surfaces.
- (4) In soft rocks with unit weight less than 2g/cm^3 and void ratio more than 1.0, critical pressure is smaller than the loading due to dead weight.
- (5) The rate of injection has a significant influence on upheaval of foundations of soft rocks.
- (6) For soft rocks, the following relation is shown.

$$1\text{ Lu} \approx 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$$

Key words (Softrock, Lugeon coefficient, $p \sim q$ curve, Rate of water injection, Critical pressure)

要 旨

軟岩ダム基礎の注入特性について現地調査した結果、次の事項を明らかにした。

- (1) 軟岩では、注入圧力と時間当り注入量が比例関係を保つ限界圧力が極めて低く、これをこえた注入圧力では多量の注入量が記録される。
- (2) ルジオンテストでこの関係を見落すため、ルジオン値は過大に評価しがちである。ルジオン値は $p \sim q$ 曲線の初期勾配から算出すべきである。
- (3) 注入圧力が限界圧力をこえた時は、地表面に浮き上がり変位を生じる。
- (4) 密度 2g/cm^3 未満で間隙比が 1.0 以上の軟岩では、限界圧力は、上載荷重に相当する圧力以下の低い圧力となるものが多い。
- (5) 地表面の浮き上がりには、時間当りの注入量の多少が大きな影響を及ぼす。
- (6) 軟岩では $1\text{ Lu} \approx 1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ である。

キーワード (軟岩, ルジオン値, $p \sim q$ 曲線, 時間当り注入量, 限界圧力)

* 中部地方建設局長島ダム工事事務所長 (前土木研究所ダム構造研究室長)

目 次

1. まえがき.....	(3)	(3) 堅坑の揚水による透水試験.....	(30)
2. 軟岩の特徴と透水特性.....	(3)	i) 堅坑.....	(30)
[1] 軟岩の特徴.....	(3)	ii) 水位回復法による透水試験.....	(30)
(1) 新第三紀の堆積岩.....	(3)	iii) 段階揚水試験.....	(32)
(2) 火山性軟岩.....	(3)	[6] F ダム.....	(34)
(3) 風化岩.....	(4)	(1) 地質.....	(34)
[2] 透水試験.....	(4)	(2) テストグラウチング.....	(34)
[3] グラウチング.....	(5)	i) 方法.....	(34)
3. ルジオンテストおよびグラウチングテスト		ii) ルジオン値と限界圧力.....	(34)
の実施例.....	(6)	iii) 地表変位.....	(36)
[1] A ダム.....	(6)	(3) 井戸による透水試験.....	(36)
(1) 地質.....	(6)	[7] G ダム.....	(39)
(2) テストグラウチング.....	(7)	(1) 地 質.....	(39)
i) 第1次テストグラウチング.....	(7)	(2) テストグラウチング.....	(39)
ii) チェック孔によるルジオン		i) 方 法.....	(39)
テスト.....	(8)	ii) 結 果.....	(41)
iii) 河床部のルジオンテスト.....	(10)	(3) 左岸尾根のカーテングラウチング	
iv) 限界圧力とかぶり.....	(10)	(本工事)の結果.....	(43)
[2] B ダム.....	(10)	[8] H ダム.....	(43)
(1) 地質.....	(10)	(1) 地 質.....	(43)
(2) テストグラウチング.....	(11)	(2) ルジオンテスト.....	(43)
i) 方法.....	(11)	(3) ビット透水試験.....	(44)
ii) ルジオン値と限界圧力.....	(13)	4. ルジオンテストおよびグラウチング方法の	
iii) セメント注入量.....	(13)	考察.....	(47)
iv) 地表変位.....	(14)	[1] ルジオン値の算出.....	(47)
[3] C ダム.....	(16)	[2] 軟岩の透水性とダルシーの法則.....	(48)
(1) 地質.....	(16)	[3] 限界圧力.....	(49)
(2) テストグラウチング.....	(16)	[4] 軟岩のルジオン値.....	(50)
i) 方法.....	(16)	[5] 地表の浮き上がりと注入.....	(50)
ii) ルジオン値と限界圧力.....	(16)	[6] 軟岩のグラウチングの効果.....	(51)
iii) 地表変位.....	(19)	(1) 新第三紀砕屑堆積岩.....	(51)
[4] D ダム.....	(19)	(2) 花崗岩強風化マサ.....	(51)
(1) 地質.....	(19)	(3) 第四紀砕屑堆積岩.....	(51)
(2) テストグラウチング.....	(19)	[7] 注入管理方式.....	(51)
i) 方法.....	(19)	[8] グラウトポンプと記録計.....	(51)
ii) 結果.....	(19)	5. 軟岩基礎の止水設計法.....	(51)
iii) 地表変位.....	(22)	[1] グラウトカーテンの効果.....	(51)
iv) 限界圧力とかぶり.....	(23)	[2] 設計の手順.....	(52)
[5] E ダム.....	(28)	(1) ルジオンテスト.....	(53)
(1) 地質.....	(28)	(2) 浸透流解析.....	(53)
(2) Pt 層のルジオンテスト.....	(29)	(3) 止水設計.....	(53)
i) 方法.....	(29)	6. 結 論.....	(55)
ii) ルジオン値と限界圧力.....	(29)	附 辞.....	(55)
iii) 地表変位.....	(29)		

1. まえがき

ダム基礎内の空隙をグラウトで充填して、浸透流を抑制するため、すべてのダムでグラウティングが行われる。したがって、多くの経験が積まれ、設計、施工技術も進歩しているが、マルパッセダム¹⁾、ティートンダム²⁾などの大惨事を伴う破壊事故の原因は、浸透流抑制のために行うグラウティングの不完全もその一因と考えられているので、その技術は確立されたとは言えない。

このような背景に加えて、我が国では良好な基礎をもつダム地点はほとんど残っていないといってもよく、新第三紀砕屑性堆積岩、第四紀火山性堆積岩などの軟岩の上にダムが築造されるようになりつつある。

軟岩は、粒子の固結が不十分のため、過大な浸透流が起これば、その粒子が流失するパイピングが懸念されるのであるが、このような軟岩をダム基礎とする多くの現場からは、例外なくきわめて大きなルジオン値を示し、かつそのうちの多くのダムでは多量のセメント注入が記録されたことが報告されて、技術的関心を集めてきた。

我が国では、軟岩が広く分布する地域には、基礎に問題があるためダムは造られていない。このような地域ほど、大ダムの建設が切望されているので、上述の諸問題を研究することが急務である。

本研究によって、軟岩基礎の注入特性について調査した結果、軟岩では注入圧力と注入量が比例関係を保つ限界圧力がきわめて低く、これを越えた注入圧力のもとでは、多量の注入量が記録されること、さらに、時間当たり注入量がこの注入特性に大きな影響を与えることが明らかになった。そして、これが現場の調査、設計、施工に反映されていないため混乱が生じているので、次の地質区分のダムの例を示しながら報告する。

新第三紀砕屑性堆積岩(砂岩、泥岩); A・B・C

第四紀砕屑性堆積岩(凝灰質砂岩、シルト岩); D

第四紀火山砕屑岩(浮石質凝灰岩); E

(火山泥流); F

風化岩(花崗岩強風化マサ); G・H

2. 軟岩の特徴と透水特性

(1) 軟岩の特徴

ここでは、固結度の低い岩石を軟岩と呼ぶことにすると、その全体としての岩盤の力学的性質は、これを構成する岩石の力学的性質に支配され、硬岩で普通にみられるように、節理などの割れ目の性質に大きく影響されることはない。そして、新第三紀以降の頁岩、泥岩などの細粒の岩石からなる岩盤は、強さに関する性質は多分に粘土の性質をもっている。このように軟岩は、硬岩に比べて間隙比が大きく、吸水率が高く、変形性が大きい

が普通で、含水比や比較的低い応力状態によって、その力学的性質が異なってくるという特徴をもっている。さらに、ある種の軟岩は乾湿の繰返しや応力解放などの環境の変化によってもその力学的性質が大きく変化するという特徴をもっている。

軟岩の力学的性質は、以上のように土に似てはいるが明らかに固結したものであって、硬岩と土の中間に位置するものとして取扱うのがよいように考えられる。

軟岩を成因別に分類すると、新第三紀の堆積岩、火山性軟岩、風化岩に分けることができる。次にこれらについての最近の研究をまとめてみることにする。

(1) 新第三紀の堆積岩

この種の軟岩は大別すると、火山砕屑岩と砕屑性堆積岩に分けられる。

火山砕屑岩は、富士山北方の御坂峠付近を模式地とする御坂層群は、部分的に熱水変質を受けてはいるが比較的硬く、東北から日本海側に広く分布するグリーンタフ地域は、凝灰岩、凝灰角礫岩を主とし、泥岩、砂岩、礫岩などをささむが、その下部にあるものはよく固結しており硬岩として取扱った方がよいと考えられるものもある。しかし、一般的には軟岩に属するものが比較的多く、環境の変化を受けやすい。

砕屑性堆積岩は、一般には頁岩、粘板岩と砂岩との互層をなしている。新第三紀層では構成粒子が細かいほど、すなわち砂岩より泥岩の方が固結度が高い。しかし、泥岩の方が堆積過程で混入した粘土鉱物が、その後の成成作用が不十分で、安定するほど化学変化も進行していないため、環境の変化の影響を鋭敏に受けやすい。

このように、新第三紀の軟岩は、未固結の土、砂から固結した岩へと変化していく過程にあるといえる。

砕屑性堆積岩についての小島の研究によれば同じ粒度組成の堆積岩ならば、同一の地質年代の岩石でも、層位的深度(堆積盆の場や埋没深度に左右される)が大きい程、圧縮強度は高いし、同程度の層位的深度のものを比較すると、地質年代の古いもの程高い強度を示している³⁾。この研究から、成成作用は堆積盆の場に応じた上載荷重による締固めと、例えば石灰、粘土のような物質に代表される粒子を結合する材料が大きな影響を及ぼすことが示されていると考えられる。

(2) 火山性軟岩

第四紀の低溶結の溶結凝灰岩、一次シラスなどの火山性軟岩は、堆積時にある程度の熱をもって堆積したため構成粒子間にガラス質の結合材ができており、構成粒子間に弱い結合をもっていることが多いが、間隙比が大きく、比重も軽い。そして、三軸圧縮試験で側圧を増すと、弾性係数、降伏応力が低下する⁴⁾。これは、骨格構造がこわされるためと考えられる。

(3) 風化岩

この種の軟岩は、かつて硬岩であったものが風化により軟岩になったもので、他の軟岩と異なり、乾湿の繰返し、応力解放などの環境の変化の影響を強く受けないので特徴である。

花崗岩が強風化してマナ化したものは、他の軟岩とは異なり、乾湿の繰返しの影響は少ない。そして、長石、黒雲母などが含水鉱物に変化する際の体積膨張が大きいので、節理などの割れ目は閉ざされているものと考えられ、風化が進んだものでは割れ目の影響はきわめて小さくなる。三軸圧縮試験では、平均主応力が大きくなるにつれて岩石が締め固められて、弾性係数が増大する。さらに、風化が進んでいるもの種この変化が大きい。このように風化に伴って、空隙率が高くなることが示されているが、その原因としては、造岩鉱物の異方性をもつ熱膨張によって、鉱物単位の微細なフィッシャーが発達しているところに、風化の進行にともなう強度が低下し、さらに、鉱物の風化にともなう体積膨張による圧力も重なって、全体的なゆるみができているものと考えられる。

[2] 透水試験

岩盤内の浸透現象は砂層内のそれと異なり、きわめて不規則かつ複雑に分布する亀裂や割れ目、断層などの状況によって支配されるので、ダルシーの法則は厳密な意味では成立しないが、他に適当な方法がないので、これを準用しているのが現状である。

基礎が巨視的にダルシーの法則が成り立つとみなせるときは、次式によって透水係数が定義される。

$$v = k \cdot \Delta H / \Delta L \quad (2.1)$$

ここに、

v : 浸透流速

ΔL : 透水層の長さ

ΔH : ΔL 間の損失水頭

k : ダルシーの透水係数

現地で透水係数を測定しようとする場合、第一の手段として、不透水層に達する非戸を掘って、非戸の中から一定量の揚水をしたり、あるいは充水したりして、そのときの周囲の地下水面の変化、あるいは水面回復を知り、それから計算によって透水係数を求める方法がある。

第二の手段としては、ボーリング孔に注水し、その注水圧力と注水量とから計算して透水係数を求める方法がある。

ダム基礎では、貯水池の満渾によって生じる過度の浸透流を抑制しなければならないので、広い区域の透水性を知る必要がある。そのため多くの箇所で行う透水試験を行うが、手法として、孔を簡単に掘ることが要件とな

る。したがって、岩盤では非戸を掘ることがむづかしいので、第二法のボーリング孔による試験が行われるのが普通である。

ボーリング孔に注水する透水試験法には、標準的なものとしてルジオンテストがあって、ルジオン値と呼ぶ単位が用いられる。これは堅硬な岩盤の透水度を表わすもので、ボーリング孔から岩盤中に徐々に昇圧しながら水を注入していき、圧力 10 kg/cm^2 のもとで、ボーリング孔長 1 m につき 1 l/min の水が注入される透水性の状態を 1 ルジオン (1Lu) と呼んでいる。したがって、たとえば 10 kg/cm^2 の注入圧力で $q \text{ l/min/m}$ 入れば $q \text{ Lu}$ であるという。土木学会のダム基礎岩盤のグラウチング施工指針¹⁾でも、ダム基礎の透水性はこのルジオン値で表わすよう統一することにしている。

このルジオンテストには、図-2.2.1 に示すようにシングルパッカー方式とダブルパッカー方式がある。シングルパッカー方式は、各測定ごとにステージのせん孔を行うのでボーリング機械の段取替に手数を要するが、漏水の誤差が小さいので、できるだけこれを用いる。本報告でも特に説明がない限り、このシングルパッカー方式で試験したものである。ダブルパッカー方式は、試験工程が簡単になるが、漏水の誤差が大きく、やむをえない場合以外は用いない。

最近、軟岩を基礎とするダムがとりあげられるように

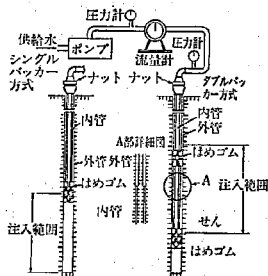


図-2.2.1 ルジオンテスト装置

なってきた、それらの現場からは、例外なく、きわめて大きなルジオン値を示すことが報告されてきた。

例えば、後述の第3章にあげるAダムの1次および2次孔では、 10 Lu 以上の透水性を示すステージが36%もあった。そこで、軟岩のルジオン値が何故大きいのか調査をしているうちに、ほとんどのステージで、注入圧力が 10 kg/cm^2 に達しないうちに、注入量をいくらやしても昇圧しない現象が起っていることがわかった。

さて、硬岩の注入では、次第で述べるように、注入をはじめた初期の段階では、注入量と注入圧力とはほぼ比例することが知られている。この比例関係を保つ上限の

注入圧力を限界圧力と呼ぶことにすると、軟岩では、限界圧力が著しく低いことになる。そして、これを越えた注入圧力のときは、わずかの圧力上昇を起すにも注入量が著しくふえるという現象が起っているのではないかと考えられる。そうだとすれば、次に限界圧力を越えたとき多量に注入された水はどこに入るのかということが問題になるが、軟岩は弱いので、容易に新しい隙間がつくられ、それを押し拡げて入っているとしか考えられず、そのために岩盤表面が浮き上りを生じているのではないかと考えられる。

このような推論が正しければ、低い注入圧力のときは

$$\text{ルジオン値} = \frac{10 \cdot Q}{p \cdot L} \quad (2.2)$$

ここに、 Q ：注入量 (l/min)

L ：ステージ長 (m)

p ：注入圧力 (kg/cm²)

の式によって、ルジオン値は低い注入圧力のときの値から高い圧力のときの値を外挿によって求めているので、限界圧力を越えた注入圧力とそれに対応する格段に大きな注入量との関係を使って計算しているため大きなルジオン値が示されていることになり、実際の透水係数はずっと小さい値であるということになる。

本報告では、軟岩を基礎とする多くのダム現場でこれらを調査した結果をのべることにしたい。また、ルジオンテストと井戸による透水試験との比較を試みた例について論及する。

③ グラウチング

多くの硬岩ダム基礎のグラウチングの経験から、注入効果に影響を与える要素として、注入材料、配合(濃度)、ステージ長、注入圧力などが注目されてきた。このうち、ダムの注入材料はセメントが主で、粒径調整について研究されているが、効果に及ぼす影響は顕著でないことがわかっている。配合については粘性に着目して研究されているが定説はなく、濃度の薄いグラウトの注入から始め、順次濃くするという工法がとられるのが普通となっている。ステージ長は、特殊な場合を除き、工事管理や工費の面から 5m または 10m にしている。そして、多くの経験から、注入圧力を上げることによって注入量が増大することが確かめられ、最も効果があがるとされるようになった。そこで、次にこの注入圧力についての研究の経過と、軟岩での問題点について検討する。

我が国のグラウチング技術の主流となっている米国開拓局の方法では、

$$p \leq 0.23 d \quad (2.3)$$

ここに p ：注入圧力 (kg/cm²)

d ：深さ (m)

と規定している⁹⁾。そして、V.L. Minear による修正式

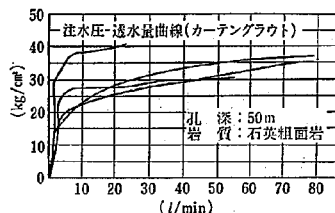


図-2.3.1 田子倉ダムにおける透水テストの結果

準もある⁹⁾。

吉田はボーリング孔の透水テストで注入圧力を順次高め、それと対応する透水量との関係を図示すれば、図 2.3.1 のように、ある圧力までは注入圧力と透水量は比例するが、この圧力を越えると透水量が急激に増加することを見出し、人為的な圧力のため水の通路が破壊されて変化を起すと思われることを報告した⁹⁾。しかし、それ以上の追及はなされず、この現象とは無関係に、外国の例¹⁰⁾ にならって、カーテングラウチングの注入圧力は、ダムの高さの関数として

$$P = H + h \quad (2.4)$$

ここに P ：最大注入圧力 (kg/cm²)

H ：貯水池最大水深の静水圧 (kg/cm²)

h ：注入孔長に等しい静水圧 (kg/cm²)

を標準値として示し⁹⁾、さらに、その2倍以上の圧力を採用するのが望ましいことを提案した。

黒部川第四ダムにおいては、時間当たり注入量および全注入量を規制しながら、上較岩盤の深さを示すかぶり 1m 当り 1 kg/cm² の高い圧力を採用した¹¹⁾。この新しい考え方の注入量や圧力規制の数値決定の根拠はよくわからないが、事故もなかったもので、その後いくつかのダムでこの注入方式が採用されている^{12), 13)}。

以上に述べたように、硬岩基礎のグラウチングでは、多数の現場での経験によって相当高い注入圧力を採用するという経験則ができており、これに従って施工がなされているのが現状である。

ところが、新たにダム基礎としてとりあげられることになった軟岩は、強度が小さく、前節で述べたように限界圧力が低いので、これを越えた注入圧力では地山に新たな隙間をつくって注入されるのではないかと考えられる。したがって、硬岩で採用している高圧注入工法を安易に軟岩に適用すると、基礎をこわしてしまうことになりかねない。したがって、前節で述べたように、まず軟岩の透水性をいかに試験するとともにその値が十分小さいならば、硬岩にならって必ずグラウチングをするということが適当であるか否かまでさかのぼって、よく考えてみる必要がある。

このように、炭岩の高圧注入によるグラウチングはあくまで経験則であって、軟岩に対して最適な止水設計法を研究する必要がある。

3. ルジオンテストおよびグラウチングテストの実施例

(1) Aダム

(1) 地質

ダム地点は、新第三紀鮮新世の魚沼層群に属する固結度のきわめて低い砂岩、礫岩、泥岩の互層から成り、両岸に河岸段丘を有する深さ約 40m の急峻な侵蝕谷である。砂岩、礫岩は固結度が低く、硬い岩とはまったく異なり、むしろ砂層と呼んだ方がよいかもしれない。泥岩は新鮮なものでもナイフで容易に削り取れるもので、各層ともほぼ均質である。

地層は、図-3.1.1~2に示すように、走向EW(ダム軸方向)、傾斜 $15\sim 30^\circ N$ (下流下り)の単斜構造をなしている。河岸付近の砂岩の露頭には、最大径60cm 深さ80cm以下の穴がみられ、地下水の滲潤の認められるものが多いことから、地下水湧出によって生成したパイピングホールとみなされる。

当初の地質調査の結果によると、ダム軸付近の横断面を示す図-3.1.3にみられるように、地表に近い10~20mの区間に、 $10^{-2}\sim 10^{-4}$ cm/secのオーダーの割合大きな透水係数の分布がみられ、固結度の低い砂岩等の止水が非常にむづかしいものと考えられてい

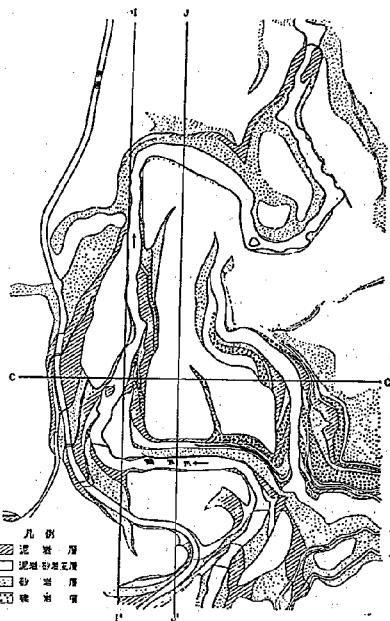


図-3.1.1 Aダム 地質図

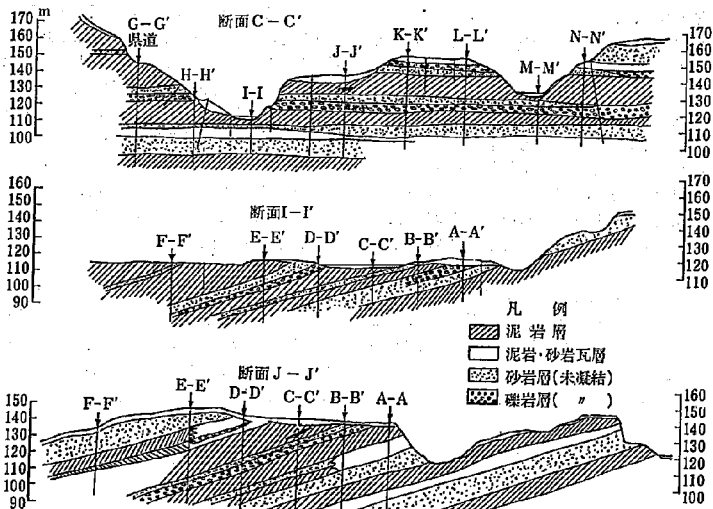


図-3.1.2 Aダム 地質断面図

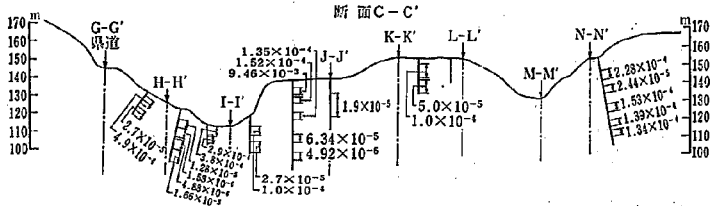


図-3.1.3 Aダム 当初の透水係数分布

表-3.1.1 泥岩の室内岩石試験 (平均)

項 目	乾 燥	湿 潤
密 度 (g/cm ³)	1.56	1.97
有効間隙率 (%)	40.8	40.8
圧縮強度 (kg/cm ²)	8.6	7.6
せん断強度 (kg/cm ²)	14.4	6.8
内部摩擦角	57°	32°
静弾性係数 (kg/cm ²)	23,500	4,650
動弾性係数 (kg/cm ²)	39,000	53,000

表-3.1.2 現位置オイルジャッキテスト (φ30cm 剛体円板)

	砂 岩	弱風化泥岩	泥 岩
接線弾性係数 (kg/cm ²)	4,000~6,000	6,500~9,000	12,000~14,500
変形係数 (kg/cm ²)	1,500~3,500	4,500~6,000	8,500~10,500

表-3.1.3 現位置ブロックせん断試験 (60cm×60cm コンクリートブロック)

	砂 岩	泥 岩
せん断強度 (kg/cm ²)	3.5	4.5
内部摩擦角	29°	29°

た。

泥岩について室内試験をした結果は、表-3.1.1のとおりである。砂岩については試料の整形ができないため中止した。直径 30 cm の剛体円板を用いた現位置オイルジャッキテストによる弾性係数は、表-3.1.2のとおりで、普通のコンクリートダムの基礎の 1/5 以下であった。また、60 cm×60 cm のコンクリートブロックによる現位置せん断試験の結果は表-3.1.3 のとおりで

ある。

- (2) テストグラウチング
 i) 第1次テストグラウチング

図-3.1.4 に示すように、主ダムと補助ダムの中間の

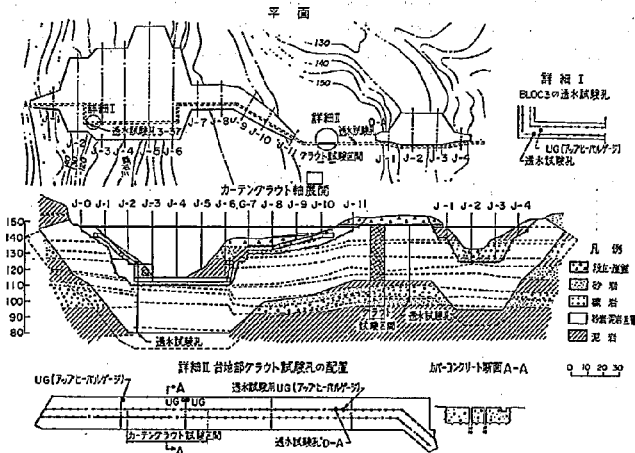


図-3.1.4 Aダム テスト孔位置図

台地で、計画されているカーテングラウチングのうち20孔について、テストグラウチングとして先行して施工し、これによって計画の適否を検討することにした。

注入材料は、当時青函トンネルで好成績を得ているといわれたコロイドセメントを用いた。

孔配列は、孔間隔1mの千鳥で、1次孔、2次孔、3次孔の順序の中間に施工する中央挿法として効果が確認できるようにした。また、削孔、水洗、注入、注入部再削孔、下部削孔の順序を繰返すステージグラウチングを採用した。ステージ長は第1~4ステージが5m、第5ステージは10mである。

ルジオンテストおよびグラウチングの注入圧力は表-3.1.4のとおりである。

テストの結果から、グラウト注入前のルジオン値として報告されたものの分布状況は表-3.1.5のとおりである。また、単位長さ当りのセメント注入量（以後、単位セメント注入量と呼ぶ）は表-3.1.6のとおりである。

これらの表は、サンプル数が多くないし、地質に応じた区分がなされていない欠点があるが、ルジオン値は約半分が5Lu以上で、1次および2次孔で10Lu以上の大きな透水性を示すものが36%もあり、3次孔でも19%を占めている。しかし、セメント注入量は約2/3が20kg/m以下で異常に少ない。換言すれば、水は通すのにセメントは入らないということになる。しかし、1,2次孔から3次孔になると、ルジオン値もセメント注入量も減少することが認められる。

ii) チェック孔によるルジオンテスト

前述のルジオン値は大きいのにセメント注入量が少ない原因を研究しなければならなかった。そこで、大きなルジオン値を示す理由として、パッカーが不確実であること、岩盤を浮き上がらせて隙間をつくらることが考えられたので、これらを確実にチェックできる方法でルジオ

表-3.1.4 Aダムにおける注入圧力 (kg/cm²)

ス テ ー ジ	1	2	3	4	5
ルジオンテスト圧力	2	3	4	5	5
グラウチング注入圧力	1,2次孔	3	3~5	5~7	7~9
	3次孔	3	5	7	9
				10	

表-3.1.5 Aダム台地におけるルジオン値の分布百分率 (%)

ルジオン値	1次および2次孔	3次孔	チェック孔
2以下	19	31	40
2~5	25	23	40
5~10	20	27	20
10~20	20	13	—
20以上	16	6	—

表-3.1.6 Aダム台地における単位セメント注入量 (kg/m) の分布百分率 (%)

単位セメント注入量	1次および2次孔	3次孔
10以下	46	68
10~20	20	18
20~50	22	6
50以上	12	8

ンテストを行うことにした。その位置は、図-3.1.4に示したように、テストグラウチングした区間とほぼ同じ地質で、さらにテストの影響を受けていない所として、右岩側に約15m離れたD-A孔で行った。

砂岩部のパッカーは、セットする位置で約1mにわたってボーリング孔をアンダーリーミングして拡張した後、セメントペーストを填充してかため、その後リボーリングして、そのセメントペーストでかためられた部分にパッカーをセットすることにした。

第2の要因と考えられる岩盤の浮き上がりは、テスト区間より深い位置にアンカーしたロッドにダイヤルゲージを取り付けて監視することにした。

ステージ長は5mで、9ステージについて実施した。

注入圧力と、それに対応する透

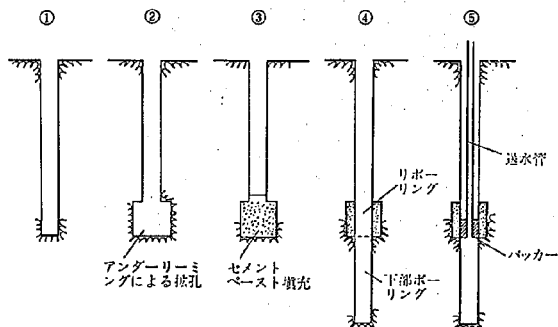
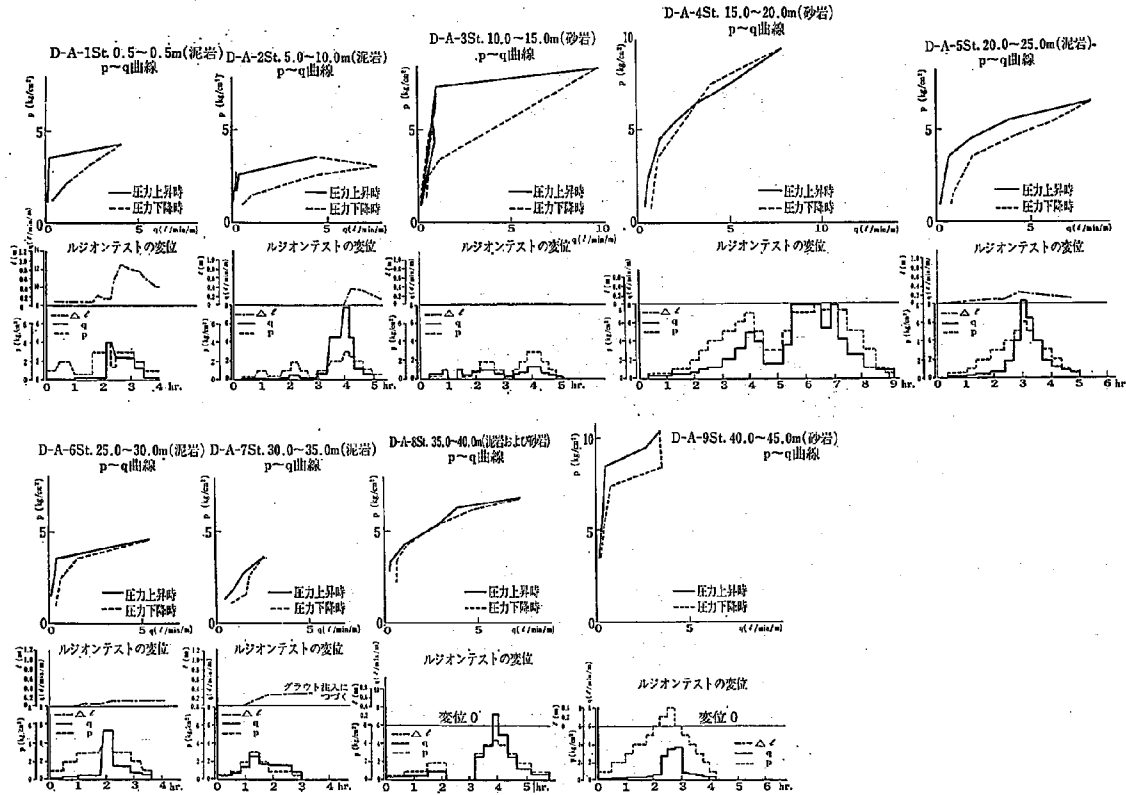


図-3.1.5 Aダム 軟弱部のパッカーセット法

(9)



水量の関係を図示(以後 $p \sim q$ 曲線と呼ぶ)すると、図-3.1.6 になる。この曲線が折れ曲がる圧力(以後限界圧力と呼ぶ)は、比較的明瞭で、本章(9)で述べる定義に従って、限界圧力以下の曲線の勾配を 10 kg/cm^2 の圧力まで外挿してルジオン値を算出すれば、ほとんどすべてのステージで $1 \sim 2 \text{ Lu}$ であって、透水性はきわめて低く、単位セメント注入量の少ないことの説明ができる。したがって、当初報告されたルジオン値は、限界圧力を越えて送水量が不安定になっている状態での p, q をもとにして、 10 kg/cm^2 の圧力まで外挿して算出したことになる。

また、図-3.1.6 に併記したように、9 ステージのうち5ステージで地表面の浮き上がり現象を生じており、注入によって新たに隙間をつくったことを示している。

iii) 河床部のルジオンテスト

河床部についてルジオンテストを行って、上記と同様の結果を得た。

このテストで、新たな現象として、昇圧時の時間当り透水量が急激にふえ、その後、同一の圧力下で徐々に減少していることが認められた。その例を図-3.1.7 に示す。

iv) 限界圧力とかぶり

限界圧力 (p_0) と地表からの深さ (かぶりと呼ぶ、 d) との関係を図-3.1.8 に示す。これによると、 $p_0 > 0.12$ となっている。また、限界圧力時の時間当り注入量 q_0 の記録から、 p_0, q_0 を求め、これと d の関係をかけば図-3.1.9 のようになって、ばらついている。

[2] B ダム

(1) 地 質

糸織半島の B ダム地点付近では蛇行が著しく、大きな河岸段丘が形成されている。

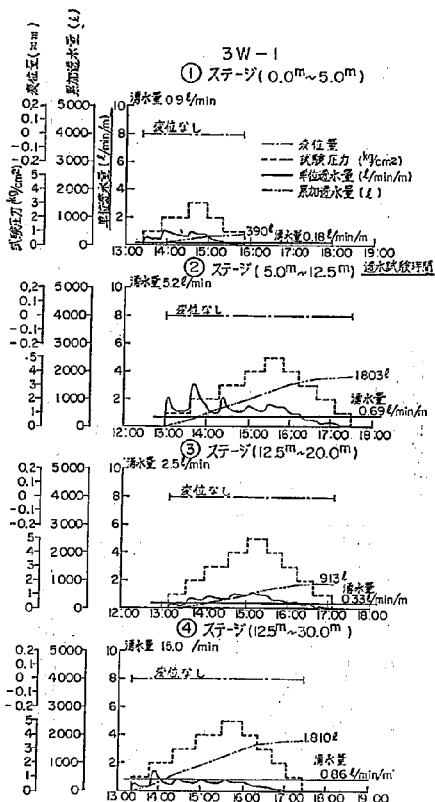


図-3.1.7 A ダム 河床部注入特性

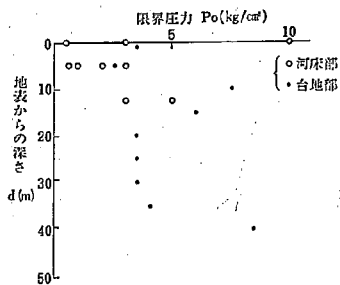


図-3.1.8 A ダム p_0 と d の関係

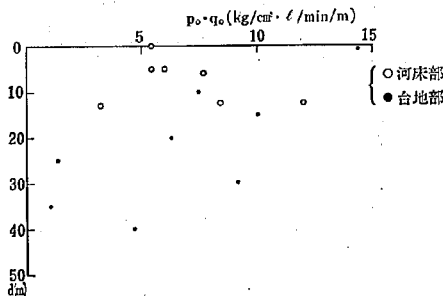


図-3.1.9 A ダム p_0 と d の関係

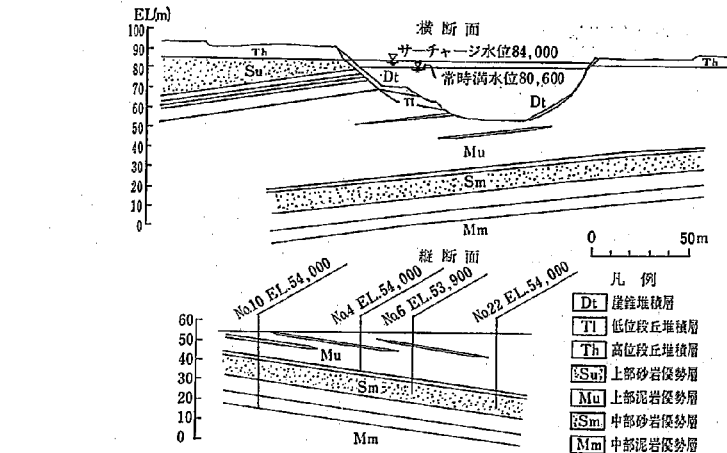


図-3.2.1 Bダム 地質断面

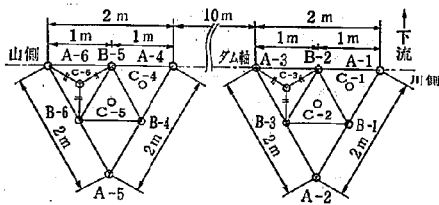


図-3.2.2 Bダム テスト孔配置図

表-3.2.1 室内岩石試験 (平均)
(不攪乱試料)

項目	左岸側砂岩	右岸側砂岩	泥岩(コア)
自然含水比 (%)	21.0	21.1	—
湿潤密度 (g/cm ³)	2.02	1.99	1.89
乾燥密度 (g/cm ³)	1.67	1.64	1.47
空隙比	0.617	0.698	0.723
透水係数 (cm/sec)	1.47×10^{-4}	2.01×10^{-5}	—
せん断強度 (kg/cm ²)	2.65 (三軸)	3.5 (三軸)	12.5 (二面せん断)
内部摩擦角	38°-40'	45°-25'	—
圧縮強度 (kg/cm ²)	—	—	74~98
引張強度 (kg/cm ²)	—	—	8.9~10.4

表-3.2.2 現位置オイルジャッキテスト
(φ30cm 剛体円板)

	左岸側砂岩	右岸側泥岩
接線弾性係数 (kg/cm ²)	9,500	32,000
変形係数 (kg/cm ²)	4,700~5,500	20,000~25,000

地質は新第三紀鮮新世上総層群大田代層の砂岩および泥岩の互層から成り、その上に段丘堆積物が覆っている。地層は図-3.2.1 に示すように、N 60°~80° E, 10°~20° NW の走向傾斜で、ダム地点ではほぼ下流下りの単斜構造である。河岸付近の砂岩には最大深さ 30 cm 程度のパイピングホールらしい穴が広く分布している。

不攪乱試料による室内試験の結果は表-3.2.1のとおりである。直径 30 cm の剛体円板を用いた現位置オイルジャッキテストによる弾性係数は表-3.2.2のとおりであり、また、60 cm×60 cm のコンクリートブロックによる現位置せん断試験の結果は表-3.2.3のとおりである。

(2) テストグラウチング

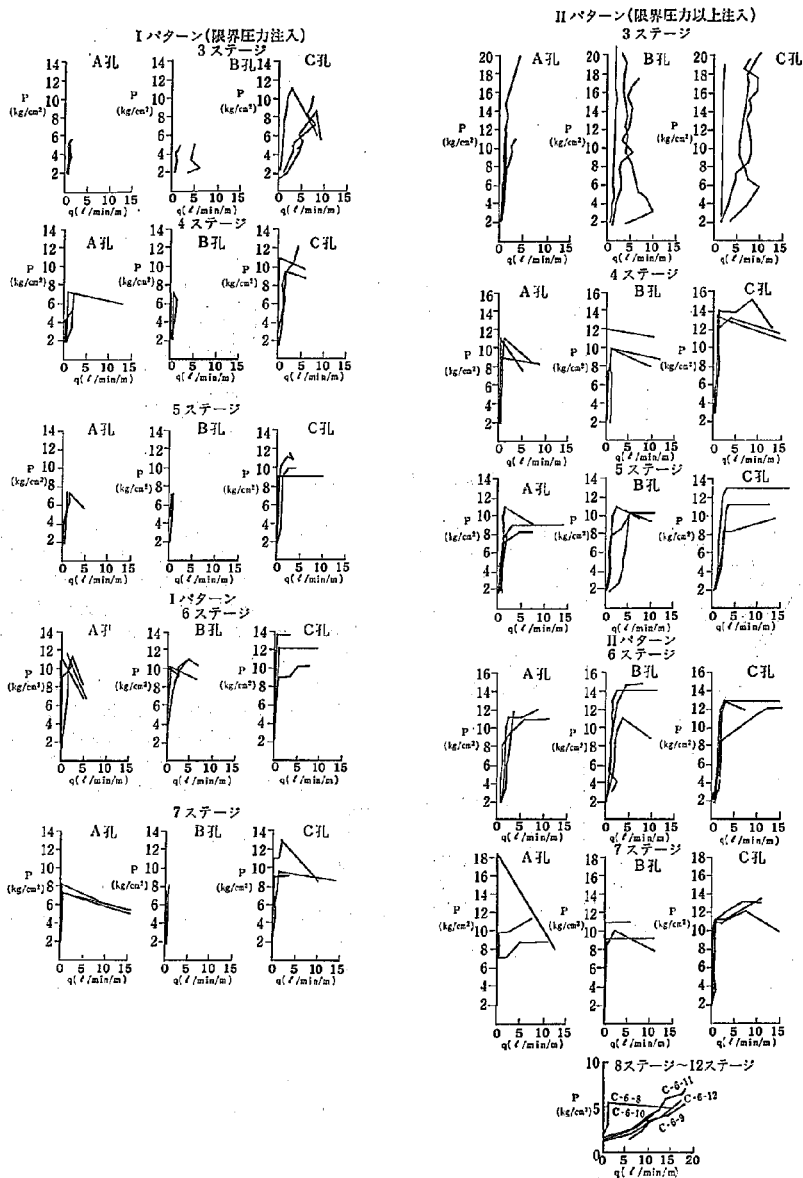
i) 方法

テストグラウチングの孔配置は図-3.2.2のとおりで、A, B, C 孔の順に施工した。深さ 10~35 m の区間について、長さ 5 m のステージグラウチングとした。

軟岩であるため、A ダムのように特殊な方法をとらなければパッカーが効かないものと予想していたが、これに反してよく効いたので、主としてエキスパンションパッカーを使用した。

表-3.2.3 現位置ブロックせん断試験
(60cm×60cm コンクリートブロック)

	左岸側砂岩	右岸側泥岩
せん断強度 (kg/cm ²)	3.0	5.3
内部摩擦角	42°	53°

図-3.2.3 B & A $p \sim q$ 曲線

まず、ルジオンテストを行って、その結果から $p \sim q$ 曲線を書き、その曲線が折れ曲がる限界圧力を求めた。そして、パターン I ではこの限界圧力以下の圧力で注入することとし、パターン II では限界圧力より 1 kg/cm^2 高い圧力で注入することにした。

ii) ルジオン値と限界圧力

テストの結果から得られた $p \sim q$ 曲線は、図-3.2.3 にみられるようによく立っており、限界圧力を示す折れ曲がり非常に顕著に示される。

限界圧力以下の曲線の勾配から換算したルジオン値の分布を表-3.2.4 に示すが、ほとんどが 2 Lu 以下となっている。

図-3.2.3によると、限界圧力も $7 \sim 12 \text{ kg/cm}^2$ のものが多く、高い値を示している。なお、注入次数の増加に伴う限界圧力の上昇は、いく分あるようにも見受けられるが明瞭ではない。

p_0 と d との関係は、図-3.2.4のとおりで、 $d=30 \text{ m}$ 付近までは、 $p_0 > 0.2 d$ の関係がある。30 m 以深では異なった傾斜を示しており、地質と関係があるものと考えられる。また、 p_{090} と d との関係は、図-3.2.5のとおりで、 $d=10 \text{ m}$ 付近を除いて、 $p_{090} = \text{一定}$ となり、かぶりと無関係となっている。

iii) セメント注入量

このダムルジオン値は本研究の過程において、限界

表-3.2.4 Bダムにおけるルジオン値分布百分率(%)

ルジオン値	パターン I		パターン II	
	1次および2次孔	3次孔	1次および2次孔	3次孔
2以下	93	87	90	86
2～5	7	13	7	7
5以上	—	—	3	7

表-3.2.5 Bダムにおける単位セメント注入量 (kg/m) の分布百分率 (%)

単位セメント注入量 (kg/m)	パターン I		パターン II	
	1次および2次孔	3次孔	1次および2次孔	3次孔
10以下	67	26	30	34
10～20	—	20	10	13
20～50	17	20	3	40
50～100	13	20	30	13
100～200	3	7	24	—
200以上	—	7	3	—

圧力以下の $p \sim q$ 曲線の初期勾配から求めたので、約90%が 2 Lu 以下であるが、単位セメント注入量を示した表-3.2.5によると、約1/3数のステージで 50 kg/m 以上であり低いルジオン値のわりによく入っている。な

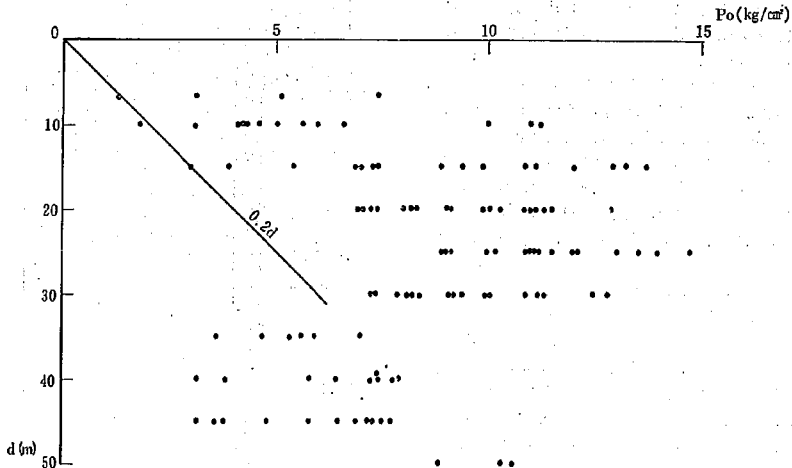


図-3.2.4 Bダム p_0 と d の関係

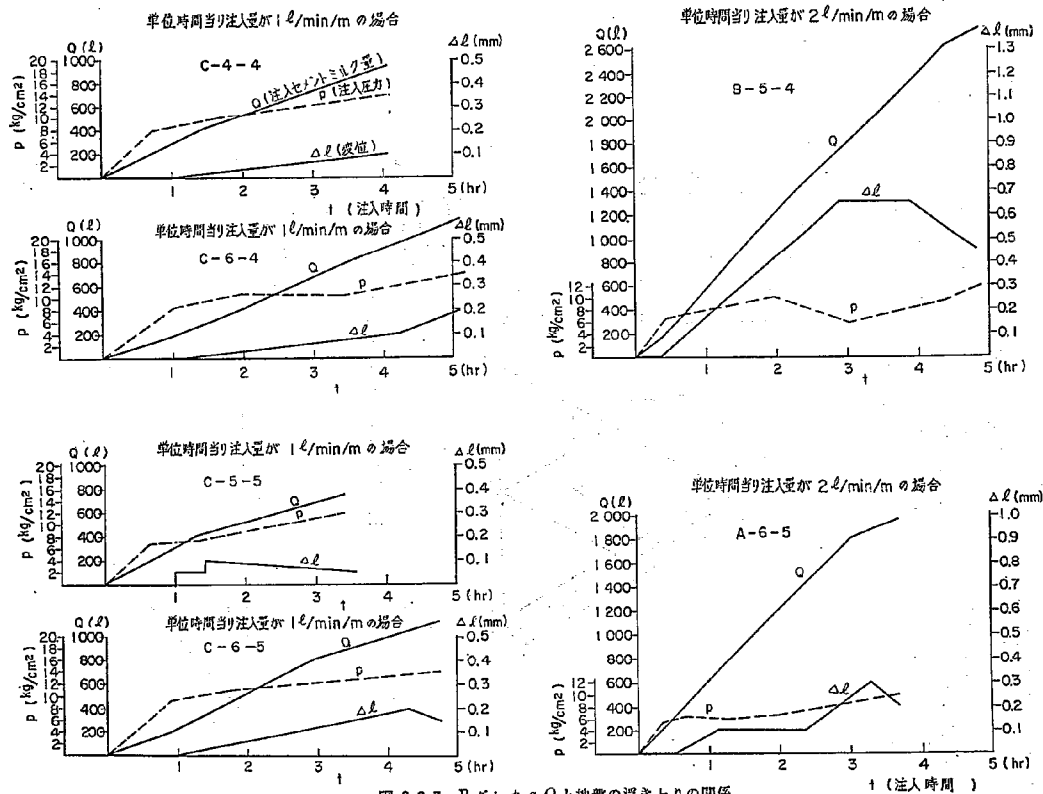


図-3.2.7 BDM p, q, Q と地盤の浮き上りの関係

[3] Cダム

(1) 地質

宮崎県のダムサイト付近の基盤は、中生代の粘板岩、輝緑凝灰岩および砂岩から成り、これを不整合に覆って新第三紀の砂岩が広く分布する。

新第三紀宮崎層群の砂岩は層理が明瞭でなく塊状となっているが、左岸尾根の上部では特に固結度が低く、貯水池に面しているにもかかわらず図-3.3.1に示すように、50 Lu 以上の大きな透水性をもっていると報告されていた。

(2) テストグラウチング

i) 方法

このダムサイトの左岸は弱い尾根を形成しており、その上部は、新第三紀の砂岩が覆っている。その止水処理が問題となり、これを調査するため、テストグラウチングを行った。

孔配置は図-3.3.2に示すとおりである。また、三角形の辺から1.5 m離して、岩盤の浮き上がりを測定するための変位計を設置した。

ii) ルジオン値と限界圧力

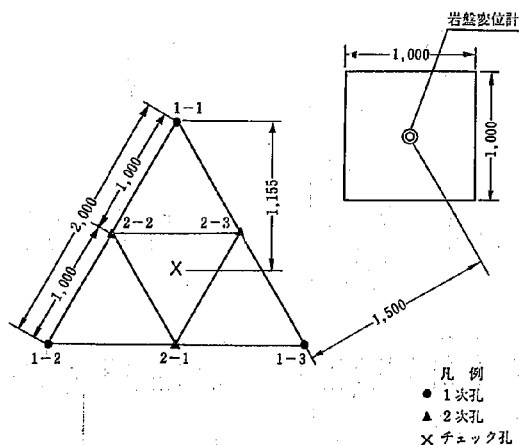
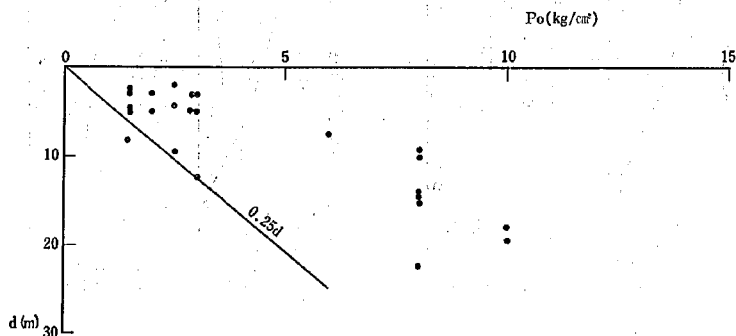


図-3.3.2 Cダム テスト孔配置図

図-3.3.3 Cダム p_o と d の関係

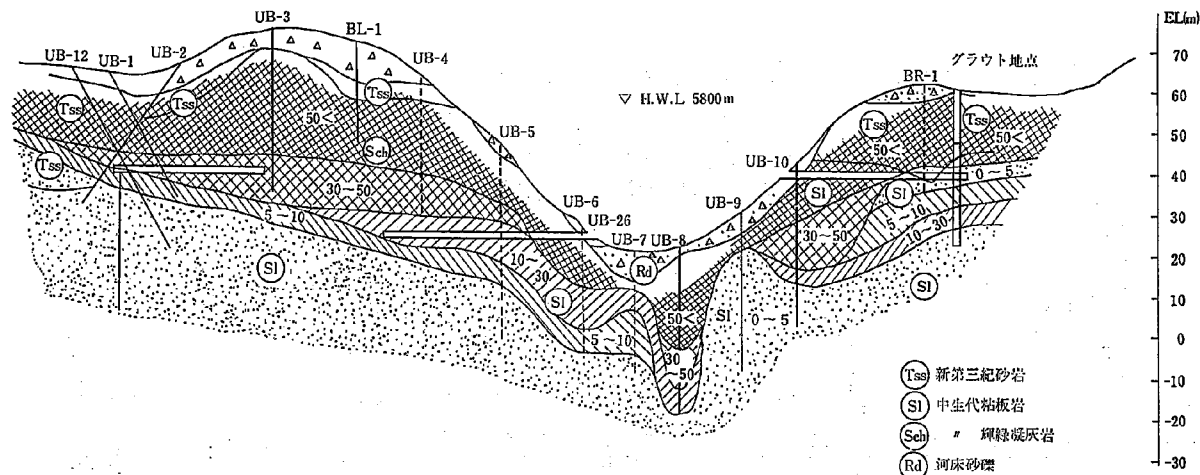


図-3.3.1 Cダム 当初のルジオンマップ

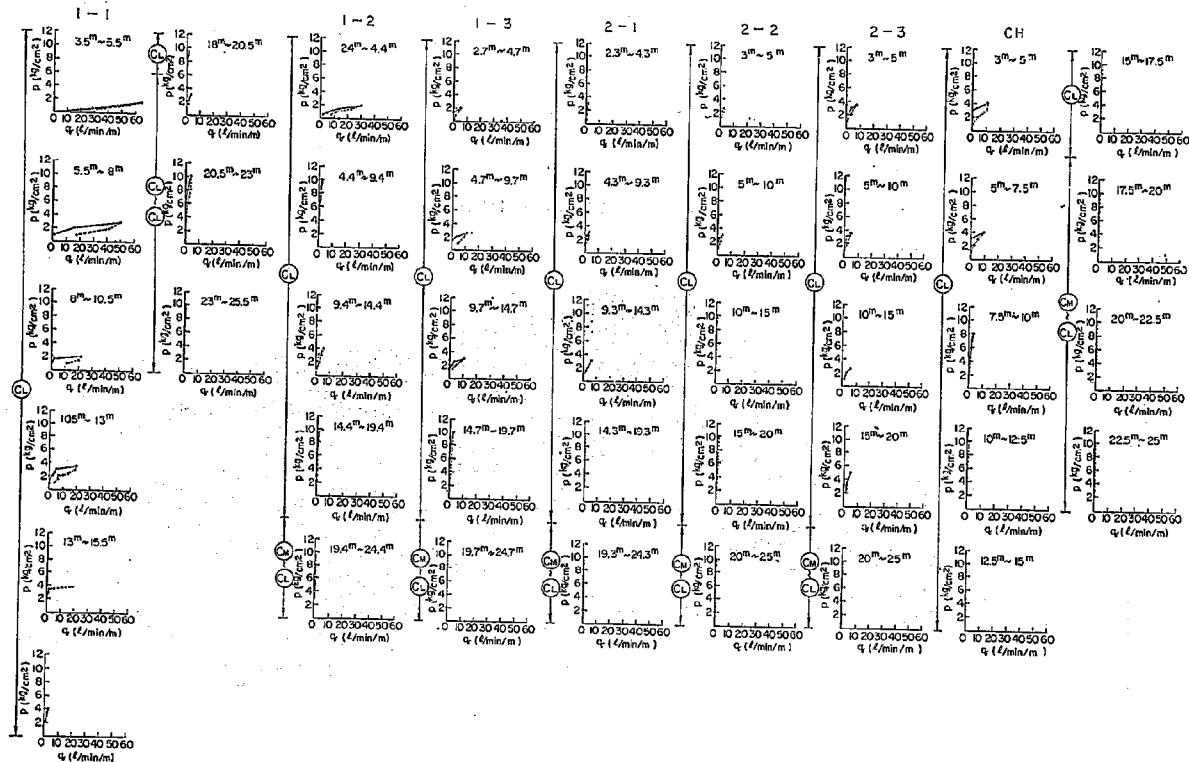
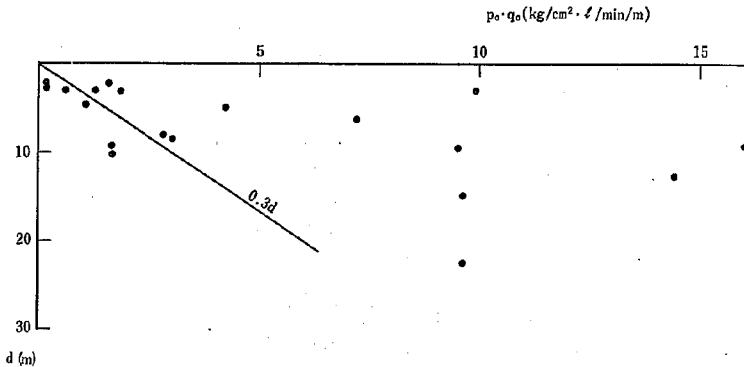
図-3.3.4 Cダム $h \sim q$ 曲線

表-3.3.1 ルジオンテストの注入状況例

ステーション		1-1-2	1-1-3	1-1-4	1-2-2	1-2-3	1-2-4
限界圧力時	p_0 (kg/cm ²)	2	1.5	3	—	8	—
	q_0 (l/min/m)	16	1.9	4.8	—	0.2	—
最大注入	p (kg/cm ²)	2.5	2	3.5	10	9	10
	q (l/min/m)	50	22	20	2	27	1.2

図-3.3.5 Cダム $p_0 q_0$ と d の関係

試験の結果得られた $p \sim q$ 曲線の例は、図-3.3.4 のとおりで、初期の勾配から換算したルジオン値は、1-1 および 1-2 孔の第 1 ステージと 1-2 孔の第 2 ステージを除き、1-2 Lu 以下である。

p_0 と d の関係は、図-3.3.3 のとおりで、 $p_0 > 0.25 d$ の関係がある。また、 $p_0 q_0$ と d の関係は、図-3.3.5 のとおりで、ほぼ $p_0 q_0 > 0.3 d$ の関係がある。

iii) 地表変位

注入によって、図-3.3.6 に示すような、地表の浮き上がり変位を生じた。この図によると注入後、短時間での戻りはあるが全体としては、変位が累積されていくことが示されている。

この図の中で変位が著しく大きいステージについてルジオンテストの際の限界圧力とそとの時間当り注入量、最大注入時の圧力と単位注入量を対比させて、表-3.3.1 に例示した。この表で明かなように、最大注入時には、限界圧力時の時間当り注入量の 3～100 倍もの大きな時間当り注入量を採用している。注入速度を規制するという管理はしていないので、このダムの浮き上がり変位の原因は、過大な時間当り注入量の採用によるものと推定される。

【4】Dダム

(1) 地質

ダム付近の地質は、新第三紀中新世沖浦層の玄武岩質

凝灰角礫岩の上に、第三紀末～第四紀初の湖沼堆積物である青荷層と呼ばれる浮石質凝灰岩が重なっている。ダム地点では、図-3.4.1 にみられるように、河床から左岸にかけては凝灰角礫岩が分布し、その強度、透水性とも満足すべきものであるが、右岸側に広く浮石質凝灰岩類が分布し、かつ山側に向かって急に下って厚くなっている。この青荷層の凝灰岩類は、ダム地点では、浮石質、シルト質、礫泥りシルト質、浮石石、砂（浮石）質、シルト質の凝灰岩となっており、その透水性が問題となっている。青荷層についての室内試験の結果は表-3.4.1 に示すとおりである。

(2) テストグラウチング

i) 方法

孔配置は、図-3.4.2 のように 2m の辺の正三角形を並べたものとし、その中央に 2 次孔を設けた。

注入は、地表から行うステージグラウチングとした。

パッカーは、図-3.4.3 に示すピットの高速回転による拡孔を行い、セメントペーストを注入し、硬化後リボーリングして、その位置にセットした。

ii) 結果

ルジオン値として現場から報告されていたものをあげると表-3.4.2 のとおりで、10 Lu 以上のものが半数を越していた。

単位セメント注入量は、表-3.4.3 に示すとおりで、半

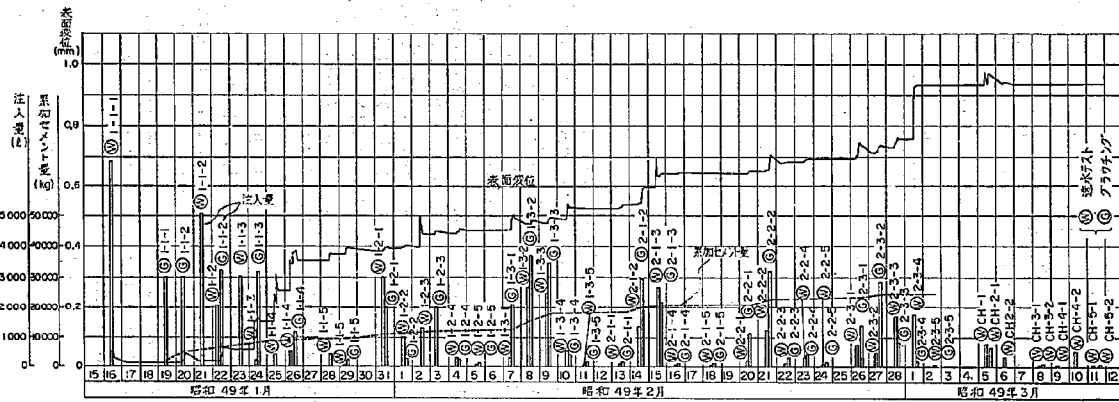


図-3.3.6 C ゲム 注入と地表浮き上り

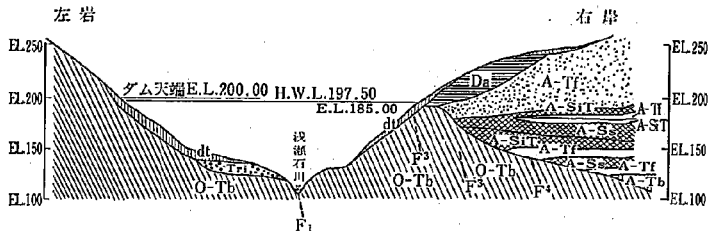


図-3.4.1 Dダム 地質断面

表-3.4.1 寄荷層室内岩石試験 (平均)

	浮石質凝灰岩	砂質凝灰岩
自然含水比 (%)	47.8	46.8
乾燥密度 (g/cm ³)	1.11	1.10
間隙比	1.27	1.29
比重 (g/cm ³)	2.52	2.51
弾性波速度 (km/sec)	2.1	2.1
一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	15.8	6.7
一面せん断試験せん断強度 (kg/cm ²)	2.6	1.8
内部摩擦角	43°-22'	48°-52'
三軸圧縮試験せん断強度 (kg/cm ²)	5.0	1.7
内部摩擦角	35°-06'	66°-27'

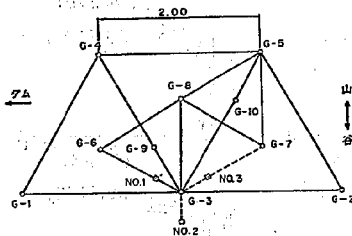


図-3.4.2 Dダム テスト孔配置図

表-3.4.2 Dダム当初試験のルジオン値
分布百分率 (%)

ルジオン値	次数	1 次 孔	2 次 孔
2 以下	20	—	—
2 ~ 5	7	—	—
5 ~ 10	20	11	—
10 ~ 20	23	89	—
20 以上	30	—	—

数以上のステージで400 kg/m という大きな値を示していた。しかも、2次孔になっても、ルジオン値もセメント注入量も減少せず、グラウチングの効果は認められないことが報告されていた。

この試験で得られたデータをもとにして、 $p-q$ 曲線

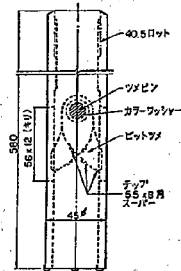
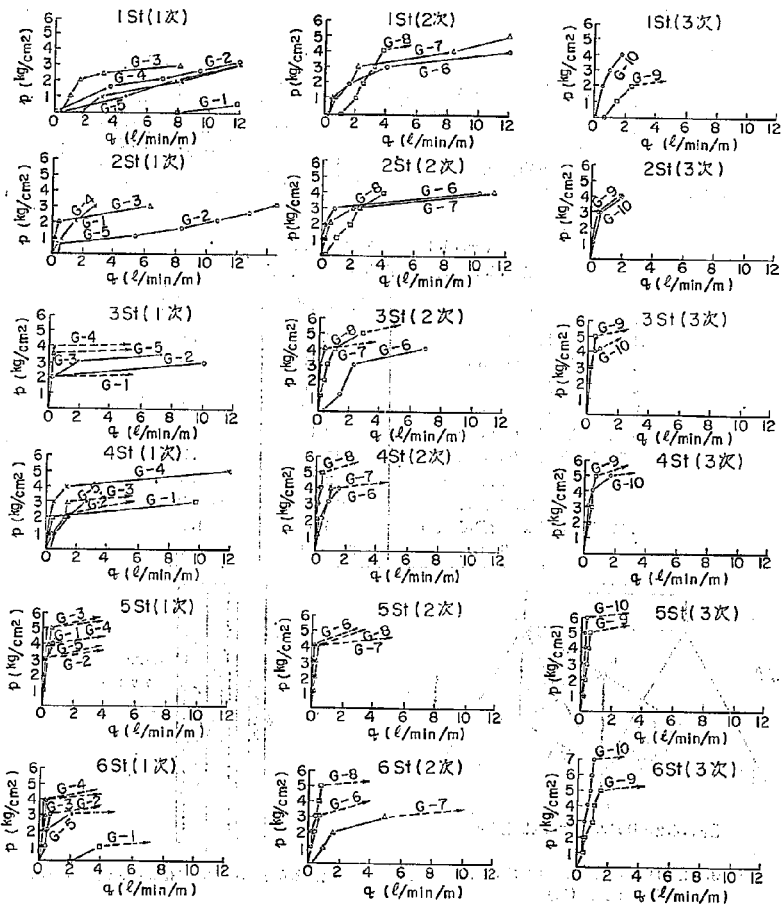


図-3.4.3 Dダム 拡孔ビット (全開 100 φ)

表-3.4.3 Dダム当初試験の単位長さ当りセメント注入量 (kg/m) の分布百分率 (%)

セメント量 (kg/m)	次数	1 次 孔	2 次 孔
50 以下	3	—	—
50 ~ 100	10	16	—
100 ~ 200	16	8	—
200 ~ 400	25	16	—
400 以上	46	60	—

をかくと、図-3.4.4 のようになる。このグラフをみると、注入次数があがるにつれて初期の勾配がたも、かつ収斂することが示されている。そして、あとで述べる初

図-3.4.4 Dダム p - q 曲線

期の勾配から求めたルジオン値は、ほとんどが5 Lu 以下の値を示しており、表-3.4.2 に示したルジオン値の整理は訂正しなければならないことになる。なお、この試験では、図-3.4.4 の p - q 曲線の例にみられるように、限界圧力はかなり低いが、表-3.4.4 に対比して示したような高いグラウト注入圧力を採用しているので、単位セメント注入量が少なくなったものと考えられる。

iii) 地表変位

テストの途中で、過大と考えられる単位セメント注入量に不審をもち、G-3孔 (図-3.4.2 参照) をリボーリ

表-3.4.4 Dダムにおける限界圧力とグラウティング圧力

ステージ	限界圧力 (kg/cm²)	グラウティング圧力 (kg/cm²)
1	0 ~ 3	5 ~ 9
2	0.6 ~ 3	5 ~ 7
3	2 ~ 4	5 ~ 8
4	2 ~ 4	5 ~ 8.5
5	3 ~ 4	5 ~ 10
6	2 ~ 4	5 ~ 11

ソグして、図-3.4.5 および 写真-3.4.1~2 のように枯竹を用いた変位計を設置し、地表面の浮き上がりを測定した。この計測は、途中でケーシングパイプの損傷によりグラウトが漏洩して充填されたため測定不能となった

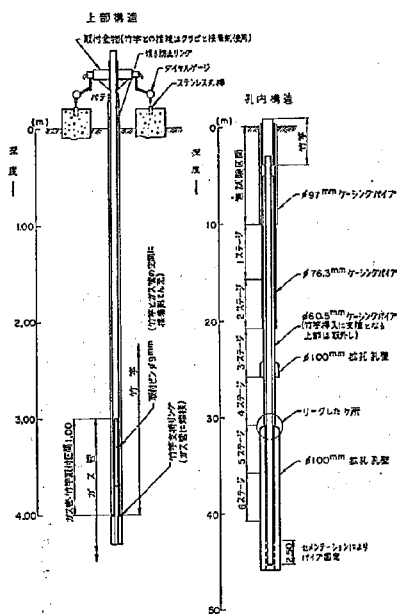


図-3.4.5 Dダム 岩盤変位計



写真-3.4.1 Dダム岩盤変位計の上部
ロッドに用いた枯竹

が、1 mm を越すものが相当ある。

図-3.4.6 に、4 日間の注入と変位の記録の例を示した。この図によれば、8 月 5 日の G-7 孔 3 ステージでは、限界圧力の 4 kg/cm^2 とほぼ等しい注入圧力を採用しているが、時間当り注入量が 4 l/min/m で、最初から浮き上がりが大きいし、中途から 3 l/min/m に抑えているにもかかわらず、全注入量が $4,000 \text{ l}$ に近くなると浮き上がりがさらにふえている。8 月 6 日の G-4 孔 6 ステージでは、限界圧力が 4 kg/cm^2 の高い注入圧力を採用しているのに、時間当り注入量が 2 l/min/m と少ないため、地表面の浮き上がりは緩慢である。8 月 7 日の G-6 孔 1 ステージでは、かぶりが小さくて、限界圧力も 1 kg/cm^2 ときわめて低いのに、 $4 \sim 8 \text{ kg/cm}^2$ の高い注入圧力で、かつ、 3 l/min/m の時間当り注入量を採用したので緩慢な浮き上がりを示している。8 月 8 日の G-7 孔 4 ステージでは、限界圧力 4 kg/cm^2 に対し、 $4 \sim 6 \text{ kg/cm}^2$ のあまり高くない注入圧力で、 3 l/min/m の時間当り注入量を採用した。その結果、早い時間で浮き上がりを生じ、さらに、全注入量が $5,000 \text{ l}$ に達したとき、浮き上がりは急速にふえた。

このように、グラウチングによる地表面の浮き上がりは、注入圧力が大きいために起るだけでなく、グラウトの注入速度（時間当り注入量）が大きいものと、全注入量がある限度を越えて多くなると、変位が大きくなることから、明瞭に示されている。

次に、連続した浮き上がりの測定記録を 図-3.4.7 に示すが、注入によって生じた変位は、翌日には相当回復して沈下する。しかし、8 月 5 日から 27 日までの約 3 週間のグラウチングによって、浮き上がりは少しずつ累積されれば 2 mm に達している。また、3 個のダイヤルゲージのうち、No. 2 だけが他と異なる変位を示したり戻ったりしているので、わずかに数 10 cm の距離の間で地盤の傾斜が生じているものと推定される。

iv) 限界圧力とかぶり

前述のように、注入圧力 $5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 、時間当り注

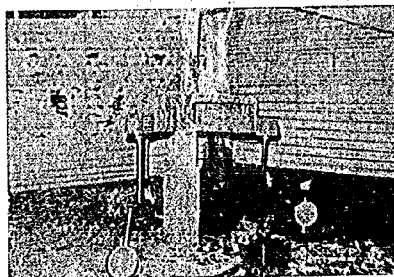


写真-3.4.2 Dダム岩盤変位計の3個のダイヤルゲージ

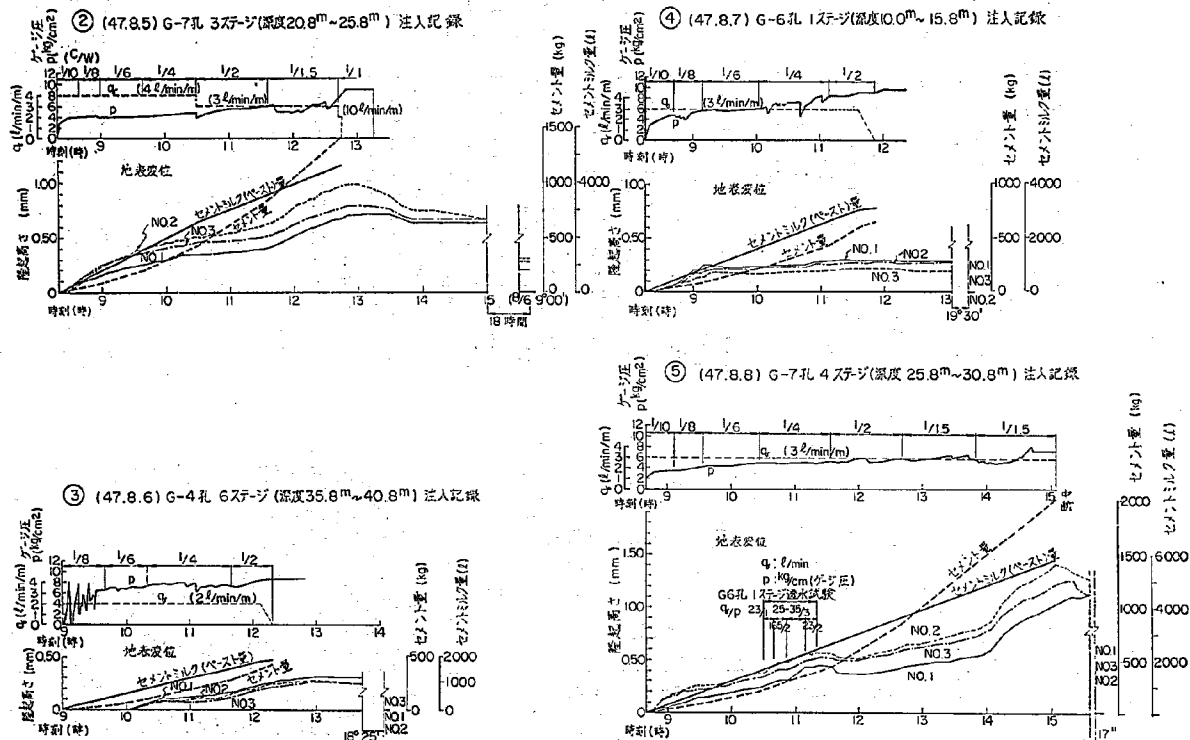
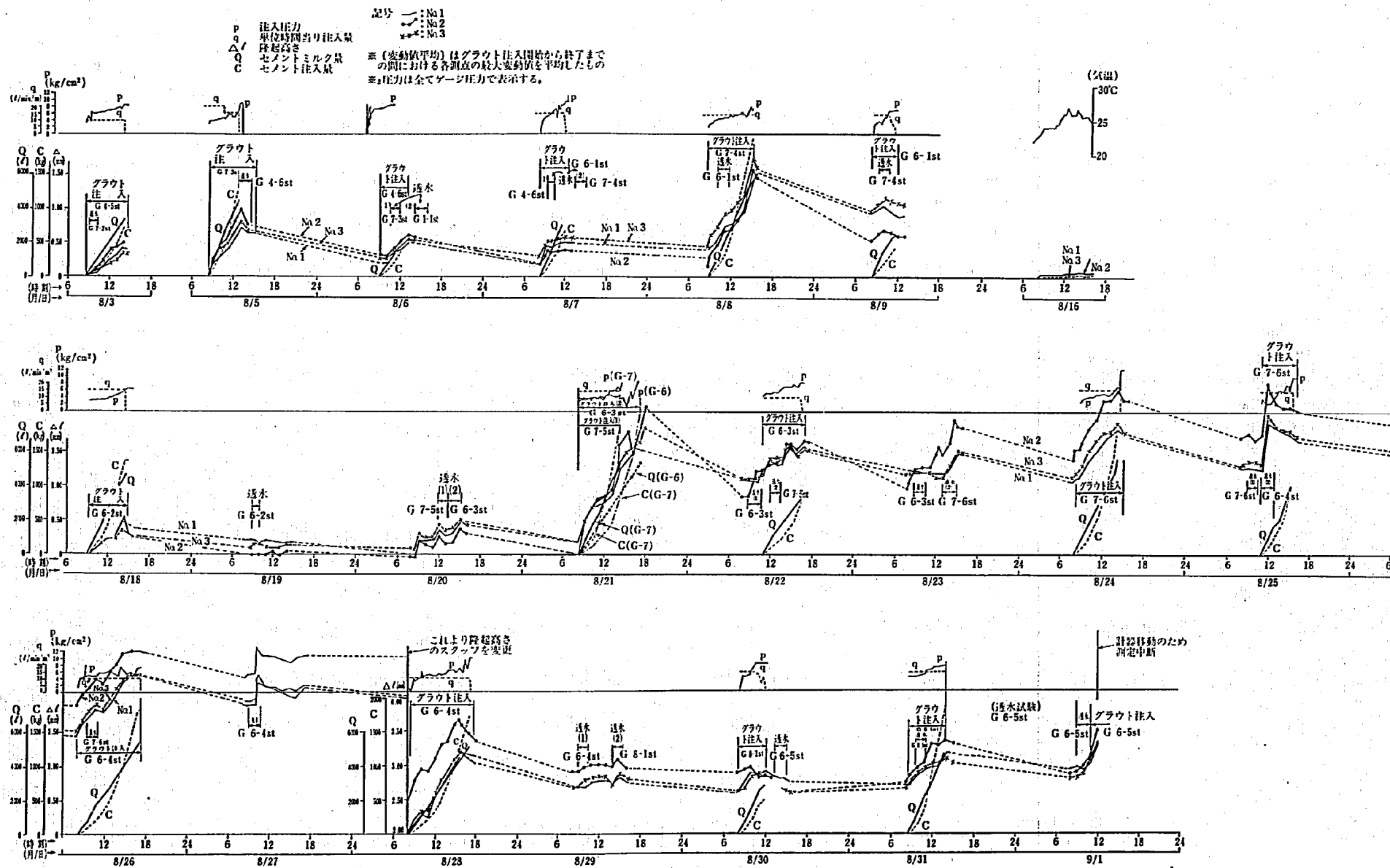
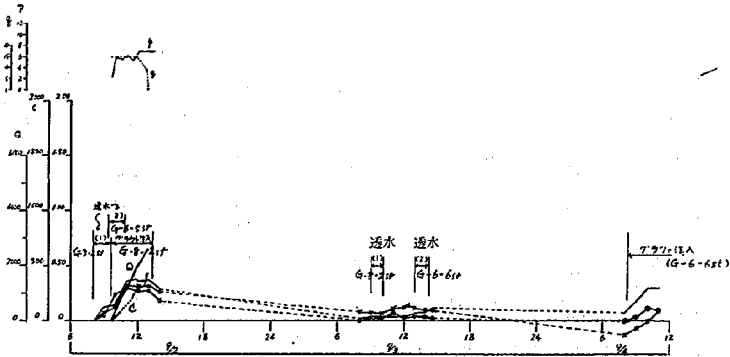
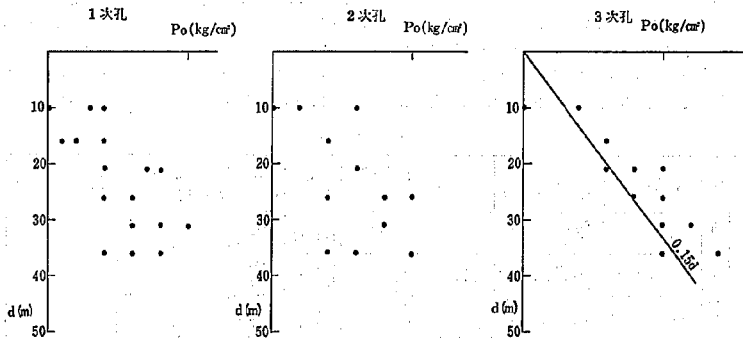


図-3.4.6 Dダム 岩盤浮き上り変位と注入特性




 図-3.4.7(2) Dダム p, q, Q と岩盤変位の連続記録

 図-3.4.8 Dダム p_0 と d の関係(第1次試験)

入量 $2 \sim 3 \text{ l/min/m}$ でグラウチングした結果として、平均セメント注入量 370 kg/m 、大きいときには 1 mm に達する地表面の浮き上がりが示された。そのデータから、 p_0 と d の関係を求めると 図-3.4.8 のようになっている。3次孔で収斂して $p_0 > 0.15 d$ の関係になっているのが認められる。また、 $p_0 q_0$ と d との関係は 図 3.4.9 のとおりで、 $p_0 q_0 > 0.2 d$ の関係がある。

次に、時間当たり注入量の影響が大きいと考えられたので、これを調査するため、注入圧力を限界圧力より $1 \sim 2 \text{ kg/cm}^2$ 高い値とし、かつ、注入時の浮き上がりを 0.2 mm に抑制して、 1 l/min/m および 2 l/min/m の時間当たり注入量の比較をした。その結果は、表-3.4.5 のとおりで、 2 l/min/m の方が単位セメント注入量が多い。しかし、 $p \sim q$ 曲線の収斂も認められず、このダムの例のように軽く、かつ弱い地盤材料のときは、高い注入圧力と、大きな時間当たり注入量を採用した方が注入効果が

大きいかもしれないが、本来存在しなかった隙間をつくってまで注入することは是非についてが問題となる。

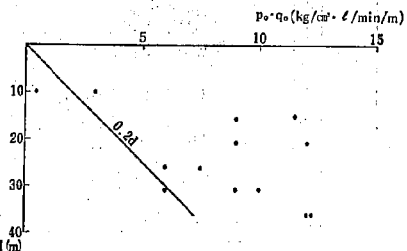

 図-3.4.9 Dダム $p_0 q_0$ と d の関係(3次孔)

表-3.4.5 時間当り注入量の差と注入結果 (第2次試験)

単位注入量		1 l/min/m			2 l/min/m		
ステージ	深度 (m)	限界圧力 (kg/cm ²)	ルジオン値 (Lu)	単位長さ当り セメント注入量 (kg/m)	限界圧力 (kg/cm ²)	ルジオン値 (Lu)	単位長さ当り セメント注入量 (kg/m)
1	15~20	4~5 (4.5)	1.5~4 (1)	8	3 (6)	1~1.5 (1.5)	93
2	20~25	2.5~3 (4.5)	0.5~2 (0.2)	16	2~3 (4)	0.5~4 (2)	208
3	25~30	3~4 (4.5)	0.5~1.5 (0.5)	23	3~5 (7)	1~2 (0.5)	287
4	30~35	2~4 (3)	0.8~4 (1.5)	19	3~5 (5)	2~4 (0.5)	157

() 内はチェック孔の結果。単位長さ当りセメント注入量は平均値

【5】Eダム

(1) 地質

ダム地点の地質は、表-3.5.1 および 図-3.5.1 に示したように、下位からブレ野幌層と呼ばれる新第三紀末期の砂岩層の上に数mの厚さの旧河床堆積層があり、その上に第四紀洪積世後期の支笏湖の噴火による火山噴

出物が堆積したもので、下位から降下軽石層、軽石質凝灰石層 (Pt)、溶結凝灰岩 (Wt) の順に堆積している。Pt と Wt の境界は明瞭ではなく、また、ダムサイト付近では各層はほぼ水平に堆積している。Pt 層は約3万年以前の噴出物で、未固結の軽石質火山灰や砂礫で構成されており、わずかながら節理ができています。

表-3.5.1 地質柱状図

時代	地層名	記号		地質名	固結度 熔結度	透水性	弾性液 速度	圧縮破 壊強度	ダムサイト 附近の最大 の層厚	備考
		平面	断面							
第四紀 洪積世	現河床堆積層	○ Rd	○ Rd	礫、砂	未固結	高い 10 ⁻² ~10 ⁻³	300~500		5~7 m	
	崖錐堆積層	△ Dt	△ Dt	岩片、軽石、粘土	"	高い 10 ⁻² ~10 ⁻³	300~500		1~3 m	
	新期火山灰層	平面図では略	断面図では略	浮石 一口	"	や、高い 10 ⁻² ~10 ⁻³	200~300		1~3 m	
	段丘堆積層	○ Tr	○ Tr	礫、砂、粘土	"	高い 10 ⁻¹	300~500		2~5 m	
	支笏火山噴出物									
	豊平浮石部層	Pt	Pt	浮石質凝灰岩	固結度低い	や、高い 10 ⁻² ~10 ⁻³	600~1200		15~25 m	下限標高不詳
	溶結凝灰岩層	Wtm ₁	Wtm ₂	溶結凝灰岩 (低溶結度部) (圧縮破壊強度)	熔結度低い	や、高い 10 ⁻³	1200±	30~200 kg/cm ²	15~20 m	風化程度不詳 下限標高は不規則
		Wtm ₂	Wtm ₂	溶結凝灰岩 (高溶結度部) (圧縮破壊強度)	熔結度高い	や、高い 10 ⁻² ~10 ⁻³	3000~3300	500~1000	15~20 m	
		Wtm ₃	Wtm ₃	"	"	"	"	500~1500	10m±	
		Wtl	Wtl	溶結凝灰岩 (低溶結度部) (圧縮破壊強度)	熔結度低い	や、高い 10 ⁻² ~10 ⁻³	"	200~500	5~7 m	
	軽石混り凝灰岩層	Ptu	Ptu	浮石質凝灰岩 (固結軽石混り) (圧縮破壊強度)	固結低い	低い 10 ⁻³ ~10 ⁻⁴	1700~1900	50±	10~15 m	
		Ptm	Ptm	浮石質凝灰岩 (半固結軽石混り) (圧縮破壊強度)	固結度低い	や、高い 10 ⁻³ ~10 ⁻⁴	1700以下	50以下	20~25 m	被圧水あり
		平面図には欠	Ptl	浮石質凝灰岩 軽石混り 未固結ルーズ	"	や、低い 10 ⁻³ ~10 ⁻⁴	1700以下	"	15m±	被圧水あり
	旧河床堆積層	"	Gt	砂層 礫砂 固結度低い	未固結	や、低い 10 ⁻³ ~10 ⁻⁴	1700以下	"	5m±	被圧水あり
	野幌層	"	No	砂層-砂岩 固結あり	未固結 固結	や、低い 10 ⁻³ ~10 ⁻⁴	1700以下	"	不明	被圧水あり

これらの岩石試験の結果は、表-3.5.2 のとおりである。

また、図-3.5.1 と対比して、図-3.5.2 にルジオンマップを示した。このルジオン値は、 $k-q$ 曲線の初期の勾配から求めたものである。

(2) Pt 層のルジオンテスト

i) 方法

河床と段丘で、 Pt のルジオンテストを行った。その孔配置は、図-3.5.3 のとおりである。ステージ長は5mで、河床も段丘も、同一のステージ番号では標高がそろうようにした。

ii) ルジオン値と限界圧力

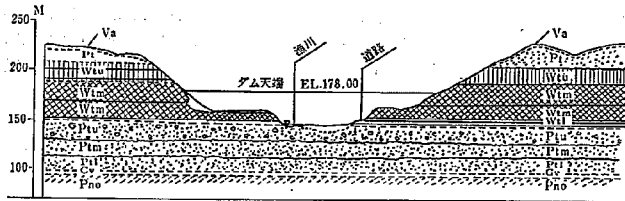


図-3.5.1 Eダム 地質断面図

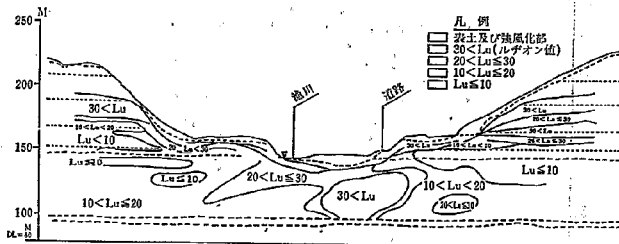


図-3.5.2 Eダム ルジオンマップ

表-3.5.2 Ptu 室内岩石試験結果 (平均)

乾燥密度 (g/cm^3)	湿潤密度 (g/cm^3)	比 重 (g/cm^3)	有効間隙率 (%)	自然含水比 (%)	透水係数 ($10^{-4} cm/sec$)	弾性波速度 (km/sec)	圧縮強度 (kg/cm^2)
1.13	1.64	2.35	50.6	45.1	2.00	2.05	8.7

テストの結果から求めた $k-q$ 曲線は、図-3.5.6 に示すとおりである。この図の初期の勾配で算出したルジオン値は15~25 Luの範囲のものが多く、また、EL.100~110 mの Pt 層で、限界圧力が際立って低く、地質と深い関係があることを示している。

次に、 p_0 と d の関係を、図-3.5.4 に、 $p_0 q_0$ と d の関係を、図-3.5.5 に示したが、いずれもばらつきが多い。

iii) 地表変位

地表の浮き上がり変位と注入特性の関係を、図-3.5.7 に示す。この記録をみると、ルジオン値が大きいせい、時間当たり注入量も20 l/min/mを越しており、他ダムの例に較べて著しく大きい。また河床部では、変位が縮まる戻りが早かったが、段丘部ではそのまま持続し

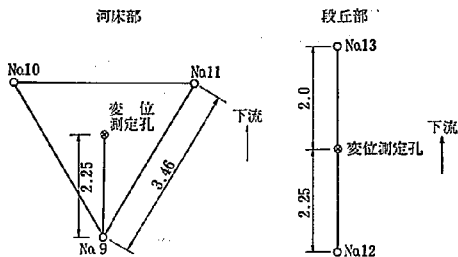


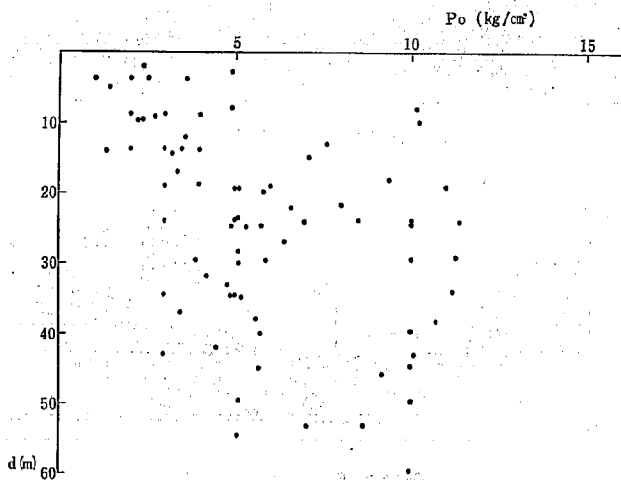
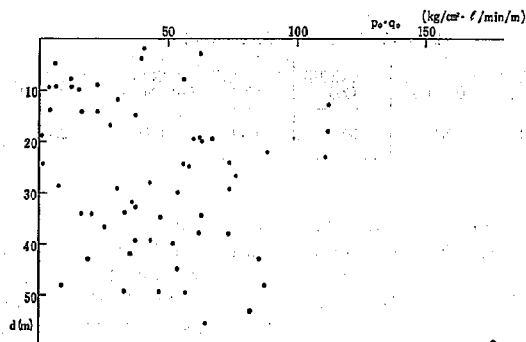
図-3.5.3 Eダム テスト孔配置図

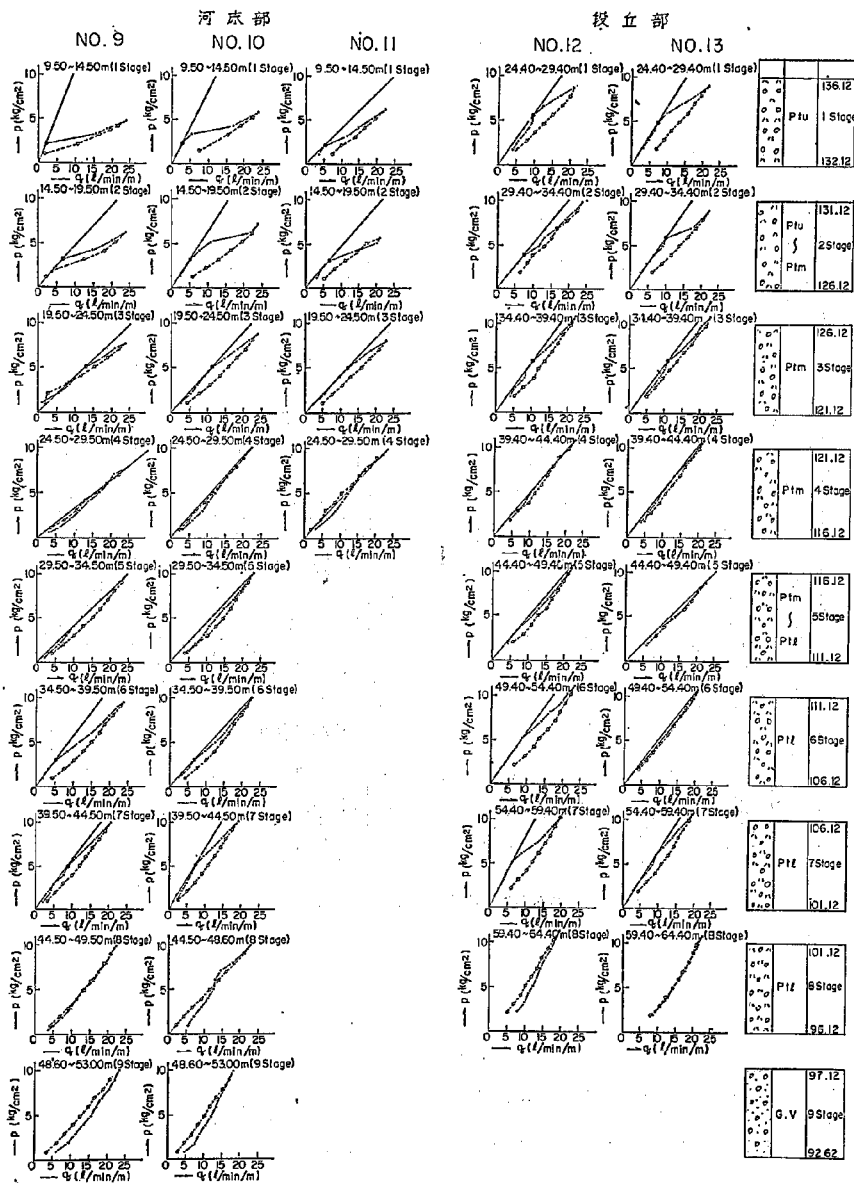
(3) 堅坑の揚水による透水試験

i) 堅坑
PI 層の地質調査をするため、図-3.5.8に示すような堅坑を河床部に掘ったので、これを利用して透水試験を行った。

ii) 水位回復法による透水試験
堅坑底まで揚水したところ、約50時間で定水位に回復した。

その測定結果から求めた透水係数は、 2.3×10^{-4} cm/sec となるが、ルジオンテストの結果は 25 Lu 程度であるので、

図-3.5.4 Eダム p_0 と d の関係図-3.5.5 Eダム $p_0 q_0$ と d の関係


 図-3-5.6 Eダム PT層の p - q 曲線

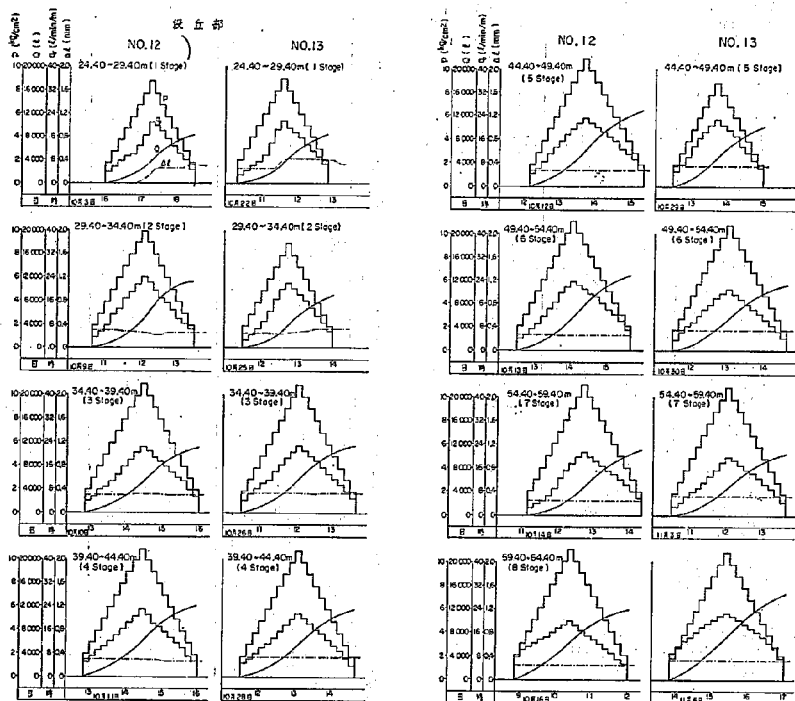


図-3.5.7(1) Eダム 岩盤変位と注入特性

1 Luと 1×10^{-5} cm/sec といわれている関係によく合う。

iii) 段階揚水試験

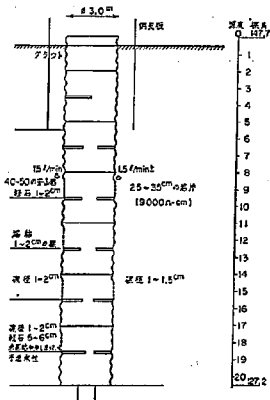
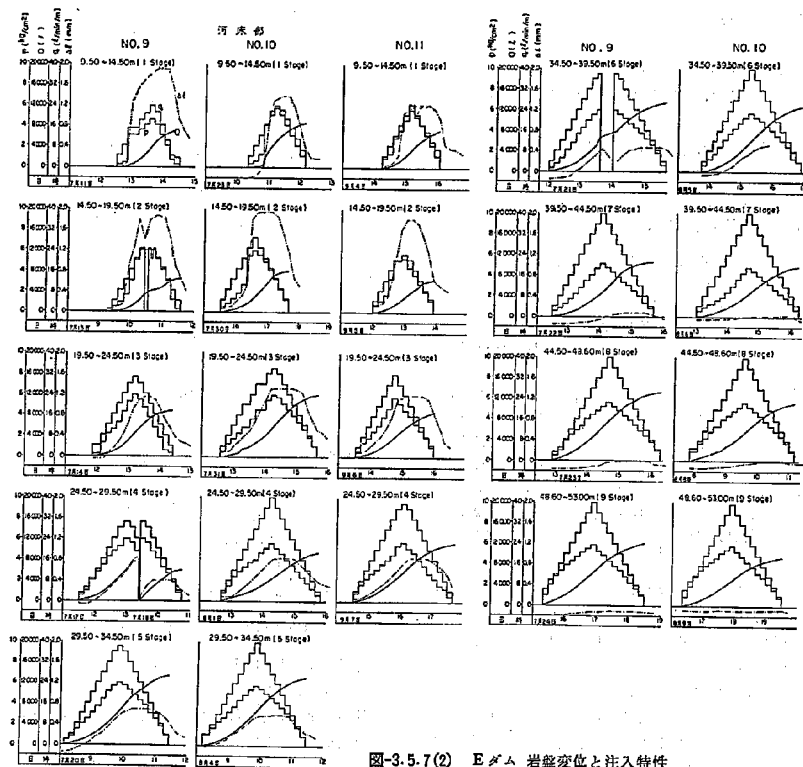
同じ竖坑を使って、水位を5段階に分けて揚水量を測定した。

その結果からは、

$$k_1 = 3.5 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

$$k_2 = 1 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

となった。



〔6〕 Fダム

(1) 地質

ダム地点の左岸は、図-3.6.1 にみられるように、基盤の頁岩の上に、凝灰角礫岩、火山泥流、ロームの順に重なっている。

この火山泥流の透水性が問題となって諸種の試験を行った。

火山泥流の室内試験の結果を表-3.6.1 に、また、現位置試験の結果を表-3.6.2~3 に示す。

表-3.6.1 室内試験

自然含水比 (%)	30.0 ~ 40.3
湿潤密度 (g/cm^3)	1.73 ~ 1.95
乾燥密度 (g/cm^3)	1.29 ~ 1.48
間隙比	0.74 ~ 0.91
比重	2.58 ~ 2.66
液性限界 (%)	42.6 ~ 50.8
塑性限界 (%)	24.7 ~ 29.1
塑性指数	16.8 ~ 23.4
圧縮強度(一軸) (kg/cm^2)	1.9 ~ 6.2
せん断強度(三軸) (kg/cm^2)	1.0 ~ 2.1
内部摩擦角(三軸)	16° ~ 25°

(2) テストグラウチング

i) 方法

孔配置は図-3.6.2 のとおりで、1次孔、2次孔の順に施工した。

注入はステージグラウチングとした。

パッカーは、注入後孔底を2m アンダーリーミングして拡孔し、セメントペーストを填充し、硬化後リボーリングして、その部分に長さ1m のエヤパッカーをセットすることにした。

表-3.6.2 現位置ロックせん断試験
(60cm×60cm ロック)

せん断強度 (kg/cm^2)	2
内部摩擦角	30°

表-3.6.3 現位置平板載荷試験

	横坑内(10個)	道路切取(40個)
降伏強度 (kg/cm^2)	220	197
降伏時変位 (mm)	7	8.4
破断強度 (kg/cm^2)	330	238
N 値	—	10

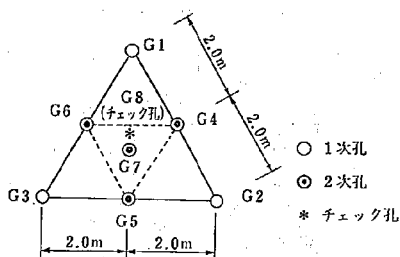


図-3.6.2 Fダム テスト孔配置図

時間当たり注入量は1~2 l/min/m とした。

ii) ルジオン値と限界圧力

試験によって得られた1次孔および2次孔の p - q 曲線の例を図-3.6.3 に示す。

この結果によると、限界圧力以下の透水量はきわめて少なく、すべてが1 Lu 未満の値を示した。

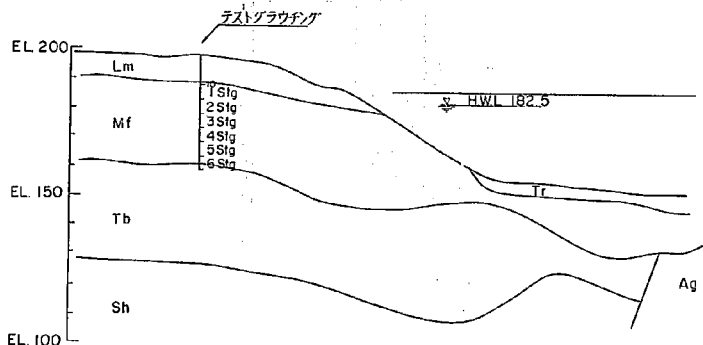
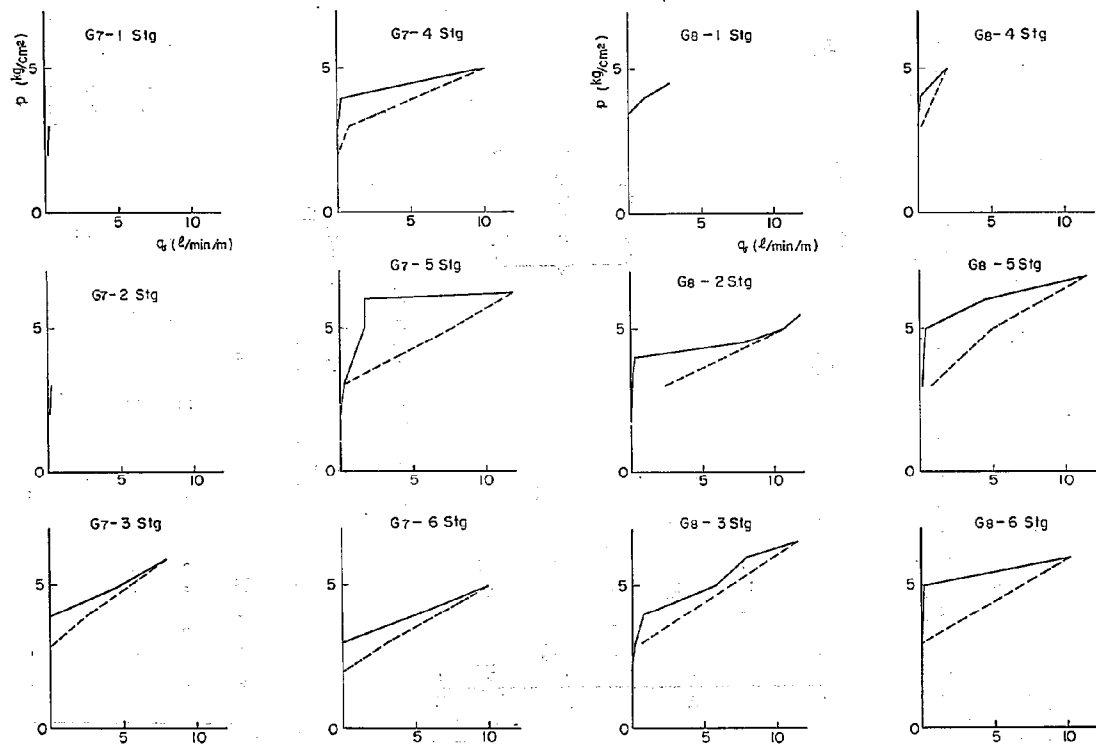


図-3.6.1 Fダム 左岸側地質断面図

図-3.6.3 F 型 $p \sim q$ 曲線

限界圧力は、深さに関係なく 3 kg/cm^2 以下のものが大部分を占めた。 p_0 と d の関係を示す 図-3.6.4 でもこの関係が認められる。

また、 $p_0 q_0$ と d との関係は 図-3.6.5 のようになり、ばらついている。

iii) 地表変位

テスト工事中の地表面の浮き上がり変位は 図-3.6.6 のとおりで、最終的には約 6 mm に達している。注入特性を示す 図-3.6.7 にみられるように、特に変位の大きい G-6-1 ステージでは 5 l/min/m 、G-6-2 ステージで

は、 6 l/min/m 、G-4-2 ステージでは 9 l/min/m の大きい時間当り注入量を採用した。他のステージの大部分は 2 l/min/m 以下の時間当り注入量であり、大きな変位は生じていない。

また、テスト区域をはさむように配置した2個のゲージの記録の差が変動しているので、この間に傾斜を生じていることが示されている。

(3) 井戸による透水試験

火山泥流に対するテストグラウチングの結果、きわめて小さいルジオン値が得られたが、注入場所を掘削して

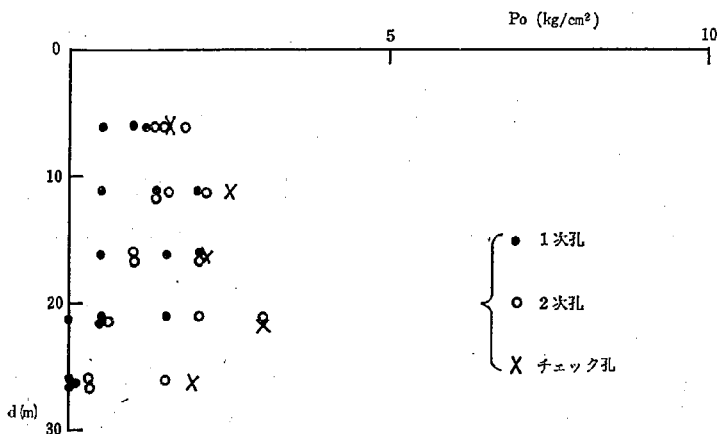


図-3.6.4 Fダム p_0 と d の関係

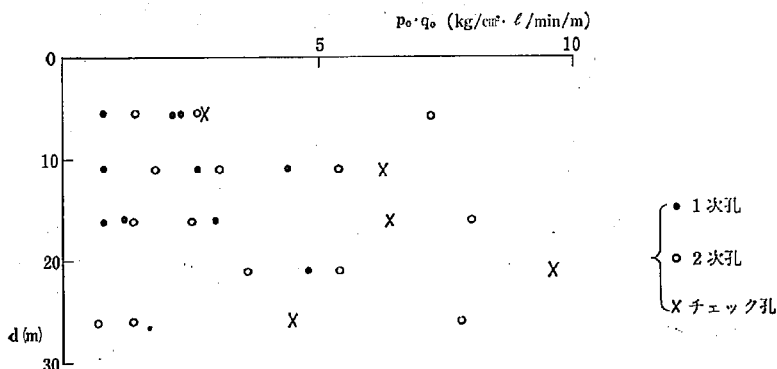


図-3.6.5 Fダム $p_0 q_0$ と d の関係

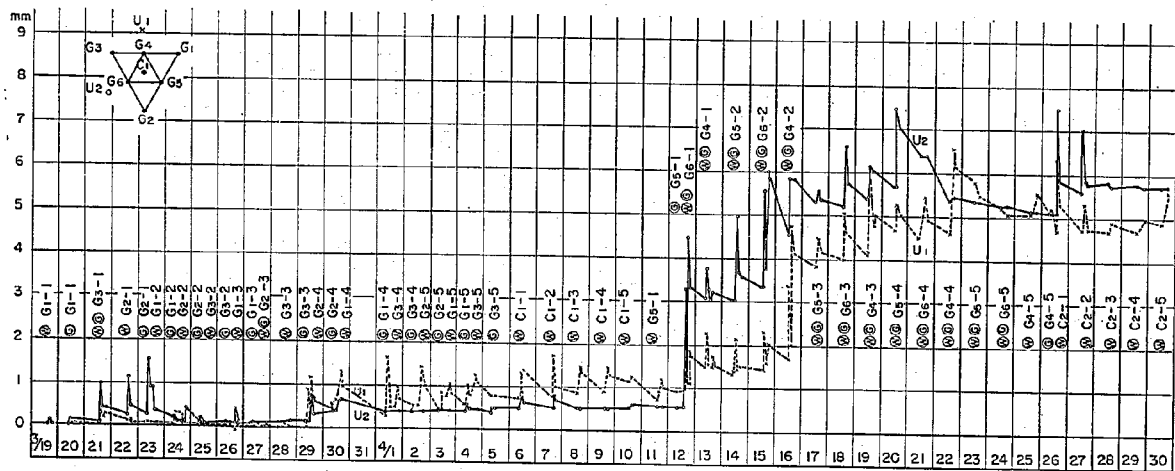


図-3-6-6 F/GM 注入と地表浮き上り

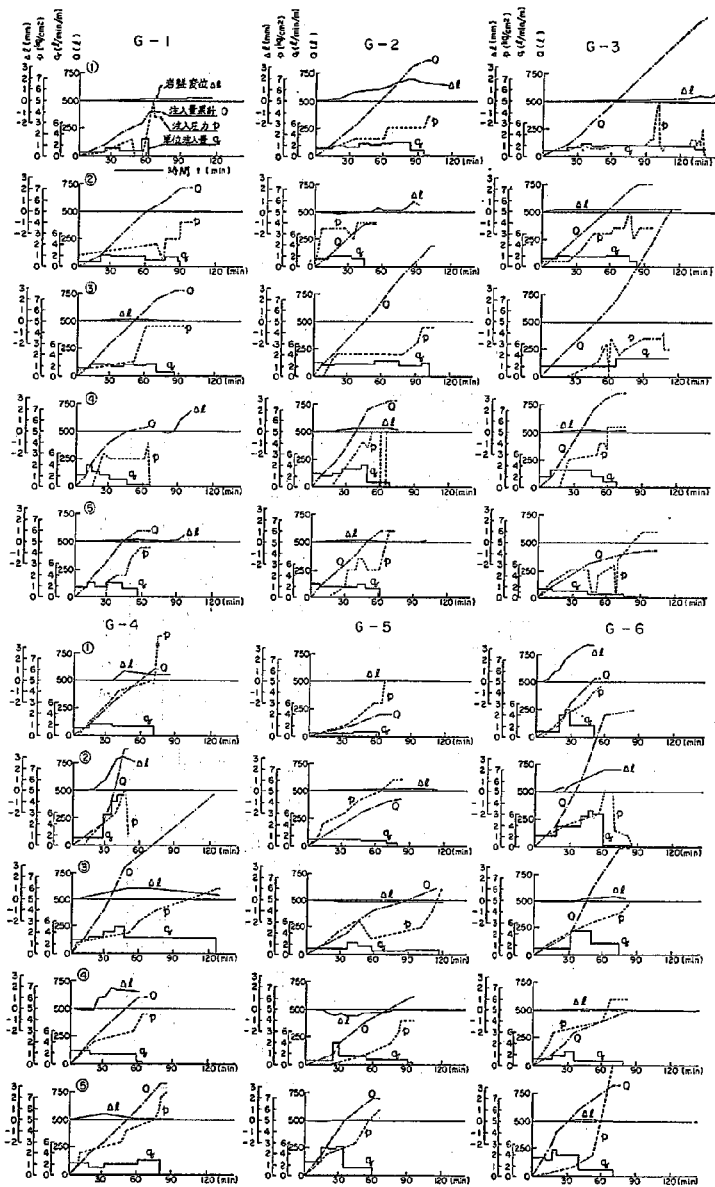


図-3.6.7 Fダム 岩縫変位と注入特性

観察したところ、グラウト孔の孔壁に近い部分に2~6 mmの厚さで、ビットの回転によって細粒土がこねられて形成したと考えられる泥状物 (Mud Cake) ができていたのが認められた。

そこで、火山泥流の乱されていない地点として、試験横坑内に図-3.6.8に示すような配置の2個のビットをつくり、これを注入して透水試験を行った。

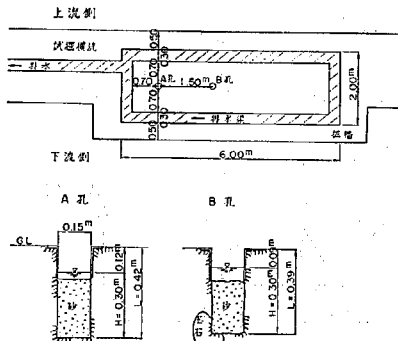


図-3.6.8 Fダム Mf層現地透水試験

ビットは直径15 cm、深さ40 cmで、定水位法によってその透水量を測定した。

透水係数は、一般的な地盤の井戸公式である次式を用いて算出した。

$$k = \frac{q}{2Hs} \left[H \log \left\{ \frac{H}{r} + \sqrt{1 + \left(\frac{H}{r} \right)^2} - \sqrt{r^2 + H^2} + r \right\} \right]$$

ここに k : 透水係数

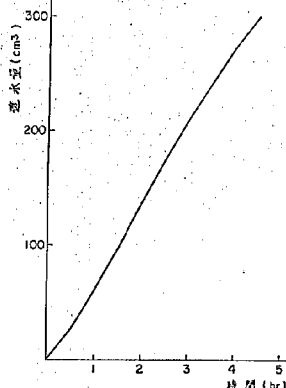


図-3.6.9 Fダム Mf層透水試験の時間~透水量曲線 (A孔)

H : 水深

q : 注水量

r : ビットの半径

測定結果は、図-3.6.9の例に示すようなもので、表-3.6.3のように2~4×10⁻⁶ cm/secの値を得た。

なお、定水位試験の後、2個のビットにフローレンスを投入したところ、A孔では二日後に、70 cm離れた排水溝に滲出した。その実流速は4×10⁻⁶ cm/secであり、不攪乱試料による室内試験の空隙率12.4%から求められる透水係数は3×10⁻⁶ cm/secとなる。したがって、特定の水みちがあると、平均値よりも1桁大きい値となることが示されている。

表-3.6.3 ビット透水試験の結果

ビット	回数	透水係数 (cm/sec)
A	1	3.6 × 10 ⁻⁶
	2	3.06 × 10 ⁻⁶
	3	3.1 × 10 ⁻⁶
B	1	4.2 × 10 ⁻⁶
	2	1.6 × 10 ⁻⁶
	3	1.9 × 10 ⁻⁶

[7] Gダム

(1) 地質

ダムの付近は、四十十層を貫く中新世の花崗閃緑岩が広く分布している。

図-3.7.1に示すように、ダムサイトの右岸側には、良好な花崗閃緑岩と、わずかのホルンフェルスが分布している。左岸側では、ダムに取付く薄い尾根があり、上部は花崗閃緑岩が著しく風化して、マサとなっており、このマサの止水が問題となった。

マサの性質は、表-3.7.1のとおりである。

(2) テストグラウチング

i) 方法

左岸の薄い尾根のマサの止水ができるかどうかを確認するため、次の3種類のテストグラウチングを行った。

パターンI——限界圧力付近での注入、孔間隔2 m

パターンII——限界圧力付近での注入、孔間隔1 m

パターンIII——限界圧力以上での注入、孔間隔1 m

その孔配置は図-3.7.2のとおりで、El. 1045 mのグラウトギャラリーで行った。

マサの部分にパッカーの位置がくるときは、長さ1 m、拡孔径90 mmのアンダーリーミングを行ってセメンテーションし、硬化後その部分をリポーリングして補強した。

時間当たり注流量は2 l/min/m以下とした。

また、各パターンの近くに岩盤変位計を設置した。

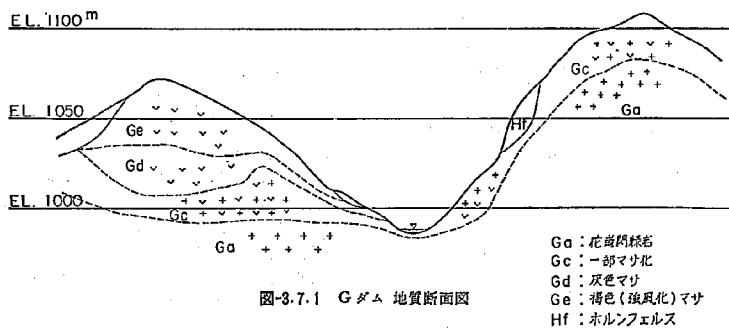


図-3.7.1 Gダム 地質断面図

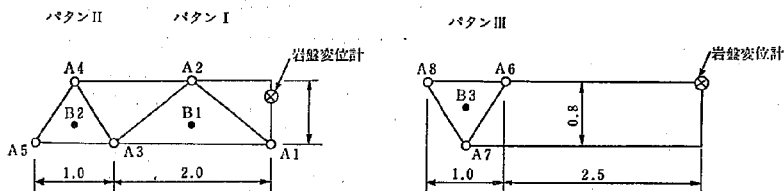


図-3.7.2 Gダム テスト孔配置図

表-3.7.1 マサの土質工学的性質

項目		材料名	② 灰色マサ土層	③ 褐色マサ土層
自然含水比		Wn(%)	8.4	18.8
比重		G	2.73	2.70
粒配分	礫分(%)		9	6
	砂分(%)		67	70
	シルト分(%)		17	17
	粘土(%)		7	7
粒度	最適粒径(mm)		8.0	5.0
	統一分類名		シルト質砂(SM)	シルト質砂(SM)
コンシジ エンス	液性限界(%)		NP	NP
	塑性限界(%)		"	"
実固め	最適含水比(%)		12.9	20.1
	最大乾燥密度 γ _{d max} (g/cm ³)		1.88	1.63
直せん断 特性	粘着力 (kg/cm ²)		1.5	0.7
	内部摩擦角		33°-15'	36°-30'
	三軸圧縮 粘着力 (kg/cm ²)		1.4	4.8
	内部摩擦角		31°-53'	34°-57'
最小透水係数(cm/sec)			8.0×10^{-4}	9.5×10^{-5}

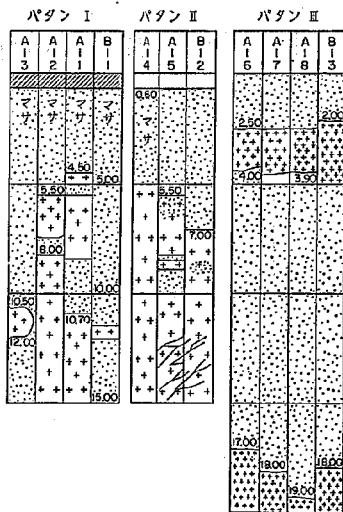


図-3.7.3 Gダム ボーリングコアの地質

ii) 結果

各パタンのボーリングコアの観察による地質は、図-3.7.3 のとおりで、必ずしも一様なマサではなかった。

$p \sim q$ 曲線は、図-3.7.4 のとおりである。また、各ステージの記録を、表-3.7.1 に示す。ルジオン値は、 $p \sim q$ 曲線の初期の接線の勾配から換算したものである。

これらによると、マサの部分で、かぶりの小さい1～2ステージでは、各パタンともルジオン値は相当大きい。それに比べ、単位セメント注入量はきわめて少ない。そして、中間孔であるB孔でも、ルジオン値、単位

セメント注入量とも減少せず、グラウチングの効果があるとは考えにくい結果を示している。3ステージ以深では一般にルジオン値が小さく、セメント注入量も少ない。

しかし、A-2 孔の2ステージの7.5m～8mの間で、ボーリング中に大きな逸水があり、このステージは5m～7.5m および7.5m～10mの2区間に分けて注入した。両方とも、注入圧力1 kg/cm² 以下で流量計能力60 l/min の時間当り注入量に達し、2ステージの5m区間で254kg/mの単位セメント注入量を記録した。

試験中の岩盤の浮き上り変位は全く生じなかった。

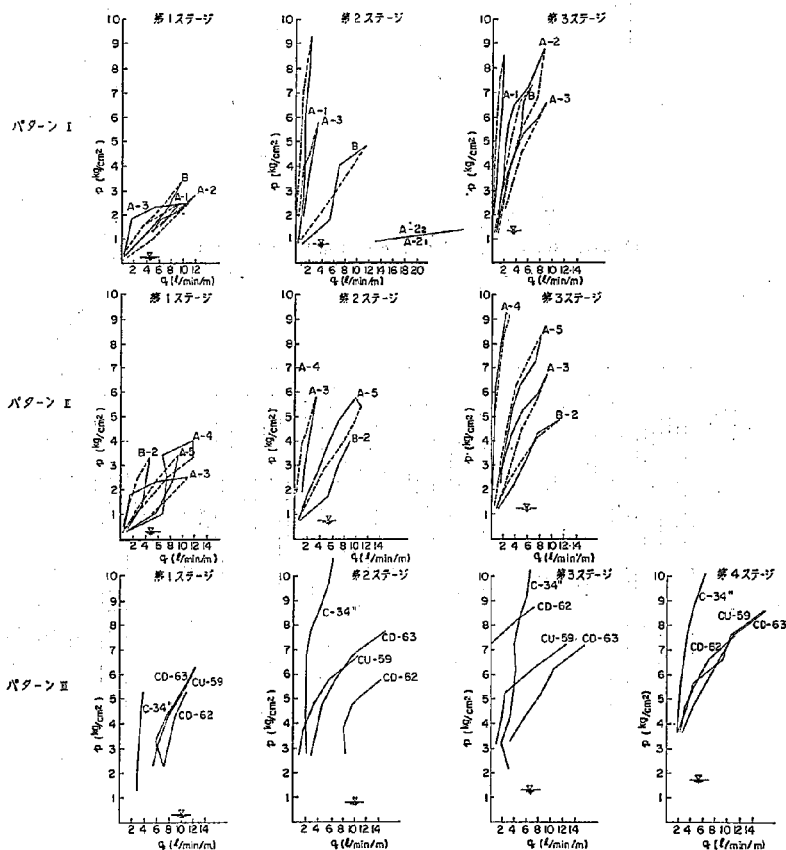


図-3.7.4 GGM $p \sim q$ 曲線

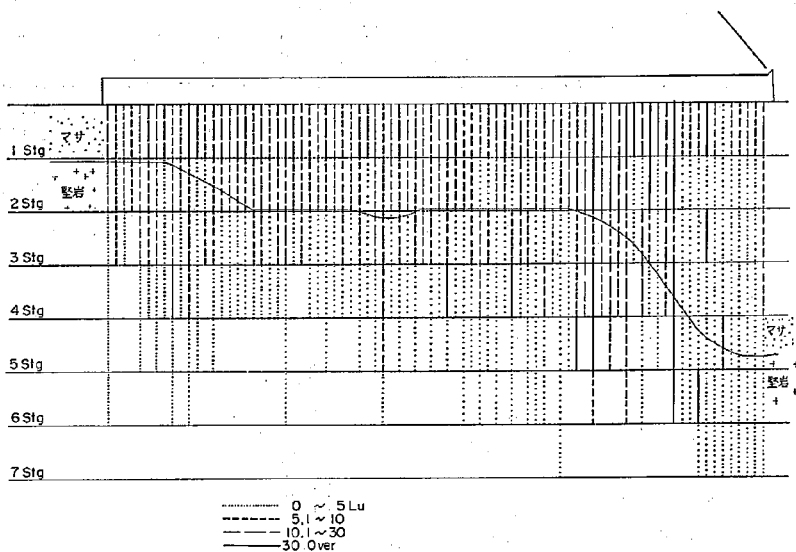


図-3.7.5 Gダム 左岸尾根マサ部カーテン第1次孔のルジオン値

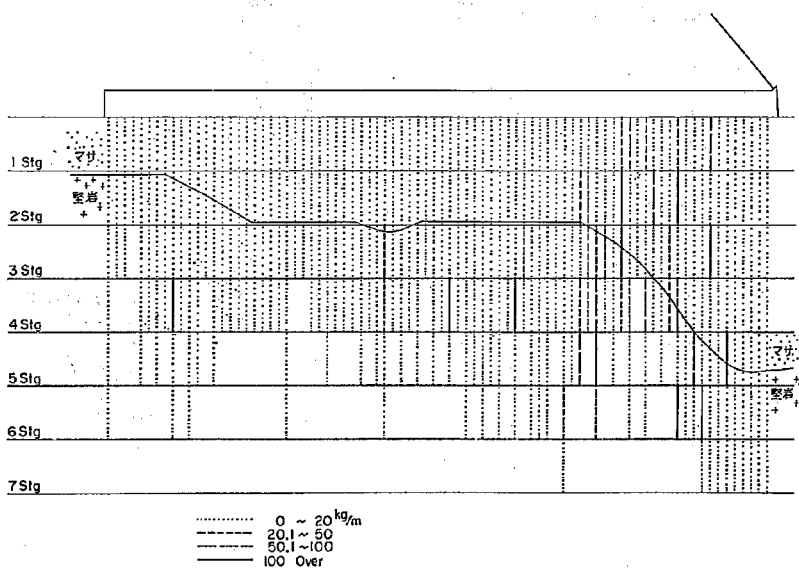


図-3.7.6 Gダム 左岸尾根マサ部カーテン第1次孔の単位セメント注入量

表-3.7.1 テストグラウチングの結果

パタン	ステージ	孔	ルジオン値	限界圧力 (kg/cm ²)	単位長さ当り セメント量 (kg/m)	注入圧力 (kg/cm ²)
I	1	A-3	9	2	47	3
		A-2	43	3	18	3
		A-1	38	3	28	3
		B-1	29	3.5	11	2
	2	A-3	6	5.5	1	5
		A-2	極めて大	0.7	254	5
		A-1	2.6	9	2	6
		B-1	17	4	23	4
	3	A-3	9	5	35	5
		A-2	5	6.5	8	8
		A-1	2	8.5	3	7
		B-1	9	7	13	6
II	1	A-4	20	3	4	2
		A-5	25	3	7	2
		B-2	14	3	9	2
	2	A-4	0.3	7	0	4
		A-5	17	6	8	4
		B-2	22	4	37	4
	3	A-4	2	9	4	6
		A-5	9	8	8	6
		B-2	17	4	21	6
III	1	A-6	21	4	10	5.5
		A-7	18	4	7	6
		A-8	17	4	7	6.5
		B-3	7	5	4	6
	2	A-6	20	5	9	6
		A-7	4.5	4	10	7
		A-8	10	5	19	8
		B-3	3.5	8	8	11
	3	A-6	0	8	21	8
		A-7	4.5	5	13	7
		A-8	9.5	5	11	7
		B-3	6	10	6	10
	4	A-6	6	5	17	7
		A-7	7	6	14	8
		A-8	7	4	10	8
		B-3	4	8	6	10

(3) 左岸尾根のカーテングラウチング(本工程)の結果
左岸尾根のマサ部に対するカーテングラウチングの結果のうち、第一次孔のルジオン値および時間当りセメント注入量を、それぞれ、図-3.7.5および図-3.7.6に示す。

では風化が進み、マサの部分が多い。そして、これにアブライトの岩層が貫入している。

このマサの土質試験の結果は、表-3.8.1のとおりである。

(2) ルジオンテスト

図-3.7.5によると、全孔共、第一ステージは5Lu以上あり、そのうち約半数は10Lu以上となっている。そして、マサ部でも、30Luを越すものがある。単位セメント量を示す図-3.7.6によると、30Lu以上の箇所では大きなセメント吸収を示す傾向があるが、他ではあまり入らない。

一次孔の中間に穿孔した二次孔でも、第一ステージのルジオン値は、5Lu以下のものがほぼ半分、10Lu程度のものが半分あるが、セメントはほとんど入らず、10kg/m未満のものが多かった。

このように、マサでは、10Lu程度のルジオン値を示してもセメントはほとんど入らないが、所々に30Lu以上のたぶん開口していると考えられる部分が含まれており、その部分には、多量のセメントが注入されている。

[8] Hダム

(1) 地質

ダム地点は、阿武隈山地東南端の丘陵性山地に位置する。

地質は中世代の粗粒黒雲母花崗岩で、図-3.8.1にみられるように、河床より上の標高

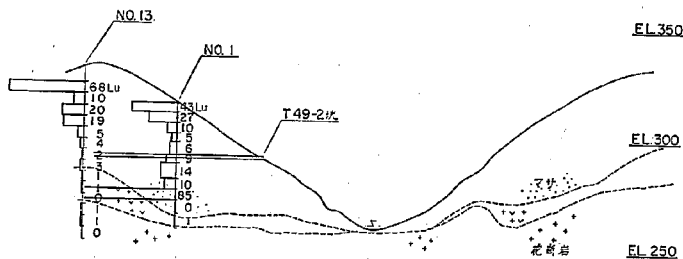


図-3.8.1 Hダム地質断面図

表-3.8.1 マサ土土質試験の結果

機 坑 深 度 (m)		9	20	40	60	80
枝 り (鉛直深度) (m)		7	13	20	37	38
粒 度 特 性	レ キ 分 (2000μ 以上) (%)	40.7	52.8	40.7	45.1	53.9
	砂 分 (74μ ~2000μ) (%)	57.6	45.8	58.0	53.4	44.9
	シルト・粘土分 (74μ 以下) (%)	1.7	1.4	1.3	1.5	1.2
	最 大 粒 径 (mm)	9.52	25.4	9.52	9.52	9.5
	均 等 係 数	11.22	8.51	5.86	7.23	7.29
曲 率 係 数		1.06	1.04	1.21	1.22	1.21
土 粒 子 の 比 重		2.706	2.705	2.724	2.729	2.729
単位体積重量 (砂置換法)	含 水 比	7.48	4.15	3.20	3.06	4.09
	湿潤単位体積重量 (g/cm³)	2.030	2.067	2.321	2.229	2.260
	乾燥単位体積重量 (g/cm³)	1.888	1.985	2.249	2.163	2.171
	間 ゲ キ 比	0.433	0.363	0.211	0.262	0.257
	間 ゲ キ 率	30.2	26.6	17.4	20.7	21.0
	飽 和 度 (%)	46.74	30.92	41.31	31.87	43.43
	飲 物 組 成					
石 英 (%)	53.97	63.50	60.90	59.18	55.18	
長 石 (%)	19.85	14.95	16.30	18.74	20.41	
有 色 鉱 物 (%)	26.18	21.55	22.80	22.08	24.41	

数本の地質調査ボーリングの際、ルジオンテストを行った。

マサに対するベッカーは、Gダムと同様の補強をしてセットした。

試験の結果得られた p ~ q 曲線の例を、図-3.8.3に示すが、限界圧力を示す折れ曲りの明瞭でないものがあった。ルジオン値は、深さ20m付近までは10~20 Lu 20m 以深では5 Lu 以下のものが多かった。しかし、アブライト岩脈の付近では、必ず25 Lu 以上の大きなルジオン値を示した。

(3) ビット透水試験

試験横坑内でマサにビットを掘り、井戸を形成させて透水試験を行った。その試験設備を模式的に示すと、図-3.8.2のとおりである。

各ビットの地質状況は、図-3.8.4のとおりである。

透水試験は、定水位法と変水位法で行った。

定水位法の試験結果は、Eダムと同じ式を用いて整理した。

変水位法では、単位時間当たり浸透量 Q を次式で算出し、上述の式を用いて計

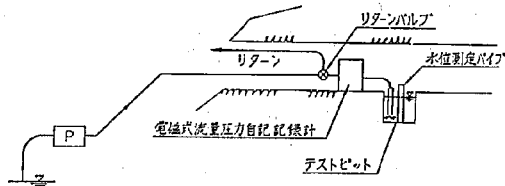


図-3.8.2 Hダム ビット透水試験

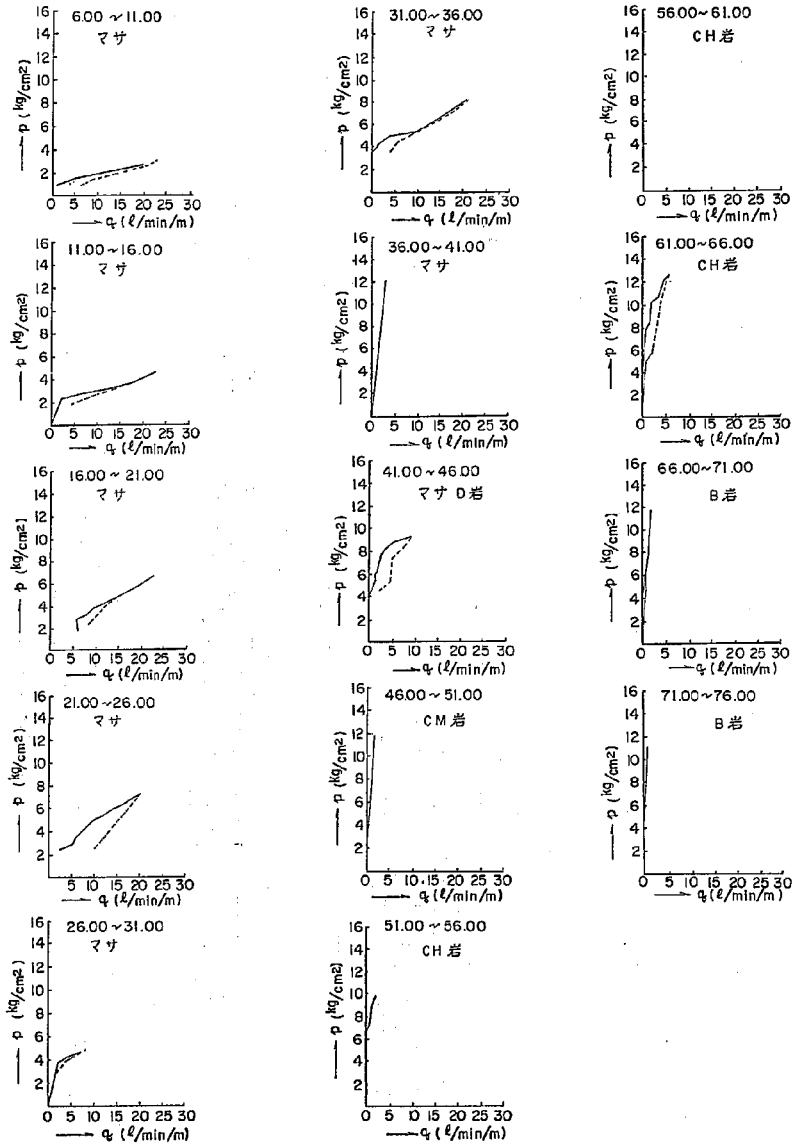


図-3.8.3 H₂M $p \sim q$ 曲線

表-3.8.2 横坑内ビットによる透水試験結果一覧表

ビット番号	ビット半径 (cm)	定水位法			変水位法					地質概要
		水位 (cm)	注量 (l/min)	透水係数 (cm/sec)	初期水位 H_1 (cm)	dt 後の水位 H_2 (cm)	測定時間 dt (min)	平均浸透量 (l/min)	透水係数 (cm/sec)	
T49-2-7	50.0	80.0	18.0	5.2×10^{-3}	—	—	—	—	—	マ サ
"	8	50.0	60.0	4.6×10^{-3}	—	—	—	—	—	ア ブ ラ イ ト
"	8	50.0	52.0	19.0×10^{-3}	—	—	—	—	—	マ サ
"	9	50.0	19.0	1.6×10^{-1}	—	—	—	—	—	ア ブ ラ イ ト
"	10	48.0	91.0	4.0×10^{-3}	—	—	—	—	—	マ サ
"	11	50.0	90.0	9.0×10^{-3}	—	—	—	—	—	"
"	12	51.0	80.0	2.5×10^{-1}	80.4	79.3	5.0	1.797	5.1×10^{-4}	"
"	13	55.0	90.0	2.0×10^{-1}	89.5	88.8	5.0	1.330	3.1×10^{-4}	"
"	14	52.0	80.0	1.5×10^{-1}	82.8	82.1	5.0	1.189	3.1×10^{-4}	"
"	15	55.0	85.0	2.5×10^{-1}	83.3	82.6	5.0	1.330	3.4×10^{-4}	"
"	16	50.0	86.7	1.0×10^{-1}	84.2	83.8	5.0	0.627	1.7×10^{-4}	"
"	17	55.0	96.2	2.0×10^{-1}	96.7	96.0	5.0	1.330	2.8×10^{-4}	"
"	18	55.0	85.0	3.0×10^{-1}	85.0	84.1	5.0	1.711	4.3×10^{-4}	"

算した。

$$Q = \pi r^2 dH/dt$$

$$H = (H_1 + H_2)/2$$

ここに H : ビットの平均水位

H_1 : 初期水位

H_2 : dt 後の水位

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

dt : 測定時間 (5 min とした)

その結果を、表-3.8.2 に示したが、ルジオンテストの結果と比較するときわめて大きい。

4. ルジオンテストおよびグラウチング方法の考察

(1) ルジオン値の算出

A) 軟岩のルジオンテストでは注入圧力と透水量が比例する限度の限界圧力が低く、これを越えた高い圧力では岩盤を浮き上がらせてしまっており、透水量は不安定になり、もはや自然の透水性を示さなくなっていることがわかった。したがって、ルジオン値は限界圧力以下の圧力と透水量とが比例しているときの関係、すなわち、 $q \sim q$ 曲線の初期の勾配から、 10 kg/cm^2 のときの値に外挿して求めなければならない。

これは、図-4.1.1 に示すように、軟鋼の弾性係数は、ひずみ度が1、すなわち、元の長さと同じ長さだけ伸びるに要する引張応力を、降伏点以下の小さな応力と変形の関係から外挿して求めているのと同様である。

B) 現場には、硬岩に対する経験法則からダム高に相当する値以上の注入圧力で試験すべきで、これよりずっと低い注入圧力で試験するのは好ましくないと考えている技術者がきわめて多い。

しかし、この研究の結果から明らかなように、硬岩と軟岩の透水性の間には本質的な差がある。すなわち、硬岩のグラウチングで高い注入圧力を採用するようになったのは、岩盤が強いいため危険が少ないというだけではなく、その透水性は大きな割れ目に支配され、間隙の広いグラウト孔から注入されたグラウトが小さな割れ目を押し拡げて入っていく、大きな割れ目に到達するためにも高い圧力を採用するのが効果が大きかったからであると考えられる。このことは、硬岩のルジオンテストは割れ

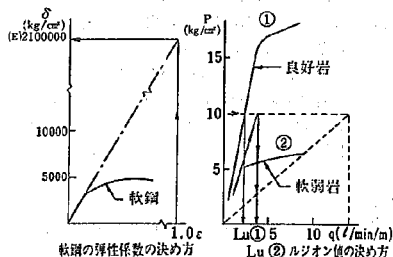


図-4.1.1 軟鋼の弾性係数の決め方と
ルジオン値の決め方

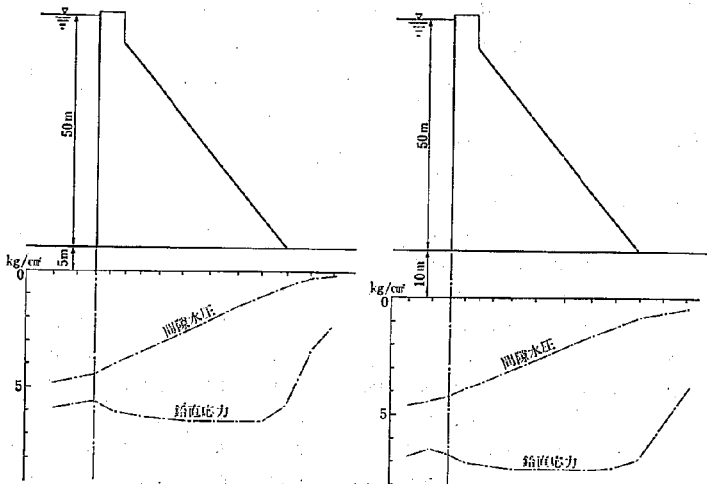


図-4.1.2 鉛直応力に対する間隙水圧の値の例

目の影響を受けやすく、間隔の広いボーリング孔を採用するので、ばらついた結果を示しやすいたことを意味している。これに対して軟岩では、次の 2) 項で述べるように割れ目の影響は少なく、計算とよく合うことが検証されており、その透水試験法は、土質試験法でよいことを示している。しかし、ダムでは広い範囲の透水性を調べるため、ボーリング孔を通したルジオンテストを行うことになるが、軟岩では、前述のように限界圧力が低く、それ以下の $k \sim q$ 曲線の初期の勾配からルジオン値を求める必要があるので、高い注入圧力を採用するのは意味がない。

なお、図-3.2.1 にあげた条件の例について、岩盤自重による圧縮応力と間隙水圧を算出して対比した結果を図示すると、図-4.1.2 のようになり、間隙水圧より高くなることはない。したがって、岩盤の自重だけの時に、高い内圧を与える高い注入圧力を採用してルジオンテストをしなければならないという理由はない。

C) 軟岩のルジオンテストではバッカーの周辺で動水勾配が最大になるのにその強度が小さいので、この付近がこわれやすい。したがって、その透水性の調査では、図-3.1.5 に例示した特殊な工法をとるなどによって、バッカーを確実にセットできるように補強し、この部分からの水の漏洩を生じさせないようにしなければならない。

D) ボーリング孔壁維持のため無水掘をすることがある。その際、孔壁の粘性土がこねられてマッドケーキ

ができたことが F ダムで認められた。このようなことが起こればもはや自然の地山の透水性を示さなくなるので、無水掘を避け、ステージ長を短かくして孔壁崩壊が起こりにくくして試験するとか、その他の工夫をしなければならない。

[2] 軟岩の透水性とダルシーの法則

1 Lu に相当する透水係数は、一定量の浸透量から k を求める式、

$$k = \frac{Q}{2\pi LH} \cdot \log \frac{L}{r} \quad (4.1)$$

ここに、 Q : 浸透水量

L : 試験部分の孔長

H : 一定水頭

r : ボーリング孔の半径

において、 $L=1\text{m}$ 、 $H=100\text{m}$ (10 kg/cm² 相当)、 $r=3\text{cm}$ (直径 46~76 mm の平均) として計算すると、

$$1 \text{ Lu} = 1 \times 10^{-8} \text{ cm/sec} \quad (4.2)$$

となる¹¹⁾。

節理などの割れ目が少ない E ダムで、直径 3 m、深さ 20 m の非井戸を用いて測定した透水係数は、 $2.3 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ であるが、ルジオンテストでは、15~25 Lu となっている。

土に近い火山泥流について行った F ダムの非井戸では、 $2 \sim 4 \times 10^{-8} \text{ cm/sec}$ の透水係数に対して、ルジオンテストの結果は 1 Lu 以下である。

マサの H ダムでは、直径、深さ共約 1 m の非井戸で、

$5 \times 10^{-10} \sim 10^{-11}$ cm/sec, 貫入岩の周辺で 1.5×10^{-11} cm/sec の透水係数となった。ルジオンテストでは、地表面からの深度が 20 m 付近まで 10~20 Lu, 20 m 以深で 5 Lu, 貫入岩付近で, 25 Lu となっている。

これらの結果から, 割れ目の少ない軟岩では,

$$1 \text{ Lu} \approx 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

の関係があり, 一般に言われているように, ダルシーの法則が成り立つとして差し支えないことを裏付けている。したがって, 軟岩の透水性は土質試験に準じた方法で求められることになるが, ダム基礎では, 深い範囲まで調査しなければならないので, ボーリング孔を用いたルジオンテストを行う必要が生じてくる。

なお, 割れ目のある硬岩では, 1~2 桁大きい透水係数となり, さらに, 20 Lu を越えるとずっと大きな透水係数となって, 両者の関係は認められなくなる。また, 注水量が多いときは, 管路の損失水頭も大きくなることがわかっている¹³⁾ので, 20 Lu を越すときは大きな透水性があるものとして注意しなければならない。

〔3〕 限界圧力

A) 本報告の調査結果から, 限界圧力 (p_0) と, そのときの時間当り注入量 (q_0), および, かぶり (d) の関係をまとめると表-4.3.1 のようになる。この表には, 上述の軟岩の力学的性質との関係をみるため, 湿潤密度 (γ_w), 間隙比 (e), 圧縮強度 (q_u) も示している。

この表によると, B ダムの 35 m 以浅と, D ダムのグラウチングがかなり行われた後の 3 次孔では, $p_0 \approx \gamma_w \cdot d$ となっている。 $p_0 > \gamma_w \cdot d$ のときは, 隙間に入った注入水の作用で発生する揚圧力が, 上載岩盤自重による圧縮応力と岩塊強度 (上部岩塊の側面のせん断や曲げによって揚圧力に抵抗する強度) の和より大きくなったとき, 均衡が破れることが示されている。そして, $p_0 = \gamma_w \cdot d$ のときは岩塊強度がなく, 揚圧力が岩盤自重に達したとき異常が生じたことを示している。

A, D, E, F の各ダムでは, $p_0 < \gamma_w \cdot d$ のステージがかなりある。これは, 限界圧力が上載岩盤自重による圧縮応力より小さいという普通では考えにくい現象である。そして, 注入圧力が限界圧力を越えると地表面の浮き上がりを生じているので, バッカーの周辺が破壊したとは言えない。したがって, 表-4.3.1 にみられるように, 湿潤密度 2.0 g/cm³ 未満で間隙比が 1.0 より大きいものに多いので, よくしまっていない強度の小さい軟岩の隙間に入っている水に注入水圧が影響を与えたため, 注入水の水圧くさび作用によって, ちょうど風船がふくらむような現象を起したのではないかと推定される。

また, B ダムの d が 35 m までは $p_0 \approx \gamma_w \cdot d$ であるのに, これより深い部分で $p_0 < \gamma_w \cdot d$ のものが生じている。この付近の地質は, 35 m までは砂岩と泥岩の互層であるが, それより下部は泥岩となっている。一般に新第三紀砂層堆積岩では泥岩が硬く, 節理等の割れ目が発達しやすいので, この地点でも, 泥岩の割れ目に沿う水圧くさびの形成が容易であったため上記の現象が生じたのではないかと考えられる。

B) 地盤を浮き上がらせる揚圧力は, 注入圧力とその時の時間当り注入量との積に支配されるという考え方が黒四ダム建設時に導入された¹⁴⁾。そこで, 浮き上がりを生じたとみなされる限界圧力について, $p_0 \cdot q_0$ をまとめてみた。その結果によると, A, B, D, E, F の各ダムで, d が増加しても $p_0 \cdot q_0$ の値がふえないで小さな値となっているステージが多数ある。このうち, A, B 両ダムで小さいのは q_0 が小さいためであるが, 間隙率が比較的小さい。これに対して, D, E, F の各ダムでは p_0 が低いためで, 間隙率が大きい。

したがって, A, B の新第三紀の軟岩では統成作用が進んで間隙率が小さくなって強度も増大し, かつ難透水性であるが, D, E の第四紀の軟岩では上載荷重も小さく, よくしまっていないため間隙率が低下せず強度が小

表-4.3.1 p_0, q_0, d の関係

地 質	ダム	γ_w (g/cm ³)	e	q_u (kg/cm ²)	$p_0 \sim d$	$p_0 \cdot q_0 \sim d$
新第三紀砂層性堆積岩	A	1.97	Md 0.69	8	$p_0 > 0.12 d$	バラツク
	B	2.0	SS 0.62 Md 0.72	— 80~100	$d < 35 \text{ m}$ $p_0 > 0.2 d$	$p_0 q_0 = \text{一定}$
	C	—	—	—	$p_0 > 0.25 d$	$p_0 q_0 > 0.3 d$
第四紀砂層性堆積岩	D	1.6	1.27	7~16	3 次孔 $p_0 > 0.15 d$	3 次孔 $p_0 q_0 > 0.2 d$
第四紀火山性堆積岩	E	1.64	1.02	1~20	バラツク	バラツク
	F	1.77	0.85	2~6	$p_0 = \text{一定}$	バラツク

単位 p_0 : kg/cm², q_0 : l/min/m, d : m

さいので ρ_0 が低いという軟岩独特の性質を示しているように考えられる。なお、D, E 両ダムの軟岩の成因は、各々砕屑源、火山源があるが、それらの間の差異はよくわからない。

C) 上述の現象から岩盤には、

間隙率 (ゆるみ)	弾性係数	強度	P_0	q_0
小	高	大	高	少
大	低	小	低	多

の関係があることが想定される。

岩盤の強度が十分に大きくないときは、ダム基礎として問題が生じるが、ボーリング孔の透水試験によって、ここにあげた要素を調査し、これが弱くないかを簡便に知る手段として活用できるようにも考えられるので、将来、この種の研究の進められることが期待される。

【4】軟岩のルジオン値

A) 新第三紀砕屑堆積岩：この地層の透水性が大きいという現場からの報告が多いので、本研究が行われたが、調査の結果試験方法に問題があることが判明し、これにしがたっていねいに試験したところ、A, B, C の各ダム共ルジオン値は、すべて 1~2 Lu 以下であった。したがって、間隙化があまり大きくない新第三紀砕屑堆積岩はよくしまっており、透水性が小さい。

B) 第四紀砕屑堆積岩：D ダムの凝灰質砂岩、シルト岩では、5 Lu 以下であった。

この岩は、地質年代が新しいため統成作用も弱く、間隙比が大きく強度も低いので、ケースごとに試験する必要がある。

C) 第四紀火山砕屑岩：E ダムでは、骨格構造をもつ浮石質凝灰岩であるが、15~25 Lu であった。F ダムでは、火山泥流であるが、1 Lu 以下であった。

この岩は、構成物質生成時代により固結度がさまざまであるので、ていねいに試験する必要がある。

D) 風化花崗岩（マサ）：G, H 両ダムと、地表から浅い部分で 10 Lu 程度の大きな透水性を示したが、深くなるとルジオン値は低下している。

これは、試験中に岩盤の浮き上がりを生じなかったから、第2章で述べたように風化に伴って全体的なゆるみがでているためと、場合によっては表層のクランプによるゆるみがあるためではないかと考えられる。

なお、G ダムの一部で、最初から圧力上昇せず多量の注水があつて 30 Lu 以上になり、多量のセメント注入量を記録したし、H ダムでは貫入岩の近くで同様のことがあつて、25 Lu 以上の値を示した。この部分は強風化帯より下に位置するので、強風化帯の体積膨張が著しいため、弱風化帯に引張によるクラックを発生させていたためではないかとも考えられる。

したがって、花崗岩強風化マサでは、表層のゆるみの

度合の影響による透水性をよく調査するとともに内部に大きな割れ目が残っていることがあるので注意しなければならない。

【5】地震の浮き上がりと注入

A ダムのルジオン値が大きい理由を調査して、岩盤面の浮き上がりが出ていることを見出した。

B ダムでは、限界圧力以下の注入では変位を生じないが、これを越すと、必ず浮き上がりを生じた。そして、時間当り注入量が 1 l/min/m のときは、0.2 mm に抑えられるが、2 l/min/m にすれば変位が大きくなった。

C ダムでは、工期全体の地表変位記録をとり、長期にわたって累積していくことを示した。そして、限界圧力より 1 kg/cm² 高い注入圧力に制限したにもかかわらず、時間当り注入量が多いときに大きな変位が発生した。

D ダムでは、限界圧力と等しい注入圧力でも、単位注入量が 3~4 l/min/m になれば変位がきわめて大きくなるが、限界圧力よりも 2~4 kg/cm² 高い注入圧力でも、時間当り注入量が 2 l/min/m では変位が緩慢であった。さらに、これらと関係なく、全注入量が 4,000~5,000 l に達すると大きな変位が生ずる。また、注入によって生じた地表変位は、時間の経過とともに沈下面復するという、他ダムとは異なった傾向が示された。

F ダムでは、工期全体の記録をとったが、最終的には約 6 mm の浮き上がりとなった。時間当り注入量が 2 l/min/m 以下では変位は小さいが、5 l/min/m 以上ではきわめて大きい。

硬岩における高圧注入では、すでに述べたように黒四ダムの建設以来、構造物や岩盤に有害な影響を与えるのは全揚圧力であり、全揚圧力は注入圧力と作用面積の相乗積であるとする考え方が導入されている。そして、作用面積はきつが一定であれば時間当り注入量および全注入量が大きいほど値が高くなるので、これらを規制して作用面積を制限すれば、隙間に注入されたグラウトによる全揚圧力によって岩盤を傷めることはないということが云われるようになった¹⁹⁾。しかし、このような現象が現場で実測されたという報告はなく、強度が低いため変状を来しやすい軟岩についての本報告の調査によって、時間当り注入量あるいは全注入量が多いとき岩盤が浮き上がることを測定したので、実際の現象として初めて検証したことになる。

さて、上述の考察に従うと、時間当り注入量の多少によって岩盤の浮き上がりの起こりやすさが異なるので、これと密接な関係にある限界圧力の値が、時間当り注入量が少なれば高い値を示すかもしれないという疑問が残る。この点については、今後検討を要するが、軟岩の強度が弱い限界圧力が低いので、その低い圧力の測

定技術からみて誤差の範囲に入ると考えられる。

〔6〕 軟岩のグラウテングの効果

(1) 新第三紀砕屑堆積岩

A, B, C の各ダムでは、ルジオン値がきわめて小さく、時間当り注入量の多少にかかわらずグラウトは、あまり注入されないでグラウテングの効果は小さい。

(2) 花崗岩強風化マサ

G ダムでは、ゆるみがあるとみられる表層付近で 10 Lu 程度のルジオン値を示したが、グラウト注入は少なく効果は顕著ではない。しかし、マサ化が十分進んでいない部分には 35 Lu 以上の大きな割れ目があることがあり、この部分では硬岩に準じた高圧注入ができて効果があった。

(3) 第四紀砕屑堆積岩

D ダムでは、透水性は Lu 以下であり大きくないけれども、時間当り注入量を規制しないグラウト注入では、 $p \sim q$ が 1 つの線に収束したが、 $1 \sim 2 \text{ l/min/m}$ に規制した注入では収束しなかった。しかし、両者共セメント注入量は収束しなかった。

このように、新しい年代の第四紀砕屑堆積岩は、間隙比が大きく、密度も小さく、凝成作用が進んでいないと考えられ、新第三紀の軟岩に較べて弱いためバイビングを起こしやしいという印象をうけるので、特に慎重な検討を要する。

〔7〕 注入管理方式

硬岩では、限界圧力が高いので、圧力に着目した注入管理が容易である。これに反して軟岩では、限界圧力がきわめて低く、これを越すと圧力はほとんど上昇しないのに時間当り注入量は著しく増加するという現象を示すので、圧力に着目した管理はしにくい。さらに、限界圧力を越すと、隙間を新しく作って地表面を浮き上がらせるか、これには注入量の制御の影響が大きいことが明きらになった。したがって、軟岩では、注入量に着目した注入管理を行うことが望ましい。

〔8〕 グラウトポンプと記録計

A ダムの注入時の圧力と時間当り注入量の記録を示す図-3.1.7 では、昇圧時に単位注入量が急激にふえ、その圧力を保持していると徐々に減少している。これに反して、D ダムの記録を示す図-3.4.6 では、時間当り注入量が一定であるが、圧力変動が著しい。これらの現象は一見して異なるように見えるが、両ダム共、使用したグラウトポンプは、可変容量型往復動のプランジャーポンプ (HFV-2) で、容積式のものであり、流量増加によって圧力上昇をさせる構造となっている。そのため、A ダムでは、圧力を規制したため、これを保持するように流量バルブを調整しながら運転したので時間当り注入量の変動をきたしたし、D ダムでは時間当り注入量が一

定になるように流量バルブを調整しながら運転したので圧力変動を示したのである。

このように、圧力あるいは時間当り注入量の一方を厳密に保持するよう調節して行う試験では、岩盤をこわしてしまうおそれがある。Vickers の商品名で知られる Thoma 型のプランジャーポンプでは、シリンドロツクの回転によって吐出量を規制できるし、他の型のものでも偏心度の変更等によって同様の規制ができる構造となっているので、軟弱岩盤のルジオンテストでは、最大吐出量を $1 \sim 2 \text{ l/min/m}$ 等に規制し、流量バルブによって時間当り注入量を微増させるよう調節しながら、徐々に昇圧させるように運転する必要がある。

なお、B, E, G, H, I の各ダムでは、ロータリー式の変容量型ベーンポンプ (ハイプロポンプ N 1500) を用いたが、最大吐出量の規制はカムリングの偏心度を変えることによってでき、前述と同様の運転が可能である。

上述の問題を検討しているうち、プランジャーポンプの運転記録に脈動が少なすぎること疑問をもち、これを調査した。その結果、圧力計の感知器に用いる油圧管路に急縮、急拡張による水頭損失を生じさせる機構のダンパーが挿入されていることがわかった。また、電磁流量計では、ピストンの往復動に同調する電気回路が組込まれている。これらは、大きな脈動を示した記録紙では工事の管理状況を判断することがむずかしいため開発されたもので、一概に禁止すべきものではない。しかし、軟岩基礎のように、こわさないよう細心の注意を払う必要があるときは、その使用を避けなければならない。したがって、軟岩基礎のルジオンテストでは、脈動が生じないロータリーポンプを用いるべきである。

5. 軟岩基礎の止水設計法

〔1〕 グラウトカーテンの効果

軟岩を基礎とするダムの設計では、軟岩の固結度が低いので、これを構成する粒子が浸透流によって流失しないようにすることが肝要で、さらに、基礎内の間隙水圧を減ずることが望ましい。

ダム基礎の浸透流抑制を目的とする工法としては、グラウトカーテンが最も普遍的なものであるから、軟岩でどのような効果があるかを検討してみる。そのため、高さ 50 m のダムについての浸透流解析を行った。

まず、ダム基礎として経験の多い硬岩基礎について、その透水係数を $2 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ (約 20 Lu) として、グラウトカーテンで最小 $2 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ (2 Lu) に低下させるとした場合の解析結果から、ダム底の水圧分布を図示すれば、図-5.1.1 のとおりになる。この図によると、(1) に示すように示すようにグラウトカーテンが厚くなるにつれて、また、(2) に示すように、グラウトカ

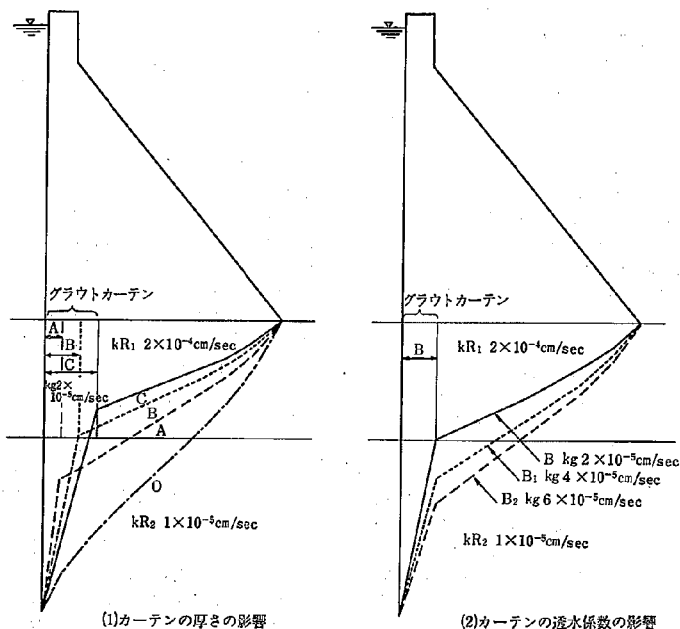


図-5.1.1 硬岩のグラウトカーテンの効果

ーテンの透水係数が、小さくなるにつれて、ダム下流端付近の動水勾配は著しく低下する。この付近の透水係数は一定であるから、式(2.1)によって、動水勾配が低下すればそれに比例して浸透流速も減少するので、この解析結果は、硬岩基礎でのグラウティングの効果が大きいことを示している。

これまでの経験から、硬岩基礎ではその強度も大きく高圧注入が可能で、これを採用することによって小さい透水係数のグラウトカーテンが得られるし、さらに注入グラウトの拡散によって結果的には、厚いグラウトゾーンが形成される。したがって、2.〔3〕で述べた高圧注入がよいとする経験則とこの解析結果はよく合致している。なお、硬岩基礎の浸透流は割れ目沿いに流れるので、その実流速は大きなものとなるが、岩石が十分硬いので、これが侵蝕されて流失することがないのも軟岩に比べて有利な特徴である。

次に、軟岩について、本研究の調査例に照らして、透水係数をやや大きめの $5 \times 10^{-3} \text{ cm/sec}$ (5 Lu) とし、 $2 \times 5^{-3} \text{ cm/sec}$ (2 Lu) のグラウトカーテンを形成させるとして解析した結果から、図-5.1.2 が得られた。図によ

るとこのように基礎の透水係数が小さくなってくると、動水勾配の低下に対するグラウティングの効果はあまり期待できないことが示されている。そこで、解析結果をより明瞭にするため、ダム底の浸透流速を表示すると表-5.1.1 のようになり、いずれもダム下流端で最大値になり、その値はグラウトカーテンの厚さが3mのとき、 $0.66 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ 、9mのとき、 $0.59 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ のようになって、非常に厚いグラウトカーテンを形成させてもあまり減少しない。

実際の軟岩基礎では、本研究によってルジオン値が小さいことがわかったのに加えて、割れ目がほとんどないから、浸透流は岩石自体の構成粒子間の微細の隙間を通して流れるので、水より粘性の高いグラウトを注入しても入り難いし、たとえ入ったとしても到達距離がせいぜいものと考えられる。したがって、上述の解析結果とあわせてみると、割れ目がなくて透水性の小さい軟岩基礎では浸透流抑制の工法としてのグラウティングは効果がよくないことになる。

〔2〕設計の手順

軟岩ダム基礎の止水設計では、まず基礎の正しい透水

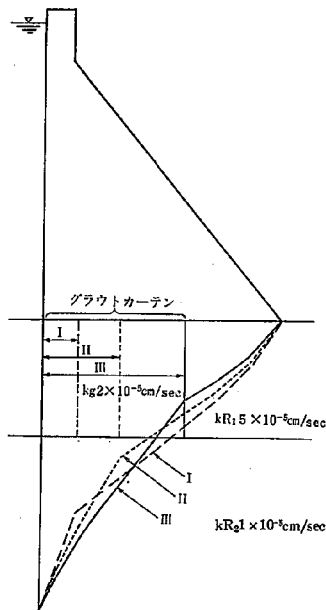


図-5.1.2 軟岩のグラウトカーテンの厚さの影響

性を調査し、次にその結果を用いて軟岩構成粒子が浸透流によって洗い流されないかどうかを検討する。そして、必要があれば適切な改良工事をするように設計する。次にこれらについて述べる。

(1) ルジオンテスト

軟岩は構成物質、生成時代によって固結度がさまざまであるし、互層をなしているものでは一部の地層にクラックがある場合もあるので、止水設計に先立って、て

いねいなルジオンテストを行う必要がある。

その際は、本研究の成果を反映させて、次の事項に注意しなければならない。

- ④ バッカーの位置の精強 (4. [1] C) 参照)
- ⑤ $p-q$ 曲線をかき、限界圧力を知って注入管理の目安にするとともに初期勾配からルジオン値を算出する。(4. [1] A 参照) なお、限界圧力が低く、注水量が少ないのが普通であることを考慮に入れて、測定精度をあげるようにする必要がある。
- ⑥ 地表面を浮き上がらせない。そのために時間当たり注入量を、 $1 \sim 2 \text{ l/min/m}$ 以下に制限する。(4. [5]) 参照
- ⑦ ローターポンプの使用。(4. [8] 参照)
- ⑧ 無水掘によるマッドケーキを作らない。(4. [1] D) 参照)

(2) 浸透流解析

軟岩では、割れ目はほとんどなく、その透水性は小さく土に近い性質をもつのが普通であり、本研究でもダルシーの法則が成り立つことが確かめられている。(4. [2] 参照)。したがって、浸透流解析の精度はよいものと考えられるので、前項のようにして正しく調査試験された透水係数を用いて解析し、動水勾配 (または浸透流速) を求める。

次に、動水勾配 (または浸透流速) が最大となる位置 (普通はダム下流端) で、軟岩構成粒子を洗い流すバイピングに対して安全であることを確認しなければならない。この動水勾配 (または浸透流速) の許容値についての研究は遅れており、至急の発展がのぞまれるところであるが、当面は本報告、3. [5] にあげた E ダムの例に述べたように深い堅坑を掘って、実物の軟岩に急な動水勾配 (または大きな浸透流速) を与えるように揚水、充水を繰返し、バイピングの有無を確認するのがよい。

(3) 止水設計

上述の検討で問題があるとき、あるいは、不安が残る

表-5.1.1 軟岩基礎の浸透流速

グラウト カーテン の厚さ	透水係数 (10 ⁻⁶ cm/s)		み か け の 流 速 (10 ⁻⁶ cm/s)									
	基 礎	カーテン	上流端	3m	6m	9m	13m	18m	24m	30m	35m	下流端
0	0.5	—	0.63	0.92	0.60	0.56	0.49	0.48	0.48	0.56	0.67	0.71
3	0.5	0.2	0.49	0.67	0.51	0.48	0.43	0.43	0.43	0.51	0.61	0.66
6	0.5	0.2	0.44	0.57	0.49	0.44	0.40	0.40	0.41	0.47	0.57	0.62
9	0.5	0.2	0.41	0.52	0.41	0.40	0.37	0.37	0.38	0.45	0.54	0.59
13	0.5	0.2	0.38	0.47	0.37	0.36	0.33	0.34	0.35	0.42	0.51	0.55
18	0.5	0.2	0.35	0.43	0.33	0.32	0.30	0.30	0.32	0.38	0.47	0.51
24	0.5	0.2	0.33	0.40	0.30	0.29	0.27	0.27	0.28	0.34	0.43	0.47
0	0.2	—	0.26	0.38	0.24	0.22	0.19	0.19	0.19	0.22	0.27	0.30

□内はグラウトゾーンの中を示す。

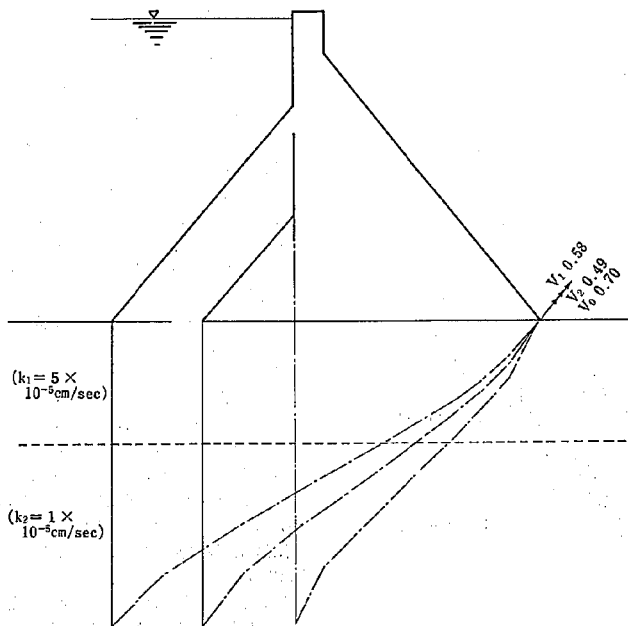


図-5.2.1 軟岩におけるダム上流側増厚部の効果

ときには、浸透流速低減のための改良工事をしなければならぬ。

その設計に際しては、軟岩構成粒子が流失するパイピングを防止するため、動水勾配を緩やかにする（浸透流速を低減させる）ことが基本となる。したがって、硬岩ダム基礎で普通に行われる揚圧力を低減させるための排水孔のように動水勾配を急にする工法は好ましくなく、貯水池側基礎表面のフューシングのように浸透経路長を長くして、動水勾配を緩やかにするなどの工法が優れている。

改良工法としては、次にあげる案が考えられるので、それらを現場の条件に最適となるよう単独あるいは、組合わせて採用して止水設計とする。

④ ダム基礎で最も普通に行われる工法として、カーテングラウチングがある。すでに述べたとおり、軟岩基礎では、グラウトカーテンの効果は大きくないと考えられるが、ルジオンテストをていねいに行ってもダム基礎の広さに較べるとその数は少ないし、地層の一部に割れ目をもつこともあるので、構成粒子のパイピングが問題となる軟岩では、念のため、遮水に必要な範囲にカーテングラウチングを行うのが保守的な考え方とするダム設

計の立場であらう。そのグラウト孔間隔はグラウチングテストによって決定すべきであるが、本研究の結果からみると、数mにしてあまりせまくする必要はない。むしろ、前述のルジオンテストに際しての留意点で述べたように、地表面を浮き上がらせてまで注入することには、問題があるので、時間当たり注入量を少なく制限して、ゆっくり注入するようにすることが望ましい。グラウトとしてセメントグラウト以外のケミカルグラウトも考えられるが、現在の技術レベルでは確実性は乏しく、もしそこまでする必要があるならば、後述のプランケット案、フィルター案あるいは、イコスその他の工法による地下連続壁の案等を十分比較検討した上で最終設計を決定するのがよい。

⑤ コンクリート重力ダムの構造設計では、基礎とのせん断摩擦安全率を4以上にすることが規定されているが、軟岩基礎では、そのせん断強度が低いので、それに対処するためにダム底を掘ける。最近の構造設計では、上流側に増厚した方が応力分布上有利になるので、そのような設計をする方法が定着しつつある。そこで、図-5.1.2で計算した軟岩の条件で、ダム高の30%および60%上流側に増厚した場合の浸透流解析を行うと、図-5.2.1

のような結果が得られる。この図によると明きらかに防水勾配低減の効果があって、フィルダムのプランケットに相当する機能を果たしている。したがって、このような工法は、改良工法の一つとして優れた案である。

② ダム下流端付近に洪水吐等の重要構造物がないときは、フィルターを設けて基礎構成材料の流失を防止するの改良工法の案である。

③ 土質基礎の矢板と同様の機能をもつものとして、イコスその他の工法による地下連続コンクリート壁がある。

6. 結 論

多くのダム現場から軟岩の透水性が大きいという報告があり、これを研究したところ、次の事項が明きらになった。

- (1) 軟岩では、注入によって地盤表面が浮き上がりやすい。その浮き上がりは、時間当り注入量の影響を強く受け $1 \sim 2 \text{ l/min/m}$ を越すと顕著にふえる。さらに、一回に注入する全量がある限度を越えると大きくなる。
- (2) 軟岩では、注入圧力と注入量が比例関係を保つ範囲を示す限界圧力がきわめて低い。これは前項のように、地盤表面が浮き上がりやすいためである。
- (3) 実際の軟岩ダム基礎では、下流側で閉じられた水みちに貯水池の高い水頭をもつ水が入ってこないかぎり、注入と同じ現象が起きて地盤を浮き上がらせることはない。したがって、限界圧力が低いのは岩盤の強度が小さいことを示しているが、浸透流についての設計では限界圧力が低いことには関係なく、水みちの有無が問題であり、その状況を示すところの透水係数が小さければダムの築造は可能である。
- (4) 軟岩では限界圧力が低いので、ルジオンテストによる透水性は、注入圧力と注入量の関係を示す曲線の初期の比例関係を保つ初期勾配から求めなければならない。
- (5) 本研究において調査した新第三紀砂層堆積岩は、風化等を受けない本来のものでは一般に透水性は小さい。しかし、花崗岩マサの近くの弱風化部には大きなクラックが存在することがあるし、第四紀の軟岩には種々のものがある。このようなことから、軟岩ダム基礎では、適正な透水試験をする必要がある。
- (6) ボーリング孔と非戸を用いた透水試験の結果はよく合い、軟岩は土に近い性質を示す。そして、限界圧力が低いため注入による透水試験がむずかしいので、土質試験との対応を考慮するのが望ましい。
- (7) ルジオンテストでは、ロータリー式のポンプを使うことが望ましい。

(8) 軟岩ではボーリング孔壁の粘性土がこねられてマッドケーキが形成されることがあるので注意しなければならない。

上述の結論をふまえて、軟岩を基礎とするダムでは、次のように止水設計をする。

- ① 基礎の透水性を、本研究に従って適切に試験する。軟岩ではその透水性が小さいときのみダムの建設が可能である。
- ② 浸透流解析をし、軟岩構成粒子を洗い流すバイピングに対する安全性をチェックする。
- ③ カーテンググラウチングの効果は大きくないが、念のため施工することが望ましい。その際は、時間当り注入量を規制して地盤を浮き上がらせないようにする。
- ④ 必要があれば、現場条件に適合するプランケット、フィルター、あるいは地下連続コンクリート壁の工法案をつくり、効果と工費を評価して設計を決定する。

謝 辞

この研究に際しては、土木研究所の飯田隆一企画部長、岡本隆一地質官、北条滋次前フィルダム研究室長、斉藤孝三ダム構造研究室主任研究員、埼玉大学芥川真知教授をはじめ、東北地方建設局、北海道開発局、新潟県、千葉県、宮崎県、山梨県、茨城県、日特建設、日本グラウト、開発工事の多数の技術者の御指導と御協力をいただいた。ここに深甚の謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) Charles Jaeger, "The Malpasset Report", Water Power, Feb., 1963.
- 2) Independent Panel to Review Cause of Teton Dam Failure, "Report to U.S. Department of the Interior and State of Idaho on Failure of Teton Dam", Dec., 1976.
- 3) 小島圭二「堆積物の固結過程とその工学的性質」施工技術, Vol. 5, No. 4, 1972.
- 4) A. Pellegrino "Surface Footing on Soft Rocks", 3rd Cong. of I.S.R.M., Vol. 2, 1974.
- 5) 庄野久人, 佐々木清, 藤原茂範「乱さない風化花崗岩試料の特性について」土と基礎, Vol. 23, No. 2, 1975.
- 6) 土木学会「ダム基礎岩盤のグラウチング施工指針」1971.
- 7) U.S. Bureau of Reclamation, "Pressure Grouting", Technical Memorandum 646, July, 1953.
- 8) V. L. Minear, "Notes on the Theory and Practice of Foundation Grouting", Journal of A.C.I., Vol.

- 43, April, 1947.
- 9) 吉田勝英「ダム基礎グラウト施工基準の定め方に関する一提案」土木学会論文集, No. 77, 1961.
- 10) C.F. Grundy, "The Treatment by Grouting of Permeable Foundation of Dam", 5th International Congress on Large Dams, 1955.
- 11) 関西電力「工事報告 黒部川第4発電所」土木学会, 1966.
- 12) 建設省松原下釜ダム工事事務所「下釜ダムの基礎処理」1971.
- 13) 東京電力「梓川水力開発工事報告」1972.
- 14) P. Martin, "Les Coefficients de Perméabilité des Roches, Unités de Perméabilité", 1960.
- 15) 建設省河川局監修「ルジオンテスト施工指針(案)」資料3, 1977.
- 16), 17) 11)に同じ。

(昭和54年5月1日原稿受理)

地盤の動的変形特性に関する実験的研究(Ⅱ)

—広範囲なひずみ領域における砂の動的変形特性—

岩崎敏男*

龍岡文夫**

高木義和***

Experimental Study on Dynamic Deformation Characteristics of Soils (II)

—Dynamic Deformation Characteristics of Sands
under Widely Varying Shear Strains—

by Toshio Iwasaki

Fumio Tatsuoka

Yoshikazu Takagi

Synopsis:

Reported herein are measured shear moduli (G) and hysteretic damping constants (η) of various sands under shear strains (γ) ranging from $\gamma=10^{-6}$ to 10^{-2} . Those were obtained from two different tests using a resonant-column apparatus and a torsional shear apparatus. In the both tests soil samples are hollow cylindrical. These samples are torsionally sheared by applying cyclic loadings. Also shown is a simplified method for estimating shear moduli and damping constants for a certain value of shear strain from a shear modulus at $\gamma=10^{-6}$. The effects of various methods of sample preparation and stress histories on G and η are also evaluated. It is found that these effects on G and η are less important than those of shear strain amplitudes, void ratios and effective confining stresses.

Key Words (Damping, Dynamic Deformation, Sands, Shear Modulus, Shear Strain)

要 旨

地震時における地盤と構造物の動的相互作用の解析や土構造物の動的応答解析を行なうには、土のせん断変形係数(G)および減衰係数(η)を適確に評価する必要がある。これらの物性値はせん断ひずみ(γ)に大きさに強く依存する。そこで中空供試体を用いた繰返しねじりせん断試験を行ない、せん断ひずみ振幅 $\gamma=10^{-6}\sim 10^{-2}$ の範囲にわたる種々の砂のせん断変形係数 G と減衰係数 η を測定した。

これにより、 G 、 η の定量化とそれらの各値に及ぼす諸要因について系統的に調査し以下の結論を得た。

- i) G の絶対値は砂の種類、間隙比、拘束圧、ひずみレベル等によって大きく変化する。 G のひずみ依存性は主に拘束圧の影響を受ける。
- ii) 減衰係数は、拘束圧、ひずみレベル、砂の種類によって影響を受けるが、間隙比の影響は小さい。 $G/G_{\max}$ ($G_{\max}$ は微小ひずみ時の G の値) または $G/[G]_{\gamma=10^{-6}}$ ($[G]_{\gamma=10^{-6}}$ は $\gamma=10^{-6}$ の時の G の値)と減衰係数 η との関係は拘束圧、ひずみレベルによらない一般的な関係がある。

*地震防災部振動研究室員

**地震防災部振動研究室主任, (本誌) 東京大学生産技術研究所教授

***地震防災部振動研究室員

キーワード (中空ねじり試験, せん断変形係数, 減衰係数, 間隙比, 拘束圧, ひずみ依存性)

目 次

1. 序 論	(1)	9. 豊浦砂の損失係数	(28)
2. 実験装置	(3)	10. 砂の減衰係数に関するまとめ	(28)
[1] 共振法土質試験機	(3)	11. 供試体作製法およびきれいな砂のせん断変形係数と減衰係数	(29)
[2] 中空ねじり試験機	(3)	[1] 研究の背景	(29)
3. 実験方法およびせん断変形係数とせん断ひずみの定義	(4)	[2] 実験方法	(31)
[1] 中空ねじり試験の実験手順	(4)	[3] 供試体作製法	(31)
[2] せん断変形係数とせん断ひずみの定義	(5)	[4] 共振法土質試験によるせん断変形係数	(35)
4. 豊浦砂のせん断変形係数	(7)	[5] 中空ねじり試験によるせん断変形係数	(35)
[1] $G/G^* \sim \gamma$ 関係	(7)	[6] 中空ねじり試験による履歴減衰係数	(41)
[2] せん断変形係数と間隙比	(7)	12. 供試体作製法に関する検討	(41)
[3] せん断変形係数と拘束圧	(8)	13. 供試体作製法に関するまとめ	(43)
5. 砂のせん断変形係数のひずみ依存性の簡易式	(10)	14. せん断変形係数, 減衰係数および拘束応力条件および応力履歴の影響	(44)
[1] 豊浦砂の $G/G^*, \gamma=10^{-6} \sim \gamma$ 関係	(10)	[1] 研究の背景	(44)
[2] 種々の砂の $G/G^*, \gamma=10^{-6} \sim \gamma$ 関係	(12)	[2] 実験方法	(44)
[3] $m(\gamma) \sim \gamma$ 関係	(15)	[3] 静的応力条件の影響	(46)
6. せん断変形係数に関するまとめ	(16)	[4] 応力履歴の影響	(56)
7. 減衰係数に影響を及ぼす諸要因	(16)	[5] 拘束応力条件, および応力履歴の影響に関するまとめ	(58)
[1] せん断ひずみ振幅	(16)	15. 結 論	(59)
[2] 間隙比	(18)	謝 辞	(60)
[3] 繰返回数	(18)	参考文献	(60)
[4] 拘束圧	(19)	付録 A 共振法土質試験機によるせん断変形係数の求め方	(67)
[5] 砂の種類	(23)	付録 B 中実供試体のせん断ひずみの定義	(60)
[6] 供試体作製法	(23)		
8. せん断変形係数と減衰係数の関係	(23)		

1. 討 論

地震時における地盤と構造物の動的相互作用の解析や土構造物の地震応答解析を行うには, 土のせん断変形係数(G)および減衰係数(η)を正しく評価する必要がある。これらの物性値は, せん断ひずみ(γ)の大きさに強く依存するため, 常にひずみの大きさを考慮した上で, これらの値を求めなければならない。まず, 原位直での弾性波探査を行うことによって, 微小せん断ひずみ($\gamma \approx 10^{-6}$)でのせん断変形係数の値を求めることができる。しかし強震時に地盤内に生ずるひずみの大きさは, 10^{-3} から 10^{-2} の大きさに達する。このひずみに対する G の値を求めるためには, ひずみが $\gamma=10^{-6}$ から 10^{-2} まで変化する間の G の変化(減少)の様子を, 定量的に知っておく必要がある。このためには, まず原位直と同一条件下の室内土質実験から, G の原位直測定値を再現できるかどうかを検討する必要がある。沖積砂, 埋込砂につい

ては, Stokoe and Richart (1973), Cunney and Fry (1973), Iwasaki and Tatsuoaka (1977), および第1報(岩崎, 龍岡, 吉田(1977))において, 共振法土質試験によって求めた G は, 原位直弾性波探査によって求めた G と同一条件のもとでは, ほぼ同じ値になることが報告されている。実際に, せん断ひずみ $\gamma=10^{-6}$ から 10^{-2} までの間のせん断変形係数 G を求めるためには, 共振法土質試験のみでは不十分である。共振法土質試験機では, $\gamma=10^{-6}$ から 10^{-4} までの G を確実に求める事ができるが, $\gamma > 10^{-4}$ になると, 土は弾塑性的な変形をするようになり, 共振法土質試験機で G を求めるのは適当でなくなる。このため, $\gamma > 10^{-4}$ における土のせん断変形係数 G と減衰係数 η を得るにはこれまでいくつかの装置が開発されている。たとえば振動三軸試験機(Park and Silver(1975)), 箱型の単純せん断試験機(Kovacs, Seed and Chan(1971)), 杉本, 鈴木, 寺田, 渡辺(1974)), 単純せん断試験機(NGI型)(Theirs and Seed, Silver

and Seed (1971), 原, 清田 (1976), 中空ねじりせん断試験機 (Hardin and Drnevich (1972a, 1972b)), Sherif and Ishibashi (1976)), さらに, リングねじりせん断試験機 (Yoshimi and Ohoka (1973)), 等がある。筆者らの研究では, ひずみ領域 $\gamma=10^{-6}\sim 10^{-1}$ に対しては共振法土質試験機を用い, $\gamma=10^{-4}\sim 10^{-2}$ に対しては中空ねじり試験機の2種類を用いた。それぞれの試験では, 供試体内に生ずるひずみ分布がほぼ一様になるように断面形状の同じ中空円筒型供試体を用い, さらに両試験において同じ圧密応力条件を採用した。本研究では Drnevich type 共振法土質試験機と中空ねじり試験機を用いて, 数種の砂のひずみ領域 $\gamma=10^{-6}\sim 10^{-2}$ におけるせん断変形係数を求めた。なお, 試験を行った砂は, 細粒分を含まない均等係数の小さい砂 (以後これを“きれいな砂”と呼ぶ) と細粒分をいくらか含む数種の自然砂である。

本論文ではまず大きなひずみを受ける砂のせん断変形係数を求めるのに便利なせん断変形係数とせん断ひずみの簡単な関係を提案した。引き続き, 履歴減衰係数とせん断ひずみの関係, および履歴減衰係数とせん断変形係数のひずみに対する変化率との間の関係について述べる。さらに, このようにして求めたせん断変形係数と履歴減衰係数が安定的な値かどうかを検討するために, 種々の異なった試料作製法によって, これらの値が変動するかどうかの検討を行った結果について述べる。

原地盤中の土の要素は, 等方応力状態ではなく, 異方応力状態にあると考えられる。さらに, 動的なせん断応力が最も大きく発生する面に対してすでに静的なせん断応力が加わっていることがある。これらの応力状態の G, η に及ぼす影響について検討した結果を最後に述べる。

2. 実験装置

(1) 共振法土質試験機

微小ひずみ領域 ($\gamma=10^{-6}\sim 10^{-1}$) における, 土の動的変形係数を室内試験によって求める方法の一つとして共振法土質試験が有効である。本研究で用いた共振法土質試験機は高さ 25cm, 外径 10cm, 内径 6cm の供試体を使用する。供試体の下部を固定し, 上端にねじり力を用意させた。供試体上端のマスの回転慣性力は, $0.19 \text{ kg}\cdot\text{cm}\cdot\text{sec}^{-2}$ で, パネ定数は振幅 0.00043 radian において $1,000 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{radian}$ であり, 振幅とともにわずかに変化する。実験はすべて等方圧密状態で行い, 圧密時間は2時間とした。ゆるめめの供試体は次に述べる“スプーン法”と“ホース法”により作製した。

“スプーン法”の場合, 乾燥試料では砂をスプーンでモールド内に注ぎ込み, また飽和試料では脱気水を満た

したモールド内にスプーンで飽和砂を注ぎ込む。“ホース法”の場合は乾燥砂を流出口径 3mm のホースを用いて砂表面から 10cm の高さよりモールド内に注ぎ込む。

密詰めの供試体は, 砂をスプーンでモールド内に5層に分けて注ぎ, 各層につき木槌でたたいて密詰めとする“木槌法”により作製した。また試料は各実験ごとに新鮮なものを用いた。共振法土質試験機によって, ひずみ領域 $\gamma=10^{-6}\sim 10^{-1}$ における砂のせん断変形係数と減衰係数を求めることができるが, 装置および実験の手順の詳細については, 既報 (岩崎, 龍岡, 吉田 (1977), Kuribayashi, Iwasaki, and Tatsuoka (1975), Iwasaki and Tatsuoka (1977)) を参照されたい。

(2) 中空ねじり試験機

ひずみ領域 $\gamma=10^{-4}\sim 10^{-2}$ における土の動的変形特性を求めするため, ねじり力とねじりせん断変位を直接測定することができる中空ねじり試験機を開発した。Photo 2.1 は全体の外観である。Fig. 2.1 に装置の概要を, また Photo 2.2 はセルを取りはずした状態での三軸室を示す。実験に用いた供試体は内径 6cm, 外径 10cm, 高さ 10cm の中空円筒で, 下端を固定し上端にねじり力に加え, 円筒の中側と外側に同一の側圧を作用させる構造となっている。軸圧は, 空気圧によって Fig. 2.1 に示す载荷シャフトを通して加える。動的せん断応力を用意させる前の初期応力状態は等方圧密状態として初期せん断応力は加えなかった。共振法土質試験機, 中空ねじり試験機の両試験装置とともに, 供試体の形状, 横断面寸法, 拘束応力条件, ねじり力の载荷方法は全く同じである。しかし, 上述したように供試体の高さ, 繰返し

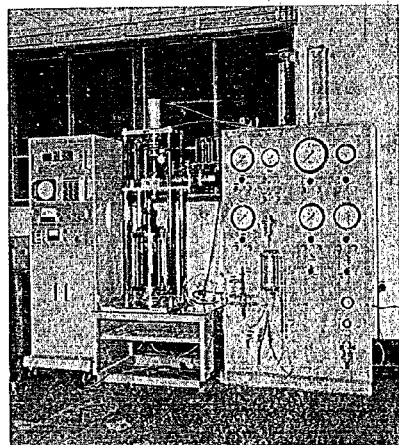


Photo 2.1 Torsional Shear Device

載荷速度は異なっている。本研究では上記に示す2つの型式の装置によりひずみ領域 $\gamma=10^{-6}\sim 10^{-3}$ における変形特性を同じ供試体形状、拘束圧、載荷型式条件の下で求めた。中空ねじり試験機ではねじり力は、摩擦の影響を除くため供試体直上で載荷シャフト内に取り付けられたトルク計により測定した。繰返しねじり力は三軸室上に取り付けられたシリンダー中の空気圧を制御して加えた。シリンダー中の空気圧の変化は、ギヤを通るシャフトにねじり力として変換されるもので、空気圧の制御はレギュレーターを手で操作して行った。繰返しねじり力は各荷重段階において周波数 $f=0.1\text{ Hz}$ で10回づつ繰返し加えた。供試体頂部でのねじりせん断変位はFig. 2.1, Photo 2.2 に示すように供試体上部に取り付けられた回転型ポテンシオメータを用いて測った。この際、供試体の繰返しねじりせん断変位をまず機械的に5倍に拡大し、これを電氣的に記録した。なお、電流の変化は非常に小さい変位から大きい変位まで回転角ポテンシオメー

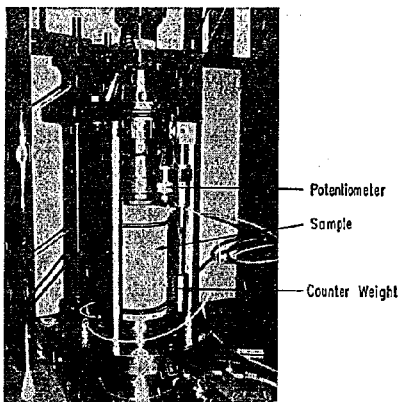


Photo 2.2 Close view of triaxial cell of torsional shear device

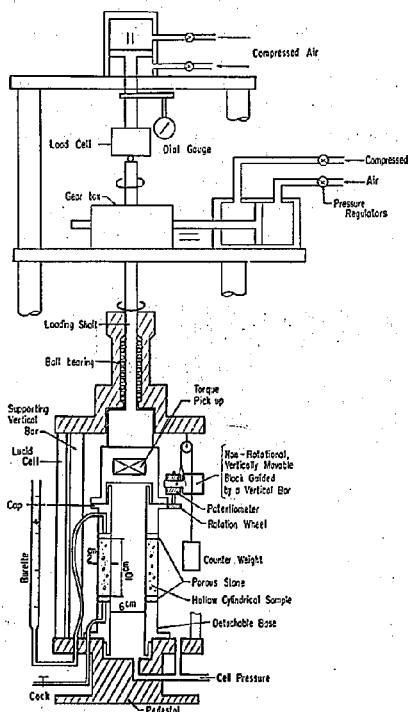


Fig. 2.1 Schematic diagram of torsional shear device

タの回転変位に比例するので、広範囲なひずみ領域にわたる土のせん断変形係数と減衰係数の測定が可能となる。機械的な制限から、測定可能な最小のせん断ひずみは約 $\gamma=5\times 10^{-3}$ 程度である。繰返しねじり力と繰返しせん断変形係数変位の関係は時刻歴と履歴曲線の2方式で記録した。

3. 実験方法およびせん断変形係数とせん断ひずみの定義

[1] 中空ねじり試験の実験手順

中空ねじり試験では、空気乾燥および飽和試料ともに、共振法土質試験と同じ方法で供試体を作製し、すべて排水条件で行った。また試料はそのつど、新鮮な砂を用いた。ここで用いた試料の諸元を Table 3.1 に示す。供試体を等方圧密した後、同じ振幅のねじりせん断応力を繰返し加えた。その典型的な実験結果を Fig. 3.1 に示す。この場合、側圧は $\sigma_r=2.0\text{ kg/cm}^2$ とし、軸圧は $\sigma_a=2.0\text{ kg/cm}^2$ になるように載荷した。が実際の測定値は、 $\sigma_a=2.078\text{ kg/cm}^2$ であった。 σ_a と σ_r で若干の差があるのは、この装置では σ_a と σ_r をそれぞれ独立に加えるためであり、やむを得ないものである。しかしこの差はすべての実験で小さいものであった。なお、拘束圧としては平均主応力 $p=\frac{1}{2}(\sigma_a+\sigma_r)$ を採用した。Fig. 3.1 の例では、 $p=\frac{1}{2}(2.078+2\times 2.0)=2.026\text{ kg/cm}^2$ である。まずせん断応力の最初のねじりの10回の繰返し載荷は、せん断ひずみ $\gamma=7\times 10^{-3}$ 付近であり、Fig. 3.1 においてローマ数字 I により示されている。段階 I における繰返し回数 $N=10$ でのヒステリシスループを Fig. 3.1 の一

NOTE: Co-ordinates of τ and γ - axes are different for each stage.

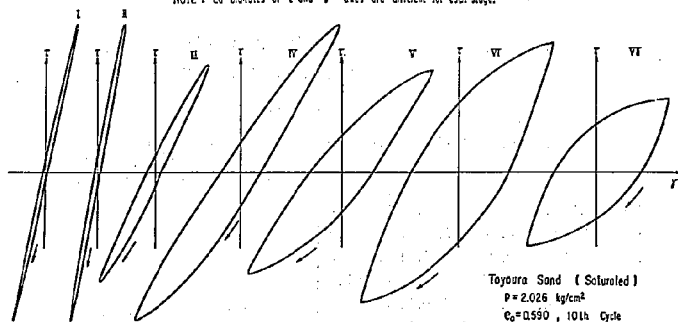


Fig. 3.1 Stress-strain records at 10th cycle of I to VII stages (Shear moduli and damping ratios of this test are shown in Fig. 3.3)

番左側に示す。繰返しせん断応力振幅が大きくなるとともに段階が進むが、Fig. 3.1には段階 VIIまで示されている。これらの履歴曲線から Fig. 3.2 に定義した G , η を求めてプロットしたのが Fig. 3.3 である。Fig. 3.3 から、せん断ひずみは大きくなり領域になるほど繰返し回数とともに減少すること、さらに繰返し回数とともにせん断変形係数は増加し、減衰係数は減少することがわかる。

本研究では繰返し回数 $N=10$ 回でのせん断変形係数を代表値として採用した。繰返し回数によるせん断変形係数の変化については後述する。実験に使用した試料とその製法方法を Table 3.1 に示す。本実験では豊浦砂について条件を広範囲に変化させて行った。豊浦砂を除く砂については、供試体は乾燥砂を用いてスプーン法・木槌法により作製し、拘束圧は $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ のみとした。

(2) せん断変形係数とせん断ひずみの定義

中空ねじり試験では、中空供試体の断面においてねじりせん断応力とせん断ひずみの分布がねじりを加えたときに均一でない (Ishihara and Li (1972))。このため、せん断応力とせん断ひずみを定義するこ

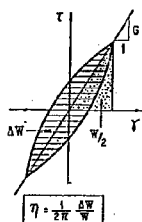


Fig. 3.2 Definition of shear modulus and damping ratio

とがまず必要である。本研究ではねじりせん断応力 (τ) を次のように定義する。

$$\tau = \tau_{av} = \frac{S}{A} \quad (3.1)$$

ここで τ_{av} は、供試体断面上の平均せん断応力、 S は次式で定義されるせん断応力の合計の大きさである。

$$S = \int_{r_1}^{r_2} \tau_r \cdot 2\pi r \cdot dr \quad (3.2)$$

ここで τ_r は、供試体の中心軸から半径 r におけるせん断応力であり、 r_1 と r_2 はそれぞれ供試体断面の内半径および外半径である。さらに (3.1) 式における A は、供試体断面積で、次式により与えられる。

$$A = \pi (r_2^2 - r_1^2) \quad (3.3)$$

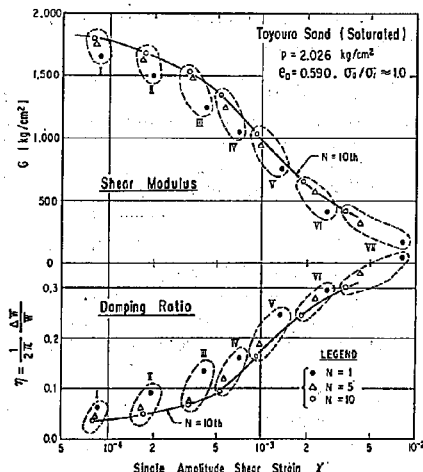


Fig. 3.3 Typical test result

Table 3.1 Test materials and test programs

Material	G_r	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	U_c	e_{max}	e_{min}	$\frac{F.C.}{(\%)}$	Air-Dry or Saturated	Sample**) Preparation	Density	Confining Pressures p (kg/cm ²)
Toyoura Sand	2.64	0.12	0.162	1.46	0.96	0.64	0.0	A-D	RN	Loose	1.0
								S	SP	Med-Loose	1.0
								A-D, S	SP+TP	Dense, Med-Dense	0.25, 0.5, 1.0, 2.0
Model-Test Sand***)	2.88	0.31	0.48	1.52	0.93	0.66	0.5	Air-Dry	Spoon- ing and Tapping	Dense or Medium- Dense	1.0
Ban-nosu Sand A	2.67	0.168	0.26	1.70	1.17	0.82	1.1				
B	2.66	0.31	0.92	3.35	1.01	0.68	0.5				
C	2.68	0.15	0.34	2.73	1.03	0.69	5.9				
15	2.67	0.24	0.88	4.58	0.91	0.69	0.26				
18	2.67	0.31	0.99	1.20	0.94	0.68	0.5				
21	2.67	0.25	0.72	3.60	0.92	0.67	0.8				
Iruma Sand	2.75	0.28	0.50	1.98	0.84	0.57	0.6				
Ohgi-Shima Sand	2.69	0.20	0.37	2.25	0.72	0.49	0.36				
Kinjo Sand 1	2.66	0.16	0.42	2.88	1.11	0.71	3.0				
Kinjo Sand 2	2.67	0.09	0.32	3.89	1.42	0.92	8.8				
Monterey No. 0 Sand	2.65	0.32	0.44	1.38	0.83	0.56	0.0				

*) F.C. : Content of Fine Soils less than 0.074mm.

**) SP : Spooning Method, SP+TP : Spooning and Tapping Method, RN : Raining Method

***) After oven-dried several times.

一方、測定される量は、次式により与えられるトルク T である。

$$T = \int_{r_1}^{r_2} \tau_r \cdot 2\pi r \cdot dr \quad (3.4)$$

また土の変形特性を考える場合、完全弾性体および剛完全塑性体の2つの極端な場合が想定される。完全弾性体の場合には、 τ_r は供試体半径 r に比例しているから、式 (3.2), (3.4) から、 S は、

$$S = S_e = \frac{4}{3} \frac{r_2^3 - r_1^3}{r_2^3 - r_1^3} T \quad (3.5)$$

で与えられる。そして式 (3.1), (3.3), (3.5) から完全弾性体における平均せん断応力は、

$$\tau_{av_e} = \frac{S_e}{A} = \frac{4}{3\pi} \frac{r_2^3 - r_1^3}{(r_2^3 - r_1^3)(r_2^2 - r_1^2)} T \quad (3.6)$$

となる。剛完全塑性体の場合には、せん断応力は、供試体の断面上どこでも同じ大ききであり、

$$\tau_r = \tau_{av_p} \quad (3.7)$$

である。ここで τ_{av_p} は剛完全塑性体の場合におけるせん断応力を表している。式 (3.4), (3.7) からせん断応力 S は、

$$S = S_p = \frac{3}{2} \frac{r_2^3 - r_1^3}{r_2^3 - r_1^3} T \quad (3.8)$$

として与えられる。結局、この場合の平均せん断応力は

$$\tau_{av_p} = \frac{S_p}{A} = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{r_2^3 - r_1^3} T \quad (3.9)$$

となる。本研究では供試体の外半径 r_2 、内半径は r_1 はそれぞれ 3.0 cm, 5.0 cm であるから、 τ_{av_e} および τ_{av_p} はそれぞれ、

$$\begin{aligned} \tau_{av_e} &= 0.00478 T \\ \tau_{av_p} &= 0.00487 T \end{aligned} \quad (3.10)$$

となる。この2つの値における差は小さいので、2つの値の平均値

$$\tau = \frac{1}{2} (\tau_{av_e} + \tau_{av_p}) \quad (3.11)$$

を全ひずみ領域 $\gamma = 10^{-4} \sim 10^{-2}$ におけるせん断応力として定義することにする。せん断ひずみは、供試体の軸に対して垂直な断面の中心からの距離に比例するから、本研究では

$$\gamma = \gamma_{av} = \frac{\theta}{H} \frac{r_1 + r_2}{2} \quad (3.12)$$

として定義する。ここで γ_{av} は平均せん断ひずみ、 θ は、ねじり角(ラジアン)、 H は供試体の高さを表す。式 (3.11), (3.12) から τ と γ の値を求めるため、記録された T と θ の時刻歴より T と θ の値を読み取った。せん断変形係数 G は、

$$G = \frac{\tau}{\gamma} \quad (3.13)$$

として定義した。ここで $|\tau|$ と $|\gamma|$ はおのおのの繰返しにおけるせん断応力振幅 τ と、せん断ひずみ振幅 γ を、それぞれ意味している。また、減衰は、Fig. 3.2 に示されるように、せん断応力とせん断ひずみの履歴曲線から

得られる。Fig. 3.1は、記録された典型的な履歴曲線の例である。

4. 豊浦砂のせん断変形係数

(1) $G/G^* \sim \gamma$ 関係

筆者ら (Iwasaki and Tatsuoka (1977)) は、共振法土質試験機を用い、15種のきれいな砂について実験を実施した結果、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-6}, 10^{-5}, 10^{-4}$ におけるきれいな砂のせん断変形係数 (G) は近似的に、次式で表わされることを示した。

$$G = 900 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.49} (\gamma = 10^{-6}) \quad \dots\dots (4.1)$$

$$G = 850 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.44} (\gamma = 10^{-5}) \quad \dots\dots (4.2)$$

$$G = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.59} (\gamma = 10^{-4}) \quad \dots\dots (4.3)$$

ここで G (kg/cm²) はせん断変形係数、 e は間隙比、 p (kg/cm²) は平均主応力である。このうち、式 (4.3) は、元々 Hardin and Richart (1963) によって、丸い粒径のそろった Ottawa 砂の $e < 0.80$, $\gamma \leq 10^{-4}$ に対して求めた実験式である。共振法土質試験機から得たせん断変形係数と中空ねじり試験機から得たせん断変形係数を、同じ間隙比、拘束圧、せん断ひずみの条件の下で比較してみる必要がある。共振法土質試験機と中空ねじり試験機の両方ともせん断ひずみ $\gamma = 10^{-4}$ におけるせん断変形係数を得ることができるので、両試験機による結果の G/G^* と γ の関係を Fig. 4.1~4.4 に示す。この中で G は、実験から得たせん断変形係数で、 G^* は式 (4.3) に実験中の間隙比 e と平均主応力 p を代入して得たものである。このようにして Fig. 4.1~4.4 に示す様にせん断変形

係数におよぼす間隙比、拘束圧の影響を除去した。

Fig. 4.1~4.4 から、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-4}$ 付近における共振法土質試験から得たせん断変形係数は平均主応力 $p = 0.25 \sim 2.0$ kg/cm²、繰返し回数 $N = 10$ 回において中空ねじり試験から得たものとよく一致することがわかる。さらに Fig. 4.3 から本研究で採用した供試体作製法が両試験で得られる豊浦砂のせん断変形係数におよぼす影響は小さいことがわかる。この供試体作製法の影響については、後で詳しく述べる。したがって、せん断ひずみ領域 $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-2}$ における一貫したせん断変形係数は、共振法土質試験機と中空ねじり試験機から得られたことがわかる。また、Fig. 4.1~4.4 から、せん断ひずみ $\gamma \leq 10^{-4}$ に関するきれいな砂のせん断変形係数におよぼすひずみ速度と繰返し回数の影響が小さいことがわかる。これは共振法土質試験機のひずみ速度と繰返し回数は、中空ねじり試験機のそれの500~1,000倍であるにもかかわらず、両試験機の結果が $\gamma = 10^{-4}$ 付近でよく一致していることから結論される所である。しかし、せん断ひずみ振幅が増加するとともに、せん断変形係数におよぼす繰返し回数の影響は、後述するように大きくなる。また、これらの図から飽和砂の $G/G^* \sim \gamma$ は、共振法試験の場合、空気乾燥砂のそれよりやや小さいと言えるがその差は小さいこともわかる。

(2) せん断変形係数と間隙比

Fig. 4.1~4.4 において、 $G/G^* \sim \gamma$ 関係におよぼす間隙比 e の影響が小さいことは、注目すべきである。さらに、Fig. 4.5 は、各せん断ひずみレベルに対して $p = 1.0$ kg/cm² におけるせん断変形係数と間隙比の関係を示している。 $p = 1.0$ kg/cm² の場合の実験結果から $p = 1.0$ kg/

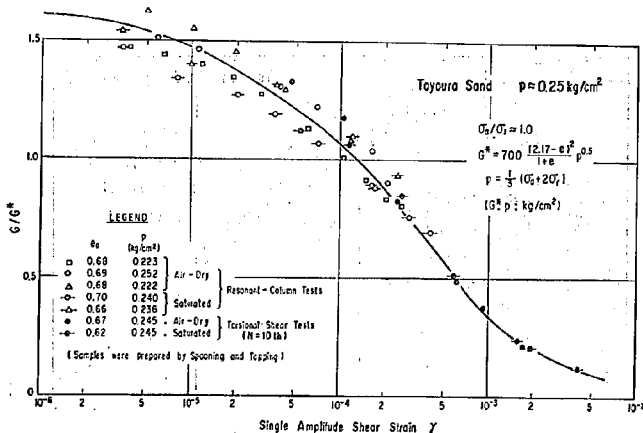


Fig. 4.1 G/G^* versus γ relationship of Toyoura Sand ($p = 0.25 \text{ kg/cm}^2$)

cm² の場合のせん断変形係数を求めるために、実験から得たせん断変形係数を $p^{0.5}$ で除したが、この補正量はせいぜい大きくて4%であった。Fig.4.5 における実線は、関数 $\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$ に比例するせん断変形係数を表している。Fig.4.5 から間隙比の変化によるせん断変形係数の変化は、広範囲なひずみ領域 ($\gamma=10^{-6} \sim 3 \times 10^{-2}$) にわたって関数 $\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$ に比例していることがわかる。

[3] せん断変形係数と拘束圧

せん断変形係数におよぼす拘束圧の影響を評価するために、せん断変形係数 G を $\frac{(2.17-e)^2}{1+e}$ で除し p の関数

として Fig.4.6, 4.7 にプロットした。これは間隙比がせん断変形係数におよぼす影響を除去するために行ったものである。またこれらの図における G の値は、Fig.3.3 に示すような $G \sim \gamma$ 曲線から読みとったものである。Fig.4.6, 4.7 から広範囲なひずみ領域にわたって空気乾燥状態と飽和状態の豊浦砂の $\log G$ と $\log p$ の間に線型関係があることがわかる。これは、任意の γ と p におけるせん断変形係数は、

$$\{G\}_{\gamma, p} = K(\gamma) \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.5} \dots \dots \dots (4.4)$$

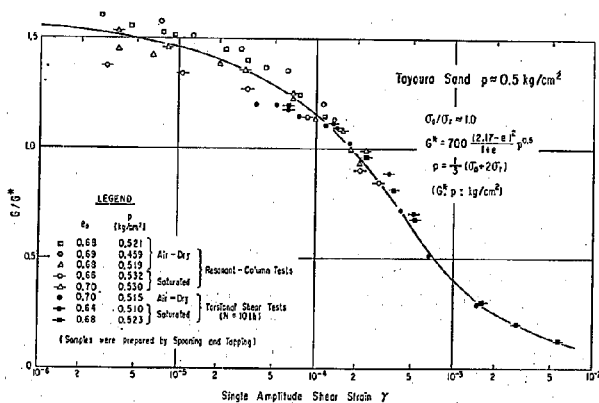


Fig. 4.2 G/G^* versus γ relationship of Toyoura sand ($p=0.5 \text{ kg/cm}^2$)

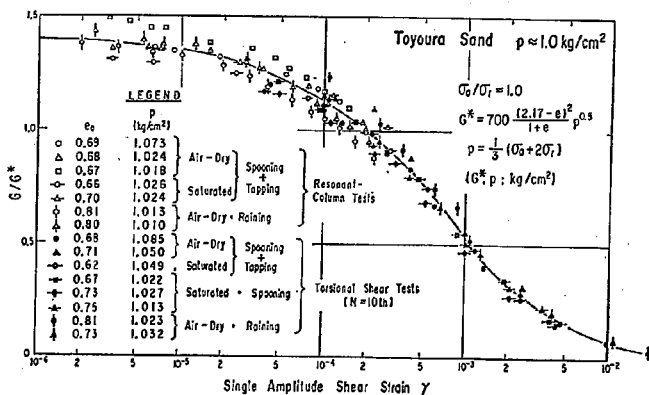


Fig. 4.3 G/G^* versus γ relationship of Toyoura Sand ($p=1.0 \text{ kg/cm}^2$)

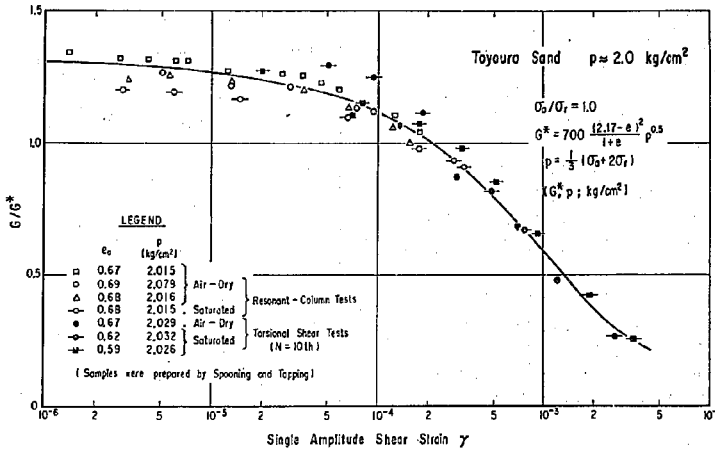


Fig. 4.4 G/G^* versus γ relationship of Toyoura Sand ($p=2.0 \text{ kg/cm}^2$)

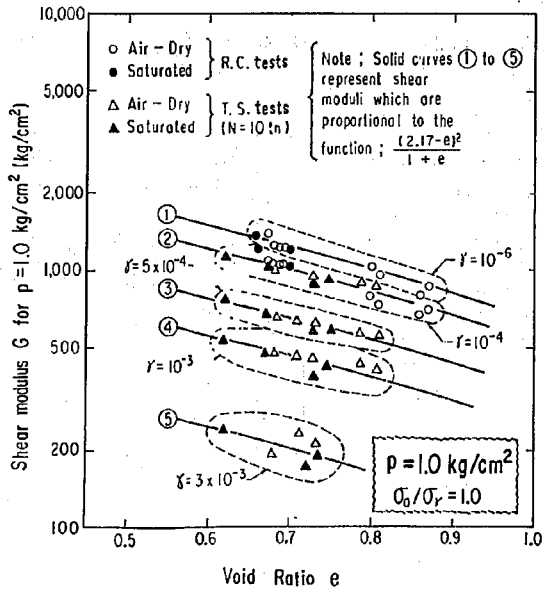


Fig. 4.5 G versus e relationship of Toyoura Sand

により表されることを意味している。ここで、 $K(\gamma)$ はせん断ひずみの関数で、 $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ における $G / \frac{(2.17-e)^2}{1+e}$ の値である。 $m(\gamma)$ は p のべきで、これもせん断ひずみの関数である。豊浦砂のべき $m(\gamma)$ は Fig. 4.6, 4.7 から求められる。Fig. 4.8 に $m(\gamma)$ をせん断ひずみの関数として示す。これと同様な表示が、Silver and Seed (1971) によって示されている。別の研究者たちによって得られたべき $m(\gamma)$ の値を Fig. 4.8 に丸印により示したが、丸印についた数字は、共振法土質試験機（中空供試体）、中空ねじり試験機、リングねじりせん断試験機、および単純せん断試験機を用いたきれいな砂に関する実験についてまとめた Table 4.1 の中の数字に対応している。Fig. 4.8 からべき $m(\gamma)$ は、 $\gamma=10^{-6}$ 付近での約 0.4 の値から $\gamma=5 \times 10^{-3}$ 付近の 0.9 まで増加していることが分る。

5. 砂のせん断変形係数のひずみ依存性の簡易式

(1) 豊浦砂の $G/[G]_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係

式 (4.4) から、せん断ひずみ $\gamma=10^{-6}$ における豊浦砂のせん断変形係数は

$$\{G\}_{\gamma=10^{-6}} = K(\gamma=10^{-6}) \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{m(\gamma=10^{-6})} \quad (5.1)$$

により表される。式 (4.4)、(5.1) から任意のせん断ひずみ γ におけるせん断変形係数と $\gamma=10^{-6}$ におけるせん断変形係数の比は次式で与えられる。

$$\frac{[G]_{\gamma=10^{-6}}}{[G]_{\gamma=10^{-6}}} = \frac{K(\gamma)}{K(\gamma=10^{-6})} p^{m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})} \quad (5.2)$$

$p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ に関しては、式 (5.2) は、

$$\frac{[G]_{\gamma=10^{-6}}}{[G]_{\gamma=10^{-6}}} = \frac{K(\gamma)}{K(\gamma=10^{-6})} \quad (5.3)$$

となり、式 (5.2)、(5.3) から $p=0.25 \text{ kg/cm}^2$ と 2.0 kg/cm^2 の間で、次のような簡単な式が得られる。

$$\frac{[G]_{\gamma=10^{-6}}}{[G]_{\gamma=10^{-6}}} = \frac{[G]_{\gamma=10^{-6}}}{[G]_{\gamma=10^{-6}}} p^{m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})} \quad (5.4)$$

ここで、あるせん断ひずみにおける $[G]_{\gamma=10^{-6}}$ の値は、Fig. 4.3 から得られるあるせん断ひずみにおける G/G^* の値を $\gamma=10^{-6}$ における G/G^* の値で除したものである。Fig. 5.1 の

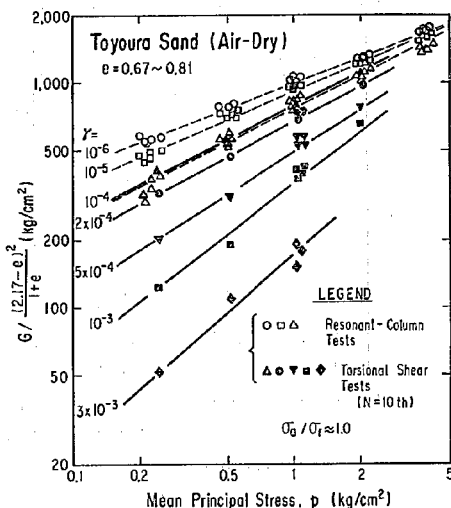


Fig. 4.6 $G / \frac{(2.17-e)^2}{1+e}$ versus p relationship of air-dry Toyoura Sand

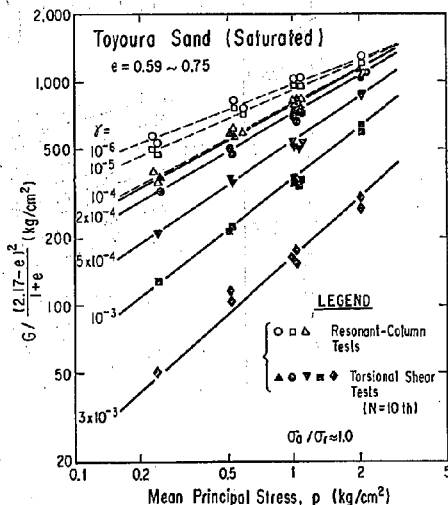


Fig. 4.7 $G / \frac{(2.17-e)^2}{1+e}$ versus p relationship of saturated Toyoura Sand

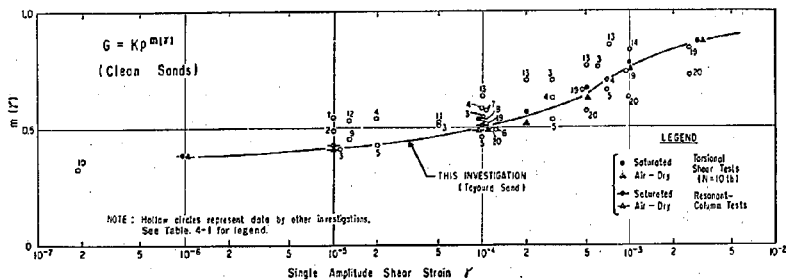

 Fig. 4.8 $m(\gamma)$ versus γ relationship of clean sands

Table 4.1 List of other investigations

No.	Sand	Void Ratio	Deve	Sample	N^{**}	σ_a/σ_v^{**}	References
1	Dry Ottawa, No. 20-30	Dense	Resonant-Column(RC)	Solid Cylinder	—	1.0	Hardin and Richart (1963)
2	Dry Crushed Quartz, No. 20-30	Dense					
3	Dry Ottawa, No. 20-50	0.55	RC(Drnevich)	Hollow Cylinder	—	1.0	Drnevich and Richart (1970)
4	Dry Ottawa, No. 20-30	0.46	"	"	—	1.0	Drnevich (1967)
5	Dry Ottawa, No. 20-30	0.62					
6	Dry Toyoura	0.64	RC	Hollow Cylinder	—	1.0	Shibata and Tai (1976)
7	Dry Reid-Bedford-Model Sand	0.66	RC(Drnevich)	Solid Cylinder	—	1.0	Skoglund, Marcuson and Cunney (1976)
8		0.64	RC(Hardin)				
9		0.65	RC(Hall)				
10		0.65	RC(Shannon and Wilson)				
11		0.55	RC(CRREL)				
12		0.65	RC(WES)				
13	Clean Dry Sand	0.57	Torsional Shear	Hollow Cylinder	10th	1.0	Hardin and Drnevich (1972a)
14	Dry Ottawa	0.55	"	"	2nd	1.0	Sherif and Ishibashi (1976)
15	Dry Seward-Park	0.66, 77					
16	Dry Niigata	0.88	Ring Torsion	Hollow Cylinder	100th	PS	Oh-oka (1974)
17		0.76			—		Oh-oka and Yoshimi (1971)
18	Dry Toyoura	0.71			10th		Yoshimi et al. (1976)
19	Dry Silica Sand No. 20	0.83	NGI-Simple Shear	Circular	10th	PS	Silver and Seed (1971)
20		0.71					
21		0.78					
22	—	0.56	Simple Shear	Box	—	PS	Sugimoto et al. (1974)
23	Dry Toyoura	0.71	Simple Shear	Circular	10th	PS	Hara et al. (1976)
24	15 Clean Sands	—	RC	Hollow Cylinder	—	1.0	Iwasaki and Tatsuoka (1977)

*) Number of Cyclic Loading (—; unknown)

**) PS; Plane Strain Condition

太線は $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ に関する $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ とせん断ひずみ振幅 γ の関係から得られたもので、Fig. 5-1 における $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ の $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ の値と Fig. 4-8 の豊浦砂のべき $m(\gamma)$ の値を式 (5.4) に代入して得られたものである。破線は Fig. 4.1~4.4 から、任意のせん断ひずみの G/G^* を $\gamma=10^{-6}$ における G/G^* で除して得た $p=0.25, 0.5, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ に関する実測の $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ をそれぞれ示している。Fig. 5.1 からわかるように、 $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ に関する $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係と $(m(\gamma) - m(\gamma=10^{-6})) \sim \gamma$ 関係が得られていれば、式 (5.4) から $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ 以外の拘束圧 p に関する $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係を得ることができる。次に Fig. 5.2 は、 $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ における豊浦砂の $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係におよぼす繰返し載荷回数の影響を示す。ここで、 $N=2$ 回と5回の曲線は Fig. 4.1~4.4 に示されるようなせん断変形係数の測定値の $G/G^* \sim \gamma$ のプロットから得られたものである。したがって、これらの曲線と式 (5.4) を用いて、任意の p と γ に対する $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ の値を、 $N=2 \sim 10$ の間の任意の繰返し載荷回数に関して計算できる。

[2] 種々の砂の $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係

種々の砂の $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係を求める前に、各種のきれいな砂のせん断変形係数のひずみ依存性を調べる必要がある。これをまとめたのが、Fig. 5.3 である。この図には他の研究者によって得られた結果も並示したが、傾向的に $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ に対する $G/G^* \sim \gamma$ 関係とはほぼ一致している。同図において、実験で得たせん断変形係数を $G^*=700 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{m(e)}$ で除した理由は、

種々の方法で得られたものを、同じ間隙比、拘束圧の条件の下で比較するためである。Fig. 5.3 には、Fig.

5.4の細粒分を少し含む番の州砂Aの $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ における $G/G^* \sim \gamma$ 関係も比較のために示してある。この図から共振法土質試験と中空ねじり試験 (No. 3, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 24) に限れば、データのバラツキは、試料、ひずみ速度、繰返し回数、供試体形状その他の要因の相違を考えるとむしろ小さいものと考えられる。他方、これらの両試験のデータと、単純せん断試験 (No. 21, 22, 23) のデータの差は供試体のせん断変形の形式、圧密応力条件の違いに基づくものといえる。これらのことから共振法土質試験と中空ねじり試験からは、ほぼ一致した結果が得られるものと考えられる。Fig. 5.4 には、中位に密詰めした番の州砂の $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ における $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係を示したが、図中の曲線は Fig. 4.3, Fig. 5.1 と同様にプロットしたものである。これらの砂は、Table 3.1 に示したように均等な粒度ではなく、また多少細粒分を含んでいる。実験を行ったすべての砂の $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係を Fig. 5.5 に示す。これらの砂の $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係にほとんど差はみられない。しかし、ここで注意しなければならないことは、これらの砂のせん断変形係数の値は、同じせん断ひずみ γ 、間隙比 e 、拘束圧 p において同一ではないことである。筆者ら (Iwasaki and Tatsuoka (1977)) は、一般に同じ γ , e , p に関する乱した砂のせん断変形係数は、均等係数および細粒分含有率が増加すると共に減少することを示した。さらに、同じ γ , e , p に関するせん断変形係数の相対的大きさを表すため、指数 B を定義して、種々の砂のせん断変形係数は、

$$G = A(\gamma) \cdot B \cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{m(e)} \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

により表せることを示した。ここで $A(\gamma)$, $m(\gamma)$ はそれ

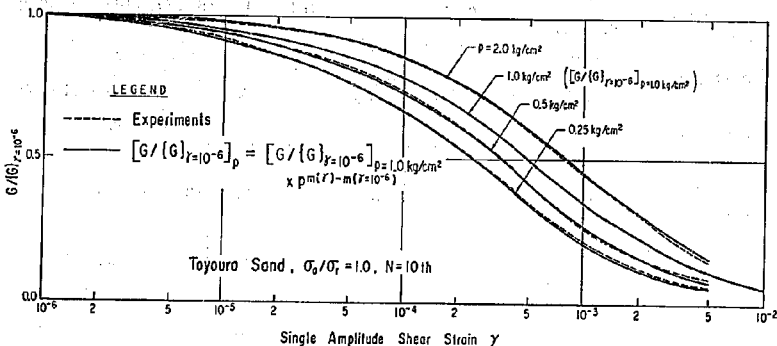


Fig. 5.1 $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ versus γ relationship of Toyoura Sand

せん断ひずみのみの関数で、 B はせん断ひずみには無関係な砂に関する特性値である。おのおのの砂の B 値を求める方法は、すでに報告した (Iwasaki and Tatsuoaka (1977)). Fig. 5.6 にひずみレベル $\gamma = 10^{-4}$, 5×10^{-4} , 10^{-3} , 3×10^{-3} における $G/G_{T=10^{-6}}$ と $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ に関して行った砂の B 値との関係を示したが、この図から、おのおののひずみレベルにおける $G/G_{T=10^{-6}}$ の値は、広範囲の B 値に関してほとんど一定であることがわかる。このことから、Fig. 5.5 に示した $G/G_{T=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係は、砂の種類にかかわらず成り立つことが理解される。

Seed and Idriss (1970) は、他の研究者が得た結果から平均的な $G/G_{T=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係を求めている。さらに、Hardin and Drnevich (1972 a, 1972 b) は砂のせん断変形係数のひずみ依存性の形は双曲線によって表現されることを示している。これは、次式により定義されている。

$$G/G_{\max} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (5.6)$$

ここで、 G はあるせん断ひずみ γ におけるせん断変形係数で、 $G_{\max}$ はせん断ひずみ $\gamma = 0$ における G の値、 γ_r は規準ひずみ ($\gamma_r = \tau_{\max}/G_{\max}$) である。きれいな砂については、 $\tau_{\max}$ は、次式で表せる。

$$\tau_{\max} = \left[\left(\frac{1+K_0}{2} \right) \sin \phi \right]^2 - \left(\frac{1-K_0}{2} \right)^2 \sigma_v \quad (5.7)$$

ここで σ_v は有効鉛直応力である。 $G_{\max}$ は、原位置での弾性波探査あるいは室内実験で求められる。Hardin and Drnevich によると丸い粒徑のそろった砂の $G_{\max}$ は、式 (4.3) により求められるので、この式を使って、式 (5.6) 中の $G_{\max}$ を求めた。

柴田・Soelarne (1975) は、式 (5.6) より簡単な次式を提案している。

$$G/G_{\max} = \frac{1}{1 + 1,000 \cdot (\gamma/p^{0.5})} \quad (5.8)$$

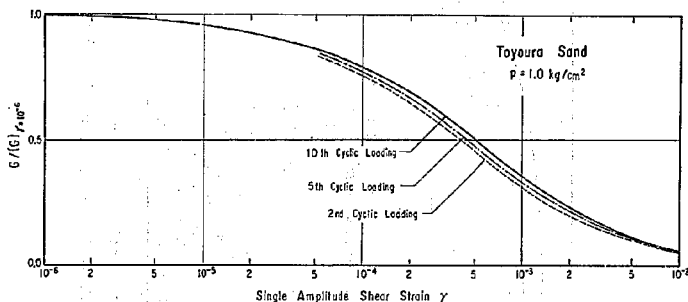


Fig. 5.2 Effects of repeated loading on $G/G_{T=10^{-6}} \sim \gamma$ relationship of Toyoura Sand

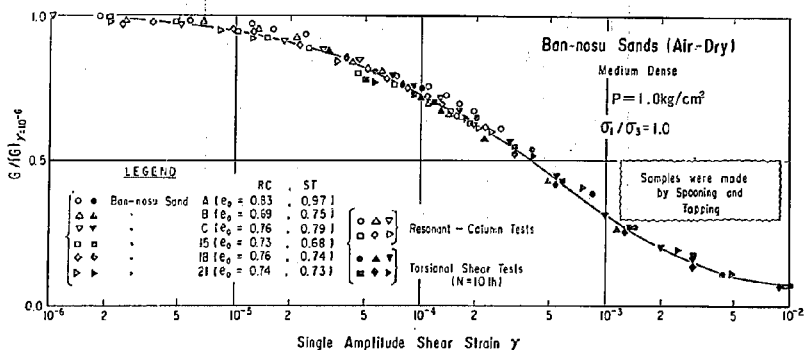
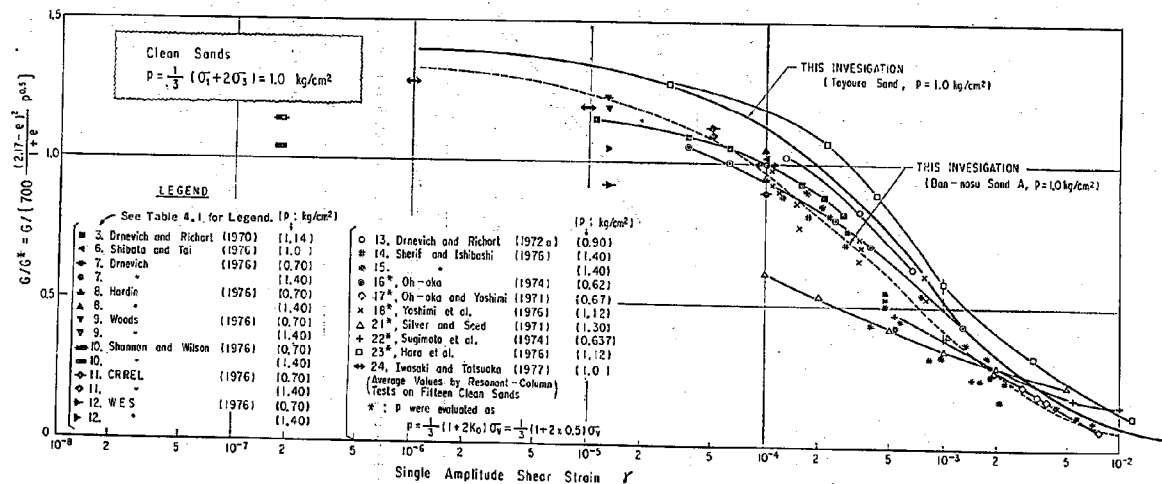
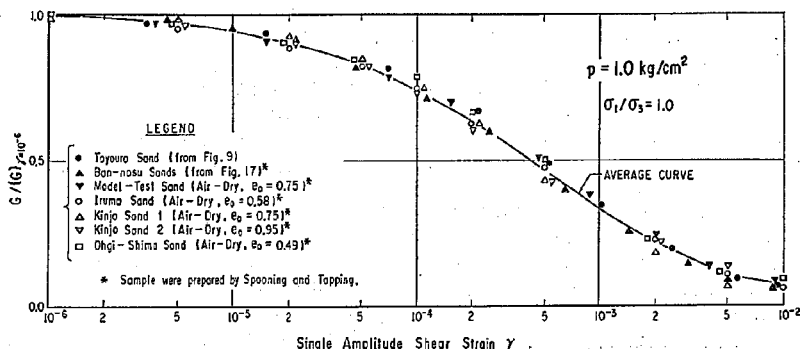
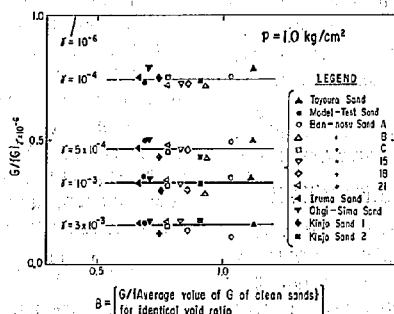


Fig. 5.4 $G/G_{T=10^{-6}}$ versus γ relationship of Ban-nosu Sands

Fig. 5.3 G/G^* versus γ relationship of various Clean Sands


 Fig. 5.5 Average G/G_0 versus γ relationship of sands tested

 Fig. 5.6 G/G_0 versus B relationship of sands tested

さらに, Sherif and Ishibashi (1976) は, 独自に開発した中空供試体を用いるねじりせん断試験機による実験結果を基礎にして次に示す別の実験式を提案している。

$$\left. \begin{aligned} G &= 2.8 \phi \left(\frac{p}{0.070307} \right)^{1.057+0.5} \\ &\quad 40 \cdot (0.205)^{1/2} \quad (\gamma < 3 \times 10^{-4}) \\ G &= 2.8 \phi \left(\frac{p}{0.070307} \right)^{0.53} \\ &\quad (100 \gamma)^{-0.6} \quad (\gamma \geq 3 \times 10^{-4}) \end{aligned} \right\} \dots\dots (5.9)$$

この式における p と γ の単位はそれぞれ kg/cm^2 と rad/rad であり, また用いた記号は, 原論文と別のものを用いていることに注意してほしい。Fig. 5.7 には Fig. 5.5 における平均曲線, Seed and Idriss による平均曲線および式 (5.6), (5.8), (5.9) により表されるせん断変形係数のひずみ依存性を比較したものである。Fig. 5.7 において, $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ に関する G/G_{max} と γ の関係を求めるために, e, ϕ, K_0 の値は標準的な値とし

$e=0.65, \phi=30^\circ, K_0=0.6$ と仮定した。この図から 4 つの曲線における差は柴田・Soelarno による曲線を除けば, 小さいことがわかる。

(3) $m(\gamma) \sim \gamma$ 関係

式 (5.4) を用いて, せん断ひずみ振幅の増加に伴う G の減少を求めるには, べき $m(\gamma)$ が必要となってくる。Fig. 4.8 におけるデータに加えて, 15 種のきれいな砂で得られた $\gamma=10^{-5}, 10^{-4}, 10^{-3}$ における $m(\gamma)$ の値を Fig. 5.8 にプロットしてある。図中の実線は, Fig. 5.8 中の全データの $m(\gamma)$ の平均曲線である。次に Fig. 5.9 には, $m(\gamma) - m(\gamma=10^{-5})$ の値を示してあるが, これは G/G_0 を式 (5.4) で求めるには $m(\gamma) - m(\gamma=10^{-5})$ の値が必要であるからである。この図では Fig. 5.8 における平均曲線から得た平均曲線と, 式 (5.6), (5.8), (5.9) から求めた平均曲線を比較してある。2 つの黒丸は, 共振土質試験により求めたきれいな砂 33 種の $\gamma=10^{-5}, \gamma=10^{-4}$ における $m(\gamma) - m(\gamma=10^{-5})$

の平均値を示している。Fig. 5.9 から、この黒丸とこれらの曲線との差は小さく、また Sherif and Ishibashi による曲線を除けば、曲線間の差は小さいことがわかる。

地震応答解析をある地盤に対して行うにはその地盤の各層に関する $G/(G)_{\tau=10^{-6}}$ (あるいは G/G_{max}) $\sim \gamma$ 関係を求めるため、室内実験を実施する必要がある。しかし一般にこの室内実験を実施することは、手間がかかり困難な場合が多い。実験を実施しない場合には、式 (6.4) および Fig. 5.5 の $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ に対する $G/(G)_{\tau=10^{-6}}$ の平均曲線および Fig. 5.8 の $m(\gamma)$ の平均曲線を利用して、近似的に $G/(G)_{\tau=10^{-6}}$ (あるいは G/G_{max}) $\sim \gamma$ 関係を求めることができる。このことをまとめたのが、Fig. 5.10 である。

6. せん断変形係数に関するまとめ

共振土質試験機と中空ねじり試験機を使用することにより、せん断ひずみ領域 $\gamma=10^{-6} \sim 10^{-2}$ における砂のせん断変形係数が連続して求められることがわかった。また、これら両試験機によって種々の砂について実施した実験結果から、せん断ひずみ振幅の増加に伴う G の減少を表す簡単な関係式 (5.4) が成り立つこと、さらにこの式は Fig. 5.5 と Fig. 5.8 をともに使用すれば近似的に $G/(G)_{\tau=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係を求めることがわかった。

7. 減衰係数に影響を及ぼす諸要因

Hardin and Drnevich (1972 a) は、砂の減衰係数 (Fig. 3.2 の η) に影響をおよぼす主要な要因として、せん断ひずみ振幅 (γ)、平均有効主応力 (p)、間隙比 (e)、および繰返し載荷回数 (N) の4つを挙げている。これら要因のいくつかは、せん断変形係数にも影響をおよぼしている。したがって、減衰係数とせん断変形係数の関係を求めるため、まず減衰係数に影響をおよぼす各

要因について調べる必要がある。ここでは、Table 7.1 に示す各種材料に対する実験によって得られた結果を報告する。

(1) せん断ひずみ振幅

Fig. 7.1, 7.2 は、共振土質試験機と中空ねじり試験機により得られた $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ に関する豊浦砂と番の州砂の減衰係数を示している。白ぬき印は、共振土質試験機により求めた減衰係数で次式で定義される。

$$\eta = \frac{1}{2\pi} d_t \quad (7.1)$$

ここで d_t は、共振状態において強制加振力を停止させた後の自由振動の初めの5サイクルにおける対数減衰率である。式 (7.1) から求められた減衰係数を、定常共振状態でのせん断ひずみ振幅 γ_s に対してプロットしてあるが、このせん断ひずみ振幅は、自由振動と共に減少する。自由振動の開始から3サイクル目のせん断ひずみ振幅は γ_s と η の値より

$$\gamma_s = \exp(-3 \cdot d_t) \cdot \gamma_s = \exp(-6\pi \cdot \eta) \cdot \gamma_s \quad (7.2)$$

で表される。したがって、 η と γ_s がわかれば、 η と γ_s の関係が式 (7.2) より求まる。 γ_s は γ_s より自由振動の最初の5サイクルの平均的なせん断ひずみを表しているものといえる。 η と γ_s の関係を Fig. 7.1 に点線で示す。同じ γ_s と γ_s の値に対する η の値の差はせん断ひずみ振幅が $\gamma < 10^{-4}$ であれば大きくはない。中空ねじり試験で求められる減衰係数は、Fig. 3.2 に示されているように記録された履歴曲線より

$$\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (7.3)$$

として求めた。Fig. 7.1, 7.2 に示す中空ねじり試験により求められた減衰係数は、繰返し回数 $N=10$ における値である。これらの図から減衰係数はせん断ひずみ振幅が増加するにつれ増加すること、Silver and Seed

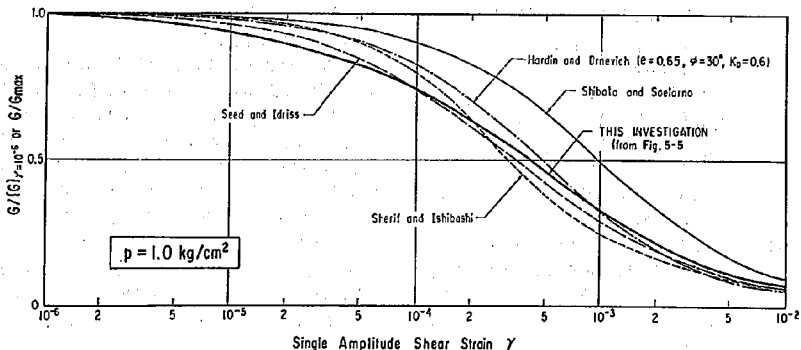


Fig. 5.7 Comparison among $G/(G)_{\tau=10^{-6}} \sim \gamma$ relationships

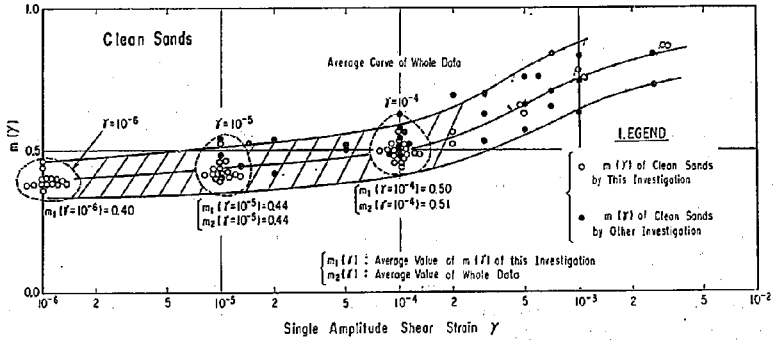


Fig. 5.8 $m(\gamma) \sim \gamma$ relationship

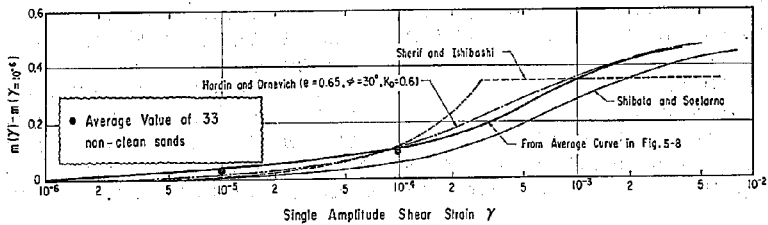


Fig. 5.9 Comparison among $m(\gamma) - m(\gamma=10^{-6}) \sim \gamma$ relationships

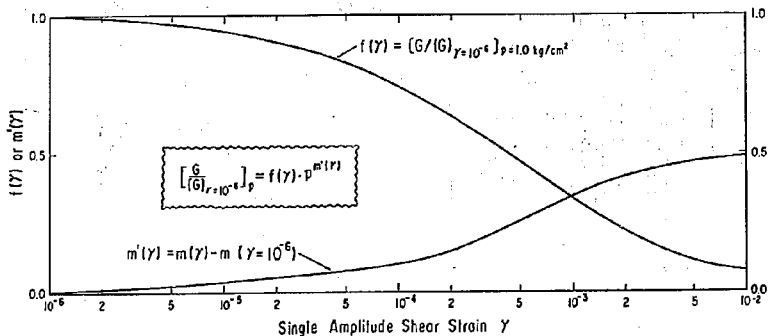


Fig. 5.10 $f(\gamma) = [G/[G]_{\gamma=10^{-6}}]_{\rho=1.0 \text{ kg/cm}^3}$ versus γ and $m'(\gamma) = m(\gamma) - m(\gamma=10^{-6})$ versus γ relationships of sands for design purposes

(1971), Hardin and Drnevich (1972a) らの論文で示されているように、特にせん断ひずみ振幅が $\gamma > 10^{-4}$ の領域で著しくなることがわかる。この傾向については、後に、せん断変形係数がせん断ひずみ振幅の増加につれて減少することに関連して検討することにする。

(2) 間 隙 比

二つの試験から求められた減衰係数は、間隙比によって影響を受けていないということが Fig. 7.1 からわかる。このことをさらに明確に示したのが、Fig. 7.3 である。ここには豊浦砂の $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における減衰係数をプロットしてある。この図において、TS, RS は、それぞれ中空ねじり試験および共振法土質試験により求められたデータであることを表している。この図からも間隙比は、砂の減衰係数にほとんど影響を及ぼさないことがわかる。これは、Silver and Seed (1971) らが単純せん断試験から得た結果と一致している。また、Hardin and Drnevich (1972a) は、間隙比は減衰係数に影響を及ぼすと述べているが、それについての実験結果は示していない。少なくとも、既往の実験データから見る限り、砂の減衰係数に及ぼす間隙比あるいは密度の影響は無視できると言えよう。

(3) 繰返し回数

Fig. 7.1, 7.2 において、同一のせん断ひずみ振幅 $\gamma = 10^{-4}$ であるにもかかわらず、中空ねじり試験と共振法土質試験とで得た減衰係数に多少差があることがわかる。これは以下に述べるように、主に繰返し回数の影響

により生ずるものと考えられる。本研究に使用した共振法土質試験では、あらゆるせん断ひずみ振幅において減衰係数は、数千回の繰返し回数で値である。これに対して、中空ねじり試験では、繰返し回数 $N = 10$ 回におけるものである。減衰係数に及ぼす繰返し回数の影響をみるため、Fig. 7.4 に、中空ねじり試験で求めた豊浦砂の $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における繰返し回数 $N = 2, 5, 10$ 回の減衰係数の平均曲線を示した。これらの曲線は Fig. 7.1 と同様に求めたものである。また、共振法土質試験により求めた減衰係数は γ_s に対するものである。この図から、せん断ひずみ振幅 $\gamma = 10^{-4}$ 付近でも、減衰係数は繰返し回数によって著しい差があることがわかる。10 回以上の繰返し回数が減衰係数に及ぼす影響を調べるため、せん断応力振幅制御により $N = 300$ 回まで繰返しせん断試験を行い、その結果を Fig. 7-4 にプロットした。さらにこれらの結果と他の研究者による結果から、繰返し回数 N 回と $N = 10$ 回における減衰係数の差 $\eta_N - \eta_{10}$ を計算し、Fig. 7.5 にせん断ひずみ振幅の関数としてプロットした。この図に示すデータには大きなバラツキはあるが、共振法土質試験の結果も含めた本研究結果の一般的傾向は、他の結果と一致していることがわかる。それゆえ、中空ねじり試験の繰返し回数 $N = 10$ 回における減衰係数と共振法土質試験による繰返し回数 $N =$ 数千回における減衰係数との同一せん断ひずみ振幅での差は、主に繰返し回数差によるものといえよう。したがって、実際の地震応答解析には、繰返し回数 $N = 10$

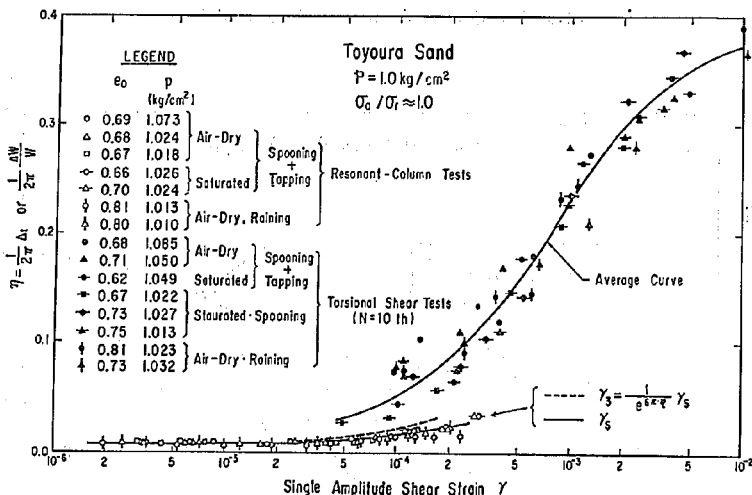


Fig. 7.1 η versus γ relationship for $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ of Toyoura Sand

Table 7.1 Test materials and test programs

Material	G_s	D_{10} (mm)	D_{40} (mm)	U_c	e_{max}	e_{min}	F.C. ^{*)} (%)	Air-Dry of Saturated	Sample**)	Density	Confining Pressures p (kg/cm ²)
Toyoura Sand	2.64	0.12	1.162	1.46	0.96	0.64	0.1	A-D	RN	Loose	1.0
								S	SP	Med-Loose	1.0
								A-D, S	SP+TP	Dense, Med-Dense	0.25, 0.5, 1.0, 2.0
Model-Test Sand***)	2.88	0.31	0.48	1.52	0.93	0.66	0.5	Air-Dry	Spooning and Tapping	Dense or Medium- Dense	1.0
Ban-nosu Sand A	2.67	0.168	0.26	1.70	1.17	0.82	1.1				
" B	2.66	0.31	0.92	3.35	1.01	0.68	0.5				
" C	2.68	0.15	0.34	2.73	1.03	0.69	5.9				
" 15	2.67	0.24	0.88	4.58	0.91	0.69	0.26				
" 18	2.67	0.31	0.99	1.20	0.94	0.68	0.5				
" 21	0.67	0.25	0.72	3.60	0.92	0.67	0.8				
Iruma Sand	2.75	0.28	0.50	1.98	0.84	0.57	0.6				1.2, 2.0
Ohgi-Shima Sand	2.69	0.20	0.37	2.25	0.72	0.49	0.36				
Kinjo Sand 1	2.66	0.16	0.42	2.88	1.11	0.71	3.0				1.0
Kinjo Sand 2	2.67	0.09	0.32	3.89	1.42	0.92	8.8				
Montorey No. 0 Sand	2.65	0.32	0.44	1.38	0.85	0.56	0.0				

*) F.C. ; Content of Fine Soils less than 0.074 mm.

**) SP ; Spooning Method, SP+TP ; Spooning and Tapping Method, RN ; Raining Method

***) After oven-dried several times.

回程度の減衰係数が用いられていることが多いことから、本研究では、主に中空ねじり試験で求めた減衰係数を解析することにする。

[4] 拘束圧

種々の拘束圧に関して、共振法土質試験および中空ねじり試験により求められた減衰係数を Fig. 7.6 に示す。この図からわかるように、減衰係数は、Silver and Seed (1971), Hardin and Drnevich (1972a) らによりすでに確かめられているように、拘束圧の増加に伴い、減少している。豊浦砂の減衰係数が、拘束圧の変化に対してどのように変化するかを定量的に表すために、減衰係数と拘束圧を両対数図上にプロットすると、Fig. 7.7 (共振法), Fig. 7.8 (中空ねじり) となる。これらの図より、共振法土質試験と中空ねじり試験により求められる減衰係数は、両対数図上で拘束圧とはほぼ線型関係にあることがわかる。このことより、豊浦砂の減衰係数は拘束圧 $p = 0.25 \sim 2.0$ kg/cm² の領域において次式で表される。

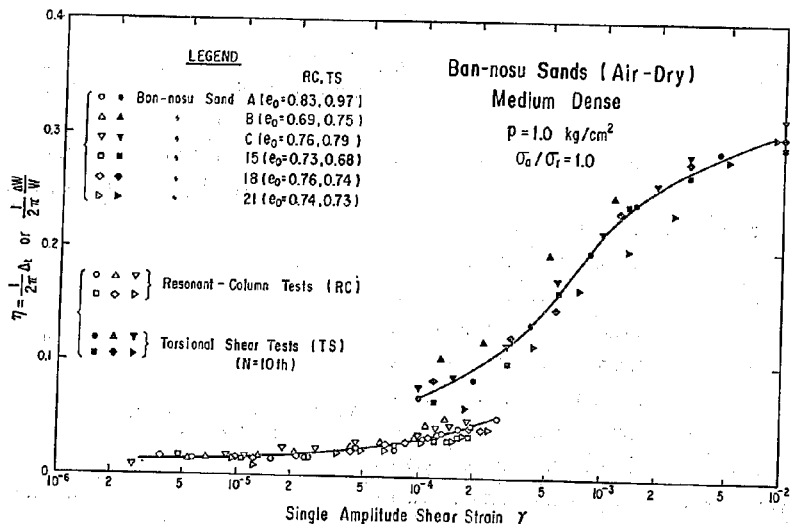
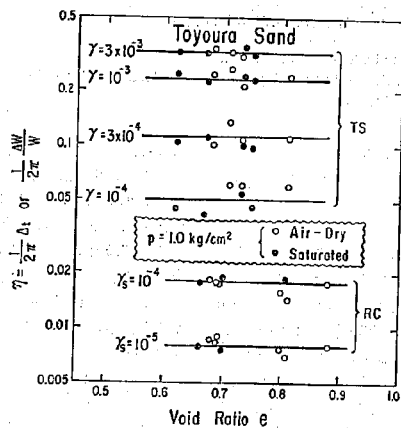
$$\eta = \eta_0(\gamma) (p/p_0)^{n(\gamma)} \quad (7.4)$$

ここで $\eta_0(\gamma)$ は、 $p = p_0$ における減衰係数でせん断ひずみ振幅 γ の関数であり、 p_0 は $p = 0.25 \sim 2.0$ kg/cm² に

おけるある拘束圧である。そして $n(\gamma)$ は、負の値であるせん断ひずみ振幅 γ の関数で、拘束圧 p のべきである。Fig. 7.7, 7.8 から求めた $n(\gamma)$ の値を他の研究者が求めたものとともに Fig. 7.9 に示す。又、Table 7.2 に Fig. 7.9 中のデータの詳細を示す。Hardin (1965) は、共振法土質試験の結果とともに、せん断ひずみ振幅 $\gamma \leq 10^{-4}$ および拘束圧 $p = 0.24 \sim 1.63$ kg/cm² におけるきれいな乾燥砂の減衰係数に関する次のような実験式を提案している。

$$\eta = \frac{1}{10} \gamma^{0.2} p^{-0.5} \quad (7.5)$$

式 (7.5) において $n(\gamma)$ の値は -0.5 で一定であるから、Fig. 7.9 では直線で表してある。Fig. 7.9 に示してあるデータの数は限られており、またかなりのバラツキがある。 $n(\gamma)$ の値は $\gamma = 10^{-4}$ までのせん断ひずみ振幅の増大とともにやや減少するが、 $\gamma = 10^{-4}$ から 10^{-2} までのせん断ひずみ振幅の増加に対してはかなり増加すると言える。一般に広範囲の拘束圧に対して減衰係数を実験的に求めるのは時間と費用がかかり容易でない。もし、ある拘束圧 p_0 における砂の減衰係数 η_0 の値が求め

Fig. 7.2 η versus γ relationship for $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ of Ban-nosu Sands

Note: TS means torsional shear tests
and RC means resonant-column tests

Fig. 7.3 η versus void ratio relationship for $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ of Toyoura Sand

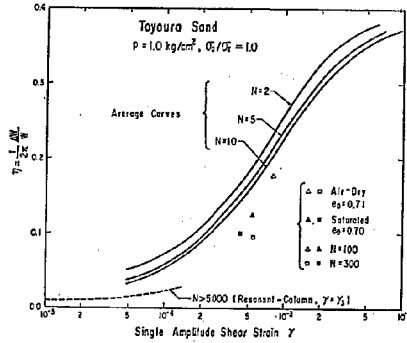


Fig. 7.4 Effects of repeated loading on η versus γ relationship for $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ of Toyoura Sand

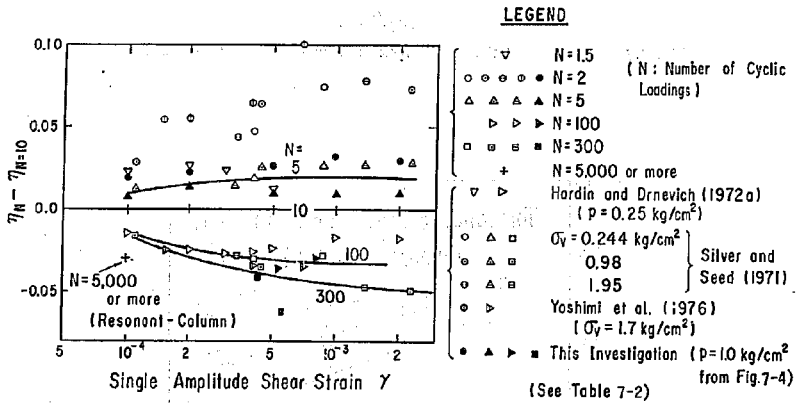


Fig. 7.5 $\eta_N - \eta_{N=10}$ versus γ relationship of several sands

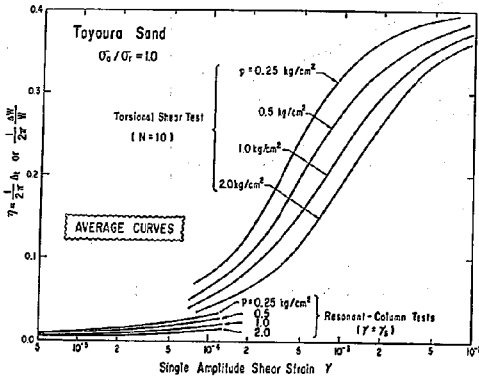
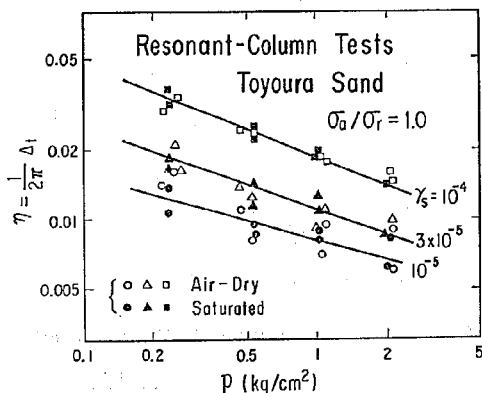
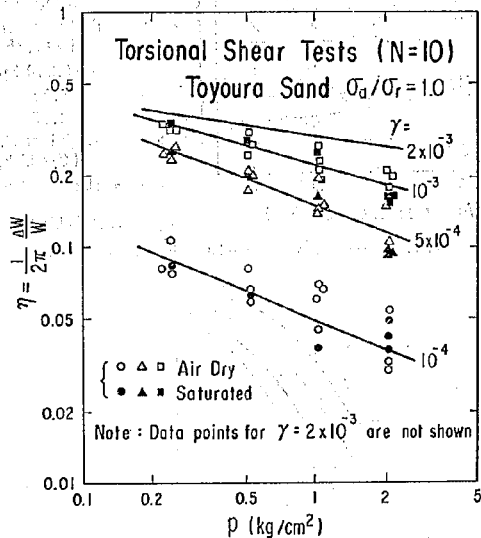


Fig. 7.6 Average curves of η versus γ relationship for several confining pressures of Toyoura Sand

Fig. 7.7 η versus p relationship by resonant-column tests on Toyoura SandFig. 7.8 η versus p relationship by torsional shear tests on Toyoura Sand

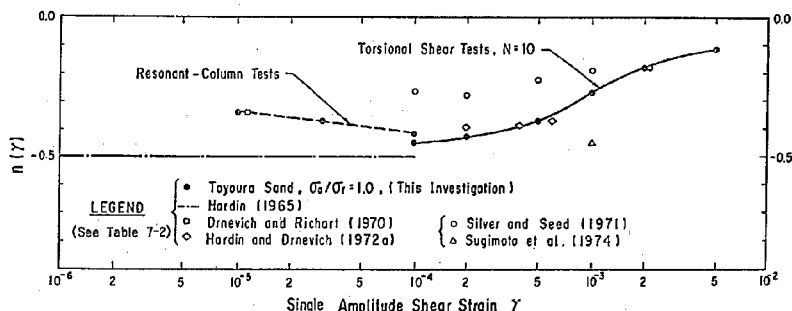

 Fig. 7.9 $n(\gamma)$ versus γ relationships of several sands

Table 7.2. List of other investigations

Symbol in Fig. 7-9	Sand	Device	Sample	N	σ_a/σ_r	σ_c or p (kg/cm ²)	References
—	Clean Dry Sands	Resonant-Column (RC)	Solid Cylinder	—	1.0	$\sigma_r = 0.24 \sim 1.63$	Hardin (1975)
□	Dry Ottawa Sand No. 30-50	RC (Drnevich)	Hollow Cylinder	—	1.0	$p = 0.22 \sim 0.98$	Drnevich and Richart (1970)
◇	Clean Dry Sand	Torsional Shear	"	100th	1.0	$p = 0.248 \sim 0.895$	Hardin and Drnevich (1972, a)
	Dry Toyoura Sand	Ring Torsion	"	—	PS	$\sigma_c = 1.70$	Yoshimi et al. (1976)
○	Dry Silica Sand No. 20	NGI-Simple Shear	Circular	5th	PS	$\sigma_c = 0.24 \sim 1.95$	Silver and Seed (1971)
△	—	Simple Shear	Box	—	PS	$\sigma_c = 0.205 \sim 0.955$	Sugimoto et al. (1974)

 Note: *) N ; Number of Cyclic Loadings (—; unknown)

**) PS; Plane Strain Condition

られていれば、 $p = 0.25 \sim 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲にある他の拘束圧における近似的な減衰係数は、 η_0 の値と、Fig. 7.9 に示されている $n(\gamma)$ の値を用いて、式(7.5)から計算することができる。

[5] 砂の種類

Fig. 7.1, 7.2 からわかるように豊浦砂の減衰係数は、普通の砂の減衰係数よりもやや大きいようである。大きなひずみ領域において特にそうである。豊浦砂や Monterey No. 0 砂のようなきれいな砂の減衰係数は、本研究で実験を実施した他の砂の減衰係数よりもやや大きい。これらの2種類のきれいな砂以外の砂についての減衰係数の間での値の差は小さい。このことについては、後に詳述する。

[6] 供試体作製法

本研究において、豊浦砂の供試体は、2種の方法により作製した。Fig. 7.1 からわかるように、採用した供

試体作製法は、供振法土質試験と中空ねじり試験により求めた減衰係数には、ほとんど影響を及ぼしていない。しかし、本研究に採用した供試体作製法の数は限られており、他の供試体作製法についても調べる必要がある。このことについても後述する。

8. せん変形係数と減衰係数の関係

Lazan (1968) は、弾塑性材料の減衰係数の変化は、その材料のせん断変形係数の変化に関係があることを理論的に導いている。Lazan と同様な方法を用いて Hardin and Drnevich (1972b) も、土の減衰係数とせん断変形係数の関係につき簡潔でかつ有用な関係を提案している。その理論の概要を Fig. 8.1 に示す。これは次の2つの仮定を基礎にしている。

(i) Fig. 8.1 において、面積 $dabc$ と1サイクル当たりに単位体積が消費した減衰エネルギーを表す面積

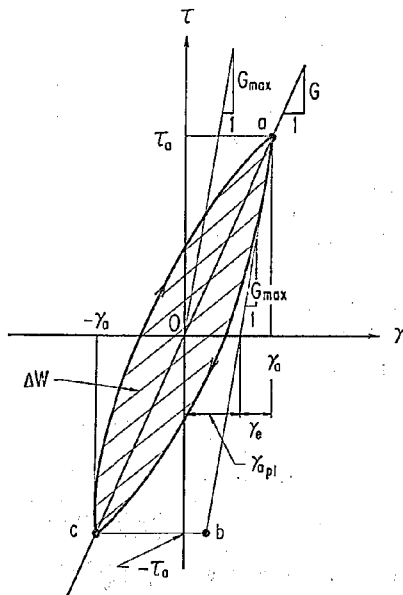


FIG. 8.1 Stress-strain hysteresis loop for reversed loading

ΔW との比はせん断変形係数の値に関係なく一定であること。

(ii) 減衰係数は、せん断変形係数が 0 のとき最大値となること。

仮定 (i) と Fig. 8.1 の記号を使って、次式が導かれる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta W &= 2K_1 \Delta abc = 2K_1 (2\gamma_{ep} \tau_0) \\ &= 4K_1 (\gamma_a - \gamma_e) \tau_0 \\ &= 4K_1 \left(\frac{1}{G} - \frac{1}{G_{max}} \right) \tau_0^2 \end{aligned} \right\} \quad (8.1)$$

定義により

$$\eta = \frac{\Delta W}{2\pi W} = \frac{2K_1}{\pi} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad (8.2)$$

ここで K_1 は定数であり、 $W = \tau_0 \gamma_0 = \tau_0^2 / G$ である。

仮定 (ii) により、 η は、 $G=0$ のとき $\eta = \eta_{max}$ となるから、

$$\eta_{max} = \frac{2K_1}{\pi} \quad (8.3)$$

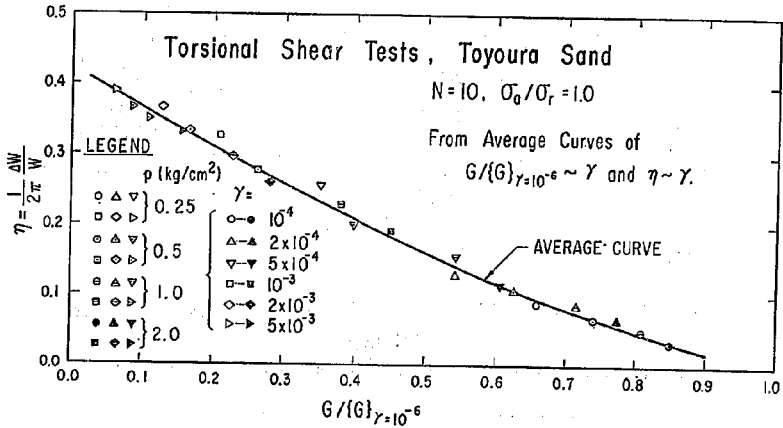
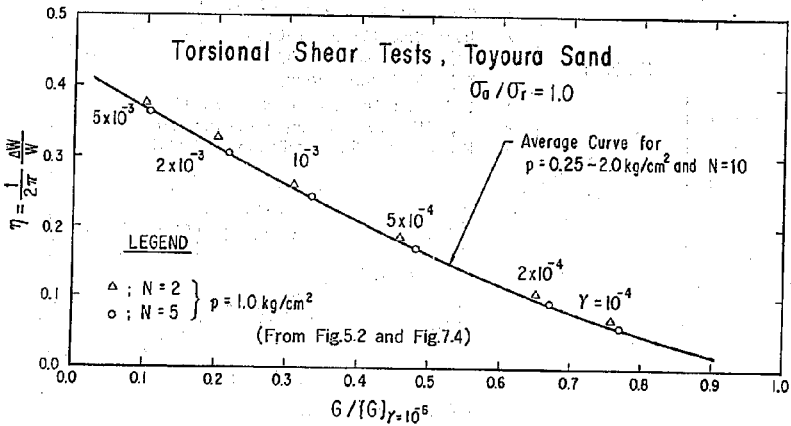
式 (8.2) と式 (8.3) を組み合わせると、

$$\eta = \eta_{max} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad (8.4)$$

この式において、 G_{max} は、弾性せん断ひずみ γ_e のみが生じる時に得られる G の最大値を意味している。こ

の式 (8.4) は、上記の二つの仮定が正しければ、間隙比 (e)、拘束圧 (p)、せん断ひずみ振幅 (γ) にかかわらず成り立つことになる。本研究で実験を実施した砂に関する式 (8.4) の妥当性を調べるため、 η と G/G_{max} (≡ G/G_{max}) の関係を次のように求めた。豊浦砂の $p = 0.25, 0.50, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ に対する G/G_{max} と η の関係の平均線が、すでに Fig. 5.1 に示してある。また、Fig. 7.3 に、豊浦砂の減衰係数は、間隙比により影響を受けないことを示す。Fig. 7.6 に $p = 0.25, 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ に関する η と γ の関係の平均線を示す。これらの G/G_{max} と η と γ の関係の平均曲線から、それぞれの拘束圧に対する $\gamma = 10^{-4}, 2 \times 10^{-4}, 5 \times 10^{-4}, 10^{-3}, 2 \times 10^{-3}, 5 \times 10^{-3}$ における η と G/G_{max} の値を読み取り、プロットしたのが Fig. 8.2 である。この図から、 η と G/G_{max} の間にはほぼ線型関係があること、さらにこの関係が拘束圧 (p) にかかわらず一義的に決定されることがわかる。なお、Fig. 8.2 に示した $\eta \sim G/G_{max}$ の関係は繰返し回数 $N=10$ 回に対するものであり、共振法土質試験で求めた η の値を用いてはいない。 $\eta \sim G/G_{max}$ 関係に繰返し回数 N の影響があるものと予想されるので、この影響を調べるため、 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ における $N=2, 5$ 回に対する η と G/G_{max} の値を、Fig. 7.4 と Fig. 5.2 から読み取り、プロットしたのが Fig. 8.3 である。この図から、 $N=5$ に対するデータは、ほとんど $N=10$ 回に対する平均線上にあるが、 $N=2$ 回に対するものは、そのやや上に位置していることがわかる。したがって、 $N=10$ 回以上の繰返し回数に対する $\eta \sim G/G_{max}$ 関係は $N=10$ 回に対する平均線よりやや下方にあるものと考えられる。また、 $N=2 \sim 10$ 回の範囲では、 $\eta \sim G/G_{max}$ 関係は、繰返し回数により大きな影響を受けないといえる。 $G/G_{max} \sim \eta$ 関係、および $\eta \sim \gamma$ 関係は、間隙比により影響を受けないということを組み合わせると、豊浦砂の $\eta \sim G/G_{max}$ 関係は、間隙比、拘束圧、せん断ひずみ振幅、繰返し回数にかかわらず、ほぼ一義的に決まるものと結論される。このことは、式 (8.4) により表される性質と同じであるが、Fig. 8.2、Fig. 8.3 をよく見ると、 $\eta \sim G/G_{max}$ 関係は式 (8.4) で示される直線というより曲線であると言えよう。Fig. 8.4 と Fig. 8.5 に本研究で求めた豊浦砂以外の砂の $\eta \sim G/G_{max}$ 関係と Hardin and Drnevich (1972b) が求めた $\eta \sim G/G_{max}$ 関係をそれぞれ示す。これらを見ても、 $\eta \sim G/G_{max}$ あるいは $\eta \sim G/G_{max}$ 関係は、直線より曲線で表した方がよいことがわかる。したがって、 $\eta \sim G/G_{max}$ 関係は、式 (8.4) よりさらに一般的な形として、次式で表すことができる。

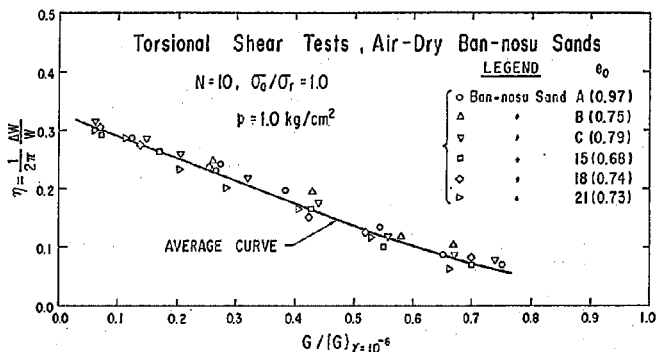
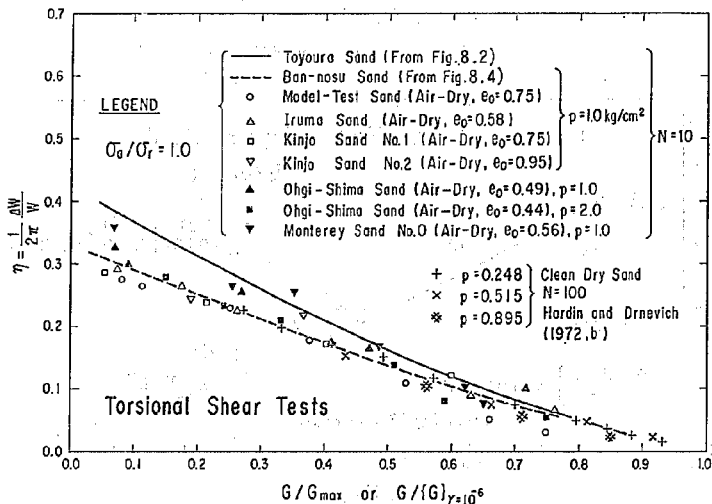
$$\eta = \eta_{max} g(X) \quad (8.5)$$


 Fig. 8.2 η versus $G/[G]_{\gamma=10^{-6}}$ relationship of Toyoura Sand ($N=10$)

 Fig. 8.3 η versus $G/[G]_{\gamma=10^{-6}}$ relationship of Toyoura Sand ($N=2.5$ and 10)

ここで、 $\eta_{\max}$ は、 $G=0$ での減衰係数 η の最大値で砂の種類により変化し、 $X = G/[G]_{\gamma=10^{-6}}$ である。そして $g(X)$ は、 X の関数で、砂の種類にかかわらず一般的に定まるものである。これまでのデータからわかるように $G/[G]_{\gamma=10^{-6}}$ あるいは $G/G_{\max}$ の変化に伴う η の変化は同じ傾向をもっているので、 $\eta/\eta_{\max} \sim G/[G]_{\gamma=10^{-6}}$ あるいは $\eta/\eta_{\max} \sim G/G_{\max}$ 図上に、これらのデータをプロットすればある狭い带状の領域内にすべてはいることが Fig. 8.2, 8.3, 8.5 から容易に推定できる。したがって、砂の種類に関係なく関数 $g(X)$ が決まるものと考えてよ

いことがわかる。また、Fig. 8.2, 8.4, 8.5 から、 $G=0$ のときに得られる $\eta_{\max}$ の値は砂の種類により変化することもある。

さらに、豊浦砂や Monterey Sand No. 0 のようなきれいな砂の $\eta_{\max}$ の値は、粒径 0.074 mm 以下の細粒分をいくらか含んでいる砂の $\eta_{\max}$ よりもやや大きい。本研究で得られた $\eta \sim G/[G]_{\gamma=10^{-6}}$ 関係と、他の研究者により得られたものを比較したものが Fig. 8.6 である。ここでは、豊浦砂に対するその平均線（これは Monterey Sand No. 0 に対しても同じである）とその他の自然砂

Fig. 8.4 η versus G/G_r relationship of Ban-nosu Sands ($p=1.0 \text{ kg/cm}^2$)Fig. 8.5 η versus $G/G_{\max}$ or G/G_r relationship of sands

に対する平均線を示してある。この図には、さらに、他の研究者による次の提案式を図示してある。

(i) Seed and Idriss (1970) が提案した砂の G/G_r と η の関係と、 $\eta \sim \gamma$ 関係から求めた G/G_r と η の関係。

(ii) Hardin and Drnevich (1972b) が提案した次式 (8.7), (8.8) に $N=10$ を代入して $\eta_{\max}$ を求め、式 (8.4) に代入して求めた曲線。

$$\eta_{\max} = \{33 - 1.5(\log_{10} N)\} / 100 \quad (8-7)$$

(きれいな乾燥砂)

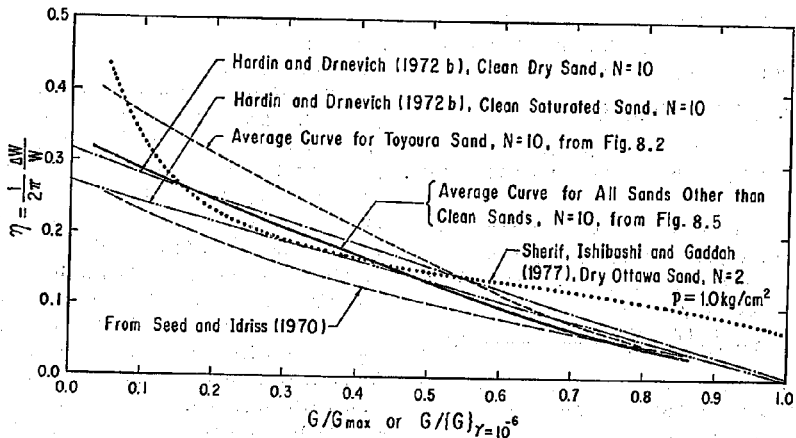
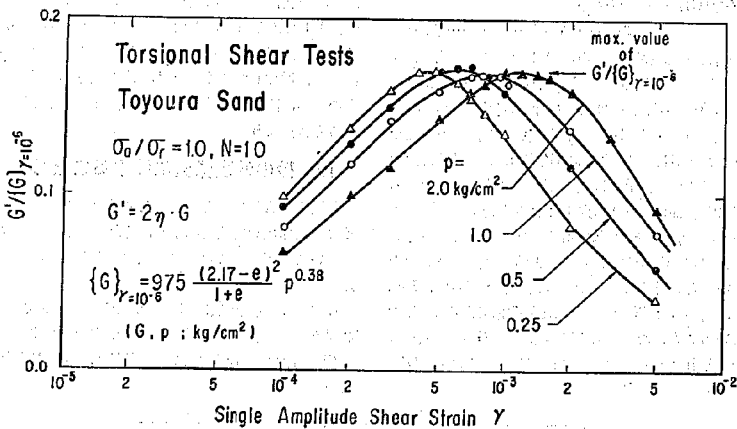
$$\eta_{\max} = \{28 - 1.5(\log_{10} N)\} / 100 \quad (8-8)$$

(きれいな飽和砂)

(iii) Sherif and Ishibashi (1976), Sherif, Ishibashi, and Gaddah (1977) が得た乾燥 Ottawa 砂のせん断変形係数と減衰係数の実験式から求めた曲線でこのうち、せん断変形係数のひずみ依存性に関する実験式は本報の第5節で示してあるが、減衰係数の実験式は次式である。

$$\eta = 33.95(5.86 - p)\gamma^{0.3} \quad (8-9)$$

ここで γ , γ は小数 (%表示ではない), p は kg/cm^2 単


 Fig. 8.6 Comparison among η versus $G/G_{\max}$ or $G/[G]_{\gamma=10^{-6}}$ relationships

 Fig. 9.1 $G'/[G]_{\gamma=10^{-6}}$ versus γ relationship of Toyoura Sand

位である。Fig. 8.6 の点線は $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ に関するもので、せん断変形係数のひずみ依存性式(8.9)から求めたものである。この図において、それぞれ提案されている $\eta \sim G/G_{\max}$ (または $G/[G]_{\gamma=10^{-6}}$) 関係を表す曲線形の間の相違は Sherif, Ishibashi, and Gaddah (1978) のものを除けば、小さいものと言える。また、 $G/G_{\max}$ (または $G/[G]_{\gamma=10^{-6}}$) が 1.0 あるいは 0 のとき特に Sherif, Ishibashi, and Gaddah (1978) の η の値は他のものと著しい差がみられる。この曲線を除いた他の 5 つ

についてみると本研究で得られた豊浦砂の曲線は全体の中で上方の部分に、また Seed and Idriss (1970) の曲線は下方の部分に位置している。さらに、きれいな砂(豊浦砂, Monterey No. 0 砂, Hardin and Drnevich (1972 b) が用いた砂)以外の自然砂の平均曲線(太線)は、Sherif, Ishibashi, and Gaddah (1977) を除いた 5 つの砂の曲線の平均曲線となっていることがわかる。このことから、一般の自然の砂の η の平均的な値を求めるためには、Fig. 8.6 に太い実線で示した自然砂の平

均線を用いてよからう。なお、ここで $G/\{G\}_{\gamma=10^{-3}}$ の値が必要になるが、この値は Fig. 5.10 の曲線を用いて $[G/\{G\}_{\gamma=10^{-3}}]_p = f(\gamma) \cdot p^{m(\gamma)}$ から求めることができる。

9. 豊浦砂の損失係数

砂の非線型的な応力～ひずみ関係は、一般に次式のようになり、等価線型応力～ひずみ関係により表示することができる。

$$\bar{\tau} = \{G + iG'\} \gamma \quad (i = \sqrt{-1}) \quad (9.1)$$

ここで、 $\bar{\tau}$ と $\bar{\gamma}$ はそれぞれ複素せん断応力、複素せん断ひずみ、 G と G' はせん断変形係数、損失係数である。減衰係数 η は G 、 G' と次のような関係がある。

$$\eta = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} = \frac{G'}{2G} \quad (9.2)$$

G' は動的载荷 1 サイクル当りに消費されるエネルギーに関係しており、次のように表される。

$$G' = \frac{1}{\pi \gamma^2} \Delta W \quad (9.3)$$

G' の性質を調べるために式 (8.5) と式 (9.2) から、

$$\begin{aligned} G'/\{G\}_{\gamma=10^{-3}} &= 2G\eta/\{G\}_{\gamma=10^{-3}} \\ &= 2\eta_{\max} \cdot g(X) \cdot X \quad (9.4) \end{aligned}$$

$G/\{G\}_{\gamma=10^{-3}}$ の測定値は Fig. 9.1 に示したが、これより、せん断ひずみ振幅 $\gamma = 10^{-4}$ から 10^{-2} へ増加するに伴い、 $G'/\{G\}_{\gamma=10^{-3}}$ は初めは γ の対数に比例的に増加し、 $\gamma = 5 \times 10^{-4} \sim 10^{-3}$ で最大値を示し、その後減少していることがわかる。さらに $G'/\{G\}_{\gamma=10^{-3}}$ が最大値を示すせん断ひずみ振幅は拘束圧の増加に伴い増加するが、 $G'/\{G\}_{\gamma=10^{-3}}$ の値は拘束圧により影響を受けないことがわかる。 $\eta_{\max}$ と $g(X)$ が拘束圧と独立であるとき式 (9.4) から $G'/\{G\}_{\gamma=10^{-3}}$ の最大値は拘束圧の影響を受けないことを導くことができる。したがって、Fig. (9.1) は $\eta_{\max}$ 、 $g(X)$ が拘束圧と無関係であることを示していることになる。せん断変形係数 G と減衰係数 η はそれぞれ $p^{m(\gamma)}$ と $p^{n(\gamma)}$ に比例しているので、 $G' = 2G\eta$ は次のように表される。

$$G' = L(\gamma) p^{m(\gamma)+n(\gamma)} \quad (9.5)$$

ここで、 $L(\gamma)$ は、せん断ひずみ振幅 γ の関数である。さらに式 (9.3)、式 (9.4) から

$$\Delta W = \pi \gamma^2 L(\gamma) p^{m(\gamma)+n(\gamma)} \quad (9.6)$$

実験で求めた豊浦砂に関する式におけるべき $m(\gamma) + n(\gamma)$ を Fig. 9.2 に示したが、せん断ひずみ振幅 γ が 10^{-6} から 10^{-2} に増加するに伴い、 $m(\gamma) + n(\gamma)$ は $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ ではほぼ 0.1 であるが、 $\gamma = 5 \times 10^{-4}$ では約 0.8 に増加しているのがわかる。したがって、 $m(\gamma) + n(\gamma)$ の値はせん断ひずみ振幅 γ が 10^{-2} 以上になれば 1.0 になることが予想される。しかし、 γ が 10^{-4} 以下での、 $m(\gamma) + n(\gamma)$ は非常に小さい。このことは式 (9.6) に示されるように γ のある一定値に対しては、減衰エネルギー ΔW は拘束圧 p に影響を受けないことを意味している。 $m(\gamma) + n(\gamma) = 0$ の状態は Fig. 9.3 に示してあるように、非摩擦性の物質の特質である。一方、 $m(\gamma) + n(\gamma) = 1.0$ は Fig. 9.3 に示すように減衰エネルギー ΔW が拘束圧 p に比例することを意味しており、その時の物質の挙動は剛完全塑性体のものである。すなわち、粒状態は極端に大きなひずみ状態では、剛完全塑性体としてふるまう。したがって $m(\gamma) + n(\gamma)$ が、せん断ひずみ振幅の増加に伴いほとんど 0 に近い値から 1.0 に徐々に増加してゆくことは、砂の挙動は非摩擦材料のものから、剛完全塑性体のものに変わることを意味していると言える。

10. 砂の減衰係数に関するまとめ

共振法土質試験機と中空ねじり試験機を用いて、擾乱砂の減衰係数を実験的に求め、それに影響を及ぼす要因について調べた。この結果、次のことが明らかとなった。

- (i) 砂の減衰係数に影響を及ぼす要因として、せん断ひずみ振幅、拘束圧、繰返し回数が支配的である。
- (ii) 砂の種類の違いによる影響は、さほど大きくはない。

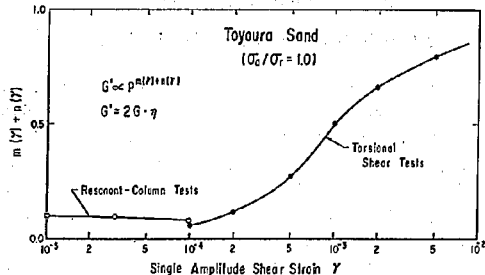
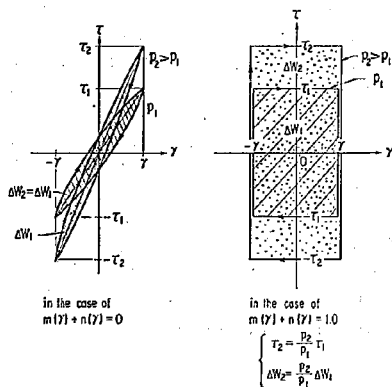


Fig. 9.2 $m(\gamma) + n(\gamma)$ versus γ relationship of Toyoura Sand


 Fig. 9.3 Meanings of $m(\gamma)+n(\gamma)$

(iii) 間隙比，湿润状態，供試体作製法の影響は非常に小さい。

(iv) これらの実験結果をもとに，減衰係数 η と， $G/(G)_{\tau=10^{-4}}$ (あるいは G/G_{max}) との間の関係が得られた。この関係は，間隙比，拘束圧，せん断ひずみ振幅により影響を受けないが，繰返し載荷回数と砂の種類により，若干影響を受けることがわかった。 $G/(G)_{\tau=10^{-4}}$ の値が求まっていれば，普通の自然砂の近似的な η の値は本研究で実験を実施したきれいな砂の $\eta \sim G/(G)_{\tau=10^{-4}}$ 関係の平均線を示している Fig. 8.6 の実験を用いて推定することができる。

11. 供試体作製法およびきれいな砂のせん断変形係数と減衰係数

(1) 研究の背景

最近の研究によって，砂の力学的性質は砂の密度あるいは間隙比のみでは表しえず，砂の内部構造，ひずみ履歴，応力履歴などにも影響されることが指摘されている。Oda (1972a) は，種々の方法で作製したきれいな砂の供試体を用いて一連の静的三軸圧縮試験を実施し，砂の応力-ひずみ特性および破壊時の内部摩擦角は，供試体作製法により顕著な影響を受けること，さらに粒子を水中に堆積させて作製した供試体は，水平方向の圧縮に対するより鉛直方向の圧縮に対する強度が大きくなることを確かめている。さらに Oda (1972b) は，これらの供試体作製法の違いによる砂の力学的性質の変化は砂の内部構造の違いに基づいていることを示している。このことは，Arthur and Menzies (1972) によっても確かめられている。かかる砂の性質は固有の異方性 (inherent anisotropy) と呼ばれている。

土質動力学の研究分野では Ladd (1974) は振動三軸試験を行い，供試体作製法の相違により擾乱砂の繰返し非排水強度は大きく変化することが確かめられている。Mulilis, Chan, and Seed (1975), Silver, et al. (1976), Silver and Park (1976) さらに Ladd (1976) もこの結果を再確認している。これらの研究によって，中位の密詰め砂の供試体において，湿润砂から作製した供試体の方が，乾燥状態で作製した供試体より，かなり大きな繰返し非排水せん断抵抗を示し，その違いは最大で 110% にも達することが明らかにされた。これらの試験に用いた砂は，きれいな砂，74 μ 以下の細粒分を含んでいる砂，粒度分布のよい砂などである。

他方，Ishihara, Tatsuoka, and Yasuda (1975) は，砂質土の繰返し荷重に対する液状化特性は砂のダイラタンシー特性と密接な関係があることを示している。すなわち，静的せん断を受けたとき，排水状態で体積が大きく減少し，非排水状態で間隙水圧が大きく上昇するような性質の砂は，繰返し非排水せん断に対して小さい抵抗しかもたない。龍岡・吉原 (1973) は，静的荷重において，体積減少の傾向をもつ砂でも過圧密状態ではその傾向は著しく減少することを示し，石原・袖川 (1973)，石原・岡田 (1978) もきれいな砂およびシルト質砂の供試体は，過圧密状態で同じ密度の正規圧密状態にある供試体よりも繰返し非排水せん断に対してより強い抵抗を示すことを確かめている。長期圧密の影響については，Mulilis, Mori, Seed, and Chan (1977) による研究があり，長期圧密によってシルト質砂，きれいな砂ともに繰返し非排水せん断抵抗は大きくなることがわかっている。Finn, Bransby, and Pickering (1970) は，大きなせん断ひずみ履歴を受けるときれいな砂の繰返し非排水せん断強度は，かなり減少することを確かめている。これは供試体の異方性の発達によるものといえる。これに対して龍岡 (1968) は，小さなせん断ひずみ履歴は，砂の繰返し非排水せん断強度を増加させることを示している。

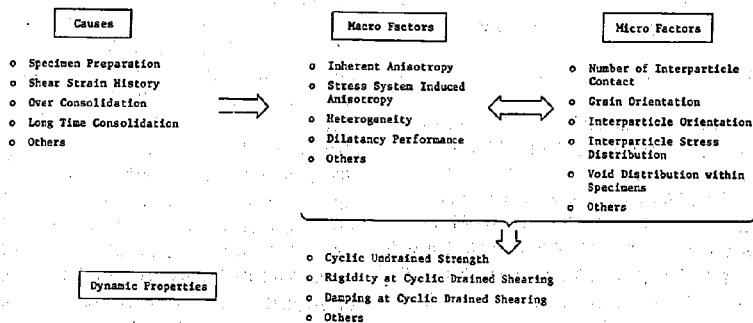
上述した研究によって，砂質土の液状化の可能性やダイラタンシー特性は砂の内部構造および応力並びにひずみ履歴に対して敏感であることが明らかにされたわけである。他方，Afifi and Richart (1973) は，共振法土質試験機によって， $D_{50} > 0.04$ mm の粒径をもつ均等な乾燥砂のせん断変形係数は過圧密に影響されないが，細粒土では，過圧密により砂のせん断変形係数の増加がみられること，さらにこの増加は間隙比の減少に基づくものではなく，過圧密履歴そのものに基づくものであることを示している。同時に， $D_{50} > 0.04$ mm の粒径をもつ均等な乾燥砂のせん断定数は，長期圧密によっても影響されないことを明らかにしている。他方， $D_{50} > 0.04$ mm

の粒徑をもつ細粒土ではせん断変形係数の時間依存性(増加)があり、これを評価しなければならないことを示している。Anderson and Woods (1977) は、シルト質粘土および粘土の $\gamma < 10^{-6}$ におけるせん断変形係数に及ぼす供試体の締め固め方法の影響を調べており、低応力領域でのこの影響がより顕著である-とを結論づけている。

上述した研究結果を Table 11.1 にまとめる。この表から、砂の繰返し非排水強度は、微小ひずみ領域におけるせん断変形係数よりも、いろいろな要因に影響されやすいことを示している。また排水状態で繰返しせん断を受けた場合のきれいな砂や、シルト質砂のせん断変形係

数、および減衰係数に影響を及ぼすと考えられる未知の要因がまだ存在していることがわかる。したがって、種々の供試体作製法が、広範囲なひずみ領域におたるせん断変形係数と減衰係数に及ぼす影響を明らかにする必要がある。この供試体作製法の影響を明らかにしておけば、攪乱砂の実験データを利用する場合に役に立ち、また別個の実験から得られた結果を比較する場合にも有用となる。以下に示す実験結果は、共振法土質試験機と中空ねじり試験機を用いて、きれいな砂について実施したものである。それぞれの実験で使用した供試体は、別個の方法で作製したものである。今回の実験結果によって排水状態の繰返し荷荷の下でのきれいな砂のせん断変形

Table 11.1 Factors relating to structures of sands which can affect dynamic properties of sands



Researches Relating to Above Factors

Ladd (1974) Mullis et al (1975) Silver and Park (1975) Silver et al (1976) Ladd (1976)	Clean Sands Silty Sands	Different specimen preparations can vary cyclic undrained strength.
Ishihara et al (1973) Ishihara (1978)	Clean Sands Silty Sands	Overconsolidation histories increase cyclic undrained strength.
Finn, Bransby and Pickering (1970)	Clean Sand	Large shear strain histories decrease cyclic undrained strength.
Tatsuoka and Yoshizawa (1973) Afifi and Richart (1973)	Clean Sand Clean Sands Silty Sands	Small shear strain histories can increase cyclic undrained strength. Overconsolidation histories and long time consolidation do not increase significantly shear modulus at shear strain level of 10^{-4} or less.
Anderson and Woods (1977)	a silty clay and a fat clay	The compaction method influences the shear modulus at $\gamma < 10^{-6}$ noticeably, and the effects seem to be more significant at lower pressure level.

係数と減衰係数は、本実験で採用した作製法については、広範囲なひずみ領域にわたり相対的に供試体作製法の影響は強く受けないことが分った。

[2] 実験方法

以下に示す供試体作製法の影響に関する実験では豊浦砂を用いた。その物理特性は、 $G_s=2.64$, $D_{10}=0.12$ mm, $D_{30}=0.162$ mm, $U_c=1.46$, 74 μ 以下の細粒含有率は 0%, 吉見, 陶野法 (吉見・陶野 (1972)) による e_{max} , e_{min} は、それぞれ 0.96, 0.64 で、粒子形状は角張っている。ここで使用した共振法土質試験機 (土木研究所 2 号機) は、前章までに示したデータを得るのに用いた試験機 (土木研究所 1 号機) とは別のものであるが、その原理は同一である。Photo 11-1 は、この 2 号試験機の全体を示してある。なお、この共振法土質試験機に使用した供試体は、高さ 10 cm, 径 7 cm の中実供試体である。トップマスの全回転慣性力は 0.019 kg-cm-sec², ばね定数は、回転角 3×10^3 radian において 95 kg-cm-sec² であるが回転角の大きさと共にばね定数は少し変化するものである (付録 A, B 参照)。共振法土質試験機では、種々の方法で作製した供試体を、まず等方的に 0.2 kg/cm² の拘束圧で拘束し、せん断ひずみ振幅 $\gamma=10^{-6} \sim 10^{-4}$ において、いくつかのせん断ひずみ振幅における共振周波数を測定する。空気乾燥砂、湿潤砂、飽和砂の供試体について、すべて排水状態で実験した。拘束圧 0.2 kg/cm² における測定が済んだ後、拘束圧を 0.5 kg/cm² に上げ、上記の測定を繰返す。拘束圧 1.0, 2.0, 4.0 kg/cm² に対しても同様の測定を行い、拘束圧 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 kg/cm² に対するせん断変形係数とせん断ひずみ振幅 γ の関係から、せん断

ひずみ振幅 $\gamma=10^{-6}$, 10^{-5} , 10^{-4} におけるせん断変形係数を読み取り以後の解析に用いた。

せん断ひずみ振幅 $\gamma > 10^{-4}$ に対するせん断変形係数と履歴減衰係数は、中空ねじり試験機により求めた。供試体寸法は高さ 10 cm, 外径 10 cm, 内径 6 cm で、すべての供試体は拘束圧 $p=1.0$ kg/cm² で等方圧密し、初期せん断応力は加えなかった。載荷の第 1 段階として、せん断ひずみ振幅が $\gamma=5 \times 10^{-5}$ 程度のところから、繰返しせん断応力を排水状態で 10 回載荷する。第 2 段階では、第 1 段階で生じたせん断ひずみ振幅の倍程度のせん断ひずみが生じるような繰返しせん断応力を加え、これを供試体が破壊するまで繰返す。第 2 段階以上における第 1 回目の繰返し載荷における応力-ひずみ履歴曲線は各段階の間のひずみ振幅の差が十分に大きければそれ以前に受けた繰返し載荷の影響を受けないことがわかっていて、したがって、それぞれの荷重段階における第 2 回目と第 10 回目の応力-ひずみ履歴曲線からせん断変形係数と減衰比を求めた。共振法および中空ねじり両試験ともにそれぞれの実験に際しては新鮮な砂を用いた。

[3] 供試体作製法

Mullis, et al (1975) および Ladd (1976) は、砂の繰返し非排水強度に対して供試体作製時の含水比と供試体作製法が影響を及ぼし得ることを指摘している。したがって、本研究ではそれぞれの供試体作成法に関して、供試体作製時に種々含水比を変え、合計 21 種の作製法を採用した (Fig. 11.1 および Table 11.2, 11.3 参照)。砂をモールド内に注ぐ時の湿潤状態として空気乾燥、湿潤、飽和の 3 種を採用した。空気乾燥の供試体場合には、空気乾燥砂を次の 2 つの方法でモールド内に注いだ。1 つはホース法 (pluviation method) であり、流出する砂の量が 50 g/min であるような小さい流出口をもつホースを用いて乾燥砂をモールド内に注ぐものである。流出口の位置はモールド内の砂面より高さ 10 cm とし、別個に突き固め等は行ないものとした。もう一つは、乾燥砂をスプーンでモールド内に注ぎ、その後種々の方法で締め固める方法である。飽和砂の場合には、まず、脱気水で満たしたモールド内にスプーンで飽和砂を注ぎ込み、種々の方法で締め固めることとした。湿潤砂の場合には、引き抜き種々の方法で突き固めた。締め固める場合には、次の 5 種類のもののいずれかで締め固めた。

(i) 木槌法 (tapping method)

空気乾燥及び飽和状態の供試体について用いた。砂をスプーンで 5 層に分けて注ぎ、各層につき、木槌で 20 回叩いて締め固める。

(ii) タンパー法 (tamping method)

空気乾燥、湿潤、飽和状態の供試体についてこの方法

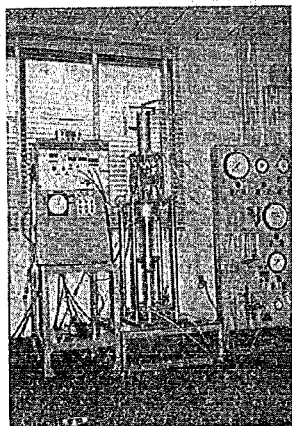
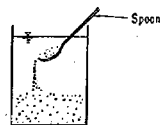
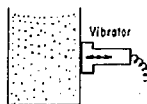


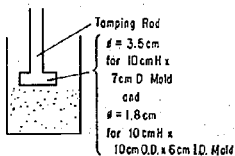
photo 11.1 New Resonant-Column Apparatus



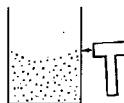
Spooning Method
on Saturated Samples



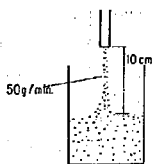
Vibration Method
on Air-Dry Samples
and Saturated Samples
(Frequency of Vibration
is around 120 Hz)



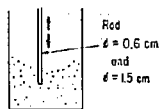
Tamping Method
on Air-Dry Samples,
Moist Samples and
Saturated Samples



Tapping Method
on Air-Dry Samples
and Saturated Samples



Pluviation Method
on Air-Dry Samples



Rodding Method
on Air-Dry Samples,
Moist Samples and
Saturated Samples

Fig. 11.11. Sample preparation methods adopted in this investigation

を締め固め方法として採用した。砂をスプーンで5層に分けて注ぎ、各層につき、タンパーで、乾燥砂の場合20回、湿潤及び飽和砂の場合10、20、40回で締め固める。種々の含水比に対する豊浦砂の締め固め特性を Fig. 11.2 示す。Table 11.2, 11.3 に示したように、湿潤砂の供試体作製には数種の含水比を採用した。タンパーの接地板の直径は、共振法土質試験（供試体高さ 10 cm、直径 7 cm）では 3.5 cm、中空ねじり試験（供試体高さ 10 cm、外径 10 cm、内径 6 cm）では 1.8 cm である。タンパーの全重量は 1.8 kg、重錘の重量は 0.7 kg、重錘の落下高さは 10 cm である。

(iii) 箸突き法 (rodding method (I))

乾燥砂、湿潤砂、飽和砂に対して、採用し、スプーンで砂を5層に分けて入れ、各層につき直径 0.6 cm の箸により 100 回均等に突く。

(iv) 串突き法 (rodding method (II))

乾燥砂、湿潤砂、飽和砂に対して採用し、スプーンで

砂を5層に分けて入れ、各層につき、直径 0.15 cm の竹串により、200 回均等に突く。

(v) 振動法 (vibration method)

乾燥砂、飽和砂に対して採用し、スプーンで砂を5層に分けて入れ、各層につき、周波数約 120 Hz の小型振動器を1分間モールドに押しあてることにより締め固める。いくつかの供試体は、含水比をせん断試験前に変化させて試験を行った。共振法土質試験ではいくつかの乾燥砂の供試体の底部から供試体中に水を入れ湿潤させた。また、いくつかの飽和供試体を次の2つの方法で不飽和にした。その一つは、不飽和法 (I) unsaturation method (I) で、供試体の底部から、空気を供試体中に入れて不飽和とするものである。もう一つは、不飽和法 (II) (unsaturation method (II)) で、供試体の上部から真空で吸引して不飽和とするものである。また、湿潤状態でタンパー法により作製した供試体のいくつかは冷凍庫に数週間入れ凍結させた。この後三軸室にセットして

Table 11.2 Sample preparation methods adopted for resonant-column tests

Test No.	Method of Sample Preparation	Water Containing Condition at Compaction	Water Containing Condition at Shearing	Void Ratio at Shearing e	Water Content at Shearing w (%)	Degree of Saturation at Shearing S_r (%)	Symbols in Figs.	Notes
R1	Dry-Tamping	Air-Dry	Air-Dry	0.67	0.13	0.5	○	Twenty Tappings for Each of Five Layers
R2	Dry-Tapping			0.62			△	
R3				0.70			□	
R4	Dry-Pluviation			0.72			◇	
R5	Dry-Rodding I			0.68			◇	φ0.6cm Rod
R6	Dry-Rodding I			0.67			▽	φ0.15cm Rod
R7	Saturated-Tamping	Saturated	Saturated	0.63	24.7	100.0	●	Twenty Tappings for Each of Five Layers
R8	Saturated-Tapping			0.68	25.8		▲	
R9				0.68	25.8		◆	
R10	Saturated-RoddingI			0.61	23.1		◆	φ0.6cm Rod
R11	Saturated-RoddingI			0.61	23.1		▽	φ0.15cm Rod
R12	Saturated-Vibration			0.60	23.1		■	
R13	Moist-Tamping	Moist	Moist	0.74	5.1	18.2	◎ 20	Twenty Tappings for Each of Five Layers
R14				0.72	10.3	37.8		
R15				0.74	18.3	65.3		
R16				0.70	13.1	49.4		
R17				0.71	13.6	35.9		
R18				0.74	11.6	41.4		
R19				0.74	15.6	55.7		
R20				0.75	22.1	77.8		
R21	Moist-RoddingI	Air-Dry	Moist	0.79	9.4	31.4	◎ 10	Ten Tappings for Each of Five Layers
R22				0.76	6.1	21.2		
R23	Moist-RoddingI	Air-Dry	Moist	0.81	13.9	45.3	◇	φ0.6cm Rod
R24	Moist-RoddingI			0.91	6.6	19.2	▽	φ0.15cm Rod
R25	Dry-Tamping and Moistening			0.66	21.4	85.8	○	Moistened by Flowing Water into Sample
R26	Dry-Tapping and Moistening			0.69	22.3	85.4	△	
R27	Dry-Pluviation and Moistening			0.72	11.8	43.3	□	
R28	Dry-Pluviation and Moistening			0.83	25.6	78.6	◇	
R29	Saturated-Tamping and UnsaturationI	Saturated	Moist	0.64	9.8	40.4	◇	Unsaturation by Flowing Air into Sample
R30				0.72	13.6	49.9		
R31	Saturated-Tapping and Unsaturation I			0.66	12.8	51.2	▲	Unsaturation by Sucking Water from Sample
R32				0.64	13.3	54.9		
R33	Saturated-Tamping and Unsaturation I			0.66	22.5	90.0	◇	Unsaturation by Sucking Water from Sample
R34				0.62	22.8	97.0		
R35	Saturated-Tapping and UnsaturationI			0.65	20.7	84.1	◇	Unsaturation by Sucking Water from Sample
R36				0.66	24.7	99.0		
R37	Moist-Tamping, Freezing and Saturation	Moist ($w=15.02$)	Saturated	0.72	27.3	100.0	□	Saturated by Flowing Water into Sample

Table 11.3 Sample preparation methods for torsional shear tests

Test No.	Method of Sample Preparation	Moist Condition at Compaction	Moist Condition at Shearing	Void Ratio at Start of Shearing, e	Water Content at Shearing, w (%)	Degree of Saturation at Shearing, $S_r(\%)$	Symbols in Figs.	Note
-	Dry-Tapping	Air-Dry	Air-Dry	0.68, 0.71	0.13	0.5	—	Iwasaki, Tatsuzaka and Takagi (1978)
-	Dry-Pluviating			0.73, 0.81			—	
-	Saturated-Spooning	Saturated	Saturated	0.67, 0.73, 0.75	25.4, 27.7, 28.4	100.0	—	
-	Saturated-Tapping			0.62			—	
T-1	Dry-Tamping	Air-Dry	Air-Dry	0.71	0.13	0.5	○	Number of Tamping for Each of Five Layers, $N_t=40$
T-2				0.68			△	
T-3				0.67			□	
T-4				0.67			▽	
T-5	Dry-Rodding I			0.69			—○	Rod; 0.6cmφ
T-6	Dry-Rodding II			0.68			—○	Rod; 0.15cmφ
T-7	Dry-Vibration			0.66			○	
T-8	Saturated-Tamping			0.62	23.5	100.0	○	$N_t = 10$
T-9				0.59	22.3		△	
T-10				0.65	24.8		■	$N_t = 40$
T-11				0.59	22.3		—○	Rod; 0.6cmφ
T-12	Saturated-Rodding I			0.71	26.9		—○	Rod; 0.15cmφ
T-13	Saturated-Rodding II			0.60	22.9		○	
T-14	Saturated-Vibration			0.64	12.5		○	$N_t = 40$
T-15	Moist-Tamping	Moist	Moist	0.82	12.5	40.2	○	$N_t = 10$
T-16				0.76	5.0	17.3	△	$N_t = 40$
T-17				0.81	10.0	32.5	■	
T-18				0.73	15.0	54.0	△	
T-19				0.74	20.0	71.7	▽	
T-20	Moist-Tamping, Freezing and Saturating	Moist ($w=15\%$)	Saturated	0.75	28.5	100.0	+	Saturated by $N_t=20$, Flowing Water into Sample
T-21				0.74	28.2		×	

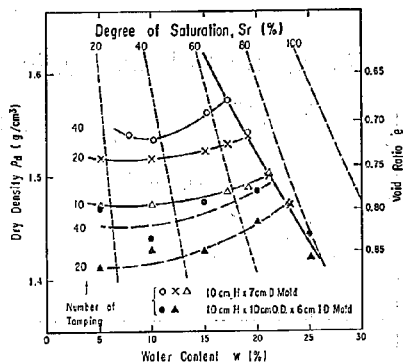


Fig. 11.2 Compaction property of Toyoura Sand

-0.2 kg/cm^2 の負圧をかけて融解させた後、共振法土質試験では 0.2 kg/cm^2 の拘束圧、中空ねじり試験では 1 kg/cm^2 の拘束圧で拘束させた後、供試体底部から供試体中に水を入れ飽和させた。これらの供試体の実験条件は、Table 11.2, 11.3 にまとめている。

[4] 共振法土質試験によるせん断変形係数

Fig. 11.3 は、共振法土質試験機により求めた豊浦砂のせん断変形係数で、せん断ひずみ振幅 $\gamma = 10^{-4}$ 、 10^{-3} 、 10^{-2} のおのに対して拘束圧を $p = 0.2 \sim 4.0 \text{ kg/cm}^2$ で変化させたものである。この図からここで実験を行った p と γ の範囲における乾燥豊浦砂のせん断変形係数は、ここで採用した供試体作製法によってはほとんど影響を受けないことがわかる。しかし、湿潤および飽和豊浦砂のせん断変形係数は、乾燥砂のせん断変形係数よりやや小さいことが Fig. 11.4 からわかる。この図は拘束圧 $p = 0.5, 1.0, 2.0 \text{ kg/cm}^2$ に対するものであり、実験中の間隙比の変動の影響を取り除くため測定したせん断変形係数を $(2.17-e)^2/(1+e)$ で除した $G/(2.17-e)^2/(1+e)$ を縦軸にとってある。図中の実線と破線は、それぞれ、乾燥砂のせん断変形係数の平均 G_D を $(2.17-e)^2/(1+e)$ で除した値をあらわした線及び $0.8 G_D/(2.17-e)^2/(1+e)$ の線を表している。これらより豊浦砂のせん断変形係数は飽和度 S_r が増加するとやや減少するが、砂の注入法、締め固め方、湿潤、不飽和、飽和、凍結及び融解等のいろいろな手順を含む供試体作製法によりほとんど影響を受けないことがわかる。なお、ここで、以上のせん断変形係数は、排水（あるいは排気）条件下におけるものであることに注意されたい。

[5] 中空ねじり試験によるせん断変形係数

種々の作製法による供試体の中空ねじり試験機により求めた $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ に対するせん断変形係数 G の値について、繰返し回数 $N = 2$ 回におけるものを Fig. 11.5, $N = 10$ 回におけるものを Fig. 11.6 に示す。両図において、実測せん断変形係数 G を

$$G^* = 700 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p \quad (11.1)$$

で除した G/G^* を縦軸にとってある。

式 (11.1) は、もともと Hardin and Richart (1963) が丸い粒子からなる Ottawa 砂を用いて、 $\gamma \leq 10^{-4}$ に対して得た実験式である。 G^* で実測 G を割るのは、実験中の間隙比 e 、平均主応力 p の変動の影響を除去するためである。また両図中の実線および斜線部分は Table 11.3 における最初の 4 段に示してある方法により作製した供試体のせん断変形係数の平均曲線と、そのデータのバラツキ範囲を表している (Fig. 4-3 参照)。

この両図からバラツキはあるものの、中空ねじり試験により得られるせん断変形係数は、せん断ひずみ振幅 $\gamma = 5 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$ の範囲において、ここで採用した供試体作製法の影響はほとんど受けないことがわかる。次に、せん断変形係数に及ぼす飽和度 S_r の影響を調べるため $N = 10$ 回において測定したせん断変形係数 G を $(2.17-e)^2/(1+e)$ で除した $G/(2.17-e)^2/(1+e)$ と S_r の関係を Fig. 11.7 にプロットした。この図から、豊浦砂のせん断変形係数は、飽和度 S_r の増加によりやや減少するものの、 S_r による大きな影響はないことがわかる。以上のことから共振法土質試験と中空ねじり試験結果から、せん断ひずみ領域 $\gamma = 10^{-3} \sim 10^{-2}$ において、豊浦砂のせん断変形係数はこの研究において採用した作製法によりほとんど影響を受けないものといえる。さらに、豊浦砂

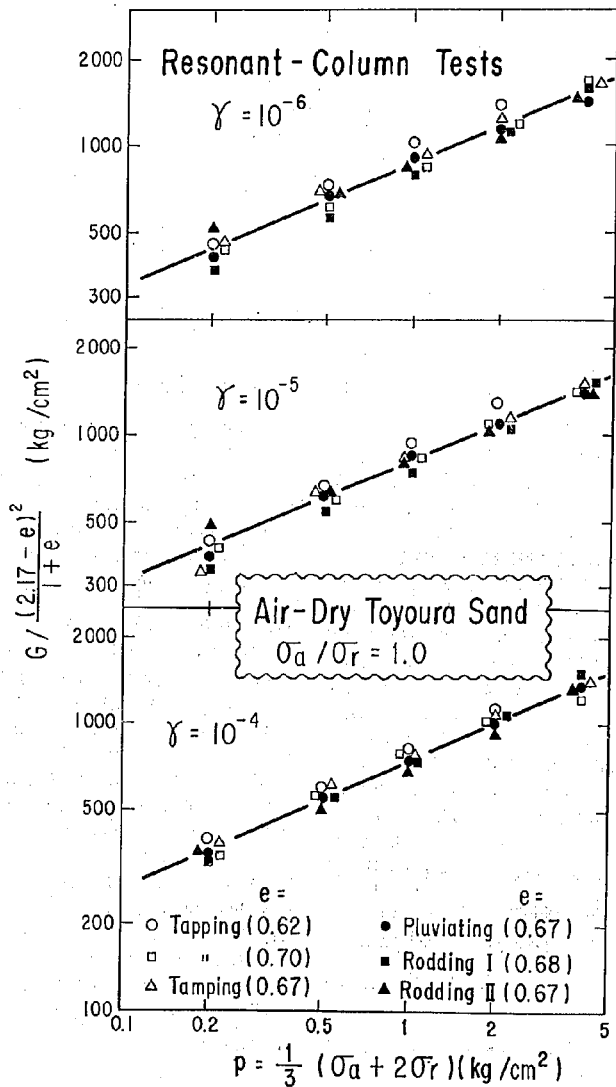
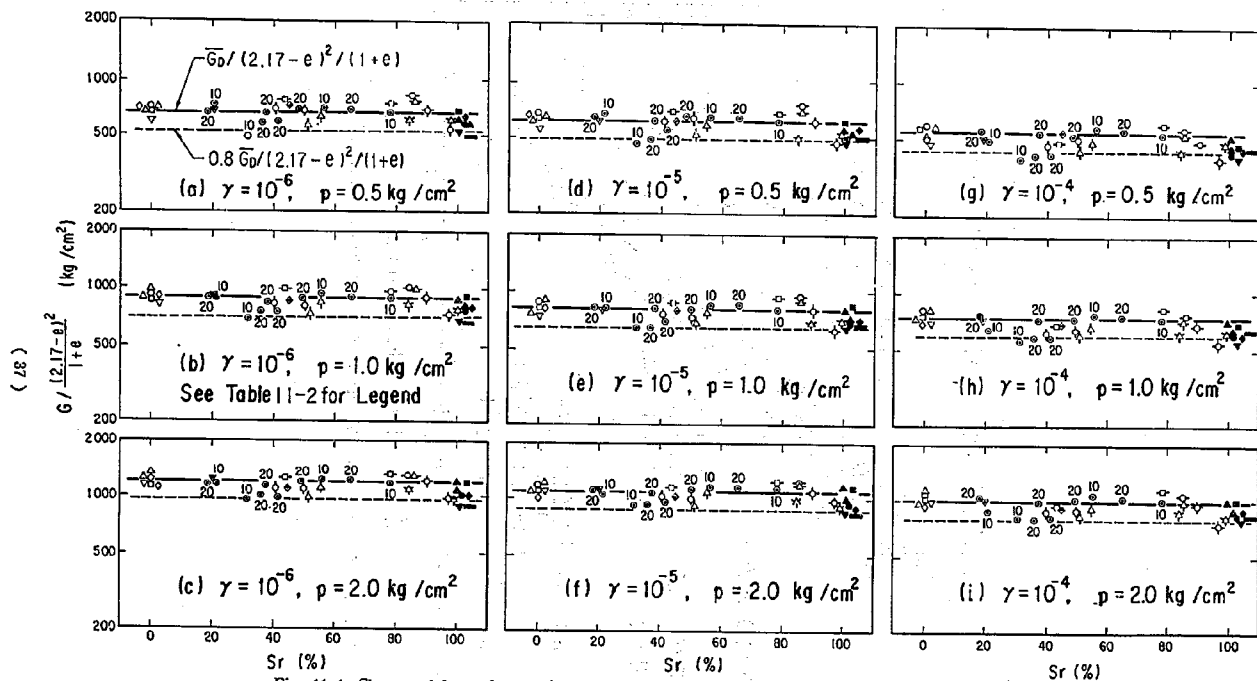


Fig. 11.3 Shear modulus of air-dry Toyoura Sand by resonant-column tests



Sr (%)

Sr (%)

Sr (%)

Fig. 11.4 Shear modulus and saturation degree relationship of Toyoura Sand by resonant-column test

地盤の動的変形性に関する実験的研究 (Ⅱ)

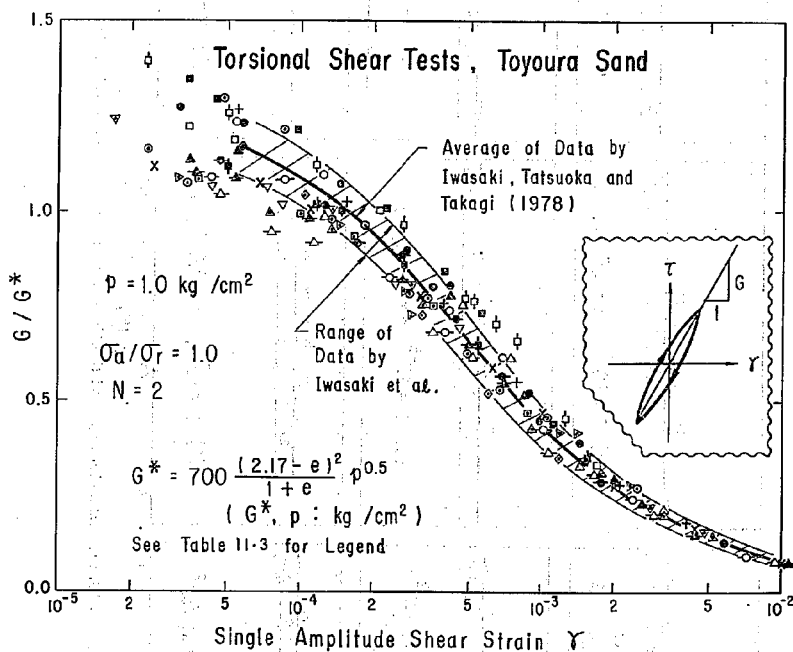


Fig. 11.5 Shear modulus of Toyoura Sand at $N=2$ by torsional shear tests

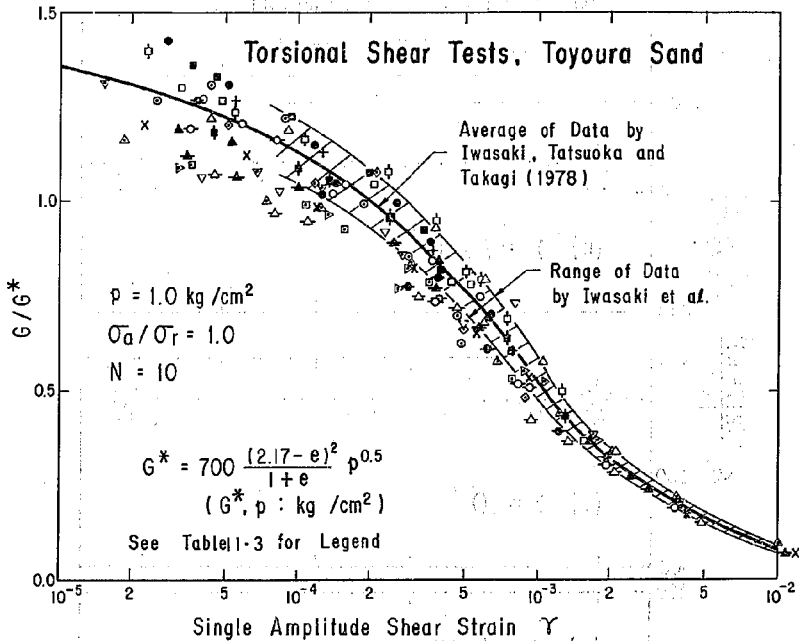


Fig. 11.6 Shear modulus of Toyoura Sand at $N=10$ by torsional shear test

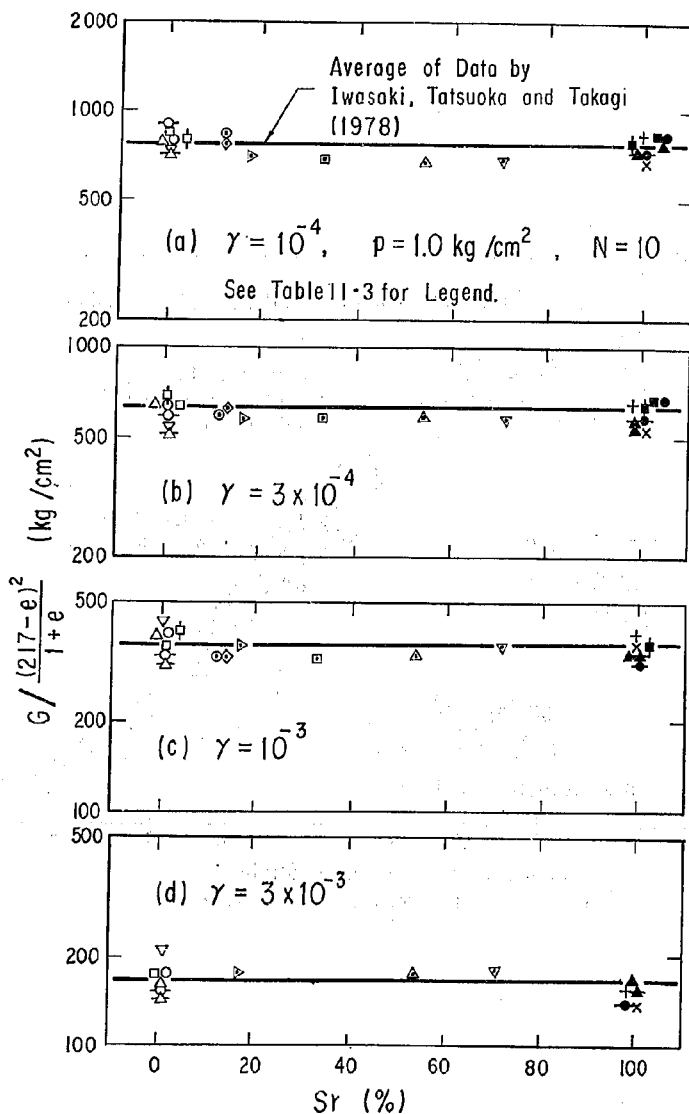


Fig. 11.7 Shear modulus and saturation degree relationship of Toyoura Sand by torsional shear test

のせん断変形係数は、飽和度の増加とともにやや減少する傾向にあるが、その程度は無視できるものといえる。

[6] 中空ねじり試験による履歴減衰係数

中空ねじり試験機を用いて種々の方法で作製した豊浦砂のくりかえし回数 $N=2$ 回に対する履歴減衰係数 η を Fig. 11.8 に、 $N=10$ 回に対する η を Fig. 11.9 に示す。図中の実線および斜線部分は Table 11.3 において最初の 4 段に示す方法により作製した供試体の η の平均値とそのデータのバラツキ範囲を表している (Fig. 7.1 参照)。これらの図から、せん断変形係数の場合よりもバラツキは大きい、履歴減衰比 η も供試体作製法の影響を受けないこと、また、湿潤状態の変化の影響も受けないことがわかる。

次に、Fig. 11.10, 11.11 は、中空ねじり試験により求めた η と $G/\{G\}_{\gamma=10^{-5}}$ の $N=2$ 回及び $N=10$ 回に対する関係をそれぞれ示している。それぞれの供試体の $G/\{G\}_{\gamma=10^{-5}}$ の値は、実測 C/G^* を豊浦砂の $\gamma=10^{-5}$ における G/G^* の平均値である 1.4 で除して求めたものである。この両図において、実線は、Table 11.3 の上 4 段

の作成法による結果の平均曲線である (Fig. 8.2 参照)。これらの図は $G/\{G\}_{\gamma=10^{-5}}$ の値から η を計算する時に利用できる。以上の事から $\eta \sim G/\{G\}_{\gamma=10^{-5}}$ 関係も本研究で採用した供試体作製法によっては影響を受けないものといえる。

12. 供試体作製法に関する検討

以上、豊浦砂のせん断変形係数と履歴減衰係数は、排水条件の下で広範囲なひずみ領域において、ここで採用した供試体作製法の影響をほとんど受けないことを示した。ここで採用した作製法の種類は、他研究で得られたデータとを比較するのに十分な数であるといえよう。すなわち、ここで得た以上の結果は、明らかに、砂の繰返し非排水せん断強度が供試体作製法により影響を受けるということに対して対照的な結果である。この理由としては次のようなことが考えられる。その一つは Ladd (1974) その他によって報告されている、砂の繰返し非排水せん断強度が供試体作製法に影響をうけるという結果は、振動三軸試験により得られたものである。他方、

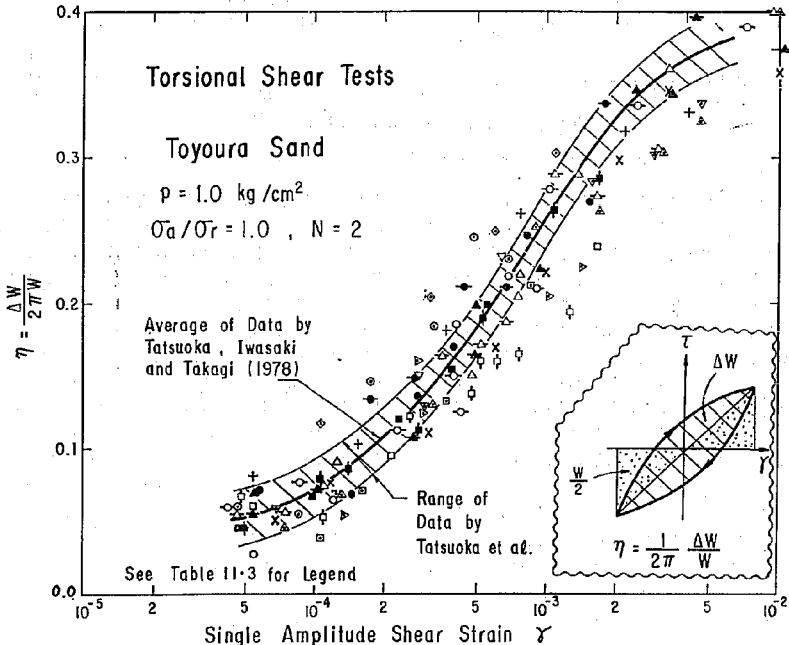


Fig. 11.8 Damping ratio of Toyoura Sand at $N=2$ by torsional shear tests

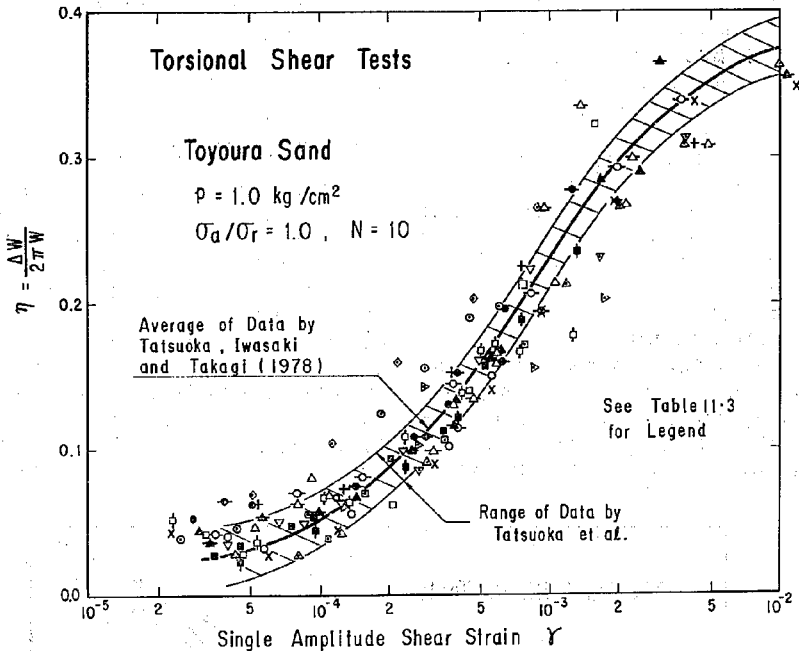


Fig. 11.9 Damping ratio of Toyoura Sand at $N=10$ by torsional shear tests

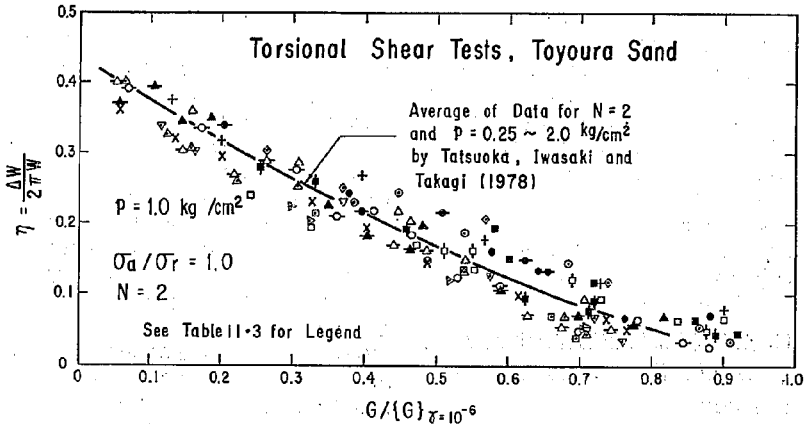
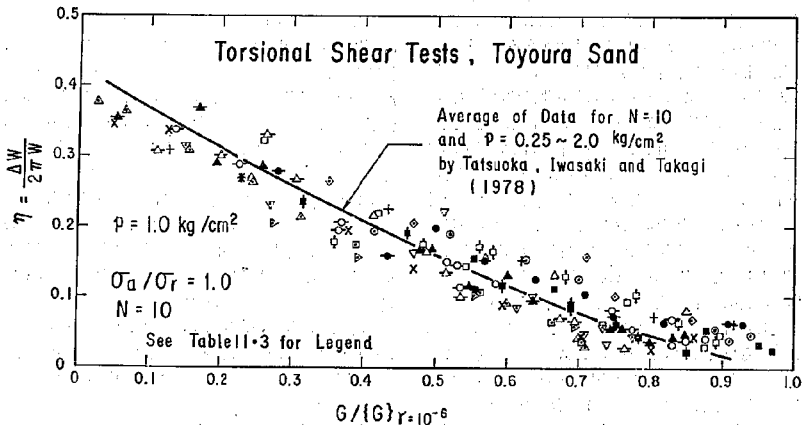
本研究でのせん断変形係数と減衰係数はねじりせん断試験機により得られたものである。今のところ、ねじりせん断による中空供試体の繰返し非排水せん断強度が、振動三軸試験による中実供試体の場合よりも供試体作製法の影響が少ないかどうかは明らかでない。したがって、この点についての研究がさらに必要である。しかし、供試体の形状やせん断形式の相違で繰返し載荷に対して著しく異なった応答を示すことはないと予想される。砂の排水条件の下での繰返し応力-ひずみ特性へ及ぼす供試体作製法の影響は小さいか、あるいは無視でき、繰返し非排水強度に対しては無視できないという応答の違いは次のように説明できよう。

非排水繰返し三軸試験における過剰間隙水圧の上昇は、繰返し載荷により砂が体積変化を起こそうとすることに原因があり、1回1回での上昇量が累積してゆき、やがてこれが、破壊や大きな変形を生じさせる。この繰返し載荷時における過剰間隙水圧の増加量は、処女供試体の単調載荷せん断試験におけるダイラタンシー特性と関係しているものと考えられる。このダイラタンシー特

性は、三軸圧縮試験、三軸伸張試験の両者でも異なるし、試料の作製方法によって著しく影響を受けるであろう。したがって、供試体作製法は容易に繰返し非排水強度に影響を及ぼすものと考えられる。他方、排水条件の下で求めるせん断変形係数と減衰係数は、前に受けた繰返し載荷の履歴に対してではなく、現在の供試体の状態に依存している。最初の単調載荷せん断試験での砂の応力-ひずみ関係は、主に供試体作製法あるいは応力-ひずみ履歴により影響を受ける。しかし、排水条件の下で繰返し回数2回あるいはそれ以上の応力-ひずみ関係は供試体作製法によりほとんど影響を受けない。以上のことから砂の繰返しダイラタンシー特性は排水条件下での砂の剛性あるいは減衰性よりも砂の内部構造に対してより敏感であるものと推定される。

以上述べた相違については、まだはっきりした結論は出ていないので、さらに研究が必要である。

最後に、Drnevich and Richart (1970) は、拘束圧一定のきれいな乾燥砂に関する共振土質試験を実施し、 $\gamma=10^{-4} \sim 6 \times 10^{-4}$ のひずみでの何千回もの繰返しせん断


 Fig. 11.10 μ and $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ relationship at $N=2$ of Toyoura Sand by torsional shear tests

 Fig. 11.11 μ and $G/\{G\}_{\gamma=10^{-6}}$ relationship at $N=10$ of Toyoura Sand by torsional tests

により、 $\gamma < 10^{-4}$ のせん断変形係数と減衰係数の両方が間隙比の変化がないにもかかわらず、かなり増加することを報告している。これは単にひずみ硬化による構造の変化のためではないものと思われる。ひずみ硬化によつては、一般に、せん断変形係数が増加すれば、減衰係数は減少するからである。彼らによればこれは何千回も繰返しせん断の履歴の影響により、粒子間接点が摩耗したためであるとしている。

本研究では、供試体作製時の拘束圧は全くないか、あるいは無視できる程度で、上述のように、供試体作製時の粒子間接点の摩耗はここではないものと考えられる。

13. 試供体作製法に関するまとめ

排水状態におけるせん断変形係数と減衰係数に及ぼす供試体作製法の影響を調べるため、共振法土質試験と中空ねじり試験を実施した。ここで採用した供試体作製法は21種類であり、実験結果から次の結論が得られた。

- (i) 共振法土質試験によるせん断ひずみ領域 $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-4}$ における排水状態での豊浦砂のせん断変形係数は飽和度の増加とともにやや減少する。
- (ii) 中空ねじり試験によるせん断ひずみ領域 $\gamma = 5 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$ における繰返し回数 $N=2$ 回またはそれ以上

に対する排水状態で豊浦砂のせん断変形係数、履歴減衰係数に与える飽和度の影響は重要でない。

(iii) 排水状態における繰返し回数 $N=2$ 回かそれ以上の場合は豊浦砂に対するせん断変形係数、履歴減衰係数は、砂のモールドへの注ぎ方、締め固め方、砂が飽和、不飽和、湿潤状態にあるかどうか、砂が凍結と融解を受けているかどうか等の、いろいろのプロセスを組み合わせた種々の供試体作製法によりほとんど影響を受けない。ただし 74μ 以下の細粒分を含む砂のせん断変形係数と履歴減衰係数が、供試体作製法により影響を受けるかどうかについては、必ずしも明らかでなく今後さらに研究が必要である。

14. せん断変形係数減衰係数に及ぼす拘束応力条件および応力履歴の影響

(1) 研究の背景

繰返し載荷時の土のせん断変形係数および減衰係数を求めるために現在使われている室内実験方法は、振動三軸試験機、動的単純せん断試験機、共振法土質試験機、中空ねじり試験機などいろいろなものがある。これらの試験機を用いて実験を実施する場合には、正規圧密状態のせん断応力履歴のないいわゆる処女供試体に、定常規則荷重を繰返し作用させている。しかし、原地盤の土の要素はこれら実験での供試体より複雑な静的、動的応力状態の下におかれている。したがって、一般的な応力条件の下にある原地盤内の土の要素が不規則な地震動を受けたときのせん断変形係数および減衰係数を求める場合には、土のせん断変形係数および減衰係数に影響を及ぼす要因として応力比、初期せん断応力、繰返しせん断応力履歴、過圧密等の影響を考慮する必要がある。

単純せん断試験は、原地盤が水平層である場合の応力条件を最も忠実にシミュレートしているものと考えられている。これは、原地盤の応力比 (K_0 -条件) が単純せん断試験機で自然にシミュレートできるからである。Youd and Graven (1975) は空気乾燥砂の繰返し単純せん断試験における側方応力は、特に大きなせん断振幅において、繰返し載荷回数とともに増加することを見出している。しかし通常の単純せん断試験機の側方応力を測定することは、困難である。他方、中実あるいは中空供試体を用いる共振法土質試験機やねじりせん断試験機では、側方応力は容易にコントロールできその値を正しく知ることができる。これらの理由から砂のせん断変形係数および減衰係数に及ぼす応力比の影響を共振法土質試験とねじりせん断試験により知ることができる。しかし、一般には、 K_0 -条件をシミュレートするのは容易でない。

Hardin and Black (1966) は、きれいな乾燥砂の中実

供試体を用いる共振法土質試験、および静的繰返しねじりせん断試験を実施し、 $\gamma=2.5 \times 10^{-3}$ に相当するせん断変形係数は、平均主応力 $p=1/3 (\sigma_1+2\sigma_2)$ 一定の条件の下で応力比 σ_1/σ_2 (軸応力/側方応力) が 1.0 から 2.0 の間ではその応力比によりほとんど影響を受けないことを示している。このことは、後にいくつかの研究により確かめられている (Kuribayashi, Iwasaki, and Tatsuoka (1973), 柴田・田居 (1976), 柳沢・楊 (1977))。また, Hardin and Drnevich (1972) は、乾燥 Ottawa 砂の中空供試体を用いた静的繰返しねじりせん断変形係数 G 、減衰係数 η に及ぼす初期せん断応力の影響は、平均主応力の影響に比較してあまり重要でないことを示している。

Hardin and Black (1966) と Afifi and Richart (1973) は、 $\gamma \leq 2.5 \times 10^{-3}$ に相当するきれいな砂のせん断変形係数の過圧密履歴による増加は、極めて小さいが、細粒土では、過圧密の影響はかなり大きくなることを確かめている。

G と η に及ぼす初期のせん断応力履歴の影響については、Park and Silver (1975) がきれいな砂の振動三軸試験により調べているが、それによると軸ひずみ振幅 $\gamma_0 > 10^{-4}$ に相当する G , η は G , η の測定時のひずみ振幅以下の初期せん断ひずみをもつ初期応力履歴あるいは初期ひずみ履歴により影響をほとんど受けていないことを確かめている。

上述したように、この分野では、多くの研究がなされているが、せん断変形係数と減衰係数に及ぼす静的応力条件、および応力あるいはひずみ履歴の影響は広範囲なせん断ひずみ領域およびより一般的な応力条件に関しては、まだ明らかにされていない。

本報告は、きれいな砂についてせん断ひずみ領域 $\gamma = 5 \times 10^{-3} \sim 10^{-2}$ において行なった中空ねじり試験結果を示すものであり、次の (i) ~ (v) が G , η に及ぼす影響を調べた。

- (i) 三軸圧縮および三軸伸張応力状態における応力比の影響
- (ii) 初期せん断応力の影響
- (iii) 応力比と初期せん断応力の組合せによる影響
- (iv) 過圧密履歴の影響
- (v) 大きな初期繰返しせん断応力履歴の影響

(2) 実験方法

本研究に使用した装置は、Fig. 14.1 に示すように、供試体寸法が、高さ 10 cm, 内径 6 cm, 外径 10 cm の中空ねじり試験機である。そして試料は十分飽和させた豊浦砂である。それぞれの実験ごとに砂を変え、新鮮なものを用いた。排水状態で、平均主応力 $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ の下で繰返し載荷を行った。供試体は、脱気水を満たし

たモールド内に脱気させた豊浦砂をスプーンで5層に分けて注ぎ込み、各層につきモールドを木槌で20回叩くこと(木槌法)により作製した。

Fig. 14.1 に静的な応力状態および繰返しせん断応力 τ_d の定義を示したが、静的な応力は、軸応力 σ_a 、側方応力 σ_r と初期せん断応力 τ_0 より成っている。

本研究では、側方拘束圧としては、供試体の外圧と内圧とを同じにしたため、静的な円周応力 σ_θ は、側方応力 σ_r と等しくなっている。この意味で初期せん断応力 τ_0 を伴い $\sigma_a \neq \sigma_r \neq \sigma_\theta$ であるより一般的な静的応力条件下での G , η は、この装置では求めることが不可能である。

前述したように、実験は次の5種類で行った。

- (i) 応力比 SR に関するもの
- (ii) 初期せん断応力 τ_0 に関するもの
- (iii) SR と τ_0 の組合せに関するもの
- (iv) 過圧密履歴に関するもの
- (v) 繰返しせん断応力履歴 τ_0 に関するもの

これらの実験の条件については、Table 14.1 にまとめている。

応力比 SR に関する実験は、 G , η に及ぼす応力比の影響を調べるために行ったものである。ここで応力比 SR は、次のように定義した。

$SR = \sigma_1/\sigma_3$ (σ_1 は最大主応力, σ_3 は最小主応力)
 SR は、三軸圧縮応力状態では、 $SR = \sigma_1/\sigma_3 = \sigma_a/\sigma_r = 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0$ とし、三軸伸張応力状態では $SR = \sigma_1/\sigma_3 = \sigma_r/\sigma_a = 2.0, 3.0, 4.0, 5.0$ と変化させた。
 Table 14.1 において、例えば、TC 2 は、 $\sigma_a/\sigma_r = 2.0$ の条件で三軸圧縮応力状態で圧密し、また TE 2 は、 $\sigma_r/\sigma_a = 2.0$ の条件で三軸伸張応力状態で圧密した供試体についての実験であることを意味している。TE 4 を除いて、実験は各応力条件に関して2回実施した。各圧密応力条件は次のように達成した。例えば実験 TC 2 においては、まず、供試体を等方的に $\sigma_a = \sigma_r = 0.75 \text{ kg/cm}^2$ まで圧密し、それから σ_r を一定として、 σ_a を 1.5 kg/cm^2 まで増加させ、この応力条件のまま1時間圧密した後、繰返しねじりせん断試験を開始した。

他方、実験 TE 2 では、まず、供試体を等方的に $\sigma_a = \sigma_r = 0.6 \text{ kg/cm}^2$ で圧密し、 σ_a を一定として、 σ_r のみ 1.2 kg/cm^2 まで増加させ、1時間圧密した後、繰返し試験を開始した。

τ_0 に関する実験は、初期せん断応力 τ_0 を等方圧密状態にある供試体に加えた状態で繰返し試験を行うものである。したがってこの場合の静的応力条件は、 $p = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_a/\sigma_r = 1.0$, $\tau_0 \neq 0.0$ である。 τ_0 の値としては、 $\tau_0 = 0.05, 0.10, 0.20$ の3種類とした。

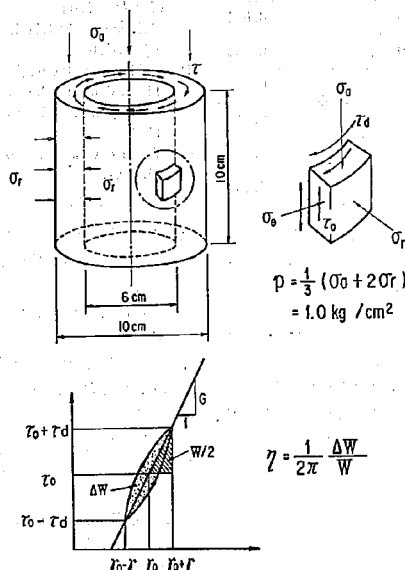


Fig. 14.1 Definitions of stresses, G and η

Table 14.1 List of data

Test No.	T.C. or T.E.	σ_a/σ_r or σ_r/σ_a	τ_0/p	e_0	Test No.	T.C. or T.E.	σ_a/σ_r or σ_r/σ_a	τ_0/p	e_0	
1*	T.C.	1.5	0	0.626	22	T.C.	1.0	0.20	0.615	
2		1.5		0.630	23 ⁺				0.693	
3*		2.0		0.662	24		2.0	0.05	0.627	
4		2.0		0.636	25			0.10	0.635	
5*		3.0		0.594	26			0.20	0.612	
6		3.0		0.614	27			0.05	0.631	
7*		4.0		0.621	28			0.10	0.652	
8		4.0		0.644	29			0.20	0.576	
9*		5.0		0.619	30			2.0	0.05	0.585
10		5.0		0.622	31				0.10	0.640
11*	2.0	0.611	32	0.20	0.573					
12	T.E.	2.0	0	0.602	33	3.0	0.05	0.658		
13*		3.0		0.626	34		0.10	0.605		
14		3.0		0.643	35		0.20	0.618		
15*		4.0		0.656	1) T.C. means the triaxial compression stress condition of $\sigma_a/\sigma_r > 1.0$ and T.E. means the triaxial extension stress condition of $\sigma_r/\sigma_a > 1.0$ 2) Void ratio at the beginning of shearing. * These data are shown in Figs. 14.2(a) and 14.7(a) and represented by the mark + in Figs. 14.3 and 14.4 + These data are represented by solid marks in Fig. 14.2(b).					
16*		5.0		0.644						
17		5.0		0.733						
18		1.0		0.05						0.659
19*	0.618									
20	0.10		0.634							
21*			0.639							

τ_0 とSRの組合せに関する実験は、異方圧密状態 ($\sigma_a/\sigma_r \approx 1.0$) にある供試体に初期せん断応力 τ_0 を加えた後、繰返しせん断応力 σ_d を加えるものである。この場合の静的応力条件は、 $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_0/\sigma_r \approx 1.0$ 、 $\tau_0 \approx 0.0$ である。後に述べるような繰返しせん断応力履歴 τ_d に関する実験を除いて、本研究ではこれまで行ってきたような段階試験を適用している (Park and Silver (1975))。これはまず、供試体にせん断ひずみが $\gamma=5 \times 10^{-5}$ 程度となる τ_d を周波数 $f=0.1 \text{ Hz}$ で $N=10$ 回まで繰返し加え、次の段階は応力振幅 τ_d を上げて $f=0.1 \text{ Hz}$ で再び10回ずつ繰返し加える。このように τ_d を徐々に上げてゆくと、これを供試体が破壊するまで行うものである。

過圧密履歴に関する実験は、まず供試体を $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ 以上の拘束圧で、等方的に12時間圧密した後、拘

束圧を $p=1.0 \text{ kg/cm}^2$ まで低下させ、段階試験を行った。ここで採用した過圧密比 OCR は、2.0, 3.0, 4.0 の3種類とした。

最後に、繰返しせん断応力 τ_d に関する実験は、 τ_d (あるいは γ) の振幅が増加してゆく過程と減少してゆく過程を組み合わせて繰返し載荷試験を行うものである。それぞれの応力振幅 τ_d に関して、繰返し回数は $N=10$ 回である。

この実験は、 G あるいは η の測定時の τ_d より大きな初期繰返しせん断応力 τ_d の影響を調べるために行ったものである。

[3] 静的応力条件の影響

せん断変形係数 G

SR, τ_0 , τ_0+SR のおのおの実験シリーズから得られた繰返し回数 $N=10$ に対するせん断変形係数 G を

(14.1) 式で定義される G^* で除した G/G^* とせん断ひずみ振幅 (γ) の関係を Fig. 14-2 に示してある。

$$G^* = 700 \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} p^{0.5} \dots (14.1)$$

G/G^* として正規化するのは、実験中の $e \cdot p$ の変動の影響を除去するためである。図中の実線と斜線部分は、それぞれ、 $SR = \sigma_a/\sigma_r = 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ に関する実験データの平均線と、データのバラツキ範囲である。せん断変形係数 G が、 SR と τ_0 の値によりどのような影響を受けるかを調べるために、 $SR \approx 1.0$ および $\tau_0 \approx 0.0$ 、ないしその一方のときの G 値の $SR = 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ のときの G 値 ($= G_r$ とする) に対する比 R を次式のように定義した。

$$R = \frac{G \text{ for } SR \neq 1.0 \text{ and/or } \tau_0 \neq 0.0}{G_r \text{ for } SR = 1.0 \text{ and } \tau_0 = 0.0} \dots (14.2)$$

ここで R の値は、 $SR \approx 1.0$ および $\tau_0 \approx 0.0$ ないし、その一方のときの G/G^* 値を $SR = 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ のときの

G/G^* 値で除して求めた。これらの G/G^* の値は、Fig. 14.2 の $G/G^* \sim \gamma$ 関係から $\gamma = 5 \times 10^{-3}$, 10^{-4} , 2×10^{-4} , 5×10^{-4} , 10^{-5} , 3×10^{-5} に相当する値を読み取ったものである。 $N=2$, および 10 回に対する R , SR , τ_0/p 間の関係をそれぞれ Fig. 14.3, 14.4 に示す。

両図から次のことがわかる。

(i) $\tau_0 = 0.0$ で $SR = \sigma_a/\sigma_r > 1.0$ である三軸圧縮の場合、 G に及ぼす応力比 $SR = \sigma_a/\sigma_r$ の影響は、平均主応力 p 一定の下でせん断ひずみ領域 $\gamma = 5 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^{-5}$ において $SR < 4.0$ の範囲では重要ではない。 $SR = 5.0$ に対する G は $SR \leq 4.0$ 関する G よりもいくらか小さいが、その低下はさほど大きくない。本研究で得た結果と、他の研究者により得られた $\gamma \leq 10^{-4}$ に対する結果とを比較したのが、Fig. 14.5 である。本研究によるデータは $\gamma = 10^{-4}$ に対するもので、その他のデータは、この図より、本研究で得たデータと他の研究により得られたデータとがよく一致することがわかる。このことは、水

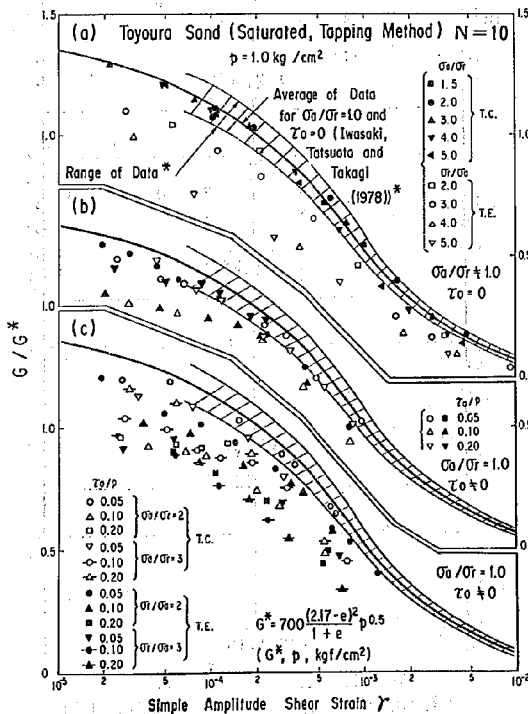


Fig. 14.2 $G/G^* \sim \gamma$ relationships under various stress conditions

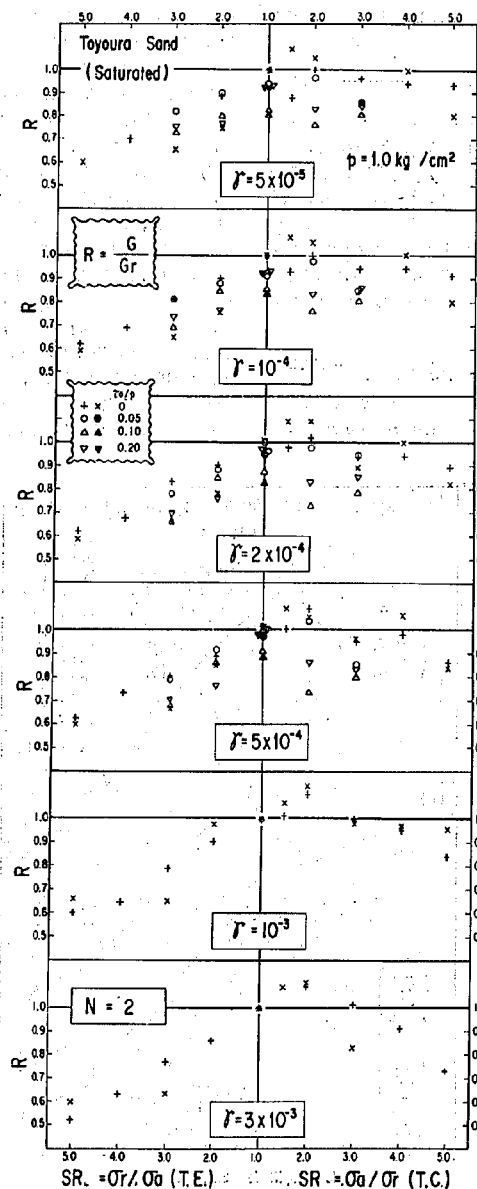


Fig. 14.3 R~SR relationships under various stress conditions, (N=2)

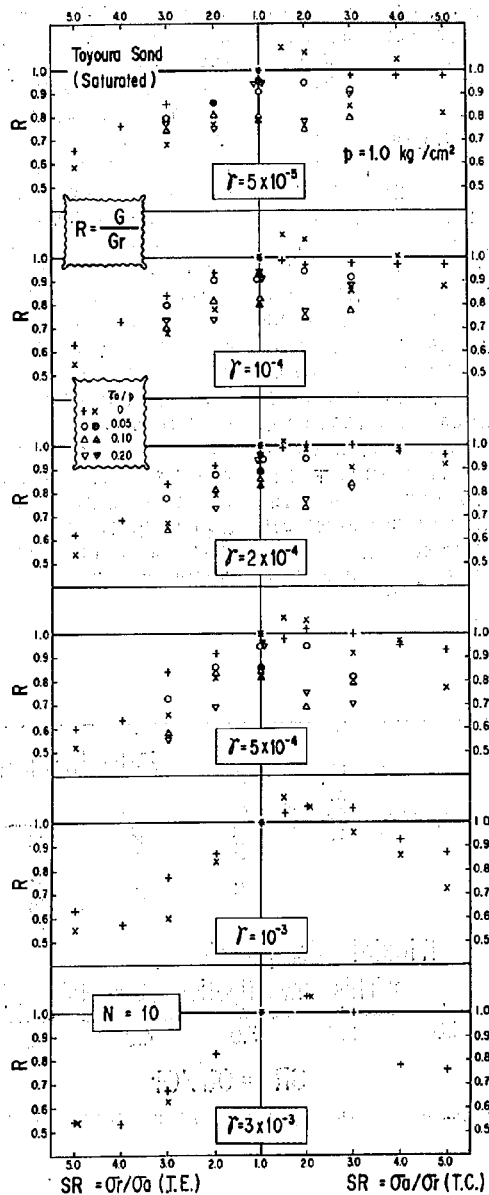


Fig. 14.4 R-SR relationships under various stress conditions ($N=10$)

平に堆積している地盤のように、 $\sigma_a/\sigma_r > 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ であるときのせん断変形係数は $SR < 4.0$ の範囲では広範囲なひずみ領域 ($\gamma = 10^{-4} \sim 10^{-3}$) に対して、 SR にかかわらず等方応力状態での結果から求めることができることを示している。

(ii) 一方、 $SR = \sigma_r/\sigma_a > 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ であるような三軸伸張状態では、平均主応力 p 一定下でのせん断変形係数は、 $SR = 1.0$ から SR の増加に伴い、ほとんど線型的に減少する。このことは、三軸伸張状態に対するせん断変形係数は、平均主応力 p の他に応力比 SR も考慮して求めなければならないことを示しているといえる。

(iii) せん断変形係数は、初期せん断応力比 τ_0 の増加とともに減少するが、特に等方圧縮状態 $\sigma_a/\sigma_r > 1.0$ および三軸圧縮状態 $\sigma_a/\sigma_r = 1.0$ の場合にそうであり、その低下は、 $\tau_0/p = 0.2$ のとき約 20% である。しかし、 $\sigma_r/\sigma_a > 1.0$ である三軸伸張状態では、 τ_0 が G に及ぼす影響は重要ではない。 $SR \approx 1.0$ および $\tau_0 \approx 0.0$ ないしその一方の時の G がせん断ひずみ振幅の増加とともに低下する傾向を $SR = 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ の時の G の低下の傾向と比較するため、 $N = 10$ における $G/(G)_{\tau=10^{-4}}$ の値を求めた。これは Fig. 14.2 に示した G/G^* をその実験で得られた $\gamma = 10^{-4}$ における G/G^* で除して得た。そして、この $G/(G)_{\tau=10^{-4}}$ をせん断ひずみ振幅 γ に対してプロッ

トしたのが Fig. 14.6 である。図中の実線は、 $\sigma_a/\sigma_r = 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ の時のデータの時の平均線である。Fig. 14.6 から、 $SR \approx 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ の時の G のひずみ依存性は応力比により影響を受けないことがわかる。また $\sigma_a/\sigma_r = 1.0$, $\tau_0 \approx 0.0$ に対する G のひずみ依存性についても、同図 (b) から τ_0/p の値の影響をうけないことがわかる。しかし、同図 (c) より $\sigma_a/\sigma_r = 3.0$ および $\sigma_r/\sigma_a = 3.0$ と $\tau_0/p = 0.2$ を組合せ状態での G のひずみ依存性は、 $\sigma_a/\sigma_r = 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ の状態のものよりやや大きい様子がうかがえる。なお、その値と $\sigma_a/\sigma_r = 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ の時の値の差は、30% 程度である。

他方、原地盤のせん断変形係数の推定は通常 30% 程度の誤差を含んでいるものである。したがって Fig. 14.6 の結果から判断すると、種々の静的応力条件の下にある土要素のせん断変形係数のひずみ依存性はその静的応力条件から強く影響を受けていないものといえ、等方圧縮状態 ($\sigma_a/\sigma_r = 1.0$, $\tau_0 = 0.0$) で行った実験から決定できるといえよう。このことから水平地盤、傾斜地盤、あるいは土構造物の動的応答解析は静的応力条件により影響されないせん断変形係数のひずみ依存性を利用して計算プロセスをいくらか簡単化できることがわかる。Hardin and Drnevich (1972 b) によると、ある特性の土に対するせん断変形係数のひずみ依存性は、次のよう

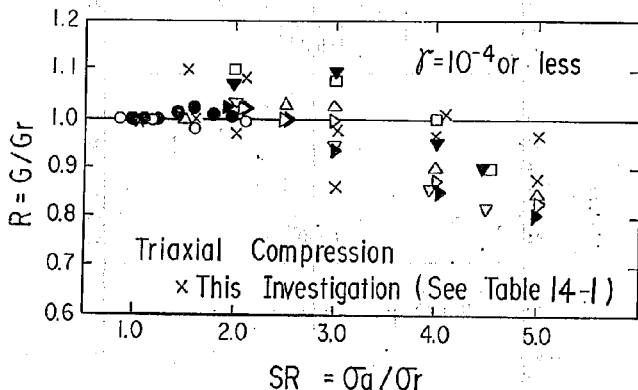


Fig. 14.5 R-SR relationships at $\gamma = 10^{-4}$ or less in the triaxial compression case

Table 14.2 Legend for Fig. 14-5

Symbols	Sands	e	Devices	ρ (kg/cm ³)	γ	References
○	Ottawa	unknown	R.C. (Hardin)	1.0	2.5×10^{-5}	Hardin and Black (1966)
●				0.34		
▷	Toyoura	0.69	R.C. (Drnevich)	2.0	5×10^{-5}	Kuribayashi, Iwasaki and Tatsuoka (1976)
◀					10^{-4}	
△	Toyoura	0.62	R.C. (Drnevich)	1.0	10^{-4}	Shibata and Tai (1976)
▽	Toyoura	0.68	R.C. (Solid Sample)	1.0	unknown	Yanagisawa and Yan (1977)
◃		0.65		3.5		
□		0.66		4.5		

に双曲線関係で表すことができる。

$$G/G_{\max} = \frac{1}{1 + \gamma/\gamma_r} \quad (14.3)$$

$$\gamma_r = \tau_{\max}/G_{\max} \quad (\text{規準ひずみ}) \quad (14.4)$$

$\sigma_a/\sigma_r \approx 1.0$, $\tau_0 = 0.0$ の応力状態にある砂の場合には $\tau_{\max}$ は次式から得られる。

$$\tau_{\max} = \left[\left(\frac{1 + (\sigma_r/\sigma_a)}{2} \right) \sin \phi \right]^2 - \left(\frac{1 - (\sigma_r/\sigma_a)}{2} \right)^2 \sigma_a \quad (14.5)$$

$G_{\max}$ は、 $\gamma = 0.0$ があるいは非常に小さいひずみに対応する G である。式 (14.3) からわかるように γ_r は $G/G_{\max} = 0.5$ であるときのせん断ひずみ振幅 γ である。したがって、ひずみ依存性は γ_r のみによる表すことができるから、Fig. 14.6 の実験結果から γ_r の値は、 G のひずみ依存性が式 14.4 式から計算できるとしたとき、 σ_r/σ_a や τ_0/p により影響を受けないことを表している。いま、式 (14.4)、式 (14.5) から求めた γ_r が σ_a/σ_r により影響を受けるかどうか調べてみることにする。Fig. 14.4 から、 $SR = \sigma_a/\sigma_r = 5.0$ に対する $G_{\max}$ は、約 $0.9 \times G_{\max}$ とおくことができる。また、密な豊浦砂に対しては $\phi = 45^\circ$ とすれば、 $SR = 1.0$ と 5.0 に対する γ_r の値はこれらを用いて式 (14.4)、(14.5) から計算することができる。その結果、 $SR = 1.0$ の時の γ_r に対する $SR = 5.0$ の時の γ_r の比は 0.48 と求まった。このことは式 (14.3)、(14.4)、(14.5) によると γ_r も SR により強い影響を受けることを意味しており、Fig. 14.6(a) に示す結果と一致していない。この不一致は、 $\tau_0 = 0.0$ の場合における三軸伸長の場合にもみられる。 $SR \approx 1.0$, $\tau_0 \approx 0.0$ の応力条件の場合に $\tau_{\max}$ は、どのように求めるべきか、Hardin and Drnevich (1972d) の論文には明示されていない。また、式 (14.3)、(14.5) により表される応力条件に依存しないせん断変形係数のひずみ依存性

を用いるのは複雑になるため通常的地震応答解析にはせん断変形係数の応力条件に依存しないひずみ依存性を用いて十分であると思われる。

減衰係数 η

Fig. 14.7 は、三つの応力条件に関する実験により得られた $N=10$ における減衰係数 η とせん断ひずみ振幅 γ の関係を表している。また、Fig. 14.8、14.9 はそれぞれ $N=2$, $N=10$ 図に相当する種々のひずみレベルにおける η , SR , τ_0/p 間の関係を示している。なお、図中の η の値は、Fig. 14.7 の η - γ 関係から読取ったものであり、水平の実線は $SR=1.0$, $\tau_0=0.0$ における η の平均値を表している。これらの図から、 η は $\gamma = 5 \times 10^{-4}$ 以下のせん断ひずみ振幅において、応力 SR と τ_0/p の増加とともにやや増加する傾向があるが、それよりも大きなひずみ振幅においては、さほど明らかな傾向はみられないことがわかる。データのバラツキのため、 η , SR , τ_0/p 間の関係を定量的に求めることはできない。全体としては、 η に及ぼす SR , τ_0/p の影響はせん断ひずみ振幅や平均主応力に比べると重要ではない。他方、 η は $G/G_{\max}$ ($G_{\max} = \{G\}_{\gamma=0}$) (Hardin and Drnevich (1972d)), あるいは $G/\{G\}_{\gamma=10^{-5}}$ と密接な関係があることがわかっている。種々の静的応力条件における η と $G/\{G\}_{\gamma=10^{-5}}$ の関係を調べるため、 $\gamma = 10^{-5}$ と $\gamma = 10^{-4}$ の間の G のひずみ依存性は SR と τ_0/p に依存しないと仮定して、次のように種々の応力条件における $\{G\}_{\gamma=10^{-5}}$ を推定した。

$SR=1.0$, $\tau_0=0.0$ の場合には豊浦砂の $\gamma=10^{-5}$ における G と $\gamma=10^{-4}$ における G との比は、 1.24 であるから、種々の静的応力条件における $G/\{G\}_{\gamma=10^{-5}}$ は、Fig. 14.6 のそれぞれの実験における $G/\{G\}_{\gamma=10^{-4}}$ を 1.24 で除して得られる。Fig. 14.10 にこうして得た $G/\{G\}_{\gamma=10^{-5}}$ と η の関係をプロットしてある。この図中の実

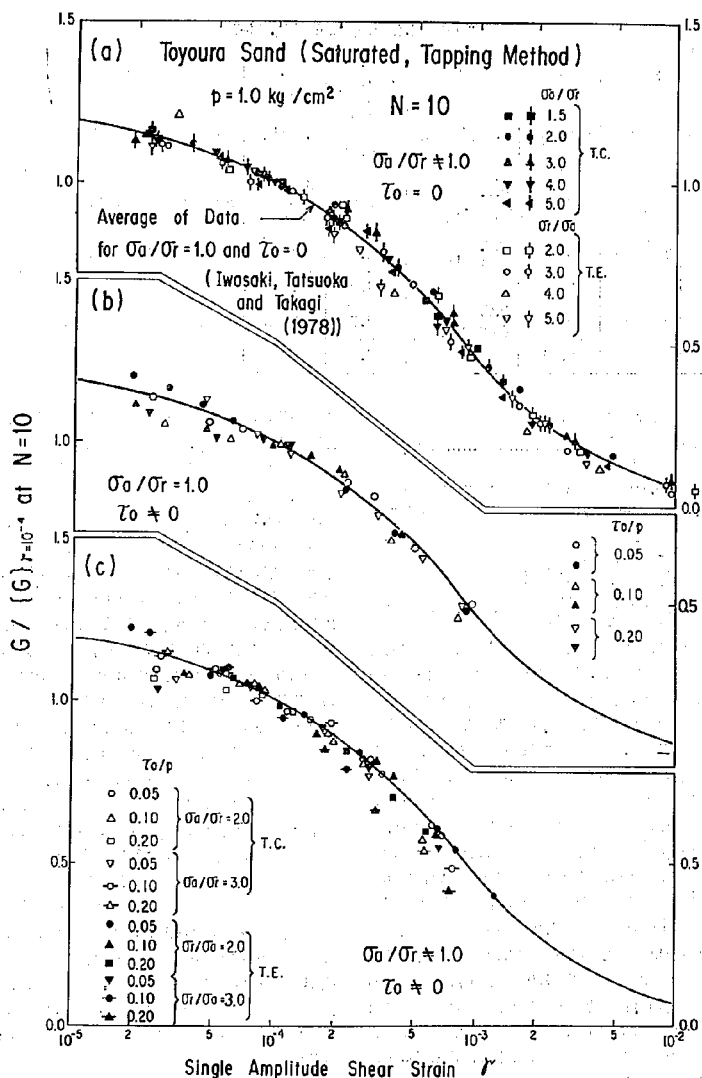


Fig. 14.6 Shear strain dependence of shear modulus

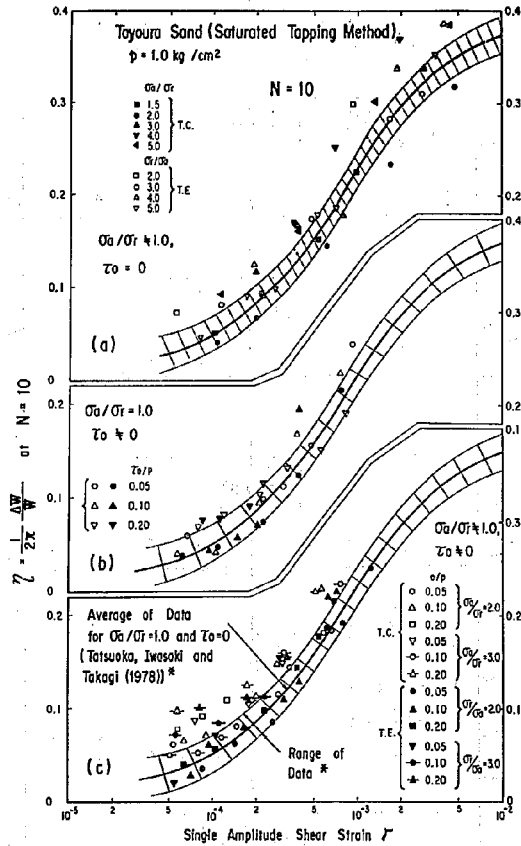
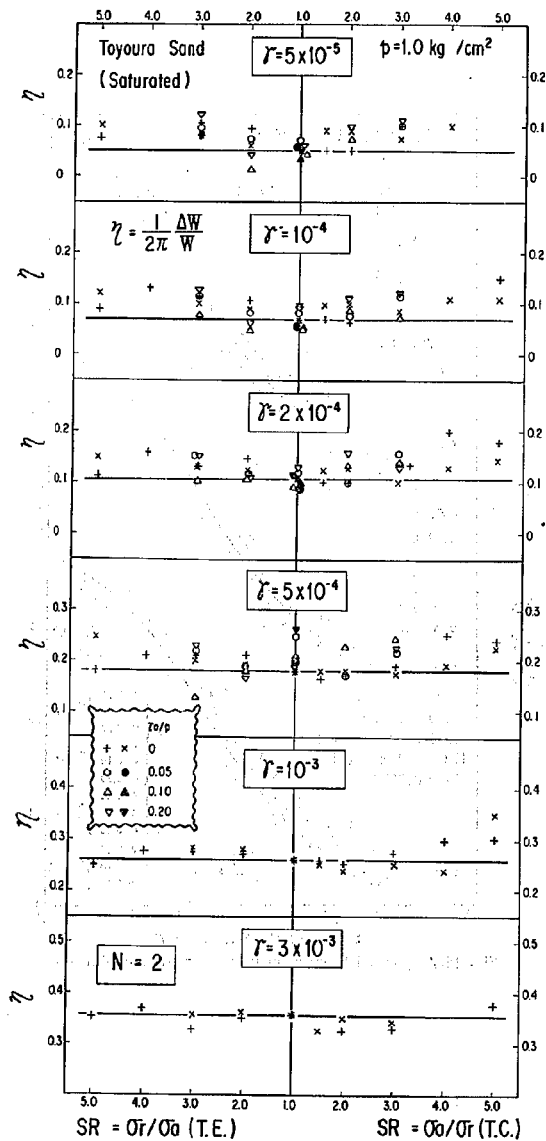


Fig. 14.7 η - γ relationships under various stress conditions

Fig. 14.8 η -SR relationship under various stress conditions ($N=2$)

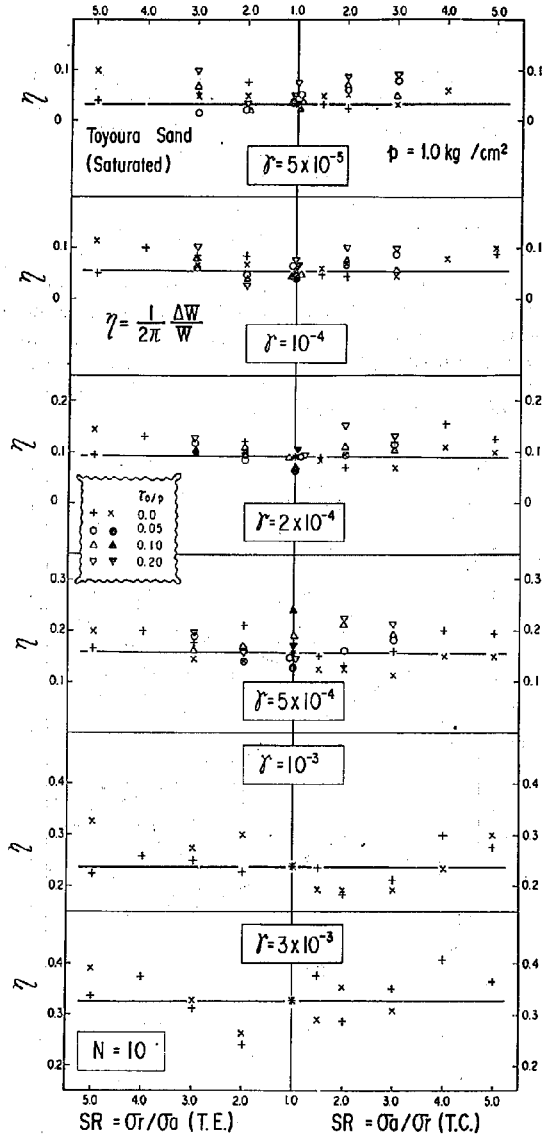


Fig. 14.9 $\gamma \sim SR$ relationships under various stress conditions ($N=10$)

線は $SR=1.0$, $\tau_0=0.0$ かつ正規圧密状態における $\eta \sim G/(G)_{T=10^{-6}}$ 関係の平均曲線である。 $\tau_0=0.0$ における $\eta \sim G/(G)_{T=10^{-6}}$ 関係に及ぼす応力比 SR の影響は、さほど重要でないことが Fig. 14.10(a), (b) からわかる。このことは、水平地盤の η の値は K_0 の値にかかわらず、通常の等方圧密状態で行った室内実験の結果から得られる $\eta \sim G/(G)_{T=10^{-6}}$ 関係を利用して、かなり正確に得られることを表している。なお、ここで $G/(G)_{T=10^{-6}} \sim \gamma$ 関係は、平均主応力 p により影響を受けるが、応力比 SR には影響を受けないことに注意すべきである。

次に、Fig. 14.10 (c), (d) から、 $\eta \sim G/(G)_{T=10^{-6}}$ 関係に及ぼす τ_0 の影響は小さいが、 SR と τ_0 の組合せによる影響は、 $G/(G)_{T=10^{-6}} > 0.6$ では無視できないことがわかる。例えば $SR=3.0$, $\tau_0/p=0.1$, 0.2 の応力状態については $\eta \sim G/(G)_{T=10^{-6}}$ 関係は図中の実線のかわりに Fig. 14.10 (d) に示した点線を用いた方がよいといえ

る。

(4) 応力履歴の影響

過圧密履歴

等方過圧密履歴がせん断変形係数 G に及ぼす影響を調べるために過圧密状態 ($ORC=2, 3, 4$) で求めた繰返し回数 $N=2, 10$ 回における G を G^* で除した値 G/G^* とせん断ひずみ振幅 γ との関係をプロットしたのが Fig. 14.11 である。ここでは過圧密履歴中の間隙比の減少に基づくせん断変形係数の増加は G を G^* で割ることにより除去されている。それゆえ、過圧密状態での G と正規圧密状態での G との差は過圧密履歴そのものによると考えられる。Fig. 14.11 から、 G/G^* はひずみ傾域 $\gamma=5 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-2}$ において、過圧密によりやや増加する（この傾向は $N=2$ 回において特に大きい）ことがわかるが、せん断変形係数に及ぼす過圧密の影響はせん断ひずみ振幅、平均主応力に比べて小さく、重要な要素ではないといえる。

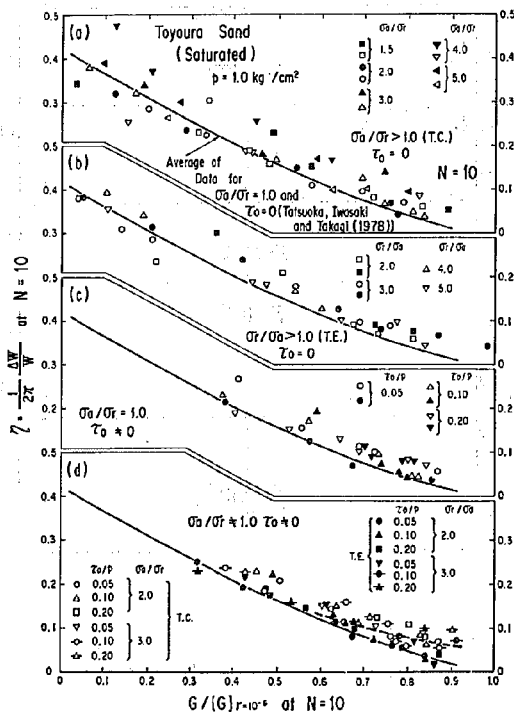


Fig. 14.10 $G/(G)_{T=10^{-6}}$ relationships of samples

次に, Fig. 14.12 は過圧密状態における減衰比 η とひずみ γ の関係は $N=2, 10$ 回についてプロットしてある。図中の実線は正規圧密状態におけるものである。この図から過圧密状態における η は, $\gamma=5 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-2}$ において正規圧密状態における η よりもやや小さくなる(特に $N=2$ 回るとき)ことがわかるが, 全体としては減衰係数に及ぼす過圧密の影響は小さいものといえよう。

上述のことは, $\gamma \leq 2.5 \times 10^{-2}$ については, Hardin and Black (1966) 等の研究により得られている結果と対応する。

繰返しせん断応力履歴

上述した実験結果は繰返しせん断応力 τ_0 を段階的に上げてゆく実験で求めたものであった。 G と η の測定時のせん断応力, あるいはせん断ひずみよりも大きなせん断応力, あるいはせん断ひずみ履歴が G , η に及ぼす影響は, 繰返しせん断応力履歴 τ_d に関する実験で調べた。この実験結果を Fig. 14.13~14.16 に示す。まず Fig. 14.13, 14.14 において A→B の白丸印と C→D の黒丸印は, それぞれ, τ_d と振幅を段階的に増加させてゆく実験で得られたものである。各段階において, τ_d の振幅は一定のまま, τ_0 を10回繰返した。C→D の間のデータは, 繰返しせん断応力履歴 A→B を受けた後に得られたものである。

これらの図から, A→B のせん断応力履歴あるいはせん断ひずみ履歴は, 履歴 A→B の中の最大ひずみ振幅より小さいせん断ひずみ領域において $N=2$ 回に対する G/G^* をやや増加させ, η をやや低下させることがわかる。

しかし $N=10$ 回の場合には, この A→B の応力履歴の G/G^* , η への影響は無視できる。

なお, この図中の γ の同じ値に対する白丸と黒丸における G/G^* の差の中に, 応力履歴 A→B の間で生じた間隙比の減少による影響は含まれていない。

Fig. 14.15, 14.16 は別の応力履歴をもつ実験の結果である。図中, A→B の白丸印は通常の τ_d を段階的に増加させた場合で, B→C の黒丸印は A→B に続いて, τ_0 を減少させながら G と η を測定した場合のデータであることを表している。これらの図から, G/G^* , η に及ぼす初期繰返しせん断応力履歴 A→B の影響が Fig. 14.13, 14.14 に示した場合よ

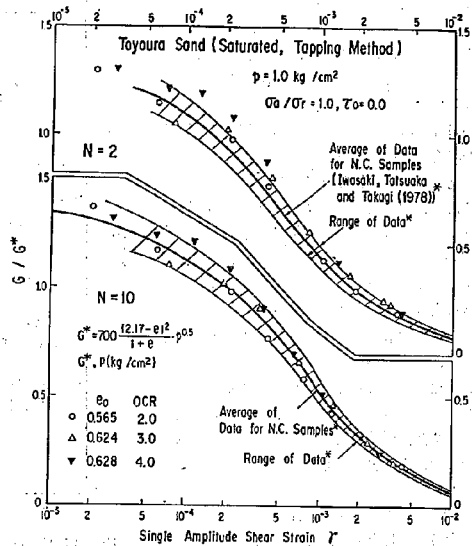


Fig. 14.11 $G/G^* \sim \gamma$ relationships of overconsolidated specimens

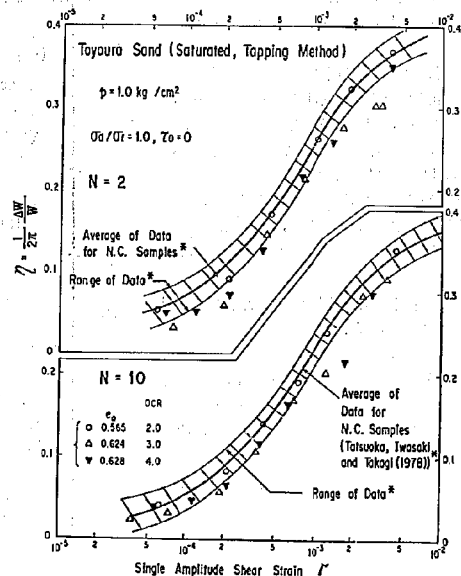


Fig. 14.12 $\eta \sim \gamma$ relationships of overconsolidated specimens

りもやや大きいといえる。

この傾向は特に小さいひずみ領域において大きいものといえる。これは、小さいせん断ひずみ領域において、より大きなせん断ひずみ振幅における初期の繰返し破荷致が Fig. 14.13, 14.14 の場合よりも Fig. 14.15, 14.16 の場合の方が大きいことに基づいている模様である。またこれらの図から、大きな繰返しせん断ひずみ振幅をもつ応力履歴が G/G^* , η に及ぼす影響は、 $N=10$ 回に対してより $N=2$ 回の場合の方が大きいことがわかる。しかし、この場合でも、前の応力履歴の影響は特に大きいということはない。

任意の波形をもつ地震動を受けるときの地盤中における τ の振幅は、増加あるいは低下を繰返すものと考えられる。このように、ランダムな地震動を受けるときの、せん断変形係数や減衰係数の変化は次のようないくつかの要因により生じるものと考えることができる。

- (i) せん断ひずみ振幅の変化
- (ii) 平均有効主応力の変化
- (iii) 応力比、初期せん断応力の変化
- (iv) 間隙比の変化
- (v) 初期のランダムの繰返しせん断応力履歴

飽和したゆるい堆積砂層は、地震時には非排水状態でせん断を受けることになるから、上述の (i), (ii) 項が最も重要なものといえる。最後の (v) 項については、実験結果の Fig. 14.13~14.16 から判断すると、その影響はせん断ひずみ振幅、間隙比（これはせん断変形係数についてのみ）、平均有効主応力の影響に比べて重要でないものと考えられる。

[5] 拘束応力条件および応力履歴の影響に関するまとめ

広範囲なひずみ領域にわたって、きれいな砂の G と η に及ぼす静的応力条件および応力履歴の影響を調べるため中空ねじり試験機を用いて、系統的な実験を行った結果、次のことがわかった。

(i) 平均主応力一定の下で、 G に及ぼす応力比の影響は三軸圧縮状態よりも三軸伸張状態の方が大きい。三軸圧縮状態における G は、ひずみ領域 $\gamma = 5 \times 10^{-3} \sim 3 \times 10^{-2}$ において、応力比 4 以下ならば応力比に依存しな

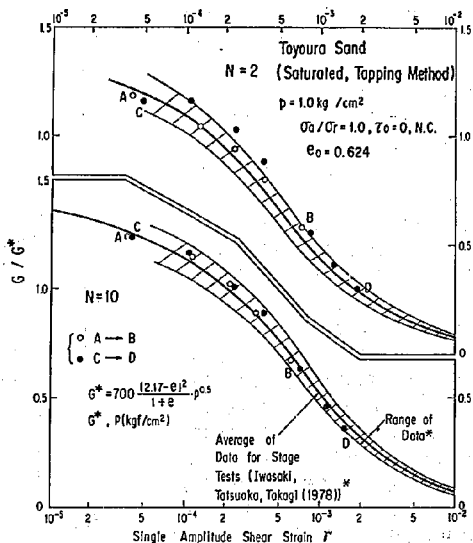


Fig. 14.13 $G/G^* \sim \gamma$ relationships of specimens with cyclic shear stress history

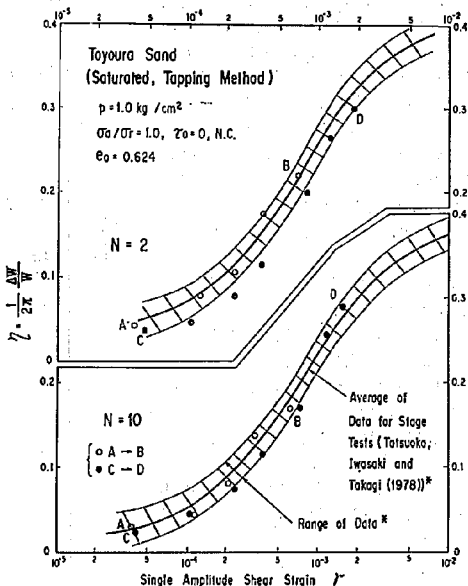


Fig. 14.14 $\eta \sim \gamma$ relationships of specimens with cyclic shear stress history

い。

(ii) 初期せん断応力が作用すると、 G は低下する。この傾向は特に $\sigma_a/\sigma_v \geq 1.0$ の場合に大きい。

(iii) G は、応力比と初期せん断応力の両方の影響を受けるが、そのひずみ依存性はほとんどこの両者の影響を受けない。

(iv) η に及ぼす応力比、初期せん断応力の影響は広範囲なひずみ領域において、せん断ひずみ振幅、平均主応力の影響に比較して、余り重要ではない。

(v) 応力比 2.0, $\tau_0/p = 0.1$ 以上の応力状態で $G/(G)_{\tau=10^{-6}} > 0.6$ である場合を除いて $\eta \sim G/(G)_{\tau=10^{-6}}$ 関係は応力比、初期せん断応力の影響は受けない。

(vi) G と η に及ぼす過圧密履歴、繰返しせん断応力履歴の影響はひずみ領域 $\gamma = 5 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-2}$ において、平均有効主応力、間隙比、せん断ひずみ振幅の影響に比較して余り重要ではない。

15. 結 論

中空供試体を用いた繰返しねじりせん断試験によって、せん断ひずみ振幅 $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-2}$ の範囲にわたる種々の砂のせん断変形係数 G と減衰係数 η の測定を行った。これにより G , η の定式化とそれらの各値に及ぼす諸要因について系統的に調査した。その結果から、次のことがわかった。

(i) 中空供試体を用いた共振法土質試験と中空ねじり試験によって、 $\gamma = 10^{-6}$ から 10^{-2} までのせん断変形係数を連続的に求めることが出来る。

(ii) G の絶対値は、砂の種類、間隙比、拘束圧、ひずみレベル等によって大きくかわる。 G のひずみ依存性は、主に拘束圧の影響を受ける。

(iii) 減衰係数は、拘束圧、ひずみレベル、砂の種類によって影響を受けるが、間隙比の影響は小さい。 $G/G_{\max}(G_{\max}$ は $\gamma = 0$ 時の G) または $G/(G)_{\tau=10^{-6}}((G)_{\tau=10^{-6}}$ は $\gamma = 10^{-6}$ の時の G) と減衰係数 η との関係は拘束圧、ひずみレベルによらない一義的な関係がある。

(iv) 豊浦砂の G , η は、 $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-2}$ の範囲で、供試体の作製方法の影響をほとんど受けない。

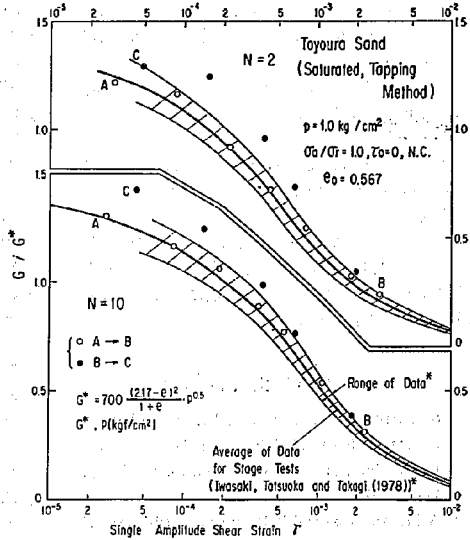


Fig. 14.15 $G/G^* \sim \gamma$ relationships of specimens with cyclic shear stress history

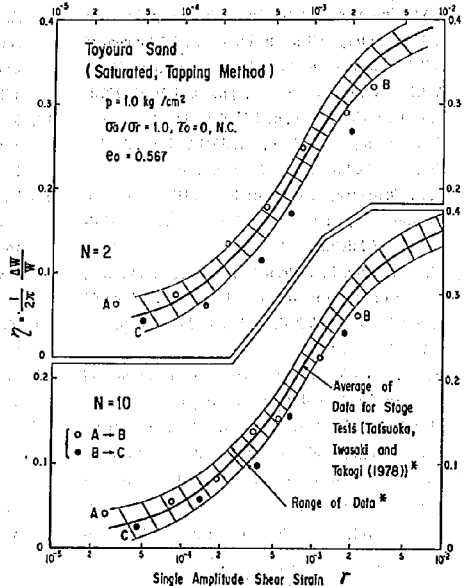


Fig. 14.16 $\eta \sim \gamma$ relationships of specimens with cyclic shear stress history

(v) 豊浦砂の G , η の値は、初期拘束応力状態 (これは応力比 σ_0/σ_v (軸応力/側方向応力)、初期せん断応力 τ_0 の 2 つによって表しうる) により影響を受ける。しかし G のひずみ依存性、 $\eta \sim G/G_{max}$ または $\eta \sim G/\{G\}_{1-10}$ 関係は、これらの初期拘束応力状態の影響を余り受けない。

(vi) 今後の課題としては、(iv), (v) につき、自然のきれいでない砂を対象として調査する必要がある。

謝 辞

本研究を進めるにあたって、土木研究所地震防災部振動研究室吉田精一技官、日本大学修士課程 (当時) 須藤秀雄君、同じく福島伸二君の多大な協力を得た。末筆ながら感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) S. S. Afifi and F. E. Richart, Jr., "Stress-History Effects on Shear Modulus of Soils", Soils and Foundations, Proc. ISSMFE, Vol. 13, No. 1, pp. 77-95, 1973.
- 2) A. M. Anderson and R. D. Woods, "Discussion," J. GED, Proc. ASCE, Vol. 103, No. GT 10, pp. 1200-1202, 1977.
- 3) R. W. Cunney and Z. B. Fry, "Vibratory In Situ and Laboratory Soil Moduli Compared," Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM 12, pp. 1055-1076, 1973.
- 4) V. P. Drnevich and F. E. Richart, Jr., "Dynamic Prestraining of Dry Sand," J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM 2, pp. 453-469, 1970.
- 5) V. P. Drnevich, "Effects of Strain History on the Dynamic Properties of Sand," Ph. D. Thesis, University of Michigan, 1967.
- 6) W. D. L. Finn, P. L. Bransby, and D. J. Pickering, "Effect of Strain History on Liquefaction of Sand" J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 96, No. SM 6, pp. 1917-1934, 1970.
- 7) A. Hara and Y. Kiyota, "Dynamic Behaviors of Sand in Small and Large Strain Levels", Proc. 11th Annual Meeting of Japanese Soc. Soil Mech. Found. Eng. pp. 331-334 (In Japanese), 1976.
- 8) A. Hara, M. Niwa and T. Banno, "Dynamic Properties of Saturated Cohesive Soils," Annual Report, Vol. 22, Kajima Institute of Construction Technology (In Japanese), 1973.
- 9) B. O. Hardin, "The Nature of Damping in Sands," Journal of SMFD, Proc., ASCE, Vol. 91, No. SM 1, pp. 63-97, January, 1965.
- 10) B. O. Hardin and W. L. Black, "Sand Stiffness under Various Triaxial Stress," J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM2, pp. 27-42, 1966.
- 11) B. O. Hardin and F. E. Richart, Jr., "Elastic Wave Velocities in Granular Soils," J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 89, No. SM1, pp. 33-65, 1963.
- 12) B. O. Hardin and V. P. Drnevich, "Shear Modulus and Damping in Soils: Measurement and Parameter Effects," J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM. 6, pp. 603-624, 1972a.
- 13) B. O. Hardin and V. P. Drnevich "Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and curves", J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 98, No. SM 7, pp. 667-692, 1972b.
- 14) K. Ishihara and M. Sodekawa, "Liquefaction of Saturated Sand Including Fine Contents", Proc. of the 8th Annual Meeting of JSSMEF, pp. 323-326, 1973 (In Japanese).
- 15) K. Ishihara, F. Tatsuoka, and S. Yasuda, "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stress," Soils and Foundations, Vol. 15, No. 1, pp. 29-44, 1975.
- 16) K. Ishihara and S. Okada, "Yielding of Over-consolidated Sand and Liquefaction Model under Cyclic Stress," Soils and Foundations, Proc. JSSMFE, Vol. 18, No. 1, pp. 57-72, 1978.
- 17) K. Ishihara and S. Li, "Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test," Soils and Foundations, Vol. 12, No. 2, pp. 19-39, 1972.
- 18) T. Iwasaki and F. Tatsuoka, "Dynamic Soil Properties with Emphasis on Comparison of Laboratory Tests and Field Measurements," Proc. 6th World Conference on Earthquake Engineering Vol. 6, pp. 153-158, 1977.
- 19) T. Iwasaki and F. Tatsuoka, "Effects of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Moduli of Sands," Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp. 19-35, 1977.
- 20) T. Iwasaki, F. Tatsuoka and Y. Takagi, "Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading," Soils and Foundations, Vol. 18, No. 1, pp. 39-56, Mar., 1978.
- 21) W. D. Kovacs, H. B. Seed and C. C. Chan, "Dynamic Moduli and Damping Ratios for a Soft Clay," J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM1, pp. 59-75, 1971.

- 22) E. Kurihayashi, T. Iwasaki, and F. Tatsuoka, "Effects of Stress-strain Conditions on Dynamic Properties of Sands," Proc. of Japanese Society of Civil Engineers, No. 242, pp. 105-114, 1975.
- 23) R. S. Ladd, "Specimen Preparation and Liquefaction of Sands," J. GED, Proc. ASCE, Vol. 100, No. GT10, pp. 1180-1184, 1974.
- 24) R. S. Ladd, "Specimen Preparation and Cyclic Stability of Sands," Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, ASCE, National Convention, pp. 199-226, 1976.
- 25) B. J. Lazan, Damping of Materials and Members in Structural Mechanics, Pergamon Press Ltd., London, 1968.
- 26) J. P. Mullis, C. K. Chan and H. B. Seed, "The Effects of Method of Sample Preparation on The Cyclic Stress-strain Behavior of Sands," Report No. EERC 75-18, Univ. of California, 1975.
- 27) M. Oda, "Initial Fabric and Their Relations to Mechanical Properties of Granular Material," Soils and Foundations, Proc. JSSMFE, Vol. 12, No. 1, pp. 17-36, 1972a.
- 28) M. Oda, "The Mechanism of Fabric Changes During Compressional Deformation of Granular Material," Soils and Foundations, Vol. 12, No. 1, pp. 17-36, 1972b.
- 29) H. Oh-oka and Y. Yoshimi, "On Shear Modulus of Sand," Proc. 6th Annual Meeting of Japanese Soc. Soil Mech. Found. Eng., pp. 245-248 (in Japanese), 1971.
- 30) H. Oh-oka, "Study on Liquefaction of Saturated Sand," The Thesis of Dr. of Eng. in Tokyo Institute of Technology (in Japanese), 1974.
- 31) T. K. Park and M. L. Silver, "Dynamic Triaxial and Simple Shear Behavior of Sand," Journal of the Geotechnical Division, Proc. ASCE, Vol. 101, No. GT6, pp. 513-528, 1975.
- 32) T. Park and M. L. Silver, "Dynamic Soil Properties Required to Predict The Dynamic Behavior of Elevated Transportation Structures," Interim Report, Dep. of Transportation, 1975.
- 33) F. E. Richart, D. G. Anderson, and K. H. Stokoe, II, "Predicting In Situ Strain Dependent Shear Moduli of Soil," Proc. of 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, Vol. 6, pp. 159-164, 1977.
- 34) H. B. Seed and I. M. Idriss, "Shear Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses," Earthquake Eng. Res. Cen., Univ. of Cal. Berkley, Cal., Rep. No. EERC 70-10, 1970.
- 35) M. A. Sherif and I. Ishibashi, "Dynamic Shear Moduli for Dry Sands," J. GTD, Proc. ASCE, Vol. 102, No. GT 11, pp. 1171-1184, 1976.
- 36) M. A. Sherif, I. Ishibashi and A. H. Gaddah, "Damping Ratio for Dry Sands," J. GTD, Proc., ASCE, Vol. 103, No. GT 7, pp. 743-756, 1977.
- 37) T. Shibata and Y. Tai, "Oh Dynamic Shear Modulus of Sandy Soil," Proc. 11th Annual Meeting of Japanese Soc. Soil Mech. Found. Eng., pp. 385-398 (in Japanese), 1976.
- 38) T. Shibata and D. S. Soelarno, "Stress-strain Characteristics of Sands under Cyclic Loading," Proc. Japanese Soc. Civil Engrs., No. 239, pp. 57-65 (in Japanese), July, 1975.
- 39) M. L. Silver, et al. "Cyclic Triaxial Strength of Standard Test Sand," J. GED, Proc. ASCE, Vol. 102, No. GT 5, pp. 551-523, 1976.
- 40) M. L. Silver and T. K. Park, "Liquefaction Potential Evaluated from Cyclic Strain-Controlled Properties Tests on Sands," Soils and Foundations, Proc. JSSMFE, Vol. 16, No. 3, pp. 51-66, 1976.
- 41) M. L. Silver and H. B. Seed, "Deformation Characteristics of Sands under Cyclic Loading," J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM 8, pp. 1081-1098, 1971.
- 42) G. R. Skoglund, W. F. Marcuson, III and R. W. Cunney, "Evaluation of Resonant-column Test Devices," J. GTD, Proc. ASCE, Vol. 102, GT 11, pp. 1147-1158, 1976.
- 43) K. H. Stokoe, II and F. E. Richart, Jr., "In-situ and Laboratory Shear Wave Velocities," Proc. 8th ICSMFE (Moscow), Vol. 1, pp. 403-409, 1973.
- 44) M. Sugimoto, Y. Suzuki, K. Terada and T. Watanabe, "Study on Dynamic Properties of Soil (Part III)," Proc. 9th Annual Meeting of Japanese Soc. Soil Mech. Found. Eng., pp. 327-330, (in Japanese), 1974.
- 45) F. Tatsuoka and M. Yoshiwara, "On the Yielding Characteristics of Sand in Triaxial Compression," Proc. of the 9th Annual Meeting of JSSMFE, pp. 211-214 (in Japanese), 1974.
- 46) F. Tatsuoka, T. Iwasaki, and Y. Takagi, "Hysteretic Damping of Sands under Cyclic Loading

- and Its Relation to Shear Modulus," Soils and Foundations, Proc. JSSMFE, Vol. 18, No. 2, pp. 25-40, 1978.
- 47) F. Tatsuoka, T. Iwasaki, S. Yoshida, S. Fukushima, and H. Sudo, "Shear Modulus and Damping of Clean Sand Specimens Reconstituted by Various Methods," Soil and Foundations, Vol. 19, 1979.
- 48) G. R. Theis and H. B. Seed, "Cyclic Stress-strain Characteristics of Clay," J. SMFD, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM 2, pp. 555-569, 1968.
- 49) E. Yanagisawa and R. S. Yan, "Oh Variation of Shear Modulus of Sand During Shearing," Proc. The 12th Annual Meeting, Japanese Society of SMFE, pp. 421-424, 1977.
- 50) L. Youd and T. N. Graven, "Lateral Stress in Sands During Cyclic Loading," Technical Note, J. GTD, Proc. ASCE, Vol. 101, No. GT 2, pp. 217-221, 1975.
- 51) Y. Yoshimi and H. Oh-oka, "ARing Torsion Apparatus for Simple Shear Tests," Proc. VIII. ICSMFE (Moscow), Vol. 2, pp. 501-506, 1973.
- 52) Y. Yoshimi, "Report of Committee on Dynamic Properties of Soils," Building Research Institute, Ministry of Construction, 1976.

附録A、共振土試験機によるせん断変形係数の求め方

A-1 測定原理

試験供試体の力学モデルは、Fig. A.1のように単純化できる。今回の実験で用いた試験機（2号機）は、後で示すようにトップマスの固体に対する粘性抵抗を無視できるよう工夫されており、またGを求める上では、供試体自体の減衰抵抗も無視できる。この運動方程式、回転角 θ 、軸方向座標 x をFig. A.1のようにとると次のようになる。

$$\rho \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (A.1)$$

$$a = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (A.2)$$

とおくと

$$\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} = a^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} \quad (A.3)$$

境界条件は、次のようになる。

$$x=0 \text{ で、} \theta(x=0, t) \equiv 0 \quad (A.4)$$

$$x=l \text{ で、} JG \frac{\partial \theta}{\partial x} + I_1 \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} + K_s \theta - M \sin \omega t = 0 \quad (A.5)$$

ここで、Jは供試体の断面二次モーメントであり、

$$J = \int_{r_1}^{r_0} 2\pi r^3 dr \quad (A.6)$$

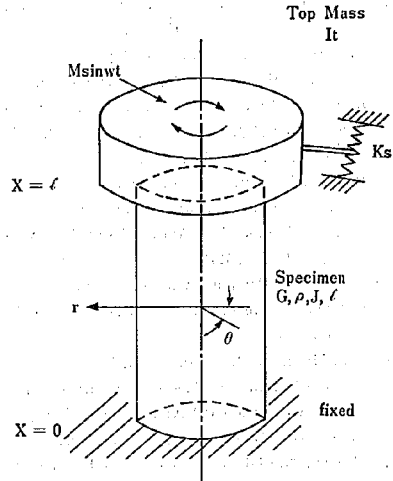


Fig. A.1 Boundary condition in resonant-column test

r_0 は供試体外径で、 r_1 は中空供試体の場合の内径である。 I_t はトップマスの慣性二次モーメント、 K_s はトップマスの固体に対する境界からのバネ抵抗を表すバネ定数、 $M \sin \omega t$ は、外力を表す。 θ の一般解を、

$$\theta = A \sin \alpha x \sin \omega t + B \sin \alpha x \cos \omega t + C \cos \alpha x \sin \omega t + D \cos \alpha x \cos \omega t \quad (A.7)$$

とすると、(A.4)から

$$C = D = 0 \quad (A.8)$$

したがって

$$\theta = \sin \alpha x \{A \sin \omega t + B \cos \omega t\} \quad (A.9)$$

(A.9)を式(A.3)に代入して解くと、

$$\text{式} \alpha = \pm \frac{\omega}{a} \quad (A.10)$$

したがって

$$\theta = \sin \frac{\omega}{a} x \{A \sin \omega t + B \cos \omega t\} \quad (A.11)$$

(A.5)から、 $\rho J l = I$ とおくと、

$$\frac{G}{\rho l} \cdot I \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right)_t + I_1 \left(\frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} \right)_t + K_s \theta - M \sin \omega t = 0 \quad (A.12)$$

式(A.11)、(A.12)から、

$$\left[A \left\{ \frac{\omega a}{l} I \cos \frac{\omega}{a} l + (-I_1 \omega^2 + K_s) \sin \frac{\omega}{a} l \right\} - M \right] \sin \omega t + B \left\{ \frac{\omega a}{l} I \cos \frac{\omega}{a} l + (-i t \omega^3 + K_s) \sin \frac{\omega}{a} l \right\} \cos \omega t = 0 \quad (A.13)$$

$\sin \omega t$ と $\cos \omega t$ の係数がともに0でなければ、式(A.

13) は常に成り立たないことになる。 $\sin \omega t$ の係数が 0 であるためには,

$$A = \frac{M}{\frac{\omega a}{l} I \cos \frac{\omega}{a} l + (-I_1 \omega^2 + K_1) \sin \frac{\omega}{a} l} \quad \dots\dots\dots (A.14)$$

また, $\cos \omega t$ の係数が 0 であるためには, $B=0$ かまたは,

$$\frac{\omega a}{l} I \cos \frac{\omega}{a} l + (-I_1 \omega^2 + K_1) \sin \frac{\omega}{a} l = 0 \quad \dots\dots\dots (A.15)$$

一方式から (A.11)

$$\theta = \sqrt{A^2 + B^2} \sin \alpha x \sin (\omega t - \gamma) \quad \dots\dots\dots (A.16)$$

$$\tan \gamma = \frac{B}{A} \quad \dots\dots\dots (A.17)$$

式 (A.17) は, $B=0$ の時, $\gamma=0$ または π であることを意味しており, この系が共振状態にあることを示していない。共振状態のときは, $\gamma=\pi/2$ となり, この時は式 (A.17) から, $A=\infty$ となり, これと式 (A.14) から, 式 (A.15) が成立つことになる。したがって, 実際の実験で, 位相差 $\gamma=\pi/2$ になる時をさがせばよい。この時は, 式 (A.15) から,

$$\frac{\omega l}{a} \frac{\sin \frac{\omega}{a} l}{\cos \frac{\omega}{a} l} = \frac{I}{I_1 - \frac{K_1}{\omega^2}} \quad \dots\dots\dots (A.18)$$

共振振動数 f_n とすれば, この時は $\omega=2\pi f_n$ であり, また, $\frac{\omega l}{a} = \beta$ とおくと,

$$\beta \tan \beta = \frac{I}{I_1 - \frac{K_1}{(2\pi f_n)^2}} \quad \dots\dots\dots (A.19)$$

式 (A.19) にしたがって, 実際に, G を求める手順は次のようになる。

(1) Fig. A.2 に示すように半径 r^* の所の変位振幅 u を, r^* の所で測定した加速度振幅 $a(g)$ および共振周波数 f_n から, r^* における変位 u を求める。

$$u = \frac{a \times 980}{(2\pi f_n)^2} \quad \dots\dots\dots (A.20)$$

(2) 前もってキャリブレーションで得られている K_s

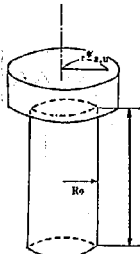


Fig. A.2 Definitms of r^* , a and u

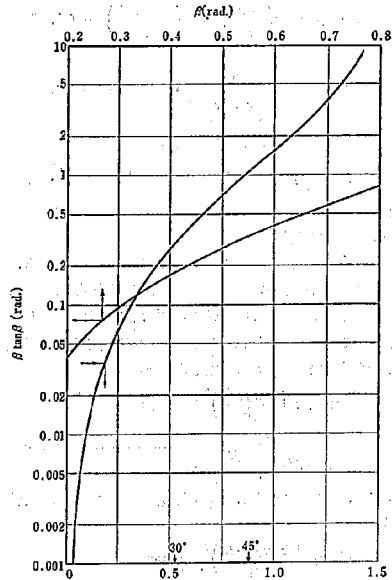


Fig. A.3 β を求める方法

～ u 関係から, K_s を決める。

(3) セン断ひずみ振幅 γ を求める (付録 B 参照)。

$$\gamma = \frac{U \times \frac{R_0}{r^*}}{l} \times \frac{2}{3} \quad \dots\dots\dots (A.21)$$

(4) I を計算する。

$$I = \rho l J, J = \int_{r_1}^{r_0} 2\pi r^2 dr = \frac{\pi}{2} (R_0^4 - R_1^4) \quad \dots\dots\dots (A.22)$$

ここで, R_1 は中空供試体の内径。

$$F = \frac{I}{I_1 - \frac{K_s}{(2\pi f_n)^2}} \quad \dots\dots\dots (A.23)$$

を求める。

$$\beta \tan \beta = F \quad \dots\dots\dots (A.24)$$

から, β を求める。これには電子計算機か Fig. A-3 を用いる。

$$\beta = \frac{\omega n l}{a} = \frac{2\pi f_n l}{a} \quad \dots\dots\dots (A.25)$$

$$a = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \dots\dots\dots (A.26)$$

から

$$G = \rho a^2 = \rho \left(\frac{\omega n l}{\beta} \right)^2 = \rho \left(\frac{2 \pi f_n l}{\beta} \right)^2 \dots (A.27)$$

ただし,

$$\rho = \frac{\gamma_t}{g} = \frac{W}{\pi (R_0^2 - R_1^2) \cdot l} \cdot \frac{1}{g} \dots (A.28)$$

となる。また、中実供試体の時は,

$$\rho = \frac{W}{\pi R_0^2 \cdot l} \cdot \frac{1}{g} \dots (A.29)$$

となる。

A-2 I_0 の求め方

Fig. A.4 に示すように、鋼製のダミーサンプルと、付加マス (I_A) を用いて、次のようにして I_0 を求めることができる。実際には、 $I_A \approx I_0$ 、 $\Delta l \approx \frac{1}{2} I_0$ 程度になるようにするとよい。Fig. A.4 の (A) の状態で共振振動数 f_n を測定する。この時、次式が成り立つ。

$$G_D = \rho_D \left(\frac{2 \pi f_{nD} l}{\beta_1} \right)^2 \beta_1 \tan \beta_1$$

$$= \frac{I_D}{I_0 + \Delta l - \frac{K_s}{(2 \pi f_{nD})^2}} \dots (A.30)$$

同じく、(B) の状態で、 f_{n2} を測定する。この時、次式が成立つ。

$$G_0 = \rho_0 \left(\frac{2 \pi f_{n2} l}{\beta_2} \right)^2 \beta_2 \tan \beta_2$$

$$= \frac{I_D}{I_0 + I_A + \Delta l - \left(\frac{K_s}{2 \pi f_{n2}} \right)^2} \dots (A.31)$$

両式から、

$$\frac{f_{n1}}{f_{n2}} = \frac{\beta_1}{\beta_2} \dots (A.32)$$

および、

$$\frac{\beta_1 \tan \beta_1}{\beta_2 \tan \beta_2} = \frac{I_0 I_A + \Delta l - \frac{K_s}{(2 \pi f_{n1})^2}}{I_0 + \Delta l - \frac{K_s}{(2 \pi f_{n2})^2}} \dots (A.33)$$

β_1 、 β_2 は次式で近似できる程、小さいことが確認できれば、(A-33) から次のようになる。

$$\tan \beta_1 \approx \beta_1, \tan \beta_2 \approx \beta_2 \dots (A.34)$$

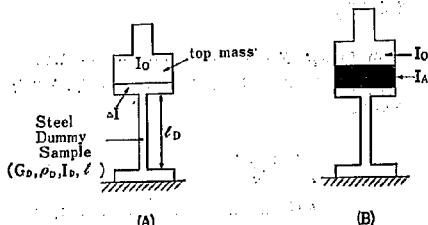


Fig. A.4 Determination of I_0

$$I_0 = \frac{\left\{ I_A + \Delta l - \frac{K_s}{(2 \pi f_{n2})^2} \right\} B - \Delta l + \frac{K_s}{(2 \pi f_{n1})^2}}{1 - B} \dots (A.35)$$

ここで、式 (A.32) を用いて、

$$B = \frac{\beta_2 \tan \beta_2}{\beta_1 \tan \beta_1} \approx \left(\frac{\beta_2}{\beta_1} \right)^2 = \left(\frac{f_{n1}}{f_{n2}} \right)^2 \dots (A.36)$$

Δl 、 I_A 、 f_{n1} 、 f_{n2} は求めることができるので、式 (A.35)、(A.36) から I_0 を求めることができる。

A-3 K_s の求め方

K_s は u の関数であると考えることができる。Fig. A.5 のような I_0 だけの状態で共振振動数 f_0 を測定すれば、

$$K_s = (2 \pi f_0)^2 I_0 \dots (A.37)$$

A-4 K_D の求め方

これまでの解析ではトップマスの回転に対する速度に比例する回転抵抗 $K_D \frac{\partial \theta}{\partial t}$ を無視して、解析してきた。しかし、Fig. A.6 の状態での対数減衰率 Δt を測定すれば、次式によって、 K_D を測定できる。

$$K_D = \frac{\Delta t}{\pi} \sqrt{I_0} K_s = \frac{\Delta t}{\pi} \sqrt{I_0} \cdot 2 \pi f_0 \sqrt{I_0}$$

$$= 2 \Delta t \cdot f_0 \cdot I_0 \dots (A.38)$$

このようにして、測定した K_D は、大きくてもせいぜい、0.25 kg-cm-secであった。Fig. A.6、A.7に、供試体の履歴減衰係数 η および K_D を考慮した解析 (土木研究所資料 912 号参照) によって散骨に η と K_D の影響を試算によって調べた結果を示す。一般に、 $\eta < 0.1$ であるので、両図面から、今回の場合は G を求める際には、 η と K_D を無視しても、誤差はほとんどないことがわかる。

付録 B 中実供試体のせん断ひずみの定義

せん断ひずみ γ は、Fig. B-1 に示すように半径 r に比例すると考えてよいから、合せん断力 S は

$$S = \int_0^R \tau \cdot 2 \pi r dr = \int_0^R G(\gamma) \cdot \gamma \cdot 2 \pi r dr$$

$$= \frac{2 \pi \gamma_p}{R} \int_0^R G(\gamma) r^2 dr \dots (B.1)$$

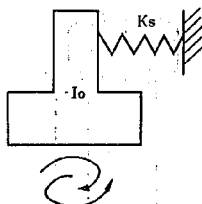


Fig. A.5 Determination of K_s

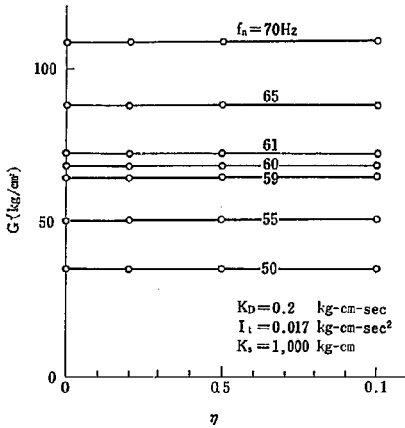


Fig. A.6 Effects of η on G

γ が非常に小さければ ($\gamma < 10^{-4}$ 程度), G は γ によらない定数と考えられるから, 式 (B.1) は,

$$S = \frac{2\pi \cdot \gamma_p \cdot G}{R} \int_0^R r^2 dr \quad (B.2)$$

いま次式で γ を定義する。

$$\gamma = \gamma_{av} = \frac{\tau_{av}}{G_{av}} = \frac{\tau_{av}}{G} \quad (B.3)$$

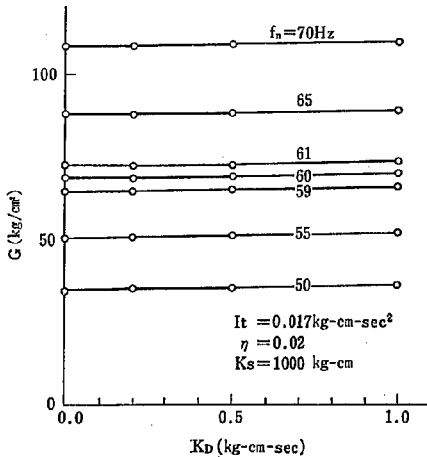


Fig. A.7 Effects of K_D on G

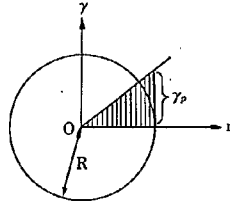


Fig. B.1 Shear strain in solid cylindrical specimen

一方,

$$S = \int_0^R \tau_{av} 2\pi r dr = \int_0^R G \cdot \gamma_{av} \cdot 2\pi r dr \\ = 2\pi \cdot G \cdot \gamma_{av} \int_0^R r dr \quad (B.4)$$

式 (B.2), (B.4) から

$$\gamma_{av} = \gamma_p \cdot \frac{1}{R} \frac{\int_0^R r^2 dr}{\int_0^R r dr} = \frac{2}{3} \gamma_p \quad (B.5)$$

したがって, 供試体周辺でのひずみ γ_p の $2/3$ 倍のひずみをせん断ひずみとする。当然のことながら, G が γ の増大に伴って大きく変化する場合は, γ が大きい範囲では上記の考え方を修正する必要がある。

(昭和54年5月2日原稿受理)

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

太 田 実*

A Study on Earthquake Resistant Design for Reinforced Concrete Bridge Piers of Single-Column Type

by Minoru Ohta

Synopsis:

This study was intended to improve the current practice of earthquake resistant design for reinforced concrete bridge piers of single column type.

The basic characteristics of piers, such as load-deformational responses, ductilities and energy-absorbing capacities, during earthquakes were investigated through elasto-plastic analyses of typical highway bridge piers with the height not more than 20 meters, and through high-intensity cyclic loading tests on specimens with 40×80 cm column section and 165 cm height.

Furthermore, the safety of anchorages and lap joints of longitudinal reinforcing bars under high-intensity cyclic loadings was investigated experimentally.

On the basis of those analytical and experimental studies, an improved method of earthquake resistant design for bridge piers was summarised. In this proposed method, a process for the examination of ductility as well as the examination of stresses, a process for examining the ultimate strength, and some improvements in details of reinforcement are included.

Key words (Reinforced concrete pier, Earthquake resistant design, Structural characteristics, Ductility, Anchorage of reinforcing bar, Lap joint of reinforcing bar)

要 旨

この研究は、単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法を改善することを目的としている。

高さ 20 m 程度以下の標準的な道路橋橋脚の弾塑性解析と、柱の断面 40×80 cm、高さ 165 cm の供試体の高応力繰返し載荷実験とを行って、橋脚の地震時における荷重-変位特性、靱性、エネルギー吸収能力などの基本的性質を明らかにし、橋脚の地震時における安全性について検討した。

さらに、耐震性に懸念のある、軸方向鉄筋の定着部および軸方向鉄筋の重ね継手に着目し、高応力繰返し荷重下における安全性について実験的に検討した。

これらの成果にもとづき、新しい耐震設計法の一案を提案した。この案は、従来の許容応力度による部材強度の照査に加えて、地震時におけるぜい性的な破壊を防止するために適度の靱性を付与するための照査を行うようにしたこと、終局耐力の照査を加えたこと、新しい構造細目規定の提案を行っていること、などに特徴がある。

キーワード (鉄筋コンクリート橋脚, 耐震設計, 構造特性, 靱性, 鉄筋の定着, 鉄筋の継手)

* 地質化学部コンクリート研究室長

目 次

1. 序 論.....(2)	3. 構造細目に関する検討.....(72)
[1] 耐震設計法の現状と問題点.....(2)	[1] 現行の設計基準と問題点.....(72)
(1) 耐震設計法の現状.....(2)	[2]. 鉄筋の重ね継手と定着に関する実験.....(72)
(2) 鉄筋コンクリート橋脚・橋台の震害例とその教訓.....(8)	(1) 概 説.....(72)
(3) 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する既往の研究の概要.....(17)	(2) 鉄筋の重ね継手の実験(梁供試体による実験).....(73)
(4) 鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の問題点.....(21)	(3) 鉄筋の重ね継手の実験(ブロック供試体による実験).....(83)
[2] 本研究の目的と意義.....(22)	(4) 鉄筋の定着に関する実験.....(99)
(1) 本研究の目的.....(22)	[3] 設計への反映についての提案.....(110)
(2) 本研究の意義.....(22)	4. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案.....(111)
[3] 本研究の範囲.....(23)	[1] 総 説.....(111)
2. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性挙動の検討.....(23)	(1) 概 説.....(111)
[1] 実験的検討.....(23)	(2) 用語の定義.....(111)
(1) 概 説.....(23)	(3) 耐震設計の基本方針.....(112)
(2) 実験方法.....(24)	(4) 耐震設計法の選択.....(113)
(3) 実験結果および考察.....(27)	[2] 設計法詳説.....(113)
(4) 結 論.....(42)	(1) 震度法および修正震度法にもとづく設計.....(113)
[2] 解析的検討.....(44)	(2) 弾性応答解析法にもとづく設計.....(117)
(1) 概 説.....(44)	(3) 韌性を考慮した安全性の検討.....(121)
(2) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時ににおける挙動の検討.....(44)	(4) 構造細目.....(127)
(3) 基礎のロッキングの影響の検討.....(61)	5. 結 言.....(130)
(4) 軸方向鉄筋の配置方法の検討.....(64)	謝 辞.....
(5) 解析的検討結果のまとめ.....(69)	参考文献.....
[3] 設計への反映についての提案.....(70)	付属参考資料.....

1. 序 論

[1] 耐震設計法の現状と問題点

(1) 耐震設計法の現状

① 概 説

現在、わが国における土木構造物および建築構造物の耐震設計は、一般に震度法、修正震度法のいずれかにより、あるいはこれらと動的解析法との併用によって行われている。

震度法はもっとも広く用いられており、土木構造物では中小規模の橋梁、重力ダムおよびフィルダム、繋船岸・防波堤等の港湾構造物など、建築構造物では高層建築物をのぞく一般の建物が、震度法によって設計されている。

修正震度法は、比較的規模の大きい橋梁および高層建

築物において用いられているほか、アーチダムの設計にも修正震度法の考え方がとり入れられている。

動的解析法は、とくに大規模な橋梁、アーチダム等の土木構造物および高層建築物の設計に用いられている。

ただし、土木構造物においては、震度法または修正震度法による設計結果の検討手段の一つとして補助的に用いられることがほとんどで、独立した設計法としては確立されていない状況にある。

これらの設計法は、地表面下に埋設される管路、トンネルなどの構造物に対しては、地盤そのものの変形を考慮して耐震設計を行う方法(応答変位法)が、最近試みられはじめている¹⁾。

諸外国における耐震設計法の現状は、現行の耐震設計基準においてそのおおよそをみることができる。表-1.1は、各国の現行耐震設計基準のおおなものについて設計

震度および地震時許容応力度の規定の概要をまとめたものである。これにより明らかなように、諸外国が現在耐震設計の対象としているのは主として建築構造物であり、それ以外の構造物をも対象としているのは数か国にすぎない。建築構造物以外の対象物は、主として橋梁である。

表-1.1 にみるように、ここに示す 32 例の基準の大半は設計水平震度を定める際の因子として、少なくとも地域および地盤（基礎）条件を考慮しており、約半数のものは構造物の重要度をもち考慮している。また、構造物の固有振動周期（または建物の高さ）、構造特性を因子とするものが約半数にのぼり、このことから、現行基準では震度法と修正震度法とがほぼ競合する状態にあることが知られる。

わが国の橋梁関係の耐震設計基準¹⁾の要旨を付属参考資料 1.1~1.6 に、建築関係の耐震設計基準として建築基準法施行令¹²⁾および高層建築技術指針¹³⁾の要旨をそれぞれ付属参考資料 2.1 および 2.2 に示す。また、諸外国の橋梁関係耐震設計基準の代表例として、アメリカ合衆国の SEAC 基準、カリフォルニア州道路局の基準およびニュージーランドの道路橋基準¹⁴⁾における耐震規定の要旨を、それぞれ付属参考資料 3.1、3.2 および 3.4 に示す。

2) 橋梁の耐震設計法

わが国における構造物の耐震設計は、1923 年の関東地震を契機として 1924 年に内務省土木局より「橋台・橋脚等の耐震化の方法」が通達されたことに端を発している。1926 年内務省制定の道路法「道路構造に関する細則案」では、地域および地盤条件に応じて 0.15~0.40 の水平震度が規定された。1939 年には「鋼道路橋設計示方書案」（内務省）が制定され、地震力に関して水平震度 0.2、鉛直震度 0.1 が規定された。この示方書案は、1956 年に日本道路協会により改訂されて「鋼道路橋設計示方書」となり、これはさらに 1964 年に改訂されたが、耐震設計に関しては一貫して震度法による設計法が採択されてきた。

1966 年から 1968 年にかけて、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、本州四国連絡橋公団および日本国有鉄道所管の橋梁に対する耐震設計基準が相次いで策定された。

1971 年には、長大橋をのぞくすべての道路橋に対する一般基準として、日本道路協会において現行の「道路橋耐震設計指針¹⁾」が策定された。付属参考資料 1.1 にその要旨を示すごとく、この指針では震度法に加えて応答を考慮した修正震度法がとり入れられ、また、修正震度法による設計結果に対する検討手段として動的解析法も導入された。

この指針の施行に伴って、日本道路公団の基準¹⁾は廃止された。首都高速および阪神高速両公団の現行基準¹⁾は、それぞれの公団の所管の地域および特定の対象構造物に対して諸定数等の範囲を特定しているが、原則的には道路橋耐震設計指針に整合するものである。

本州四国連絡橋公団の基準¹⁾は、道路橋耐震設計指針では対象外とされている支間長 200 m 以上の道路橋および道路鉄道併用橋を対象としている。付属参考資料 1.5 に概要を示すように、大規模橋梁において無視できない種々の要因をも考慮したものととなっている。国鉄の基準¹⁾は震度法に立脚したもので、重要度を線区の別で評価している点をのぞけば、思想的には道路橋の各基準とはほとんど同じである。

橋梁を対象とした外国の耐震設計基準のなかで注目されるのは、カリフォルニア州道路局の基準¹⁵⁾（付属参考資料 3.2）およびニュージーランドの道路基準¹⁴⁾（付属参考資料 3.4）である。これらは修正震度法に立脚したもので、設計震度の与え方にはわが国の基準と思想的に異なるところはない。しかし、構造物または構造部材のエネルギー吸収能力または靱性率という形で変形性能に関する因子をとり入れている点が漸進であり、今後の耐震規定の一つの方向を示していると思われる。

3) 耐震設計法に関する最近の研究動向

わが国は有数の地震国であり、また、アメリカ合衆国西部沿岸地域も名だたる強震地域で、それぞれ多くの被害を経験している。このことから、構造物の耐震に関する研究は日米両国においてとくに活発に行われており、両国の研究協力体制も漸次深まりつつある。そこで、わが国とアメリカ合衆国における耐震設計法にかかわる最近の研究動向について述べることにする。

a) 震害に対する設計上の対応

地震による被害が繰返されるたびに、地震動や構造物の挙動に関して新たな知見が得られ、それにもとづいて設計法の改善、規準の改訂が行われてきた。比較的最近の地震について、このような対応のおもな動きをみると、つぎのようである。

i) 新潟地震（1964 年、マグニチュード M=7.5）

被災地が流動化しやすい砂質土の多い特殊な地盤条件であったことから、土木・建築両構造物に著しい被害があった。土木構造物ではとくに橋梁の被害が著しく、落橋したもの 3 橋を含めて被災橋梁は約 100 橋にのぼった。これを契機として、道路橋の耐震設計基準の体系化が推し進められ、1972 年に現行の指針¹⁾が制定された。落橋被害の経験を反映して、この指針には落橋防止装置の設置についての規定も盛り込まれた。

ii) 十勝沖地震（1968 年、M=7.9）

土木構造物には著しい被害はなかった。しかし、建築

表-1.1 世界のおもな耐震設計基準の概要¹⁾

国名	おもな対象構造物	規 準 名	設計水平震度の範囲					設計水平震度にかかわる因子						地震時に対する許容応力度の割増し率, 等
			0	0.1	0.2	0.3	0.4	地 域	地 基 条 件 又 は 地 盤 状 況	高 さ 又 は 階 数	重 要 度	構 造 物 の 特 性	構 造 物 の 振 動 方 式	
1	アルジェリア	A	Recommendations relatives aux constructions a editer dans les regions sujettes aux seisms, 1955					○	○	×	×	△	×	S, RS: σ_y , C (無筋), R: 200% C (RC): 0.8 σ_{90} (曲げ), 0.6 σ_{90} (圧縮)
2	アルゼンチン	A	Centro para estudio de normas estructurales des holmigon					○	○	○	○	○	×	C, RS: 40%
3	ブルガリア	A	Code for Building in Earthquake Regions, 1964					○	○	○	○	○	○	50%
4	カナダ	A	National Building Code of Canada, 1970					○	○	○	○	○	×	
5	チリ	A	INDITECNOR, Calculo antisismico de edificios					×	△	○	○	○	×	鋼構造: 33%, RC構造: 16.7%
6	キューバ	A	NOCAE No. 1 Standards for Structural Design	静的方法				×	○	×	○	○	×	S, RS, W: 50%, E: 33%, SO, C, R: 33%
				動的方法				×	×	○	×	○	○	
7	エル・サルバドル	A	Regulations for Seismic Design, 1966					○	×	×	○	○	×	S, RS, W: 50% SO, C, R: 33%
8	フランス	A	Règles de construction à appliquer dans les régions sujettes à seismes					○	○	○	×	○	×	
9	西ドイツ	A	DIN 4194, 1957					○	○	×	×	△	×	S, RS: 50~100%, C: 100%, 上記以外: 50%
10	ギリシャ	A	Royal Decree about Antiseismic Regulation for Building Construction, 1959					○	○	×	×	×	×	C, RS: 20%, E: 50%
11	インド	A,B	Indian Standard, 1970—Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures					○	○	×	○	×	×	S: 33.3% (σ_y 以下)
12	イラン	A	Iranian Antiseismic Code for Building Construction	低 層				○	○	×	○	×	×	C, S: 33.3%
				高 層				○	○	○	×	△	×	

13	イスラエル	A	Proposed Israel Standard, Loads in Building : Earthquake						○	○	×	×	○	×	C : 33.3%
14	イタリー	A	Italian Standard Specifications for Buildings in Seismic Zones						○	×	×	×	×	×	軟鋼 : 1400 kg/cm ² 中鋼 : 2000 kg/cm ²
15	日本	B	道路橋耐震設計指針 (日本道路協会)						○	○	×	○	△	×	C, RS : 50%, C (PC) : 65%, S : 70% (上部), 50% (下部), E : 50%
		A	建築基準法施行令						○	○	○	○	△	×	S : 50% C, W, E : 100%
16	メキシコ	A	Provisions for Earthquake Resistant Design in the Federal District, Mexico, 1966						○	○	×	○	○	×	S, RS, W : 50% SO, C, R : 33%
17	ニュージーランド	A	New Zealand Standard Model Building Bylaw (NZS 1900), 1965						○	×	○	○	×	×	
18	ペルー	A	Peruvian Standards for Antiseismic Design, 1968						○	×	○	○	○	×	S, C : 33% [弾性計算法] 荷重係数 : 1.33 [終局強度法]
19	フィリピン	A	National Structural Code for Buildings, Lateral Force, 1972						○	○	○	×	○	×	
20	ポルトガル	A	Portuguese Codes of Earthquake Resistant Structures, 1958						○	○	×	×	○	×	S : 2400 kg/cm ² (引張), 70% (他の応力), SO : 0.8 σ_{su} , C : 100%
21	ルーマニア	A	Earthquake Regulations						○	○	○	×	○	○	M, W : 40%, C, R, E (乾燥) : 20%
22	スベイン	A	Norma Sismopresistente, P.G., S-1, 1968						×	○	○	×	○	×	鋼構造物 : 10%, コンクリート構造物 : 50%
23	トルコ	A, B	Earthquake Building Code Regulations, 1968 その他						○	○	○	○	×	×	C, RS : 50% E : 0~50%
24	アメリカ	B	Standard Specifications for Highway Bridges, AASHTO 1965						×	○	×	×	×	×	
		A, B	Recommended Force Requirement, SEAOC, 1959						△	×	○	×	○	×	
		A	Uniform Building Code, 1970						○	×	○	×	○	×	
25	ソ連	A, B	Строительные Нормы и Правила, Глава 12 Строительство В Сейсмических Районах, 1970						○	○	○	×	○	○	S, W : 40%, C, R : 20%
26	ベネズエラ	A	Provisional Standard for Earthquake Resistant Structures, 1967						○	○	×	○	○	×	

(注) おもな対象構造物—A : 建築物, B : 橋梁

許容応力度の割増し率, 等—S : 鋼材, SO : 非鉄金属, M : 金属, RS : 鉄筋, C : コンクリート, W : 木材, R : 石, E : 土 (地盤), σ_y : 降伏点, σ_{su} : 破壊強度

構造物では被害が著しく、鉄筋コンクリート造建物（以下、RC建物という）の被害は軽微なひびわれの生じたものまで含めると全数の約10%にものぼった。とくに、柱のせん断耐力・靱性不足による被害が多かったことから、これを改善するための規準¹⁹⁾の改訂が行われた。せん断耐力・靱性の増強にかかわる規準の改訂は、短期のコンクリートの許容せん断応力度をそれまでの $F_c/15$ (F_c :設計基準強度)から $F_c/20$ に引下げることにより作用せん断応力の低減をはかること、および帯鉄筋量を0.2%以上として部材の靱性の向上をはかることを骨子とするものであった。

iii) サンフェルナンド地震 (1971年, $M=6.5$)

典型的な直下型地震の例で、比較のかぎられた地域ながら、病院建物の崩壊、高架道路建造物の倒壊など、まねにみる大被害を生じた。道路橋の被害に対し、カリフォルニア州では地震直後に地震委員会が組織され、耐震設計規準²⁰⁾の改訂作業が着手された。最終的な改訂規準がまとまるまでの暫定的な措置として、1973年にInterim Criteriaが出された。これにより、大きな被害のあった直接基礎および杭基礎を有する橋梁に対する設計水平震度がそれぞれ2倍および2.5倍に引上げられた（付属参考資料3.2参照）。さらに、規準とは別に付属参考資料3.3に示すような鉄筋コンクリート柱（以下、RC柱という）、荷重連結装置など耐震上重要な構造細目の改善策が示された。これらの改善策は、当時建設中の約200の橋梁にも直ちに適用された。

iv) 宮城県沖地震 (1978年, $M=7.5$)

土木・建築両構造物にかなりの被害があった。土木構造物では、次節1.1.2に示すように、鉄筋コンクリート橋梁（以下、RC橋脚という）の被害が目立ち、主鉄筋の座屈・コンクリートの圧破を伴う大きな損傷もいくつか見られた。また、支承部に損傷を生じた橋梁も多数にのぼった。このようなことから、支承部を含む下部構造の耐震安全性を再検討するため、地震後間もなく日本道路協会に宮城県沖地震道路橋被害調査分科会が設置された。この分科会では、支承部等の構造細目および設計基準の改善をはかることを目的とし、目下研究が進められている。建築関係では、ブロック塀の倒壊が目目を集めた。地震後間もなく実大振動実験が行われ、その成果等にもつぎ組織造の基準を改正するための準備が、建設省建築研究所を中心に進められている。

b) わが国における研究の動向

構造物の耐震設計法に関する組織的な研究として、総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」と題する研究開発が、1972年より5か年にわたり建設省によって実施された。総合技術開発プロジェクトは、建設技術に関する主要な研究開発のうち行政上および技術開発上

重要であり、かつ、多くの研究領域にわたる総合的研究開発課題について、国・学会・民間団体等が緊密な協力体制のもとに計画的、かつ、組織的に研究開発を推進することにより、建設技術の向上を図ることを目的としている。

新耐震設計法の開発は、土木・建築両分野の協力体制のもとに、国・学会・民間の耐震工学の専門家多数の協力を得て、それぞれの専門委員会審議と実験的研究とを中心に推しすすめられた。その成果は、1977年3月に「新耐震設計法(案)」として建設省より公表された。

「新耐震設計法(案)」(以下、設計法(案)という)は、その要旨を付属参考資料4.1に示すように3編から構成されている。I編には、土木構造物および建築構造物に共通する基本事項が示されている。これを受けて、II編およびIII編にはそれぞれ土木構造物および建築構造物の耐震設計法の概念とその具体的な手続きとがまとめられている。この設計法(案)のとりまとめにあたっては、つぎの点に重点がおかれた。

i) 基本事項の共通化: 各種の土木構造物および建築構造物に対する既往の耐震設計法を統覧し、基本的な部分について最新の知見を加味しつつ、できるだけ共通化をはかる。

ii) 設計手順の明確化: 従来の耐震設計では、計算手順が慣行として定着してしまい、ややもすると耐震設計の基本的な手順に対する認識が不足する恐れがあった。これに鑑み、単に慣行の技法を盲目的に行うのではなく、基本に戻って場合に応じた的確な耐震設計を行うよう、設計手順の明確化をはかる。

iii) 設計作業の合理化: いたずらに複雑な計算法にとらわれることなく、最新の技術的知見にもとづいた的確な計算法を選択しうようし、設計作業を合理的に行えるようにする。

この設計法(案)は、土木および建築構造物の耐震設計法の基本的な理念と手続きを示し、今後、土木および建築構造物の個々の耐震設計基準が策定または改訂される際の基本的な方向を与えることを意図している。現行の耐震設計基準はこの設計法(案)の趣旨に沿って改善されることが期待されている。

このような趣旨にのっとりた基準改訂の活動は、この設計法(案)が発表された直後から土木・建築の両分野において開始されている。つぎに、その概要をのべる。

i) 土木の分野における活動

従来それぞれ孤立的に制定・運用されていた基礎構造物、コンクリートおよび鋼筋構造物、土質構造物ならびに地中構造物に対する耐震設計基準が、形式上は一つの体系に整備された（付属参考資料4.1参照）。しかし、各種土木構造物の耐震設計は、それぞれ長い経験や慣行を母

体としているため、設計震度の採り方や耐震計算の手法などについて直ちに明快な統合・調整をはかることは困難である。そこで、とりあえず設計震度の地域区分のように、統一化しうる部分は極力統一化をはかることを目標に、設計法(案)Ⅱ編のとりまとめが行われた。

現行の道路橋耐震設計指針は、道路橋示方書に「耐震設計編」として編入・統合されることになった。それを機会に、設計法(案)の趣旨に沿った同・指針の改訂作業が1978年3月に日本道路協会橋梁委員会・耐震設計分科会において開始された。RC橋脚・橋台については、従来の許容応力度による部材強度の安全性の照査に加えて、靱性(変形性能)に関する安全性の検討も行う方針が設計法(案)に盛り込まれたのを受けて、上記指針もこれを新たに採り入れる方向で改訂審議がすすめられている。

コンクリートダムについては、日本ダム会議によるダム設計基準の改訂¹²⁾(1978年8月)を機に、設計震度の地域区分の修正等が施された。水道については、水道施設の耐震工法指針の改訂審議が、目下、日本水道協会の指針改訂特別調査委員会において行われており、設計震度、地中構造物に関する新耐震設計法(案)の趣旨が、同・指針の総論中の規定の一部に反映されつつある。

ii) 建築分野における活動

鉄筋コンクリート系建築物の耐震設計法に関する最近の動向の主流は、設計された建築構造物の保有耐震性を検討するという方向にある(付属参考資料4.2参照)。設計法(案)Ⅲ編は、このような動向を反映して、一次設計として設計された建築物について二次設計においてその保有耐力を照査する体系でとりまとめられた。一次および二次設計は、建築物の構造形式等に対応した6種の設計区分に応じて、その内容と組合せが変えられている。たとえば、簡易な木造建築物等に対しては構造規定による一次設計のみを、また、高層建築物に対しては修正震度法による一次設計と動的解析法による保有耐力の照査とを組合せて行う方式とされている(付属参考資料4.3および4.1参照)。

このような方針に沿った現準改訂のための作業が、1979年4月より建設省建築研究所を中心にすすめられようとしている。すなわち、建築研究所によってすでに立案されている改訂案に対し、建築センターに設置される耐震基準作業委員会において関係方面の意見調整と試行設計にもとづく素案の検討・調査を行い、建設本省に設置される耐震建築基準研究会における最終審議を経て、1980年に成案を得る予定とされている。

以上のような組織的な研究活動とは別に、個々の研究者による耐震設計法改善のための研究も行われている。なかでも特徴すべきものとして、建築構造物の耐震設計

法に関する山田および河村の優れた研究がある^{13),14)}。山田らは、RC建築物の耐震抵抗要素を短柱、長柱、耐震壁の3種に区分して、それぞれの耐震特性を実験および解析の両面より詳細に検討した。それらより、建築物の共振現象と疲労破壊現象とを連結させた共振共振なる尺度によって耐震安全性の評価を行う方法を導き、壁や短柱の多い剛な建物に対しては1.0gを、長柱の多い柔な建物に対しては0.6g程度を設計震度として考慮する、独創的な耐震設計法を提案している。

c) アメリカ合衆国における研究の動向

わが国における総合開発プロジェクトと同様な組織的な耐震設計法の研究が、カリフォルニア構造技術者協会(SEAOC)との協力体制のもとにATC(Applied Technology Council)においてすすめられている。耐震工学上の知見と建築技術とを融合させた建築構造物の新しい耐震設計法を確立することを意図したもので、1978年6月に暫定規準¹⁵⁾が出された。この規準の内容構成、その他の概要を、付属参考資料5に掲げる。同資料には、この規準のRC建物に対する規定の特徴も示した。この規準で用いている耐震性能等級は、わが国の新耐震設計法における塑性変形能力区分に相当するもので、両者は設計法の概念において大きなちがいはないが、各形式に対して必要とされる構造詳細についてはやや相違がみられる。

このような組織的な研究とは別に、カリフォルニア大学のEarthquake Engineering Research Center、イリノイ大学のEngineering Experiment Station、その他の大学・公共研究機関等における研究もさかんに行われている。とくにEERCでは、R. W. Clough, J. Penzien, V. V. Bertero, E. P. Popovらを中心に鉄筋コンクリートフレーム(以下、RCフレームという)の梁-柱接合部を中心とした建築構造部材の挙動解明と耐震性改善を目的とした大型部材実験が継続的に行われている。過去数年間における研究をEERC Reportでみると、せん断耐力の増強による靱性向上の問題にかなりの重点がおかれていることが知られる。EESでは、M. A. Sozenらのグループによる建築構造物の多層多スパンモデルによる実験的研究などが行われており、これはd)に述べる日米共同研究とも関連している。

d) 日米共同研究

1964年に発足した日米天然会議(天然資源の開発利用に関する日米会議。略称U. J. N. R.)傘下の組織の一つとして、日米両国に耐風・耐震構造専門部会が組織されている。両国専門部会の合同部会(Joint Meeting, U. S. -Japan Panel on Wind and Seismic Effects)の第1回会議が1969年に東京で開催された。それ以来、東京とワシントン市とで交互に年1回の会合がもたれ、

1978年のワシントン市における合同部会で開催回数はずでに10回を数えるにいたっている。

この合同部会は、従来、日米両国で別個に行われていた構造物の耐震・耐震設計法の開発研究の成果を相互に持ち寄り、情報・意見の交換および成果の検討を行うことを目的としている。日本側は、建設省土木研究所長を部会長に委員22名（建設省・土木研究所、同・建築研究所、同・国土地理院、運輸省・港湾技術研究所、同・気象研究所、科学技術庁国立防災科学技術センターより参画）、米側は国立標準局建築技術研究部長 Dr. E. O. Pfrrang を部会長に委員24名（国立標準局、住宅都市開発局、連邦道路局、内務省開拓局、等より参画）により構成されている。

過去の行動部会では、耐震に関してはつぎのようなテーマについて研究が行われてきた。

- ・地震および地震力、地震活動の地域的分布
- ・地震動と観測機器、地震記録の処理方法
- ・地震動と地震災害、地震時における地盤の流動化
- ・震害の復旧、地震災害低減のための設計
- ・地震時における構造物および地震の動的挙動
- ・水理構造物および建築構造物の地震応答
- ・構造物に作用する地震の作用および設計基準
- ・最新の設計基準の紹介
- ・大型施設の共同利用

U. J. N. R. 後援による活動の一環として、1977年9月に Penzien, Mattock, Sozen ら米側主力研究者の来日を得て、「大型実験施設利用日米共同研究計画」が策定された。最初の大規模実験として建設省建築研究所の大規模施設による実大層多スパン建築構造物の耐震実験を中心とする実験研究が、1979年に着手されることとなっている。

上記の共同研究以前に、学・協会による日米交流も行われており、1987年には「コンクリート構造物の耐震性状に関する基礎研究」と題する日米両国によるセミナーが、日本コンクリート会議（現・日本コンクリート工学協会）と ACI の共催により東京で開催され、両国における研究の紹介と討議が行われている。

(2) 鉄筋コンクリート橋脚・橋台の震害例とその教訓

1) おもな震害例とその特徴

つぎに示すような、1923年関東地震以降のわが国におけるマグニチュード7.0以上の地震および1971年サンフェルナンド地震における、RC橋脚・橋台のおもな被害をまとめると、表-1.2 のようである。

〔地震名〕 〔発生年月日〕 〔マグニチュード〕

関 東	1923年9月1日	7.9
南 海	1946年12月21日	8.1

福 井	1948年6月28日	7.3
十 勝 沖	1952年3月4日	8.1
新 潟	1964年6月16日	7.5
十 勝 沖	1968年5月16日	7.9
宮城県沖	1978年6月12日	7.5

サンフェルナンド 1971年2月9日 6.5

これらの地震における被害のうち、大被害を伴った関東、福井、新潟、宮城県沖およびサンフェルナンドの各地震における RC 橋脚・橋台の被害の特徴をみると、つぎのようである。

a) 関東地震¹⁰⁾

i) 無筋構造（石積、煉瓦積）の橋台は、地震時背面土圧により滑動を生じ、同時に躯体にひびわれを生じている。滑動を生じた一因は、基礎のぜい弱さ（ならし基礎、ブロック基礎）にある（表-1.2（以下、表番号を略す）の1-(1)、(2)、(3)）。

ii) 3 柱式 RC ラーメン橋脚はいずれも著しい被害を受けており、とくに水平梁および柱頭部（水平梁との接合部）が弱点となっている（1-(4)、(5)、(6)）。

b) 福井地震¹¹⁾

i) 橋台は背面土圧により河心方向に傾斜しているものが多く（3-(1)、(2)、(3)、(4)、(6)）、打桩目にひびわれを生じたものがある。

ii) 単一柱式 RC 橋脚には沈下、傾斜を生じたものがあるが（3-(4)、など）、躯体に顕著な損傷を生じたものはない。

iii) 2~4 柱式 RC ラーメン橋脚に被害を生じているものが多く（3-(1)、(2)、(5)、(6)、(7)）、柱と水平梁または基礎との接合部付近に被害が集中している。

c) 新潟地震¹²⁾

i) 橋台、橋脚とも、滑動・沈下・傾斜など変位現象がきわだっており（5-(1)~(6)）、剛性の乏しいバイエルベルト橋脚（5-(2)）は完全倒壊にいたっている。これらはほとんど砂質地盤地域にあり、地震時における流動化現象により地盤の支持力が減少したことが一つの大きな原因となっている。

ii) 下部構造の変位、崩壊により上部構造の被害が誘発されたものが多く、とくに被害の著しかった5橋（5-(2)、(4)、(5)の3橋は落橋、(1)、(3)は顕著な被害）は、いずれも下部構造の不安定を直接の原因とするものであった。なお、落橋したものについては、落橋防止装置が十分でなかったことも指摘されている。

iii) 橋脚天端の支承部付近の局所的な破損が多数にのぼる。これは、下部構造の変位による上部構造との相対変位がおもな原因となっている。

d) 宮城県沖地震²⁾

i) 単一柱式 RC 橋脚に顕著な被害が見られた。すなわち、躯体全周におよぶ水平ひびわれを生じたもの〔7-(1)~(4)など〕のほか、それがさらに進行してコンクリートのはく離・主鉄筋の座屈を伴ったもの〔7-(1), (4), (5)〕があり、曲げ破壊型の損傷としては過去に類のない顕著なものであった。これらの橋脚における入力加速度は、地震記録等より 0.3~0.4 g 程度と推定されており、設計値を上まわる過大な地震力の作用がその主因と考えられる。なお、単一柱式橋脚におけるせん断破壊型の損傷は比較的少なかった〔7-(2)の一部橋脚〕。

ii) 強震を受けた地域にはラーメン形式の橋脚は少なかったが、壊滅的な被害を受けたものが 1 橋あった〔7-(6)〕。

iii) 橋脚天端の支保部直下にせん断破壊を生じたものがあった〔7-(7), (9)〕。

e) サンフェルナンド地震^{3), 4), (12)~(53)}

i) 高架橋では、完全崩壊したもの 7 橋、修復を要する損傷を受けたもの 50 橋以上にのぼるが、これらに共通する原因としてつぎの事項が指摘されている。

①設計値をはるかに上まわる地震力が作用したこと（設計水平震度は 0.06 程度以下とされていたのに対し、被害多発地域の平均加速度は約 0.4 g であった）。

②橋脚・橋台の断面過小、剛性不足、および簡易な基礎構造のため下部構造の変位が大きかったこと。

③脚柱における帯鉄筋量が極端に少ないなど、配筋方法に不適切な面があったこと。

④上部構造の桁がかりが少なく、下部構造の変位により落橋が誘発されやすい状況にあったこと。

ii) 高架橋の橋脚はほとんど単柱並列式で、高さの小さい比較的剛な橋脚は柱中間部でのせん断破壊型、高さが大きく比較的可撓性の大きい柱は柱頭部または基部付近における曲げ破壊型の破壊を生じた〔8-(1)~(5)〕。

iii) $\phi 57$ mm 太径鉄筋（主鉄筋）に対し、帯鉄筋は $\phi 9 \sim D13$ をかなり粗く配置するなど、帯鉄筋量が過小であったことが、爆裂的なぜい性破壊を生じた一因と考えられている。

iv) フーチング中の定着鉄筋の抜け出しによって橋脚が倒壊した特異な例〔8-(2)〕も見られた。

2) 震害例から得られる教訓

1) に示した震害例および被害の特徴から、RC 橋脚・橋台の耐震性の向上をはかるうえで教訓とすべき事項を挙げると、つぎのごとくである。

i) 橋台の震害としては、過大な背面土圧の作用、基礎地盤の過大な変形、またはこれら両者の相乗作用を原因とする滑動・沈下・傾斜などの変位現象、およびそれに伴う橋台躯体のひびわれ発生が多くみられ、まれには折損や転倒も起っている。また、橋台の変位が橋脚または上部構造の被害を誘発している場合も多い。地震によって地盤が流動化した新潟地震の場合には、この傾向が特に顕著である。

橋台の震害およびそれに伴う他の部分の被害を少なくするためには、動的背面土圧の大きさを慎重に評価するとともに、橋台基礎地盤の安定性・支持力等の性質を十分に調査し、断層・すべり・流動化・相対沈下等の可能性を予測することが必要である。

サンフェルナンド地震の例にみるように、斜橋においては一對の橋台に作用する土圧の偶力によって橋全体に振りが作用する可能性があるため、橋脚としては小断面の単柱を並列したような振りに弱い構造を避け、大断面単一柱形式その他の振り抵抗の大きい形式を採用するなどの考慮が必要とされよう。

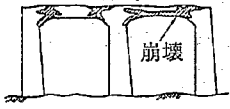
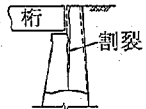
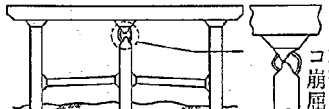
ii) 複数の柱と連結梁とからなるラーメン式橋脚のなかでも、比較的小断面の柱を用いた 3 柱式または 4 柱式の橋脚には大きな震害を受けたものが多い。損傷は主として柱の上・下端部付近または柱と梁との接合部付近に生じており、これは地震時水平力または基礎の不同沈下によって大きな断面力を生じる位置に一致している。

このような多柱式ラーメン構造の既往の震害例にみられたようなぜい性的な破壊を避けるためには、かかる骨組構造の交差繰返し荷重下における荷重—変形特性および破壊特性を究明し、構造物に適度の靱性を付与するような設計を行うことが必要と思われる。とくに、柱—梁接合部付近の構造細目、柱の横方向鉄筋（帯鉄筋）の配置方法について研究する必要がある。

iii) ラーメン式橋脚のうち、比較的大断面の柱と梁とからなる剛な門型構造のものの震害の様相は、大断面単一柱式橋脚のそれに類似しており、このような橋脚の地震時における挙動は、大断面単一柱式のそれにちかものであることを示唆している。

iv) 大断面単一柱式橋脚の大きな震害は過去に比較的少なかったが、宮城県沖地震（1978 年）では顕著な被害が数多く見られ、かなりぜい性的な損傷も認められた。このことは、単一柱形式橋脚の耐震設計についても再検討する必要があることを示唆しているといえよう。すなわち、従来の主として応力度にもとづく安全性の検討のみならず、適度の靱性を保有することをとも照査するような設計を行うことが必

表-1.2 鉄筋コンクリート橋脚・橋台の震害例

地 震	橋 梁 名 橋長, L (m)	所在地	構 造 形 式				被 害		参 考 文 献	
			上部構造	橋 台		橋 脚		被 害 状 況		推 定 原 因
				軀 体	基 礎	軀 体	基 礎			
1. 関東地 震 [1923年 $M=7.9$]	(1) 新 港 橋 $L=36.6$	横浜市	鋼トラス 1連	石積	コンクリ ートなら し	—	—	橋台: 1基は橋軸方向に傾斜, かつ, 0.4 m 滑動, 他の1基は, 軀体幅員中央部に 鉛直ひびわれ発生。	・過大な背面土圧の作用。 ・基礎の強度不足。	30) 31)
	(2) 萬 国 橋 $L=36.6$	横浜市	鋼トラス 1連	煉瓦積	コンクリ ートブロ ック	—	—	橋台: 1基は橋軸方向に約1.2 m滑動, 軀体 幅員中央部に鉛直ひびわれ発生 (最大 幅2.7cm), 他の1基は橋軸方向に0.3 m滑動。	・過大な背面土圧の作用 による, 基礎ブロック のずれ	
	(3) 花 園 橋 $L=50$	横浜市	鋼トラス 1連	煉瓦積	コンクリ ートなら し	—	—	橋台: 1基は, 橋軸方向に滑動しようとする 際, 上部構造の抵抗により軀体頂部付 近に水平ひびわれ発生 (最大幅3 cm)。 他の1基は橋軸方向にわずかに滑動。	・過大な背面土圧の作用。 ・基礎の強度不足。	
	(4) 酒 匂 橋 $L=363$	神奈川県	RC単純 T桁33連	RC重力 式		RCラー メン (3 柱)	ケーソン (各柱独 立)	橋台: 傾斜 橋脚: 完全崩壊	・過大な背面土圧の作用。 ・過大な地震力の作用 (橋脚軀体の耐力不足)	
	(5) 馬 入 橋 (建設中)	神奈川県	(未架設)	RC重力 式	杭	RCラー メン (3 柱) [56基中6 基完成]	ケーソン (各柱独 立)	橋脚: 上端水平梁の柱との接合部付近が破壊 (図-1)。軀体が橋軸方向に傾斜。	・基礎の不同沈下。 ・コンクリートの強度不 足 (発生不十分)。	
	(6) 高 幡 橋	東京市	鋼単純I 型桁13連	RC重力 式	ケーソン	RCラー メン (3 柱)	ケーソン	橋台: 橋軸方向に滑動し, 桁との衝突で崩壊 (図-2)。 橋脚: 2基の中央柱頂部が破壊 (図-3)。	・過大な背面土圧の作用 (橋台)。 ・柱のせん断耐力の不足 (橋脚)。	
   コンクリート 崩落、鉄筋露 屈										
図-1 馬入橋 図-2 高幡橋 (橋台) 図-3 高幡橋 (橋脚)										

2. 南海地震 [1946年] [M=8.1]	被災橋梁は300橋をこえたが、橋脚・橋台の損傷としては、渡川橋（高知県、鋼トラス8連+RC増6連）のトラス落橋にとまなう橋脚の破損があったほかは、橋脚の沈下、橋台の滑動を生じたものが高知・愛媛両県下に数橋あったのみ。								21)	
3. 福井地震 [1948年] [M=7.3]	(1) 中角橋 L=257	福井県	単純プレートガーダ14連	RC重力式	杭	RCラーメン(2柱)	杭ケーソン	橋台：橋軸方向に傾斜。 橋脚：大部分の橋脚は傾斜，ケーソンとの接合部が浮上り（ $\phi 22$ 定着鉄筋抜出し），反対側はコンクリート剝離・鉄筋座屈。また，頂部水平梁との接合部に水平ひびわれ発生（図-4）。 ○上部鋼桁落下。	○過大な地震動の作用。	22)
(2) 長屋橋 L=58.5	福井県	鋼単純I型桁8連	RC重力式		RCラーメン(2柱)		橋台：1基は橋軸方向に傾斜。 橋脚：沈下・傾斜，脚柱の梁との接合部にひびわれ発生，コンクリート剝離（図-5）。	○過大な地震動の作用。 ○柱～梁接合部の耐力不足。		
(3) 塩屋大橋 L=86	石川県	鋼単純I型桁8連	RC重力式		RCラーメン		橋台：傾斜。1基は水平打継目（頂部より2m）に水平ひびわれ発生。 橋脚：傾斜および沈下（最大沈下量0.25m）。	○過大な背面土圧の作用。 ○地盤の支持力不足。		
(4) 瀬越橋 L=87	石川県	鋼単純I型桁8連	RC重力式		RC単柱式		橋台：傾斜。1基は頂部より1.6mの所に水平ひびわれ発生。 橋脚：傾斜および沈下（最大沈下量0.5m）。	○過大な背面土圧の作用。 ○地盤の支持力不足。		
(5) 板垣橋 L=156	福井県	RC単純T桁13連	RC重力式		RCラーメン(2柱)	ケーソン	橋脚： $P_3 \sim P_8$ の6基が傾斜。傾斜の大きな橋脚では脚底とケーソンとの境界部にひびわれ発生。	○地盤の支持力不足。		
(6) 弁天橋 L=50.3	石川県	鋼単純I型桁6連	RC重力式		RCラーメン(4柱)		橋台：傾斜。 橋脚： P_2 が桁落下時に破壊。 P_1 は倒壊， P_4 ， P_6 は傾斜。			
(7) 木呂場橋 L=36	石川県	RC単純T桁3連	RC重力式		RCラーメン(3柱，土下梁付)		橋脚： P_1 の下梁にひびわれ，外側柱頭部付近破壊。 P_2 の下梁にひびわれ発生，躯体傾斜（図-6）。	○基礎の不等沈下脚柱の耐力不足。		

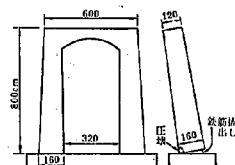


図-4 中角橋

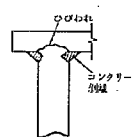


図-5 長屋橋

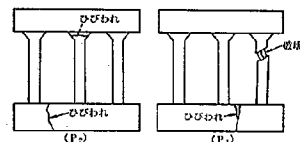


図-6 木呂場橋

4. 十勝沖地震

[1952年
M=8.1]

木橋に被害があったが、鋼橋およびコンクリート橋では一部支部に損傷があった程度で、顕著な被害はほとんどなかった。

5. 新潟地震

[1954年
M=7.5]

(1) 万代橋 L=307.4	新潟市	RC2ヒンジアーチ2連、RC6径間連続アーチ1連	RC重力式	木杭	RC単柱式	ケーソン	橋台：0.4~1.4m沈下，傾斜。 橋脚：P ₁ 、P ₂ が0.15~0.3m沈下。	○地盤の支持力低下（流動化した疑いがある）。
(2) 昭和大桥 L=303.9	新潟市	単純合成桁12連	φ609mm-9本1列 バイルベント（H=22m）	φ609mm-9本1列 バイルベント（H=25m）	P ₁ 、P ₄ ：傾斜（天端永久変位0.130~0.042m） P ₂ 、P ₃ ：完全崩壊。 ○桁5連落下。		○地盤の流動化による支持力の低下。 ○下部構造の剛性不足。	
(3) 八千代橋 L=307	新潟市	PC単純桁4連、単純合成桁10連	RC重力式	RC杭	RC単柱式	RC杭	橋台：滑動・傾斜（最大滑動量1.1m）。 橋脚：合成桁部の両端の橋脚が、滑動の際桁の板杭で折損（図-7）。P ₄ 支保部せん断破壊（図-8）。	○地盤の流動化による支持力の低下。
(4) 新潟駅東跨道橋 L=229.5	新潟市	PC単純桁15連、単純合成桁10連	RC壁式	木杭	RCラーメン（3柱）13基、RC単柱式2基	木杭	橋台：沈下・傾斜（最大沈下量0.32m）。 橋脚：沈下・傾斜（沈下量0.33~0.45m）。 ○合成桁1連落下。	○地盤の流動化による支持力の低下。
(5) 新松浜橋（建設中） L=810	新潟市	鋼単純トラス14連	RC重力式	木杭 ケーソン	RC単柱式	ケーソン	橋台：沈下・傾斜。 橋脚：沈下・傾斜。 ○架設中のトラス1連落下。	○地盤の支持力不足。
(6) 小須戸橋 L=186	新潟県	鋼単純トラス3連	RC重力式	ケーソン	RC単柱式	ケーソン	橋台：沈下（0.1~0.2m）。 橋脚：P ₂ が0.75m沈下。	

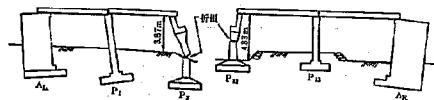


図-7 八千代橋（橋脚の折損）

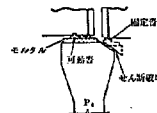


図-8 八千代橋（支保部破壊）

6. 十勝沖
地震
[1968年
M=7.9]

剛性不足のために傾斜・変形したバイルベント橋脚。地盤支持力不足のために0.2m程度沈下した橋脚、背面土圧により橋軸方向に滑動した橋台、支保部付近に局部的なせん断ひびわれが生じた橋台、などが数橋あったが、顕著な被害はなかった。

34)

7. 宮城県
沖地震
[1978年
M=7.5]

(1) 千代大橋 L=310	仙台市	単純合成 桁9連	RC重力 式	ケーソン	RC単柱 式	ケーソン	橋脚 P ₁ , P ₂ : 下端付近コンクリート圧壊・鉄筋屈 屈 (図-9)。 P ₃ , P ₄ : 下端付近全周に水平ひびわれ発生。 P ₅ : 張出し部根付近のコンクリート圧 壊・鉄筋屈 (図-9)。 P ₆ , P ₇ , P ₈ : 張出し部根付近の躯体全周に水 平ひびわれ発生。	○過大な地震力の作用 (推定入力加速度300~ 400ガル。以下同じ)。
(2) 名取大橋 L=541	仙台市	単純合成 桁17連	RC重力 式	ケーソン	RC単柱 式	ケーソン	橋脚: 地表面付近の躯体全周にひびわれ発生 (図-10)。	○過大な地震力の作用。
(3) 関上大橋 L=541.7	宮城県	P C単純 桁7連, P C3径 間有鉸ラ ーメン1 連	RC重力 式	杭	RC単柱 式(単純 桁部), RC円形 中空断面 単柱式 (ラーメ ン部)	ケーソン	橋脚 P ₁ : ひびわれ, コンクリート剥離。 P ₂ ~P ₃ (単純桁部): 地表面付近の躯体全周に 水平ひびわれ発生。 P ₄ , P ₅ (ラーメン部): 曲げおよびせん断ひ びわれ発生 (図-11)。	○過大な地震力の作用。
(4) 阿武隈橋 L=571.1	宮城県	鋼単純ト ラス7連, 単純プレ ートガー ダー10連	RC重力 式	杭	RCラー メン(2 柱)	ケーソン (トラス 部) 杭(ガー ダー部)	橋脚: P ₂ ~P ₃ の柱中間部に、ほぼ全断面にお よぶ水平ひびわれ発生。とくに、P ₆ , P ₇ はコンクリート剥落・鉄筋屈 (図 -12)。	○過大な地震力の作用。

(5) 新江合橋 L=243	宮城県	5径間連 統ブレード 1連	RC重力 式	杭	RC単柱 式	杭	橋脚: P ₂ 躯体中間部(鉄筋量低減位置付近)に躯体全周におよぶ水平ひびわれ発生, 一部コンクリート剝離・鉄筋露出(図-13)。	○ 過大な地震力の作用。
(6) 江合橋 L=155	宮城県	単純ブレード 9連	RC重力 式	ケーソン	RCラーメン(2 柱, 上・下梁付)	ケーソン(各柱独立)	橋脚: 全橋脚とも, 上・下水平梁両端部破壊(図-14)。	○ 過大な地震力の作用。 ○ 基礎の不同沈下。
(7) 天王橋 L=367.7	宮城県	ラングート ラス1連, 鋼 ゲルバー桁7 連	RC重力 式	ケーソン	RC単柱 式	ケーソン	橋脚: ラングートラス固定支承直下の躯体頭部せん断破壊(図-15)。	○ 過大な反力の作用(他の固定側は, 歩道添架時に躯体が増厚・拡幅補強されていた)
(8) 小野橋 L=247.8	宮城県	単純ブレード 13連	RC重力 式	ケーソン	RCラーメン(2 柱)	ケーソン	橋脚: 1基の支承部直下隅角部がせん断破壊。	
(9) 錦板橋 L=575.5	宮城県	鋼単純トラス5連, ゲルバー桁9連, 単純桁1連	RC壁座	杭	RCラーメン(2 柱)	ケーソン(トラス部) 杭(ガーダー部)	橋台: 1基折損。 橋脚: ゲルバー吊桁落下時の衝突により, その支持脚躯体中間部に水平ひびわれ発生。	○ 上部構造の橋軸方向への移動。 ○ 桁の衝突。

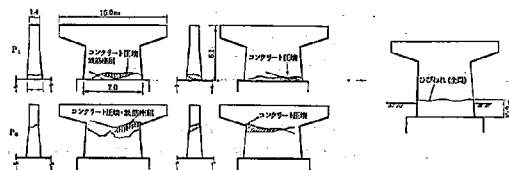


図-9 千代大橋

図-10 名取大橋

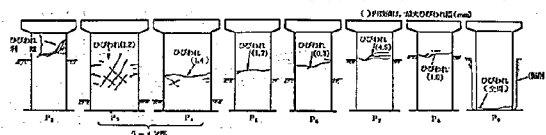


図-11 関上大橋

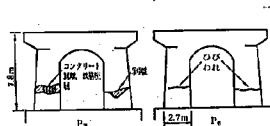


図-12 阿武隈橋

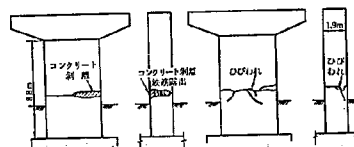


図-13 新江合橋 (P3)

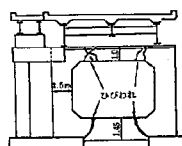


図-14 江合橋 (P4)

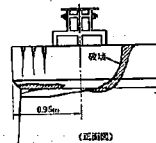


図-15 天王橋

8. サンフランシスコ地震 [1971年] [M=6.5]	(1) Foothill Boulevard Undercrossing L=85 (斜角25~38°)	San Fernando	RC箱桁 4連	桁と一体 構造 下端ヒンジ (図-16, a)	フーチン グ	RC独立 4支柱並 列式 B2, B4の 下端ヒン ジ, B2固 定 (図-16, b)	4支柱の 両外側は 杭基礎, 内側2柱 は直接基 礎 (図-16, c)	橋台: 約10cm変位 (図-16, d)。 橋脚: 下端固定脚 B2の③, ④, ⑤柱が破壊 (図-16, e)。⑥柱は基礎が沈下。 B2, B4はほとんど被害なし	橋台の変位: 斜角をもつ 橋台の背面土圧の偶力 により, 橋全体が水平 面内で回転したこと。 橋脚の破壊: 上部構造の 水平回転軸が B2-⑥柱 付近を中心として起っ た際に, ③, ④, ⑤柱は 固定脚のため変位に追 従できなかったこと。 B2, B4は下端ヒンジで, 変形に追従できた。	337 327
	(2) Rote 5/210 Separation and Overhead L=233 (曲線橋)		RC箱桁 7連	RC壁式		RC単柱 式 (高さ15 ~20cm)	フーチン グ (P2, P3) φ1.8m 場所打ち RC杭 (P4~P7)	橋脚: 倒壊 (図-17)。 ○上部構造落下。	○過大な地震力の作用。 ○基礎構造の耐力不足 (フーチングまたは杭 中への定着鉄筋—D57, 埋込長1.8m—が拔出 した)。 ○上部構造が落橋しやす い構造であったこと。	

(3) San Fernando Road Overhead (その1) $L=73.2$	R/C箱桁 2連	桁と一体 構造	杭	R/C単柱 式	$\phi 40\text{cm}$ 場 所打ちR C杭	橋脚：芯部破壊（座屈）（図-18）。 橋脚：高さの小さい剛な柱は、柱中間部でせん断型の破壊、高さが大きく比較的フレキシブルな柱は、柱頂部に曲げ破壊型の破壊を生じた（図-19）。	○過大な地震力の作用。
(4) San Fernando Road Overhead (その2) $L=135\sim 138$ (3橋並列)	R/C3径 間ラーメン 6連、 単径間 (鋼 PC RC)1 連	桁と一体 構造	フーチン グ	R/C独立 2支柱並 列式	杭	橋脚：高さの小さい剛な柱は、柱中間部でせん断型の破壊、高さが大きく比較的フレキシブルな柱は、柱頂部に曲げ破壊型の破壊を生じた（図-19）。	○過大な地震力の作用。 ○柱の帯鉄筋量の不足。
(5) Bledsoe St. Overcrossing	R/C箱桁 2連	R/C壁式	フーチン グ	R/C独立 2支柱並 列式	フーチン グ	橋台：沈下。ひびわれ発生。 橋脚：頭部破壊（図-20）。躯体傾斜。	○過大な地震力の作用。 ○柱の帯鉄筋量の不足。

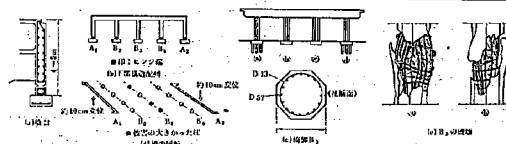


図-16 Foothill Boulevard Undercrossing

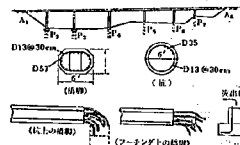


図-17 Route 5/210 Separation Overhead

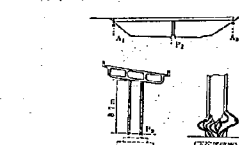


図-18 San Fernando Road Overhead (その1)

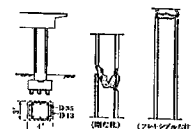


図-19 San Fernando Road Overhead (その2)



図-20 Bledsoe St. Overcrossing

要と思われる。そのためには単一柱形式橋脚の交番繰返し荷重下における荷重-変形特性および破壊特性を究明し、それにもとづく安全性の検討および構造細目上の配慮を加味することが必要であろう。

単一柱形式橋脚のなかでも、比較的高さの小さい剛な橋脚は、地盤との相互作用の影響が重要であると考えられる。したがって、これについても研究をすすめる必要があろう。

- v) 橋脚の支承部直下付近の損傷が多いことに鑑み、その合理的な補強方法について研究することが必要である。従来は、支承のベッドプレートまわりの局所的な補強のみに注意が払われていたきらいがある。しかし、宮城県沖地震（1978年）の一震害例は、支承反力のとくに大きなものについてはこのような局所的な補強にとどまらず、躯体全断面に反力を分散させるような補強方法について検討することが必要なことを示しているといえよう。
- vi) サンフェルナンド地震の震害例が示しているように、太極鉄筋を定着する際の鉄筋の定着、横方向鉄筋による補強等構造細目については、慎重な配慮が必要である。鉄筋の継手方式としてもっとも多用される重ね継手についても、その耐震性について十分検討しておくことが必要であろう。
- vii) 上部構造の落下を防ぐことはもとより、上部構造の落下による下部構造の被害を防ぐためには落橋防止装置の配慮をおろそかにすることはできない。たおみやすい高橋脚をもつ橋については、上・下部一体系の地震時挙動を予測する必要がある、そのためには、現実的なモデルを用いての動的解析法を確立する必要がある。

(3) 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に関する既往の研究の概要

構造物の耐震性にかかわる研究分野は、地震動にかかわるもの、地盤の地震時性状にかかわるもの、構造物の地震時挙動にかかわるもの、地盤と構造物との相互作用にかかわるもの、などきわめて多岐にわたる。これらのうち、ここではこの論文の内容にかかわりの深い RC 橋脚を含む RC 柱の地震時挙動にかかわる研究について、既往の主な文献を縦覧し、そのすう勢を把握することとする。

まず1)では、RC 橋脚を含む橋梁の耐震性に関する最近の研究例の概要を示す。2)以降は、橋脚を含む RC 柱の耐震性状に関する研究の概要をのべている。RC 橋脚を対象とした研究例はきわめて少なく、とくに鉄筋比の小さい大断面の単一柱形式橋脚を対象としたものは皆無ともいえる状態にある。そこで、RC 橋脚の地震時性状を検討するうえで参考になると思われる建築構造物の R

C 柱を対象とした研究を中心に、内外における比較的最近の研究の動向を調べる。

地震時における荷重状態を想定した、水平交番繰返し荷重下における RC 柱の耐力、変形特性は、柱のせん断支間比、軸方向鉄筋比、横方向鉄筋比、軸方向力の有無およびその大きさ、軸方向鉄筋定着部の構造、などによって変化する。そのため、対象とする構造部分ないしは部材により、また実験目的によって、実験研究の内容はきわめて多岐にわたっている。そこで、ここでは研究目的別につぎの5項目に区分して、それぞれについての比較的最近の研究の概要をのべることにした。

- i) 耐力-変形特性（復元力特性）一般に関するもの
- ii) i) のなかでも、とくにせん断特性に着目したもの
- iii) 横方向鉄筋の効果に関するもの
- iv) 軸方向鉄筋定着部の性状に着目したもの
- v) 動的特性に関するもの

1) 橋梁の耐震性一般に関するもの

橋梁の耐震性、とくに高架橋梁の耐震性に関する研究は、1971年サンフェルナンド地震を契機として、その被害に関連した研究が数多く行われている。

大久保らはサンフェルナンド地震における高架橋の被害の特徴を整理し¹⁹⁾、被災橋4橋について詳細な解析を行った²⁰⁾結果、作用地震力に対して被災橋梁は強度と剛性が十分でなく、橋脚脚柱の配筋や支承部の構造にも欠陥があったことを指摘している。栗林ら²¹⁾は、特徴的な被害のあった3橋について静的および動的解析を行っている。その結果から、総じて下部構造の剛性不足のゆえに橋脚の応力度は極限値をはるかにこえる結果となったこと、したがって被害を防止するためには「力」による設計のほかには橋全体としての「変位」をも考慮した設計が必要であることを指摘している。福岡らの一連の研究^{22), 23), 24)}では、被災橋の静的・動的解析を行って耐力および変形について検討している。その結果から、設計値の4～5倍の地震力を受けたことが破壊の直接の原因であり、ほかに、橋脚は主鉄筋量の割合からみて帯鉄筋量が過小であったこと、せん断・ねじりに対する耐力が曲げ耐力とほぼ同等で、ぜい性的な破壊が起りやすい状況にあったこと、などを推論している。栗林ら²⁵⁾は、被害を受けた高橋脚について、わが国の耐震設計指針に従って設計したものと原設計のものについて地震応答解析を行って両者を比較し、その結果、原橋では変位が、わが国の基準によった対比案では応力度が、それぞれ耐震性を支配する結果となったことを示している。

T. Iwasaki ら¹²⁹⁾は、橋梁の耐震設計一般にかかわる各国の文献を整理したうえ、サンフェルナンド地震における被害の詳細を報告している。

道路橋の振動特性を扱った研究としては、たとえば梁林らの報告¹⁴⁾、¹⁵⁾などがある。文献56)は実橋の振動実験結果より、固有周期と減衰定数との関係、橋脚高さとの固有周期との関係をまとめており、文献57)は橋梁の振動減衰に関する実験結果を整理している。

2) 耐力-変形特性一般に関するもの

RC 橋脚を対象とした数少ない研究の例として、西山らの実験¹⁶⁾、秋元らの実験¹⁷⁾がある。これらは、都市内高架道路などに用いられる比較的小断面のラーメン橋脚柱を対象としており、供試体の鉄筋比は単一柱橋脚の場合よりもかなり大きい。西山ら¹⁶⁾は、断面 40×40 cm, セン断支間比 4.0 の供試体 3 体の単調載荷および繰返し載荷を行って、柱の剛性、靱性、塑性域範囲を調べ、単調載荷の場合に比して交番繰返し荷重下では靱性低下が著しくなることを示している。秋元ら¹⁷⁾はこれと同一諸元の供試体 5 体を用いて、軸力の有無、帯鉄筋配置方法による耐力・靱性への影響を調べている。

加藤ら¹⁸⁾は、RC 部材との比較において PC 部材の復元性、靱性、減衰性を調べ、RC 部材に比して PC 部材は復元性は大きい靱性は小さく、減衰性はほぼ同等であることを確かめている。村田ら¹⁹⁾は、RC 柱と鉄骨コンクリート柱について同等な調査を行い、復元性、靱性、減衰性のいずれも両者で大差のないことを確かめた。中野²⁰⁾は、コンクリート部材の性状一般について総合的なまとめを行っており、また、広沢²¹⁾は既住の RC 柱実験例 (331 供試体) を集成して、共通的にみられる傾向をまとめている。

池田²²⁾は、セン断支間比 2.5 の RC 柱に $0 \sim 100$ kg/cm² の軸方向力と曲げおよびセン断の繰返しを同時に与えて耐力、変形、破壊性状を調べた。その結果、軸力が大きいほど、また、セン断が大きいほど、変形性能・靱性が低下すること、フープの密配置は靱性向上に効果が大きいことを見出した。電算解析による理論的研究²³⁾では、RC 柱の塑性率と、靱性を保持する軸力の限界値とについて、およそその傾向を示している。池田はまた、十勝沖地震における建物の柱の被害状況を供試体で再現して、セン断補強方法の検討を行っている²⁴⁾。

RC 柱の復元力特性におよぼすセン断支間比、帯鉄筋比、軸力比等の影響については、かなり多くの研究例がある。たとえば、黒正ら²⁵⁾は、多数の供試体を用いてセン断支間比、軸方向鉄筋比、帯鉄筋比、軸力比が、曲げ降伏域における荷重-変形 (P- δ) 関係におよぼす影響を調べている。黒正らの別の実験²⁶⁾では、セン断支間比をパラメーターとして主鉄筋降伏後の定変位繰返し荷重下における P- δ 曲線の形状と安定性について検討を行っている。若林ら²⁷⁾は、最大セン断耐力以後の変形過程を含んだ RC 部材の復元力特性を、セン断支間比、帯鉄

筋比、軸力比を変えて調査した。それにより、セン断補強鉄筋の機能はセン断耐力を増大させることよりは変形能力を増大させることに効果があることを見出している。嶋津ら²⁸⁾は、セン断支間比 2.0 でフープ量を変えた供試体により大変形繰返しのもとでの特性を調べた。

岡田らは、復元力特性を求める一連の実験²⁹⁾において、定常変位振幅と八戸地震波をモデルにした応答変位振幅を与えた交番繰返し曲げ載荷のもとでの復元力特性について実験的検討を行い、提案の計算法による計算結果との対比を行っている。

荷重-変形履歴曲線 (ヒステリシス・ループ) を求める研究として、たとえば黒正ら³⁰⁾は既住の実験資料の集積より、定変位交番繰返し載荷における耐力低下と P- δ 曲線形状の傾向の分類・整理を試みている。また、深田³¹⁾は、既住の RC 柱実験結果をもとに degrading tri-linear model を提案し、それによる数値計算結果とを対比している。

ヒステリシス・ループの包絡線 (スケルトン・カーブ) を求める研究として、菅野³²⁾は内外の実験資料 (柱、梁約 250 体) を集成して、曲げひびわれ強度、降伏強度および降伏時の塑性低下率を表わす実験式を求め、スケルトン・カーブは曲げ破壊型とセン断破壊型の 2 つに大別されることを示した。青山³³⁾は、鉄筋とコンクリートの応力-ひずみ関係を仮定して RC 部材の曲げモーメント-曲率 (M- ϕ) 関係を弾性計算によって求める方法を開発した。梅村らは、多くの RC 梁の曲げ実験データにおける M- ϕ 関係を上記の理論値と比較し³⁴⁾、さらに塑性時の剛性について検討した³⁵⁾。梅村・宮武³⁶⁾は、RC フレームが水平力を受けたときの、自重が柱の降伏、倒壊におよぼす影響について理論的に検討し、宮武は RC 片持梁の実験を行って提案の計算方法を検証した³⁷⁾。

実際の震害に見られる破壊状況に注目して、その破壊過程の究明をめざした研究も行われている。梅村ら³⁸⁾は、実際の震害に見る破壊状況と実験供試体におけるそれとが異なる原因は荷重条件の違いにあると考えて、軸力・曲げ・セン断力同時載荷の実験を行って破壊過程を調べた。中田ら³⁹⁾は、八戸高専建物の実物柱と、それを模した試験体の実験により、実物柱の復元力特性の解明を試みた。また、青山⁴⁰⁾は、サンフェルナンド地震時の Olive View 病院のらせん鉄筋柱の靱性について実験的に検討している。滝沢⁴¹⁾は、RC 建物の強震応答解析法について研究し、梁・柱・接合部・間壁壁の弾塑性の性質をそれぞれ独立に決定し、各部材間の変位の適合条件を用いて全体系を解く方法を展開している。

弾塑性曲げ変形性状に関するユニークな研究として、山田・河村⁴²⁾は定軸力と定曲率振幅繰返し曲げを受ける

部材の塑性疲労破壊機構を種々の仮定のもとに計算で求める方法を開発し、実験値と対比した。山田らはまた、定軸圧と2軸曲げとを受けるRC柱の弾塑性変形の計算方法をも開発し、実験値と符合することを確かめたうえで、2軸曲げ下における柱の特性について検討した⁸⁹⁾。

RCフレームの弾塑性性状に注目したものとて、青山らの研究^{91), 92)}、谷らの研究⁹³⁾、などがある。青山らの研究⁹¹⁾は、部材のM- ϕ 関係から構造物のP- δ 関係を推定することを試みたものであり、青山らの別の研究⁹²⁾は、水平荷重を受けるフレームの柱の負担せん断力が、ひびわれ発生、塑性ヒンジ生成により弾性配分とは異なっている過程を、理論および実験の両面より追究したものである。谷らの研究⁹³⁾は、純ラーメンおよび筋かい付きラーメンの定軸力・水平交番繰返し実験をもとに、ヒステリシス・ループおよびスケルトン・カーブのモデル化を行い、それによる弾塑性解析を行ったものである。

つぎに、海外における研究をみるに、米・カリフォルニア大学のEarthquake Engineering Research Centerにおける研究がとくにさかんで、つぎのような研究がある。

H. Krawinkler ら¹⁰⁰⁾は、RC片持梁の先端に交番繰返し荷重を行って部材の靱性・エネルギー吸収能力・履歴挙動におよぼすせん断力の影響について検討し、曲げ部材の靱性を高めるための配筋法の一案を示している。V. V. Bertero ら¹⁰¹⁾は、建物の梁をモデルにしたスタブ付き梁供試体4体に、それぞれ変形履歴を異にする交番繰返し荷重を行って、変形履歴が部材の耐力・靱性・エネルギー吸収能力等におよぼす影響について検討した。S. A. Mahin ら¹⁰²⁾は、交番繰返し曲げを受けるRC部材の挙動におよぼす荷重速度の影響について調べ、荷重速度が大きい(25 cm/sec)ときは小さい(0.25 cm/sec)ときよりも降伏強度・降伏変位・エネルギー吸収能力が幾分大きくなることを確かめた。また、ひびわれにエポキシ樹脂を注入して補修したものの靱性・靱性等についても調査している。M. Celebi ら¹⁰³⁾は、建物の中梁を模したスタブ付き梁のせん断空間比を2.3~6.6に変化させた、スラップ間隔をも変えたものの12体の交番繰返し荷重を行って、P- δ 、M- ϕ 、Q- γ (Q:せん断力、 γ :せん断変形)関係を測定し、荷重の繰返しに伴う耐力・変形量・靱性・エネルギー吸収能力の変化を求めた。それにより、せん断応力が大きいときの復元力モデルには、せん断力によるP- δ 曲線のPinching(せん断ずれ)の影響を考慮する必要があること、などを確かめている。V. V. Bertero ら¹⁰⁴⁾は、モーメント抵抗型靱性フレームの梁-柱要素がさまざまな水準のせん断力を受ける場合の曲げ塑性化域の履歴挙動について、実験的・解析的に検討した。J. Valenas ら¹⁰⁵⁾は、建物の柱

を対象とした矩形フープを有する角柱に単調増加の軸方向荷重をかけ、柱の挙動におよぼすかぶり・横方向鉄筋量・軸方向鉄筋量の影響について調べた。M. B. Atalay ら¹⁰⁶⁾は、床スラブ上下の柱部分を模したスタブ付き供試体12体の交番繰返し荷重を行って、軸力比、横方向鉄筋比および変位履歴が部材の耐力・靱性およびエネルギー吸収能力におよぼす影響を調べた。その結果、軸力比が大きいほど、横方向鉄筋比が小さいほど、耐力・靱性・エネルギー吸収能力の低下が早いこと、また、とくに軸力比が大きいときは破壊モードがせん断ぜい性破壊型に移行すること、などを明らかにした。T. Y. Wang ら¹⁰⁷⁾は、典型的な壁付3層フレームの1/3大規模の単調荷重および繰返し荷重を行って、耐力・変形・エネルギー吸収能力をそれぞれの理論値と比較した。また、供試体の一部については振動実験を行って、主としてその破壊機構を調べた。その結果、柱のせん断耐力が不足のときはぜい性破壊を生じるおそれがあることを確かめ、水平抵抗力を増す方策について検討した。Ö. Küsti ら¹⁰⁸⁾は、ディープビームと柱とからなるフレームの1/2モデルに定軸力と繰返し水平力とを与えてフレームの挙動と破壊機構について調査した。その結果、せん断耐力が十分でないときは破壊がぜい性的になる傾向があることなどを明らかにした。S. A. Mahin ら¹⁰⁹⁾は、大きな震害を受けたOlive View 病院はか2つの建物の地震時挙動について電算解析により検討した。

以上のような研究のほかに、EERC では諸凡、コンクリートブロック積構造の耐震性に関する研究^{110), 111)}も行われている。

EERC における研究以外にも、すぐれた研究が多々ある。そのいくつかをつぎに挙げる。R. H. Brown¹¹²⁾はさまざまな荷重履歴による少数回の高応力交番繰返し荷重がRC片持梁(一端固定、他端自由の柱)の耐力・靱性・破壊モードにおよぼす影響を調べ、交番繰返し荷重での部材の挙動はせん断力の大きさに著しく左右されることを確かめた。R. Park ら¹¹³⁾は、繰返し荷重を受ける梁および柱のM- ϕ 、P- δ 関係を、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を仮定して理論的に求め、実験結果との照合・検討を行っている。G. L. Agrawal ら¹¹⁴⁾も同様な研究を行っており、複鉄筋梁の一方向および交番繰返し荷重下におけるM- ϕ 関係を、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係にもとづいて計算で求め、それを実験結果と対比した。その結果、一方向荷重時の挙動は計算によってかなりよく推定できるが、交番荷重時の挙動を正しく推定するためには、交番荷重下における鉄筋の特性を正確にとり入れる必要があることを指摘している。G. N. karisvazde ら¹¹⁵⁾は、高さ2.2mの1層および2層平面骨組ならびに一端固

定・他端自由の柱に重錘による水平交番繰返し載荷を行って、このような荷重のもとでの耐力について検討している。A. Parducci ら¹⁴⁾は、長さ 3 m の梁 28 体について定軸圧下における 2 点繰返し曲げ載荷を行い、軸力の大ききおよびスターラップ量が梁の挙動に著しい影響をおよぼすことを確かめた。V. V. Bertero ら¹⁷⁾は、他の研究者による研究結果をも含めて地震時における RC フレームの挙動について整理した。それにより、交番繰返しの回数が増えたとひびわれ発生部または塑性化域における被害が蓄積され、その部分の剛性が著しく低下する傾向があることを見出した。

3) セン断特性に関するもの

RC 短柱の耐力・変形性状におよぼす諸要因の影響を解明することを目的とした研究（主として実験的研究）は多くを数える。

岡本ら^{20), 21)}は十勝沖地震でセン断支間比の小さい柱にセン断破壊が多くみられたことに鑑み、それに着目した実験を行っている。文献²⁰⁾の研究では、セン断支間比 1.0 の実大短柱の実験によりセン断補強鉄筋の効果的な配置方法について検討し、文献²¹⁾の研究では同様の試験体により帯鉄筋比、軸力比等と変形性能との関係を求めている。

山田らは一連の実験^{22), 23)}において、短柱のセン断性状におよぼす軸方向鉄筋比、帯鉄筋比および軸圧比の影響を調べている。文献²²⁾の研究では、セン断支間比 0.6~2.4 の柱の実験により、セン断破壊を生じるセン断支間比は軸方向鉄筋比によって変化することを確かめた。文献²³⁾の研究では、定軸圧のもとで交番繰返しせん断力を受ける際の、部材の疲労性状におよぼす軸方向鉄筋比と帯鉄筋比の影響を調べた。また、文献²⁴⁾の研究では、定軸圧下において漸増変位振幅交番繰返しせん断力を受けるときの、部材の復元力特性におよぼす軸圧比、帯鉄筋比の影響を調べて、軸圧比が小さく帯鉄筋比が大きいほど靱性は大きくなること、軸圧比が大きくなると帯鉄筋比増加の効果が低下すること、などを明らかにしている。

小阪・小池²⁵⁾は、主鉄筋比を 1.1~2.5%、あばら筋比を 0.35~0.95% とした人工軽量骨材・コンクリート梁の静的および交番繰返し曲げせん断実験を行って、部材のせん断耐力、靱性におよぼす主鉄筋比の影響と、主鉄筋比の大きい梁におけるあばら筋の補強効果について調べている。

藤本・入江²⁶⁾は、セン断支間比、帯鉄筋比、軸圧比とセン断性状との関係を求める基礎実験を行い、野口²⁷⁾は、セン断補強鉄筋のない RC 柱のセン断支間比と破壊モードとの関係を調べている。服部・大野²⁸⁾は、セン断支間比 1.1~2.3 の短柱について定軸力下の交番水平多

数回繰返し実験を行って、耐力と変形性状を調べた。

セン断性状に関する総合的な資料として、服部らの報告²⁹⁾がある。本報告では、セン断補強のある供試体に逆対称載荷を行って曲げ降伏前にセン断破壊した既往の実験資料について、セン断耐力と変形性能の総括を行っている。その成果として、セン断耐力については軸方向応力度が 100 kg/cm² 未満のときは軸力の増加とともに耐力は直線的に増加するのに対し、軸方向応力度が 130 kg/cm² をこえると軸力の増加に伴い耐力は減少すること、また、セン断変形能力については、帯鉄筋比、セン断支間比が大きいほど変形能力は増大し、軸圧比、コンクリート強度が大きいほど変形能力が低下する傾向があることを述べている。

青山¹⁰⁰⁾は、1968 年十勝沖地震による RC 建物の被害を教訓として、柱のセン断破壊防止対策について論じている。

EERC における研究例としては、V. V. Bertero らの研究¹¹⁰⁾、S. W. Zagajski らの研究¹¹²⁾がある。Bertero ら¹¹⁰⁾は、建物の梁・柱接合部の梁を対象とし、その塑性化域に特殊なセン断補強鉄筋を用いた場合の高せん断力交番繰返し下における梁の挙動を調べた。その結果、通常のスターラップの場合とくらべて特殊補強鉄筋を用いることによりエネルギー吸収能力を 40~50% 程度増大させることを明らかにしている。Zagajski ら¹¹²⁾は、1 スパン 2 層建物の一部を想定した短柱が、高軸力と繰返しせん断力を受ける場合の軸力比、横方向鉄筋配置法および入力変位履歴が部材の応答履歴挙動におよぼす影響を実験によって調べた。さらに、ひびわれ発生・伝播機構とひびわれ後の荷重伝達機構を有限要素法により解析的に究明することを試みている。

4) 横方向鉄筋の効果に関するもの

フープにより拘束されたコンクリートの弾塑性性状については、山田らの研究¹⁰¹⁾、黒正らの研究¹⁰²⁾などがある。山田ら¹⁰¹⁾は、種々の間隔で円形フープを配した $\phi 15 \times 30$ cm 供試体の圧縮試験により、フープ筋比と耐力・靱性・靱性との関係を調べた。黒正ら¹⁰²⁾も、ほぼ同様の実験を行っている。

あばら筋比と部材の諸性質との関連を追求した実験も種々行われている。吉岡ら¹⁰³⁾は、セン断支間比、軸鉄筋比を一定とし、あばら筋比および軸圧比を変えた柱の耐力・変形性能・靱性について検討している。山田ら¹⁰⁴⁾は、あばら筋比、あばら筋径、あばら筋間隔が RC 柱の靱性および破壊性状におよぼす影響を調べ、あばら筋比が一定のときあばら筋径が小さいほど靱性は大きくなること、などを明らかにしている。服部ら¹⁰⁵⁾は、RC 短柱における多量のあばら筋配置の効果、その場合のコンクリート強度の影響を調べ、変形能力を高めるうえでコン

クリート強度を上げるとは必ずしも適当でないこと、などを明らかにした。RC 部材の振り耐力におよぼすフープの影響について、山田らが研究している¹⁰⁰⁾。

あばら筋の形状に着目した実験も多くを数える。別所ら¹⁰¹⁾はタイ、スパイラル、フープについて、服部ら¹⁰²⁾は 135° フック付き矩形フープ、溶接 矩形フープ、溶接 円形フープについて、伊藤ら¹⁰³⁾は溶接フープ、ダブルスパイラル、鉄骨ラテスについて、また、黒正ら¹⁰⁴⁾は溶接金網と従来のあばら筋について、それぞれ柱の耐力、変形性能等の比較を行っている。荒川ら¹⁰⁵⁾はサブタイの効果について調査している。矢代ら¹⁰⁶⁾は、高応力繰返し荷重を受ける鉄筋の重ね継手の性状に着目し、梁供試体の一方向繰返し曲げ載荷を行って継手の耐力・靱性におよぼす継手長さ、あばら筋量などの影響について調査している。

P. D. Leslie¹⁰⁷⁾は、横方向鉄筋を有する矩形および円形断面コンクリート柱の耐力および靱性に関する既往の資料を集成し、それらより円形拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線をモデル化して提案した。D. C. Kent ら¹⁰⁸⁾は、フープ筋またはらせん筋で補強されたコンクリートの圧縮時の応力-ひずみ曲線に関する既往の実験資料をもとに、拘束されたコンクリートを有する曲げ部材の圧縮応力分布モデルを提案した。また、それを用いて曲げ部材の塑性域における M- ϕ 特性について検討している。R. Park ら¹⁰⁹⁾は、単調増加の荷重下における偏心軸圧縮柱の靱性に関する理論的研究において、とくに矩形フープ筋量について検討し、各規準値との対比を行っている。

5) 軸方向鉄筋定着部の挙動に着目したもの

交番繰返し荷重下における鉄筋の付着性状一般に関しては、小阪・谷川の研究¹¹⁰⁾がある。コンクリート角柱の中心に鉄筋 (D19) を配し、割裂防止用のあばら筋を配した供試体の交番繰返し載荷を行ってコンクリートと鉄筋との付着性状 (鉄筋応力・付着応力、相対すべり) を調査し、有限要素法による解析結果と対比した。

交番繰返し荷重を受ける RC 梁および柱の軸方向鉄筋定着域での鉄筋の付着劣化の状況およびそれが部材の性状におよぼす影響に関しては、宮武らの研究¹¹¹⁾、森田らの研究¹¹²⁾、¹¹³⁾などがある。宮武ら¹¹¹⁾は、単純梁の支間中央にスタブを有する供試体の交番繰返し曲げ載荷を行ない、スタブ内の鉄筋の付着損失による部材の変位は曲げ変形による変位に匹敵する大きさとなること、などを明らかにした。森田らは、せん断支間比 5 の片持梁供試体について、荷重の増加に伴う埋込み端の鉄筋の抜け出し量、鉄筋のひずみ分布および耐力低下の推移を調べ¹¹²⁾、さらに、定着部鉄筋の付着性状の変化が部材の変形履歴におよぼす影響の分析を行っている¹¹³⁾。玉置

ら¹¹⁴⁾は、柱主鉄筋のフーチング中における定着強度におよぼす定着長さ、定着部の鉄筋形状、フーチング上側補強鉄筋などの影響について調査を行っている。それにより、主鉄筋は 30 ϕ 以上の定着長さで定着し、かつ、設計荷重に対する所要のフーチング上側鉄筋を配置すれば、定着部は満足すべき挙動を示すことを確かめた。

M. A. F. Ismail ら¹¹⁵⁾は、角柱供試体の軸方向繰返し載荷および片持梁の交番繰返し曲げ載荷を行って、載荷の繰返しに伴うコンクリートと鉄筋との付着力低下の状況を観測している。R. Park ら¹¹⁶⁾は、梁-柱接合部の繰返し荷重下における挙動におよぼす横方向鉄筋の配置方法および軸方向鉄筋定着方法の影響について調査した。この実験により、交番繰返し載荷の多くでは斜め引張ひびわれのために接合部が急激に劣化して定着部が破壊するおそれがあることを認めている。

6) 動的特性に関するもの

RC 部材の基本的な振動性状を確かめることを目的としたものに、表らの研究¹¹⁷⁾、志賀らの研究¹¹⁸⁾、久保の研究¹¹⁹⁾などがある。表ら¹¹⁷⁾は、振動台を用いて RC 梁に強制定常振動を与え、梁の破壊性状、減衰性などを調べた。志賀ら¹¹⁸⁾および久保¹¹⁹⁾も、RC 片持梁について表らとほぼ同様の調査を行ったものである。南¹²⁰⁾は 1 層 1 スパンフレーム模型を用い、載荷した水平荷重を瞬時に開放して自由振動を与える方法で、せん断補強法と剛性との関係を探っている。小川¹²¹⁾は、1 層 1 スパン模型を振動台上で加振し、剛性、減衰等の特性を調べている。

橋脚に関連した研究として、後藤ら¹²²⁾は土を振動質量と考えて橋造物との連成振動として基礎橋造物の振動解析を行う手段を橋脚に適用する方法について研究し、理論を検証するための実験を行っている。

P. Gulkan ら¹²³⁾は、RC フレームの振動実験を行って強震時における RC 構造物のエネルギー吸収能力について検討し、靱性および減衰特性と最大変位量との関係から非弾性応答を考慮した設計ベースシナジーを求める簡易法を導いた。P. Hidalgo ら¹²⁴⁾は、6 $\times$ 6 m 振動台を用いた最大加速度 0.46 g を与えて 1 スパン 2 層建物モデルの加振実験を行い、ひびわれが生じた供試体にエポキシ樹脂注入の修復を行ったのち再び加振実験を行って、最大変位、層せん断力、転倒モーメントなどの応答値を求めた。また、建築物の非弾性挙動を追跡するための解析法についても研究し、実験結果との対比を行っている。R. M. Stephen ら¹²⁵⁾は、11 層建物の強制振動実験を行って、固有周期、振動モードおよび減衰定数を求め、理論値との比較より解析モデルの改善方法を検討している。

(4) 鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の問題点

(1) に述べた耐震設計法の現状、(2) に述べた既往の

震害例、および(3)に述べた既往の研究をふまえて、わが国におけるRC橋脚の現行の耐震設計法をさらに合理的なものとするために改善すべき点と、そのために解決すべき問題点を挙げると、つぎのようになる。

i) まず、耐震設計法としては、震度法または修正震度法と構造材料の許容応力度とを組合わせた方法が簡便で実務的である。したがって、これを主体とし、特別な場合に動的解析法を適用する従来の設計体系が適当と思われる。

ii) しかし、既往の震害例やRC柱の繰返し荷重下における挙動についての既往の研究成果よりみて、従来行われてきたような許容応力度による部材強度の安全性の照査だけでは不十分であると思われる。すなわち、既往の震害例に見られたようなぜい性的な破壊を避けるためには、主鉄筋の降伏後もある範囲ではぜい性的な破壊を生じることなく変形するような、適度の靱性(変形性能)をも保有させることが必要である。

このように、強度と靱性を考慮する設計法は、すでにアメリカやニュージーランドの規程で採用されており、わが国の新耐震設計法(案)¹⁾の趣旨にも沿うものである。

iii) しかるに、コンクリート部材の塑性域(主鉄筋の降伏点をこえる領域)におよぶ変形性能は、部材の降伏限界状態および終局限界状態を基準として考える必要がある。そのため、変形性能の照査を行う手続きには部分的にも限界状態設計法の手続きを導入することが必要になる。その場合、設計実務をいわずに煩雑なものとしように、現行の許容応力度法との整合について十分考慮するとともに、限界状態設計法による部分ではできるだけ簡易な手続きにおきかえ、可能なものについては構造規定のみで靱性についての要求を満足しうるようにしておくことがぞまい。

iv) ぜい性的な破壊を避けるためには、さらにせん断破壊が曲げ破壊に先行しないように、終局曲げ耐力を上まわる終局せん断力を確保することが必要である。終局耐力の照査は、設計手続き上は靱性に関する照査の一部と考えることができる。

v) 固有周期の長い橋、著しく剛度の異なる橋脚がとなり合う橋など、震度法または修正震度法を適用することが必ずしも妥当でないものについては、動的解析法を適用するのが合理的と考えられる。従来、動的解析法を適用する場合、その結果の取扱いがあいまいで、一般には修正震度法で設計された結果に対する一つの検討手段ないしは参考資料的な意味で用いられることが多かった。しかし、動的解析法を採りあげる以上は、その設計法としての位置づけを明確にするとともに、それによる設計手続きも明確にしておくことが必要である。

vi) 既往の研究例よりみて、RC橋脚の靱性は、その形状・寸法、軸方向鉄筋量とその配置方法、帯鉄筋量とその配置方法などと密接に関連していることは明らかである。したがって、橋脚の靱性はこれら構造細目との関連において考慮する必要がある。しかし、単一柱形式橋脚のように比較的断面が大きく鉄筋量の少ない部材を対象とした実験研究例は皆無にひとしく、構造細目と橋脚の性状との関係は明らかでない。建築構造物の柱を対象とした研究例はきわめて豊富であるが、単一柱橋脚は建築構造物の柱とくらべて断面寸法、鉄筋比、鉄筋配置方法、軸力比など構造的・力学的条件が著しく異なるので、橋脚の性状と構造細目との関係については別途に究明する必要がある。

vii) 他の構造細目として、地震時に弱点となることが懸念される軸方向鉄筋の重ね継手部および定着部については、その耐震性を確かめ、それらの適切な構造細目を見出す必要がある。

[2] 本研究の目的と意義

(1) 本研究の目的

本研究は、単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚のうち、一般の道路橋において多用される高さ20m程度以下の中小規模の橋脚を対象とする。このような橋脚の地震時における挙動、とくに弾塑性域における耐力・靱性について明らかにし、所要の強度と所要の靱性とを付与しうるような設計方法について考究するとともに、耐震性を向上させるための構造細目の検討を行い、これをもとに具体的な耐震設計法の一案を提示して、この種の橋脚の耐震設計法の改善に資することを目的とする。

(2) 本研究の意義

本研究の最終的成果として提案する単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚耐震設計法(案)は、慣用の許容応力度法による強度の安全照査の手続きに加えて、部材の靱性(変形性能)および終局耐力の照査の過程を採り入れているところに特色があり、かかる構造物の慣用の耐震設計法をさらに合理的なものに改善するための、一つの方向を示したことに意義があると考えられる。

世界的なすう勢として、鉄筋コンクリート構造物の設計法が許容応力度法から限界状態設計法へと移行されつつある。わが国においても土木学会「コンクリート標準示方書の柱の設計基準」、日本道路協会の道路標示方書「コンクリート橋欄など、コンクリート構造物の設計基準」が構造物の限界状態にもとづく新しい設計法に漸次変換されつつある。RC橋脚についても早晚新しい設計法に移行することが予想される折から、新・旧両設計法を併用した提案の方法は、設計法の変換を円滑にすすめるうえでの実務的効用もあると考えられる。

また、単一柱形式橋脚のように、比較的断面が大きく

鉄筋比の小さい部材の地震時挙動に関しては実験および解析の両面とも既往の研究資料がきわめて乏しい。このような現状において、部分的ながら単一柱形式橋脚の地震時挙動に関する解析的および実験的検討の成果を提示し、かつ、鉄筋の重ね継手および定着部の耐震性に関する実験資料を提示したことは、それ自体意義があり、この分野における今後の研究の一助になるものと考ええる。

本研究は、その研究対象を中小規模の橋脚に限定しているが、一般の道路橋脚の大部分はこの範ちゅうに属するものであるため、本研究の成果の活用範囲がこれによって著しく限定されることはないと考ええる。

本研究の成果として示す耐震設計法の考え方は、将来、さらに規模の大きな単一柱橋脚にまで対象範囲を拡張する際の素地となろうし、また、単一柱橋脚以外の橋脚、橋台、よう壁、水門支柱、積荷の壁など、類似する鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法の改善にも役立つものと考ええる。

[3] 本研究の範囲

本研究においては、単一柱形式 RC 橋脚のうち、高さ 20 m 程度以下の中小規模の橋脚を対象とする。このような橋脚の耐震設計法を改善することを目的として、まず、このような橋脚の地震時挙動に関する基礎資料を得るため、建設省の標準設計橋脚を対象とした実験的検討および解析的検討を行っている。つぎに、耐震性が懸念される軸方向鉄筋の重ね継手部および定着部の構造細目について実験的検討を行っている。これらの検討の成果をもとに、単一柱形式 RC 橋脚の具体的な耐震設計法の一案をとりまとめている。

2. の「単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性挙動の検討」では、はじめに実験的検討を行い、それによって得られた知見をふまえて解析的検討を行っている。

実験的検討では、建設省土木研究所において実施した単一柱橋脚の模型実験について述べている。この実験は、単一柱橋脚として多用される小判型断面橋脚を長方形断面で近似させ、断面 40×80 cm、柱部分の高さ 1.65 m としたフーチング付き供試体 6 体の定軸力下における一方および交番の高応力水平繰返し荷重を行って、荷重-変位特性、靱性、エネルギー吸収能力、破壊状況などについて調査・検討を行ったものである。

解析的検討では、高さ 7~20 m の建設省標準設計橋脚を対象とし、1 質点モデルによる弾塑性応答解析を行って地震時応答を求め、実験結果と対比しつつ橋脚の地震時における安全性について検討した。弾塑性解析を直接設計にとり入れることは煩雑であるため、塑性域における橋脚の性状を等価剛性および等価減衰で代表させ、応答変位スペクトルを用いて簡易に靱性の照査を行

う方法について考究した。また、橋脚の地震時応答におよぼす基礎のロッキングの影響について検討した。さらに、橋脚 1 例について多質点系モデルによる弾塑性応答解析を行い、高さ方向の曲げモーメント分布および軸方向鉄筋配置方法について検討した。

最後に、以上の実験的および解析的検討の成果を設計に反映させる方法についての提案をまとめた。

3. の「構造細目に関する検討」では、はじめに構造細目に関するおもな基準の現状と耐震設計上の問題点について述べている。つぎに、軸方向鉄筋の重ね継手とフーチングへの定着部の挙動を調べるために行った室内実験について述べている。

鉄筋の重ね継手に関しては、梁供試体 23 体の一方および交番繰返し曲げ荷重実験と、橋脚の一部を模した大型ブロック供試体による鉄筋の繰返し引張荷重実験を行った。前者は、コンクリート強度、継手長さ、継手部補強方法が継手の強度および靱性におよぼす影響を調べることを目的としている。後者は、継手長さ、横方向補強鉄筋量およびその配置方法と継手の性能との関係、および複数の継手が密に並列して設けられる場合の相互干渉の影響を調べることを目的としたものである。

定着に関しては、軸方向鉄筋が密に配置されている場合の、定着長さ、鉄筋本数等が定着強度および破壊性状におよぼす影響を明らかにすることを目的として、供試体による実験を行った。実験は、ブロック状供試体 15 体による鉄筋引き抜き実験と、実際の橋脚におけるように柱の曲げによって軸方向鉄筋が引張力を受ける状態とした供試体 10 体の曲げ引き抜き実験とからなる。

これらの実験の成果を設計に反映させる方法についての提案をまとめた。

4. の「単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案」は、以上の研究成果をもとに、具体的な設計方法の一案を提示したものである。はじめに、提案の方法による耐震設計の基本的な考え方を述べ、つぎに設計法の詳細を示している。

この案は、安全性の検討に靱性の照査と終局耐力の照査を採り入れている点が従来の方法と異なっている。本質的には部材の限界状態にもとづく新しい設計法を指向するものではあるが、現行の設計基準との整合性を考えて、慣用の許容応力度法を基調とし、これにこれらの新しい照査過程を加える形でまとめている。

2. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性挙動の検討

[1] 実験的検討

(1) 概 説

1. [1], (3) で述べたように、RC 柱の地震時における

挙動の解明を目的とした実験的研究は、従来、建築物の柱に関して数多く行われてきている。軸方向圧縮力と曲げまたはせん断を受ける部材に関する既往の実験的研究においては、実際の建物の柱における諸量を反映して、鉄筋量としては引張鉄筋比1~2%程度、横方向鉄筋比(あばら筋比)0.2~1.2%程度の範囲が、また、せん断支間比は1~3程度、軸方向圧縮力による垂直応力度は20~120 kg/cm²程度の範囲が、主として扱われている。

これに対して、通常の単一柱形式 RC 橋脚では、引張鉄筋比1%以下、横方向鉄筋比0.1%以下のものがほとんどであり、また、軸方向圧縮力による応力度は、たとえば高さ10m程度の中突断面橋脚で10 kg/cm²前後、せん断支間比は3程度以上が普通であって、建物の柱とは構造的・力学的条件がかなり異なっている。しかも、このような部材を対象とした既往の実験研究例は、きわめて少ない。

橋脚を対象とした実験例として、西山らの実験^{9), 10)}があり、交番繰返し荷重のもとでは、単調増加荷重の場合よりも柱の靱性は著しく低下すること、などが報告されている。この実験で扱われた供試体は都市内高架道路等に用いられる比較的小断面のラーメン脚柱を対象としたもので、帯鉄筋の量や配置方法など単一柱橋脚の場合とはかなり相違するものであるため、その成果をそのまま単一柱橋脚の場合の参考に供しようかどうかは明らかでない。したがって、単一柱橋脚の繰返し荷重下における挙動については、別途に確かめておく必要がある。

単一柱形式橋脚の繰返し荷重下における挙動は、せん断支間比、軸力比、帯鉄筋比などによって変化するものと考えられる。しかし、道路橋橋脚としてもっとも多用される高さ20m程度以下の中小規模の橋脚を当面の対

象として限定すれば、既往の設計例における軸力比、軸方向鉄筋比および帯鉄筋比には大きな変化がないので、これらをそれぞれの標準的な値とした供試体によって、中小規模の橋脚を代表させようと考えられる。そこで、軸力比、軸方向鉄筋比をそれぞれ一定とし、帯鉄筋比のみ一部変化させた供試体について、主として交番繰返し荷重下における耐力、靱性、エネルギー吸収能力、破壊状況などの基本的性質を調査し、単一柱橋脚の地震時挙動の判断に資することとした¹¹⁾⁻¹³⁾。

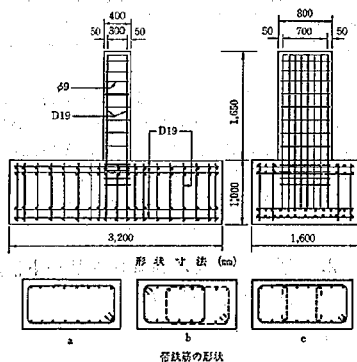
実験は、断面40×80 cm、高さ165 cmの柱を有するフーチング付き供試体6体について、1体は一方繰返し荷重、残りの5体は交番繰返し荷重を行って耐力・変位等の諸量を測定し、それぞれの計算値との対比・検討を行った。

(2) 実験方法

1) 供試体

一般の橋梁で多用される、せん断支間比4程度の単一柱形式 RC 橋脚の躯体を対象として、供試体の種類と諸元を図-2.1のように定めた。供試体はA, B, C, D, EおよびFの6体で、これらのうちB~Fの5体は交番繰返し荷重に供し、供試体Aはこれらと比較するための一方繰返し荷重用とした。

軸方向鉄筋としては異形棒鋼D19を使用し、軸方向引張鉄筋比は全供試体について一定(0.82%)とした。帯鉄筋には直径9 mmの普通丸鋼を使用し、帯鉄筋比は建設省の標準設計¹⁴⁾を含む既往の設計例を参照して0.08%を標準と考え、その2倍量および1/2量としたものを加えた3種類とした。帯鉄筋形式としては、既往の実験例および施工性を勘案して、図-2.1中に示す3種類(単一フープ、ダブルフープ、および単一フープとなぎ鉄筋の併用)を選んだ。帯鉄筋はその端部に鋭角フ



供試体	せん断支間比	帯鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 (%)	帯鉄筋形状	軸方向鉄筋比 (%)	載重種類	変位
A	4.0	20	0.08	a	0.82	I	10
B	4.0	20	0.08	a	0.82	II	10
C	4.0	10	0.16	a	0.82	II	10
D	4.0	20	0.16	b	0.82	II	10
E	4.0	20	0.16	c	0.82	II	10
F	4.0	40	0.04	a	0.82	II	10

・ 載荷 I: 一方繰返し荷重。 $\delta_1, 2\delta_1, 3\delta_1, \dots$ で各 10 回。
 載荷 II: 交番繰返し荷重。 $\delta_1, 2\delta_1, 3\delta_1, \dots$ で各 10 回。

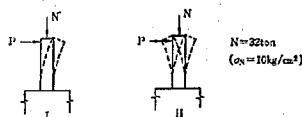


図-2.1 供試体

表-2.1 鉄筋の機械的性質

種 類	降 伏 点 (kg/cm ²)	引 張 強 さ (kg/cm ²)	伸 び (%)	曲げ試験	備 考
SD30, D19	3730 (3000以上)	5400 (4900~6300)	23 (14以上)	良	軸方向鉄筋
SR24, φ9	3800 (2400以上)	5000 (3900~5300)	33 (20以上)	良	帯 鉄 筋

()内は JIS 規格値

表-2.2 骨材の品質

区 分	種 類	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積重量 (kg/m ³)	洗 い 試 験 (%)	有機不純物	粗粒率
粗 骨 材	川 砂 利	2.68	1.34	1657	0.45	—	7.01
細 骨 材	川 砂	2.61	2.25	1650	2.4	合 格	2.92

表-2.3 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量				
				C	W	S	G	分 散 剤 (ポゾリス No.5L)
25	8±2	65	45	249	162	856	1076	C×0.25(%)

表-2.4 コンクリートの圧縮強度試験結果

供 試 体	養生方法	材 令	圧 縮 強 度 (kg/cm ²)
φ10×20cm	標準養生	28日	284, 285, 285 288, 297, 313 平均 292

クを設け、柱の隅角部に位置する軸方向鉄筋に掛けて定着した。

土木学会・コンクリート標準示方書²⁾には、橋脚の帯鉄筋間隔を定める一つの条件として、「柱の最小横寸法以下」とすることが示されているが、供試体 F の帯鉄筋間隔 (40 cm) は、その最大値に相当するものである。

この実験は橋脚躯体の挙動を解明することを目的としていることから、フーチングの破壊による柱への影響をできるだけ少なくするように配慮した。すなわち、フーチングの寸法をできるだけ大きくするとともに、実橋脚のフーチングにおけるよりも多量の帯鉄筋を配置して、せん断ひびわれその他の欠陥が生じにくいように配慮した。

使用した鉄筋の機械的性質は、表-2.1 に示すとおりである。コンクリート用材料として、セメントは早強ポルトランドセメントを、骨材は表-2.2 に示すような品質の河川産砂利および砂を用いた。コンクリートの配合は、表-2.3 に示すとおりとした。圧縮強度を表-2.4 に示す。

2) 載荷方法

供試体は、フーチング部 8 箇所に直径 32 mm の PC

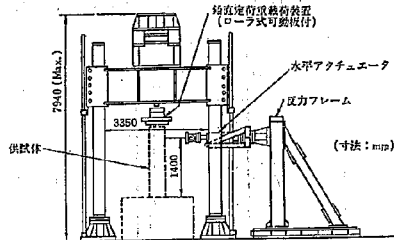


図-2.2 載荷装置

鋼棒を通して、厚さ 1.5 mm の鉄骨鉄筋コンクリート造耐力床に固定した。この PC 鋼棒には、柱への水平載荷時にフーチングの浮き上がりを防ぐのに必要なだけの緊張力を導入したが、柱の軸方向鉄筋から最寄りの PC 鋼棒までは 90 cm を隔てているため (図-2.1 参照)、この緊張力によって軸方向鉄筋周囲のコンクリートの応力状態、したがって軸方向鉄筋の定着性が影響を受けることはなかったものと思われる。

載荷には、図-2.2 に示すような建設省土木研究所の大型構造物繰返し載荷装置を用い、一定の軸方向圧縮力載荷のもとで水平繰返し載荷を行った。軸方向力による圧縮応力度の大きさは、この供試体が代表している実橋脚における値を参照して 10 kg/cm² と定め、これに相当する軸方向圧縮力 32 t をアキウムレーターを用いた鉛

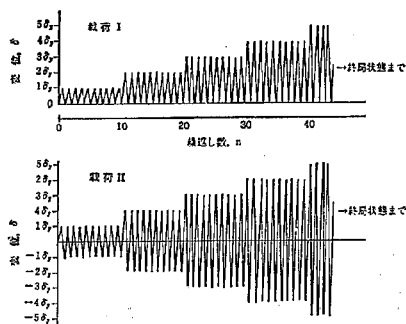


図-2.3 水平荷重の履歴

直定荷重載荷装置により載荷した。この装置の加圧板と供試体の柱上端面との間には、ローラーとボールベアリングとを2枚の鋼板の間にはめ込んだ形の水平移動装置を設けて、柱が一定軸力を受けたまま水平荷重による水平変位が自由に生じるようにした。水平繰返し載荷は、水平反力フレームに固定した最大出力 ± 50 t、最大ストローク 400 mm のアクチュエーターにより行った。

水平荷重は、柱下端から 140 cm の高さの位置に載荷した（せん断支間比：4.0）。軸方向鉄筋の実降伏点にもとづく計算上の降伏荷重（ $P_y=22.0$ t）までは荷重制御により載荷した。降伏以後は、図-2.3 に示すように降伏変位 δ_y （短柱載荷における $P_y=22$ t 載荷時の載荷点における実測水平変位）の整数倍の変位、 $2\delta_y$, $3\delta_y$, ……を半振幅とする変位制御により漸次変位を増加させ、供試体に著しい破壊が生じて載荷不能の状態となるまで繰返し載荷を行った。各変位振幅における載荷の繰返し数は、それぞれ 10 回とした。この繰返し数は、一定変位の繰返し載荷による構造性能の変化は 10 回程度繰返しで目安がつけられる場合が多いと、建築の分野における既往の実験にもとづく経験¹⁰⁾を参照して定めたものである。なお、繰返し載荷の速度は、1 サイクル当り 60~120 秒とした。

3) 計測方法

水平荷重載荷点（高さ 140 cm）および中間点（高さ 70 cm）における柱の水平変位を、精度 0.03 mm のひずみゲージ式変位計により測定した。フーチング中に定着された軸方向鉄筋の伸縮による柱下端におけるフーチング上面からの柱の浮き上がりおよび押込み量を、精度 1/100 mm のダイヤルゲージにより測定した。ダイヤルゲ

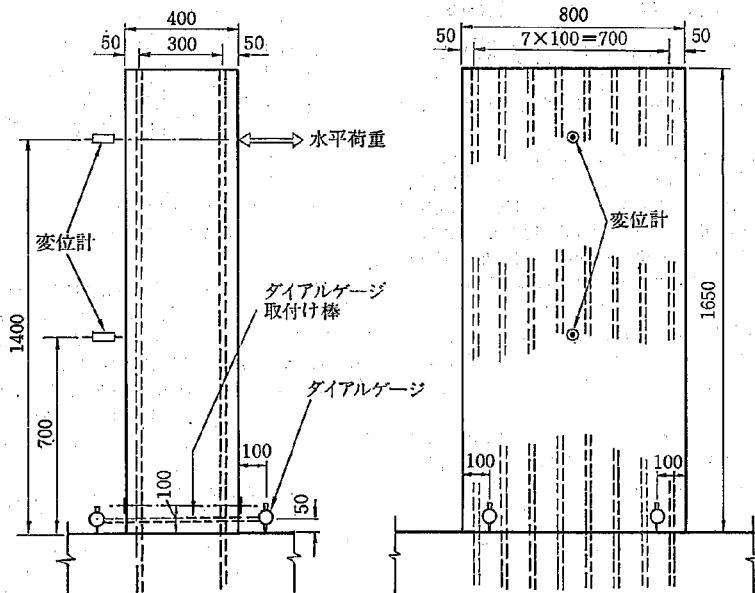


図-2.4 たわみ、ひずみ等の測定位置

ージは、図-2.4 に示すように柱下端から 50 mm の高さのコンクリート中に軸方向鉄筋に接触させないように埋込んだ鋼棒に固定した。柱下端部の軸方向鉄筋とコンクリート表面のひずみ、およびフーチング上面に最寄りの柱部分の帯鉄筋（供試体 C については、フーチング上面から 2 段目の帯鉄筋も）のひずみを、ワイヤストレーンゲージにより測定した。これらの測点の位置関係を、図-2.4 に示す。

これらのひずみおよびたわみはデータレコーダーに連続的に記録した。柱の荷重-変位 ($P-\delta$) 関係および軸方向鉄筋の荷重-ひずみ ($P-\epsilon_s$) 関係はペンレコーダーにも記録して、実験中随時観測できるようにした。

上記の計測のための機器の配備系統は、図-2.5 に示すとおりである。

(3) 実験結果および考察

1) 耐力および変形性能

a) 耐力および変位

各供試体の初期ひびわれ時および降伏時の荷重および変位、ならびに変位 $2\delta_y$, $3\delta_y$, …… の繰返し載荷における第 1 サイクル目および第 10 サイクル目の最大荷重の実測値は、表-2.5 のとおりである。

各供試体の載荷開始から最終状態にいたるまでの荷重-変位履歴曲線（ヒステリシス・ループ）は、図-2.6 に示すとおりである。図-2.6 において、交番繰返し載荷を行った供試体 B~F の変位振幅 $\pm 3\delta_y$ までの載荷に対するヒステリシス・ループは第 3 サイクル目までを示したが、供試体 F をのぞいて第 3 サイクル以降のループは安定で、第 4~第 10 サイクルのループは第 3 サイクルのループとほとんど一致した。

供試体 B~E は、変位振幅 $\pm \delta_y$, $\pm 2\delta_y$ および $\pm 3\delta_y$ による各 10 回の交番繰返し載荷（以下、これらを δ_y 載荷、 $2\delta_y$ 載荷、……とよぶ）に対して安定した耐力を示したが、 $4\delta_y$ 載荷の繰返し中に耐力は急激に低下して、10 回の繰返しを終了するまでの間にほとんど耐力を消失して載荷不能の状態にいたった。

ループの形状は、図-2.6 にみるように、帯鉄筋の配置方法（帯鉄筋量、帯鉄筋形式）によってやや異なっている。すなわち、帯鉄筋比 $\rho_s=0.16\%$ の供試体 C と D とが比較的に類似したほぼ紡錘形にちかい形状を示しているのに対し、 $\rho_s=0.08\%$ の供試体 B と、これにたが鉄筋を併用して $\rho_s=0.16\%$ とした供試体 E とは、C、D にくらべてやや pinching（中くびれ）の大きいループ形状を示している。

RC 部材の地震応答解析に用いることを目的としたヒステリシス・ループのモデルは、建築関係の研究者により多く提案されている²¹⁾。その中で、図-2.6 のヒステ

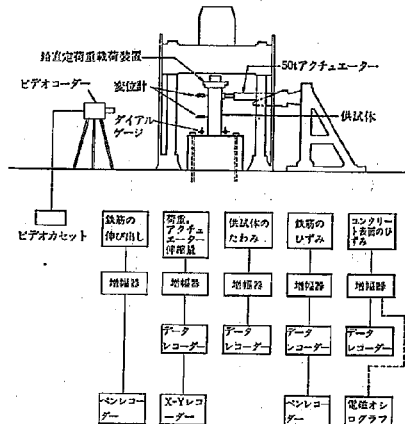


図-2.5 計測器の配備

リシス・ループに比較的近似したモデルとして、武蔵の degrading tri-linear model²²⁾ を挙げるができる。一例として、供試体 C の実測ループを武蔵のモデルによるループと比較してみると、図-2.7 のようである。この図にみるように、 $3\delta_y$ および $4\delta_y$ 載荷のような大変形領域では実測の除荷時剛性は降伏時剛性よりも小さくなっていてモデルのループとは部分的に一致しないものの、総体的には比較的良好に一致しているといえる。

一方向繰返し載荷を行った供試体 A は、 $7\delta_y$ 載荷において最大荷重 ($26.1t$) を示し、以後、 $11\delta_y$ 載荷でほぼ降伏耐力 ($P_y=22.0t$) 相当まで低下、 $12\delta_y$ 載荷時には約 $0.7P_y$ まで低下した。ただし、この供試体の $8\delta_y$ 載荷時には載荷点における水平変位が $80mm$ をこえて、鉛直定荷重を安定な状態に維持することが困難となったため、 $8\delta_y$ 載荷の 7 サイクル目以降は耐力無負荷の状態での水平荷重の繰返し載荷のみを継続した。

つぎに、図-2.6 に示すヒステリシス・ループの包絡線（スケルトン・カーブ）を描くと、図-2.8 のようである。この包絡線において、耐力が降伏耐力をこえて最大値に達したのちに低下をはじめ、降伏耐力以下に低下する前の最大変位を終局変位 (δ_u) とみなすこととし、降伏変位 (δ_y) に対するその比 ($\delta_u/\delta_y=\mu_n$) を靱性率と定義すれば、各供試体の実測による靱性率は表-2.6 に示すとおりで、一方向載荷の供試体 A では $\mu_n>8.3$ 、交番載荷を行った供試体のうち B~E は $\mu_n=4$, F は $\mu_n=3$ となっている。前述のように、供試体 A は載荷装置の都合により $8\delta_y$ 載荷の 7 サイクル目以降では $\sigma_n=0$ としているため、 $\sigma_n=10\text{ kg/cm}^2$ の条件での靱性率は把握

表-2.5(1) 荷重および水平変位(供試体 A)

制 御 値	サイクル	荷 重 値 $P(t)$	水 平 変 位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
7.0t		7.0	1.6	0.5	初期ひびわれ時
22.0t (δ_f)	$n=1$	22.0 0.0	10.0 0.8	4.1 0.3	降伏時
	$n=10$	21.0 0.0	10.3 0.8	4.1 0.3	
$2\delta_f$	$n=1$	25.0 0.0	21.8 9.6	9.6 4.4	$\circ 8\delta_f$ のサイクル目より $n=0$ とする。 $\circ \mu_n > \frac{82.8}{10.0} = 8.3$
	$n=10$	22.5 0.0	21.1 9.6	9.6 4.4	
$3\delta_f$	$n=1$	25.5 0.0	31.8 18.0	15.9 10.0	
	$n=10$	22.5 0.0	31.4 18.8	15.9 10.0	
$4\delta_f$	$n=1$	25.1 0.0	41.8 28.0	21.7 14.8	
	$n=10$	22.9 0.0	41.6 28.7	21.7 14.8	
$5\delta_f$	$n=1$	25.5 0.0	51.9 37.5	27.5 20.9	
	$n=10$	23.0 0.0	51.9 37.0	27.5 20.9	
$6\delta_f$	$n=1$	25.8 -0.2	62.3 47.1	33.3 26.1	
	$n=10$	23.1 -0.1	62.1 48.3	33.3 26.1	
$7\delta_f$	$n=1$	26.1 -0.3	72.2 56.9	39.0 31.9	
	$n=10$	22.8 -0.4	72.2 56.9	39.0 31.0	
$8\delta_f$	$n=1$	25.4 -0.3	82.8 66.9	44.0 36.8	
	$n=6$	23.0 -0.3	82.8 66.9	44.0 36.8	
$9\delta_f$	$n=1$	24.0 -0.3	93.1 77.0	50.3 43.4	
	$n=10$	21.6 -0.4	92.3 77.8	50.3 43.4	
$10\delta_f$	$n=1$	24.1 -0.3	102.7 86.6	55.8 47.8	
	$n=10$	21.4 -0.3	102.7 86.6	55.8 47.8	
$11\delta_f$	$n=1$	23.6 -0.3	113.4 95.8	62.4 53.3	
	$n=10$	18.6 -0.3	113.4 96.7	62.4 53.3	
$12\delta_f$	$n=1$	21.4 -0.3	123.4 105.8	69.8 61.0	
	$n=10$	15.0 -0.3	123.4 107.7	69.8 61.0	

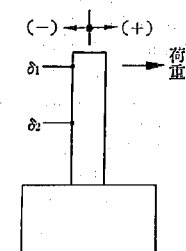


表-2.5(2) 荷重および水平変位(供試体 B)

制 御 値	サイクル	荷 重 値 P(t)	水 平 変 位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
7.6t		7.6	1.8		初期ひびわれ時
22.0t (δ_y)	n=1	22.0 -21.0	10.2 -10.9	4.0 -3.2	降伏時
	n=10	20.6 -19.4	10.9 -10.9	4.0 -3.2	
2 δ_y	n=1	25.2 -26.7	20.5 -20.6	10.2 -8.1	$\mu_2 = \frac{40.6}{10.5} = 3.9$
	n=10	23.5 -23.3	20.5 -20.6	10.2 -9.2	
3 δ_y	n=1	24.4 -25.0	30.3 -31.1	15.9 -14.8	
	n=10	23.3 -24.0	30.6 -30.1	17.0 -15.4	
4 δ_y	n=1	24.0 -24.9	40.4 -40.9	23.2 -20.5	
	n=2	23.7 -24.1	40.4 -40.9	23.4 -21.6	
	n=3	23.5 -23.7	40.4 -40.9	23.4 -23.2	
	n=4	23.2 -16.7	40.4 -40.9	32.3 -21.3	
	n=5	19.8 -10.0	40.4 -40.9	37.7 -17.8	
	n=6	17.2 -8.3	40.4 -40.9	41.8 -16.2	
	n=7	15.3 -7.0	40.4 -40.9	41.5 -15.6	
	n=8	13.1 -5.7	40.4 -40.9	49.3 -15.4	
	n=9	10.8 -4.8	40.4 -40.9	53.6 -14.0	
	n=10	9.1 -4.2	40.4 -40.9	59.3 -11.3	

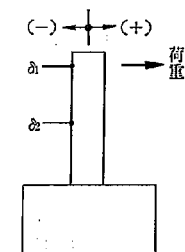
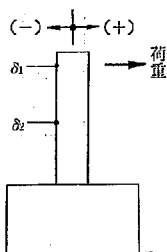


表-2.5(3) 荷重および水平変位(供試体C)

制 御 値	サイクル	荷 重 値 $P(t)$	水 平 変 位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
9.5 t		9.5	2.8		初期ひびわれ時
22.0 t (δ_y)	$n=1$	22.0 -21.1	12.2 -11.8	5.2 -4.8	降伏時
	$n=10$	21.5 -21.1	11.8 -11.8	5.2 -4.8	
$2\delta_y$	$n=1$	23.5 -24.1	24.4 -23.8	11.9 -11.6	$\mu_a = \frac{48.2}{12.0} = 4.0$
	$n=10$	23.5 -24.1	24.4 -23.8	11.9 -11.6	
$3\delta_y$	$n=1$	22.9 -24.1	36.2 -36.2	18.9 -17.7	
	$n=10$	21.6 -23.2	36.2 -36.2	21.3 -18.4	
$4\delta_y$	$n=1$	22.8 -24.1	48.0 -48.4	30.1 -24.5	
	$n=2$	22.7 -24.2	48.0 -48.4	29.4 *	
	$n=3$	21.8 -23.3	48.0 -48.4	* *	
	$n=4$	17.8 -22.0	48.0 -48.4	* *	
	$n=5$	14.6 -20.7	48.0 -48.4	* *	
	$n=6$	11.7 -19.6	48.0 -48.4	* *	
	$n=7$	9.0 -19.6	48.0 -48.4	* *	
	$n=8$	7.2 -18.9	48.0 -48.4	* *	
	$n=9$	5.0 -18.0	48.0 -48.4	* *	
	$n=10$	4.6 -17.6	48.0 -48.4	* *	



* 測定不能

表-2.5(4) 荷重および水平変位(供試体 D)

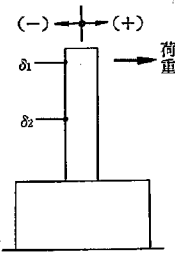
制 御 値	サイタル	荷 重 値 $P(t)$	水 平 変 位 (mm)		注 要
			δ_1	δ_2	
7.5 t		7.5	2.2	0.4	初期ひびわれ時
22.0 t (δ_y)	$n=1$	22.0 -19.8	12.2 -11.5	5.7 -4.0	降伏時
	$n=10$	19.0 -18.8	11.7 -11.7	5.7 -4.0	
$2\delta_y$	$n=1$	23.4 -23.7	24.5 -23.5	12.1 -10.6	$\mu_s = \frac{49.2}{11.8} = 4.2$ 
	$n=10$	21.4 -23.2	23.5 -23.5	12.7 -10.6	
$3\delta_y$	$n=1$	22.2 -24.0	36.7 -36.9	19.4 -18.5	
	$n=10$	21.3 -22.1	36.5 -36.2	21.4 -21.2	
$4\delta_y$	$n=1$	22.1 -20.8	49.5 -49.0	29.8 -31.1	
	$n=2$	21.8 -12.8	49.5 -49.0	26.8 -34.4	
	$n=3$	18.1 -9.9	49.0 -48.5	26.8 -35.1	
	$n=4$	14.8 -8.1	49.0 -48.5	25.5 -37.7	
	$n=5$	12.4 -7.3	49.0 -48.5	24.8 -38.1	
	$n=6$	11.0 -6.7	49.0 -48.5	24.1 -38.7	
	$n=7$	9.7 -6.0	49.0 -48.5	23.5 -39.7	
	$n=8$	8.8 -5.7	49.0 -48.5	23.5 -40.7	
	$n=9$	8.3 -5.4	49.0 -48.5	21.4 -41.4	
	$n=10$	2.0 -5.2	49.0 -48.5	21.4 -42.0	

表-2.5(5) 荷重および水平変位(供試体E)

制 御 値	サイクル	荷 重 値 $P(t)$	水 平 変 位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
7.0t		7.0	1.8	0.3	初期ひびわれ時
22.0t (δ_y)	$n=1$	21.8	11.0	4.7	降伏時
		-19.7	-11.6	-3.6	
	$n=10$	19.7	11.2	4.7	
		-18.7	-11.4	-3.6	
$2\delta_y$	$n=1$	24.4	22.0	10.5	$\mu = \frac{44.2}{11.3} = 3.9$
		-24.4	-22.2	-8.7	
	$n=10$	23.1	22.0	10.5	
		-23.2	-22.2	-9.7	
$3\delta_y$	$n=1$	23.4	33.2	17.4	
		-25.3	-32.9	-15.6	
	$n=10$	22.1	33.2	20.0	
		-22.7	-32.9	-17.4	
$4\delta_y$	$n=1$	12.4	43.9	28.4	
		-23.2	-44.6	-23.8	
	$n=2$	16.8	43.9	34.2	
		-23.1	-44.6	-22.8	
	$n=3$	12.5	43.9	38.4	
		-17.9	-44.6	-21.5	
	$n=4$	8.0	43.9	43.2	
		-13.5	-44.6	-21.5	
	$n=5$	5.7	43.6	*	
		-7.7	-44.6	-17.7	

* 測定不能

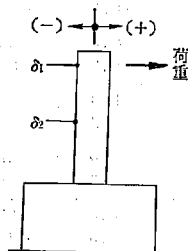
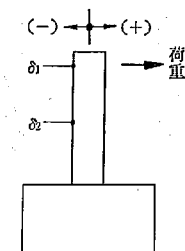


表-2.5(6) 荷重および水平変位(供試体 F)

制 御 値	サイクル	荷 重 値 P(t)	水 平 変 位 (mm)		摘 要
			δ_1	δ_2	
8.5 t		8.5	2.2		初期ひびわれ時
22.0 t (δ_T)	n=1	22.0 -18.2	10.2 -10.3	4.4 -3.7	降伏時
	n=10	20.9 -18.0	9.9 -10.6	4.4 -4.0	
2 δ_y	n=1	26.2 -25.8	20.2 -20.9	10.3 -10.1	$\mu_n = \frac{30.5}{10.2} \approx 3.0$
	n=10	21.4 -16.0	19.7 -20.7	11.6 -10.1	
3 δ_y	n=1	23.7 -21.9	30.0 -31.0	17.1 -15.4	
	n=10	11.7 -15.7	30.0 -31.0	26.7 -10.1	
4 δ_y	n=1	11.9 -14.2	40.4 -41.4	* *	
	n=2	8.3 -10.0	40.4 -41.4	* *	
	n=3	6.5 -10.0	40.4 -41.4	* *	

* 測定不能



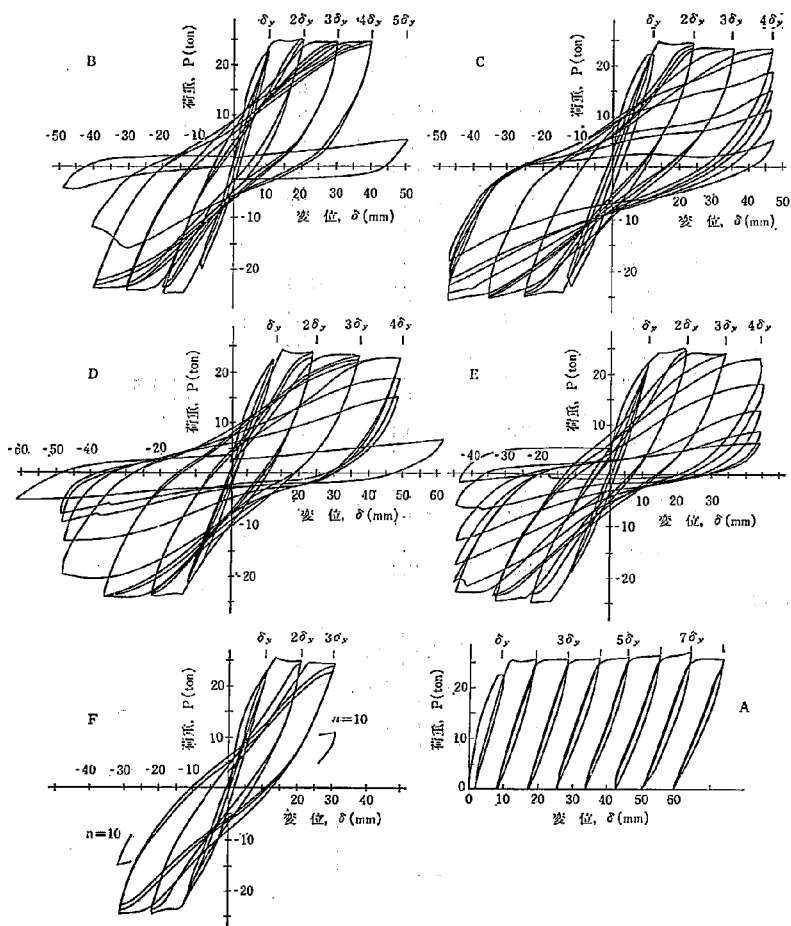


圖-2.6 荷重—変位曲線

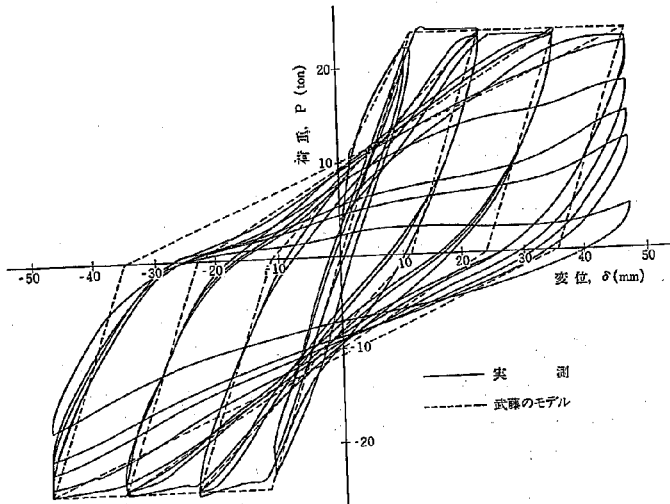


図-2.7 荷重—変位曲線 (供試体 C)

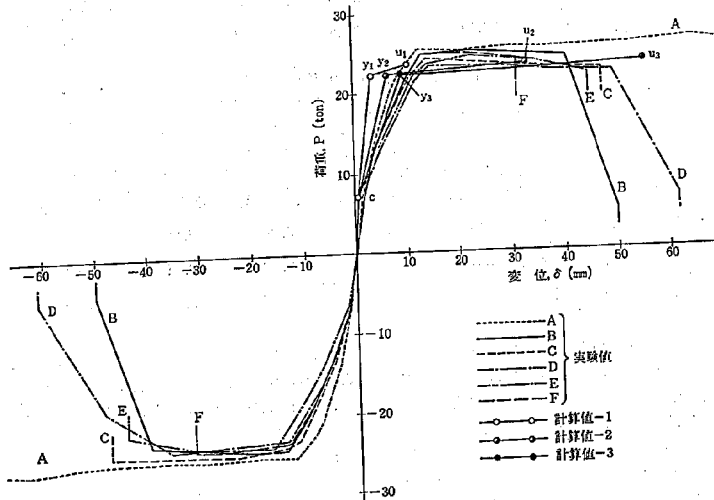


図-2.8 荷重—変位曲線の包絡線

表-2.6 靱性率 実験値と計算値の比較

区 分	実 験 値						計 算 値		
	A	B	C	D	F	E	計算値-1	計算値-2	計算値-3
靱 性 率	8.3以上	3.9	4.0	4.2	3.9	3.0	2.97	5.36	6.32
		B~Eの平均: 4.0							

表-2.7 曲げ変形計算値

(1) インプット・データ

断面・要素分割数		高さ方向の断面の分割数: 10 各断面の要素の分割数: 100			
材料の諸定数	材 料	ひびわれ応力度 (kg/cm ²)	σ_{sy} , σ_c (kg/cm ²)	終局ひずみ	ヤング係数 (kg/cm ²)
	鉄 筋	—	3731	—	2.10×10^5
	コンクリート	30.8 ¹⁾	292	0.0035	0.296×10^5 ²⁾

¹⁾ $1.8\sqrt{\sigma_c}$, ²⁾ $\phi 10 \times 20$ cm 供試体による実測値

(2) アウトプット

限 界 状 態	荷 重 (t)	天端変位 (mm)	柱下端断面におけるひずみ	
			コンクリート	鉄 筋
ひ び わ れ 時	7.18	0.45	0.000 17	0.000 01
降 伏 時	22.72	3.46	0.000 85	0.001 78
終 局 時	23.91	10.28	0.003 50	0.018 92

表-2.8 降伏時、終局時の天端変位(計算値) [単位: mm]

限界状態	①	②	③	④	⑤
	鉄筋の伸出 し(A)に伴 なう変位	鉄筋の伸出 し(2A)に伴 なう変位	鋼体の曲げ 変形による 変位 [計算値-1]	①+③ [計算値-2]	②+③ [計算値-3]
降 伏 時	2.62	5.23	3.46	6.08	8.69
終 局 時	22.33	44.66	10.28	32.61	54.94
(靱 性 率)			2.97	5.36	6.32

できなかった。しかし、いま、かりに軸力の影響を無視するものとすれば、11 δ_y 載荷終了までは耐力は降伏耐力以上を保有していた(表-2.5 (1) 参照)ことから、靱性率は $\mu_n=11.3$ となり、一方向載荷の場合の靱性率はほぼ8~11の範囲にあったとみることができる。これに対し、交番載荷の場合には靱性率は3~4で、一方向載荷の場合の1/2以下に低下したことを示している。

西山らの実験²⁾では、 $\sigma_N=0$ の条件で δ_y , $2\delta_y$, …… の各変位レベルで1回ずつの載荷を行った場合の靱性率が7.0であったのに対し、各変位レベルで10回ずつの

繰返し載荷を行ったときの靱性率は $\sigma_N=0$ の場合2.9~3.3, $\sigma_N=10$ kg/cm² の場合3.3~4.0であった。これは、繰返しの回数によっても靱性率は著しく変化することを示している。

b) 計算値との比較

供試体の水平荷重載荷点における降伏時および終局時の水平変位の計算値は、表-2.8 に示すとおりである。この表に示す[計算値-1]の値は、柱の弾塑性曲げ変形による水平変位 (δ_1) で、2. [2]. (2) に述べる方法により弾塑性計算を行って求めた値である。この計算に用い

た材料の諸定数およびアウトプットは、表-2.7 に示すとおりである。表-2.8 に示す〔計算値-2〕は、柱の曲げ変形による水平変位 (δ_1) のほかにフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し (d , 図-2.24 参照) による回転に伴う水平変位を考慮した値である。〔計算値-3〕も〔計算値-2〕と同様に橋体の曲げ変形と鉄筋伸び出しの影響を考慮した値であるが、この場合は、交番繰返し載荷においてはフーチング内定着鉄筋の付着損失が促進されることにより、フーチングからの鉄筋の伸び出し量が単調載荷の場合の2倍程度にまで達することを指摘した H. Krawinkler らの報告¹⁸⁾を参照し、鉄筋伸び出し量として $2d$ を考慮したときの値である。

これらの計算値は、図-2.8 中に併記した。計算上の終局耐力および変位 (図-2.8 中の点 u_1, u_2, u_3) の値は、コンクリートの終局ひずみ値を 0.0035 と仮定したときの値である。

図-2.8 において、まず降伏時の耐力および変位について実測値と計算値とを比較すると、降伏耐力の計算値と実測値とはおおむね一致しているが、降伏変位の実測値は柱の曲げ変形のみを考慮した〔計算値-1〕とは大幅に相違し、フーチングからの鉄筋の伸び出し量 $2d$ を考慮した〔計算値-3〕にもっとも近い傾向を示している。

一方、柱底面における軸方向鉄筋の伸び出しおよび押込み量の実測値は表-2.9 に示すとおりであり、これより柱の変位振幅と鉄筋の伸び出しおよび押込みの合計量との関係を描くと 図-2.9 のようである。これよりわかるように、 δ_r 載荷において実測された値はいずれの供

試体においても 図-2.24 に示すような仮定で求めた d の値よりは大きく、大きなものではほぼ $2d$ に達している。このことから、繰返し荷重下におけるフーチングからの鉄筋の伸び出し量は、少なくとも 図-2.24 に示すような仮定のもとで推算される伸び出し量よりも大きくなるのが明らかである。なお、鉄筋の伸び出し量が最大でも $2d$ 程度であったにもかかわらず、交番載荷の供試体 B~F の降伏変位量が伸び出し量 $2d$ を考慮した〔計算値-3〕よりもさらに大きな値を示したのは、フーチングの変形の影響、柱部分の軸方向鉄筋の伸びの影響、などが加わったためと思われる。

図-2.9 に示す実測値から柱の回転による水平変位量 (δ_1) を計算し、全水平変位 (δ) 中に占めるその割合 (δ_1/δ) を求めると、図-2.10 のようである。この図より明らかのように、 δ_1/δ の値は δ_r 載荷時で 30~50%、 $2\delta_r$ および $3\delta_r$ 載荷時には 50~70% 程度にもおよんでおり、柱の水平変位におよぼす鉄筋伸び出しの影響がきわめて大きいことを示している。

つぎに、図-2.8 において終局時の耐力および変位について実測値と計算値とを比較すると、終局耐力の実測値 (耐力が降伏点をこえて最大値に達したのち降伏耐力以下に低下する前の最大変位) は計算値にはほぼ一致しており、また、終局変位の実測値は、帯鉄筋量が極端に少ない供試体 F をのぞき、〔計算値-2〕と〔計算値-3〕の間にあることがわかる。

計算上の靱性率は、表-2.8 の右欄に示すとおりで、柱の曲げ変形のみを考慮した場合の靱性率がほぼ 3 であるのに対し、鉄筋の伸び出しをも考慮した場合の靱性率は 5~6 であって、鉄筋伸び出しの影響を考慮するか否かによってかなり異なった値となる。これらを実測値と比較すると、計算の前提となっている一方向単調増加荷重型のスケルトン・カブと類別的に対応する供試体 A の実測靱性率は、供試体 A の載荷を単調増加ではなく、 $\delta_r, 2\delta_r, 3\delta_r, \dots$ の各変位レベルで 10 回ずつの繰返しを行いつつ増加させたにもかかわらず、〔計算値-3〕にもとづく靱性率よりも大きな値となっている。これに対し、交番載荷の供試体 B~F の実測靱性率は、柱の曲げ変形のみを考慮した〔計算値-1〕の変位にもとづく靱性率よりは大きいものの、鉄筋伸び出し量 d を考慮した〔計算値-2〕の変位にもとづく靱性率よりも小さな値となっている。このことから、変位量の計算にあたっては少なくともフーチングからの鉄筋伸び出しの影響を考慮することが必要であり、一方向載荷の場合の靱性率は鉄筋伸び出しの影響を考慮することによって実際に近く、しかも安全側の値を得ることができるといえる。しかし、交番載荷の場合には靱性率をこのような計算値のままに評価することは危険であり、靱性率に関しては、

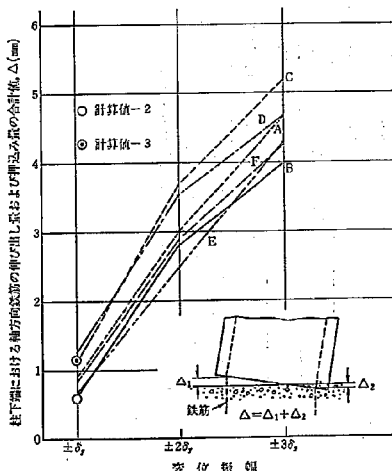
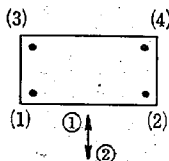


図-2.9 柱底面における引き上げ押込み量

表-2.9 軸方向鉄筋の伸び出し量 (mm)

供試体	天端変位		δ_y				$2\delta_y$				$3\delta_y$			
	測点	荷重状態	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)
A	①		0.338	0.532	-0.423	-0.489	2.054	2.317	-0.708	-0.906	2.732	3.761	-1.231	-1.544
	②		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
B	①		0.511	*	-0.335	*	2.568	*	-0.232	*	3.213	*	-0.632	*
	②		-0.166	*	0.438	*	-0.331	*	1.963	*	-0.571	*	3.422	*
C	①		0.598	1.033	-0.283	-0.269	3.053	3.049	-0.107	-1.115	3.491	3.591	-0.871	-2.213
	②		-0.318	-0.097	0.488	1.152	-0.154	-0.153	2.894	2.909	-0.351	-0.185	3.899	3.934
D	①		0.436	0.483	-0.689	-0.855	2.368	2.315	-0.884	1.472	3.041	2.695	-1.262	-2.336
	②		-0.349	-0.337	0.152	0.292	-0.270	-0.323	2.186	2.239	0.692	-0.949	3.116	2.763
E	①		0.436	0.054	-0.189	-0.648	2.370	1.735	-0.080	-0.808	3.193	2.265	-0.208	-1.621
	②		-0.232	0.050	0.404	0.354	0.054	-0.420	2.160	1.546	0.409	-0.038	4.822	4.094
F	①		0.674	0.449	0.024	-0.567	3.094	2.612	0.496	-0.581	3.416	2.992	-0.535	-1.445
	②		-0.179	-0.405	0.460	0.291	0.305	0.363	2.511	3.494	-0.019	-0.236	3.140	4.101

- (注) 1) 伸びしを正、押し込みを負として表示。
 2) 「測点」および「荷重状態」は、右図のとおり。
 3) *印は、計器の不具合により測定できなかったもの。



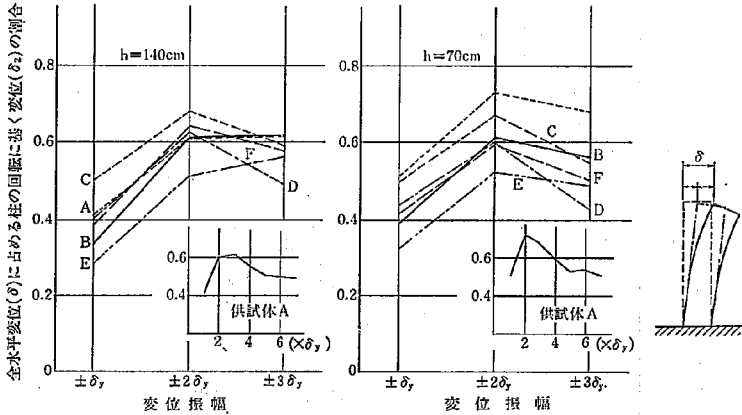


図-2.10 回転による水平変位

〔計算値-2〕もしくは〔計算値-3〕の変位にもとづく靱性を相当低減して考える必要があることを示している。

c) エネルギー吸収能力

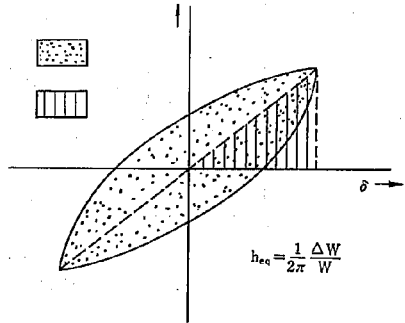
交番繰返し荷重下における柱のエネルギー吸収能力について検討してみる。

RC 柱が地震時に大きな繰返し変形を受けたときに、ぜい性的な破壊を生じることなくそれに耐えうる能力、いわゆる部材の“ねばり強さ”は、部材のエネルギー吸収能力の大小によって評価することができる²⁰⁾。RC柱の復元力特性を模式的に 図-2.11 のように表わすと、交番変位 1 サイクルあたりのエネルギー吸収能力（エネルギー消費量）はループが囲む面積 ΔW で表わされる。しかし、 ΔW は最大変位の大きさによってその値が変化するため部材の特性を定数的に表わすには不都合である。そこで、一般には載荷時に部材に蓄積されるエネルギー W との比 $\Delta W/W$ をとり、これを便宜的に減衰を伴う振動系における粘性減衰定数 h と等価に評価するものとして次式で示される等価粘性減衰定数 h_{eq} が、エネルギー吸収能力または減衰性を表わす指標として用いられる。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (2-1)$$

図-2.6 に示すヒステリシス・ループから h_{eq} の値を求める、図-2.12 に示すとおりである。この計算にあたっては、ループがほぼ安定する第 2 サイクル目のループを使用した。

図-2.12 より明らかなように、変位 $4\delta_y$ の繰返し初期（供試体 F については、 $3\delta_y$ の初期）までの範囲、す


 図-2.11 等価粘性減衰定数 h_{eq}

なわち柱の耐力が十分保持されている範囲においては、変位振幅が大きいかほど h_{eq} の値はほぼ比例的に大きくなっている。これは、図-2.9 に示す鉄筋伸び出しの動向と同じ傾向にあることを勘案すれば、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しが、変位量の増大に伴うエネルギー吸収能力（減衰性）の増大に少なからず影響しているものと考えられる。

図-2.12 には、また、帯鉄筋配置方法の相違による h_{eq} の値のちがいがみられる。すなわち、単一フープ密配置の供試体 C とダブルフープを用いた供試体 D とは他の供試体よりもエネルギー吸収能力が大きく、他方、フープ間隔の粗い供試体 F のそれは著しく小さくなっている。

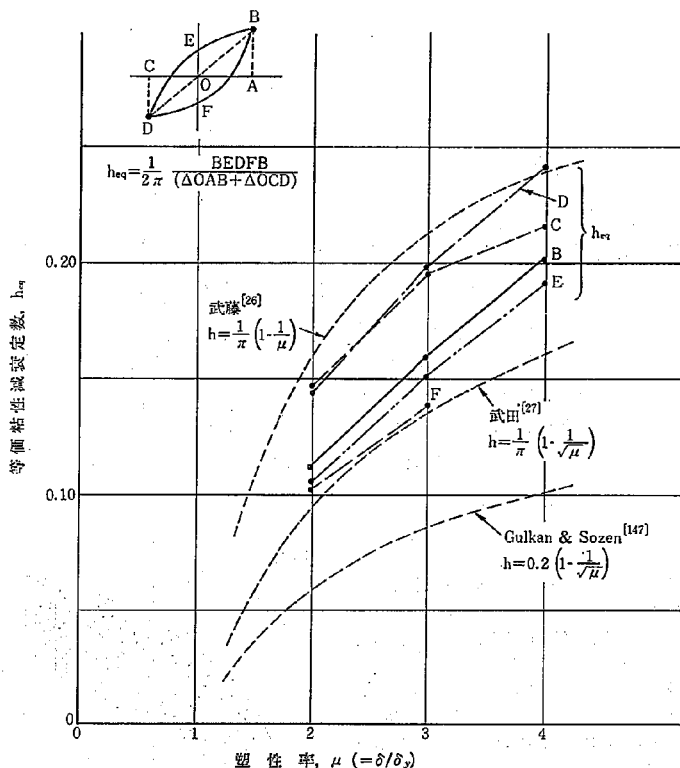


図-2.12 等価粘性減衰定数

なお、図-2.12 中には武藤^[26]、武田^[27]、および Gulkan ら^[147]の提案になる減衰定数の値をも示した。この供試体の場合についてみるかぎり、武藤の値はほぼ上限値を、武田の値はほぼ下限値を、また、Gulkan らの値はかなり安全側の値を与える結果となっている。

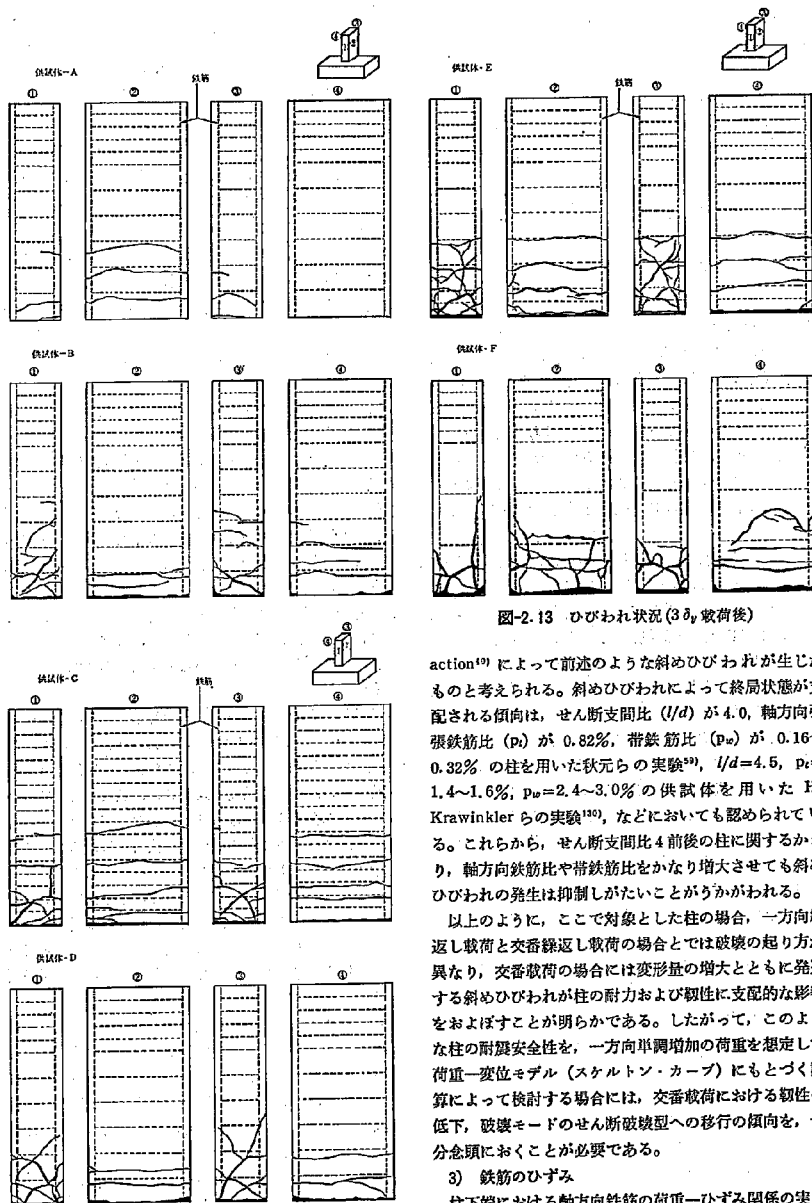
2) 破壊状況

3 δ_y 載荷後における各供試体の ひびわれ状況を、図-2.13 に示す。

一方荷載の供試体 A では、 δ_y 載荷中に柱下部に生じた曲げひびわれが 2 δ_y および 3 δ_y 載荷中に柱側面においてやや斜め方向に進展した程度であった。これに対し、交番載荷の供試体 B~E では δ_y 載荷中に柱下部に生じた曲げひびわれに加えて、2 δ_y および 3 δ_y 載荷中に柱下端の軸方向鉄筋位置付近を起点とする斜めひびわれが発達し、4 δ_y 載荷中にそれらの斜めひびわれの交点

付近でのせん断変形（水平方向のずれ変形）が漸次増大して最終破壊状態にいたった。供試体 F は、3 δ_y 載荷中に斜めひびわれ交点付近でのせん断変形が急増するとともに軸方向鉄筋沿いのひびわれが大きく発達して、最終破壊状態にいたった。

交番載荷の供試体においては、フーチング中の鉄筋の伸び出しのために、 δ_y 載荷中に柱下端断面は完全にひびわれが貫通した状態となり、変位振幅を大きくするにつれてそのひびわれ開口も増加するのが観測された。たとえば供試体 C の場合、2 δ_y および 3 δ_y 載荷後に残留した平均ひびわれ開口はそれぞれ 1.30 mm および 1.67 mm であった。このように、 δ_y 載荷時に開口したひびわれが、2 δ_y 載荷の各サイクルの水平荷重が小さい間は閉合しないで、せん断力は軸方向鉄筋のみによって負担される結果となり、その際の軸方向鉄筋の dowel


 図-2.13 ひびわれ状況(3rd 載荷後)

action⁽¹⁹⁾ によって前述のような斜めひびわれが生じたものと考えられる。斜めひびわれによって終局状態が支配される傾向は、せん断支間比 (l/d) が 4.0、軸方向引張鉄筋比 (ρ_t) が 0.82%、帯鉄筋比 (ρ_w) が 0.16~0.32% の柱を用いた秋元らの実験⁽²⁰⁾、 $l/d=4.5$ 、 $\rho_t=1.4\sim1.6\%$ 、 $\rho_w=2.4\sim3.0\%$ の供試体を用いた H. Krawinkler らの実験⁽²⁰⁾、などにおいても認められている。これらから、せん断支間比 4 前後の柱に関するかぎり、軸方向鉄筋比や帯鉄筋比をかなり増大させても斜めひびわれの発生は抑制しがたいことがうかがわれる。

以上のように、ここで対象とした柱の場合、一方方向繰返し載荷と交番繰返し載荷の場合とは破壊の起り方が異なり、交番載荷の場合には変形量の増大とともに発達する斜めひびわれが柱の耐力および靱性に支配的な影響をおよぼすことが明らかである。したがって、このような柱の耐震安全性を、一方方向単調増加の荷重を想定した荷重-変位モデル (スケルトン・カーブ) にもとづく計算によって検討する場合には、交番載荷における靱性の低下、破壊モードのせん断破壊型への移行の傾向を、十分念頭におくことが必要である。

3) 鉄筋のひずみ

柱下端における軸方向鉄筋の荷重-ひずみ関係の実測

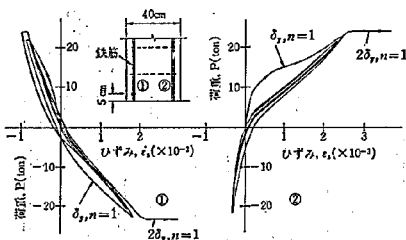


図-2-14 軸方向鉄筋のひずみ
(供試体 C, δ_L 載荷時)

値の一例を示すと、図-2.14 のようである。 δ_L 載荷の処女載荷におけるひずみの変化は、柱のひびわれ発生荷重 (計算値: $P_0=7.2t$) 付近に曲点をもつ bi-linear 型の変化を示し、2 サイクル目以降はほぼ linear な安定したループを描いている。その後、 $2\delta_L$ 載荷に入ると変位を δ_L をこえて引上げる際にひずみが急増して、全体としては tri-linear の変化をなしている。このようなひずみの変化は、柱の $P-\delta_L$ 関係と対応していることがわかる。

つぎに、矩形帯鉄筋の水平荷重方向に平行な脚のひずみを示すと、図-2.15 のとおりである。

供試体 C の柱下端より 20 cm の高さの帯鉄筋と、供試体 D の同じ位置の帯鉄筋の外側脚では、 $3\delta_L$ 載荷の繰返しに伴う斜めひびわれの進展と呼応して、帯鉄筋のひずみはその実降伏ひずみ (約 1.8×10^{-3}) 付近まで漸増し、 $4\delta_L$ 載荷の初期に降伏にいたっている。これに対し、供試体 B および E では $3\delta_L$ 載荷中のひずみは 1×10^{-3} 程度以下にとどまっており、 $4\delta_L$ 載荷中にひずみが急増して降伏にいたっている。図-2.6 のヒステリシス・ループと対比すると、 $4\delta_L$ 載荷中におけるこれらの柱の耐力の急激な低下は、帯鉄筋の降伏と対応していることが明らかである。

供試体 F は、他の供試体に比して帯鉄筋のひずみは著しく小さい値にとどまっている。これは柱部分の最下段の帯鉄筋が柱底面から 40 cm の高さにあつて、斜めひびわれ発生領域から隔っているために、ひびわれ発生後のせん断力の負担にはほとんど寄与しないことを示しているところからできる。

橋脚の帯鉄筋は、本来、軸方向鉄筋の座屈長を減じるための固定点を与えることがおもな目的と考えられている。しかし、軸方向鉄筋の降伏点をこえる大きな変位の交番繰返しによって斜めひびわれが生じた場合、それと交差する位置にある帯鉄筋は、ひびわれ発生によって耐荷能力を失ったコンクリートにかわってせん断力を負担し、柱の耐力および靱性をさらに持続させる役割をも

果たすことは明らかである。したがって、交番載荷によって斜めひびわれが発生する領域には帯鉄筋を密に配置するのが効果的であるといえる。この実験で対象としたようなプロポジションの柱の場合には、その部分の帯鉄筋間隔は柱の最小横寸法の $1/2$ 程度以下とするのが妥当と考える。その第一の理由は、帯鉄筋を柱の最小横寸法に等しい間隔で配置した供試体 F の靱性が、帯鉄筋を柱の最小横寸法の $1/2$ に等しい間隔で配置した供試体 B, D, E、および最小寸法の $1/4$ に等しい間隔で配置した供試体 C にくらべて、著しく小さかったことである。第二の理由は、斜めひびわれが柱底面の軸方向鉄筋位置を起点として 45° の角度で発達する場合に、そのひびわれの中央付近で帯鉄筋が交差するようにするための帯鉄筋間隔は柱の最小横寸法のほぼ $1/2$ に相当することである。

帯鉄筋比が同一の C, D, E 3 供試体を比較すると、単一フープとつなぎ鉄筋の併用 (E) よりも、ダブルフープ (D) または単一フープの密配置 (C) の方が帯鉄筋形式として効果的であるといえよう。

矩形帯鉄筋の、水平荷重方向に直交な方向の脚のひずみは、 $4\delta_L$ 載荷において水平荷重に平行な脚のひずみが急増 (降伏) したのちに急激な増加を示した。これは明らかに、帯鉄筋に囲まれた内部のコンクリートの劣化にともなう圧力によるものと考えられる。その現われとして、載荷前には真直であった脚が、最終状態においてはだ円状にかなり弯曲しているのが認められた。

(4) 結論

比較的高さの低い単一柱橋脚を対象とした、断面 40×80 cm、せん断空間比 4.0、軸方向引張鉄筋比 0.82% の供試体で、帯鉄筋比を 0.04%, 0.08%, 0.16% の 3 種に変化させ、かつ、帯鉄筋形式を 3 種に変えた場合について、繰返し荷重下における柱の挙動を調査した。その結果から、このような柱の耐震性を検討するにあたって考慮すべき事項として、つぎのことが挙げられよう。

i) 繰返し荷重を受ける橋脚躯体の水平変位におよぼすフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響はきわめて大きい。したがって、水平変位量を計算によって予測する場合には、少なくともこれを考慮することが必要である。

ii) 一方向繰返し荷重を受ける場合にくらべて、交番繰返し荷重を受ける場合には靱性率 (降伏変位に対する終局変位の割合) は著しく低下する。破壊モードも両者では異なり、一方向載荷の場合には曲げひびわれが進展して最終状態にいたる場合でも、交番載荷のもとでは変形量の増加につれて発達する斜めひびわれが終局状態を支配する傾向がある。したがって、一方向載荷 (単調増加) の荷重-変位モデルにもとづく計算によって耐震性

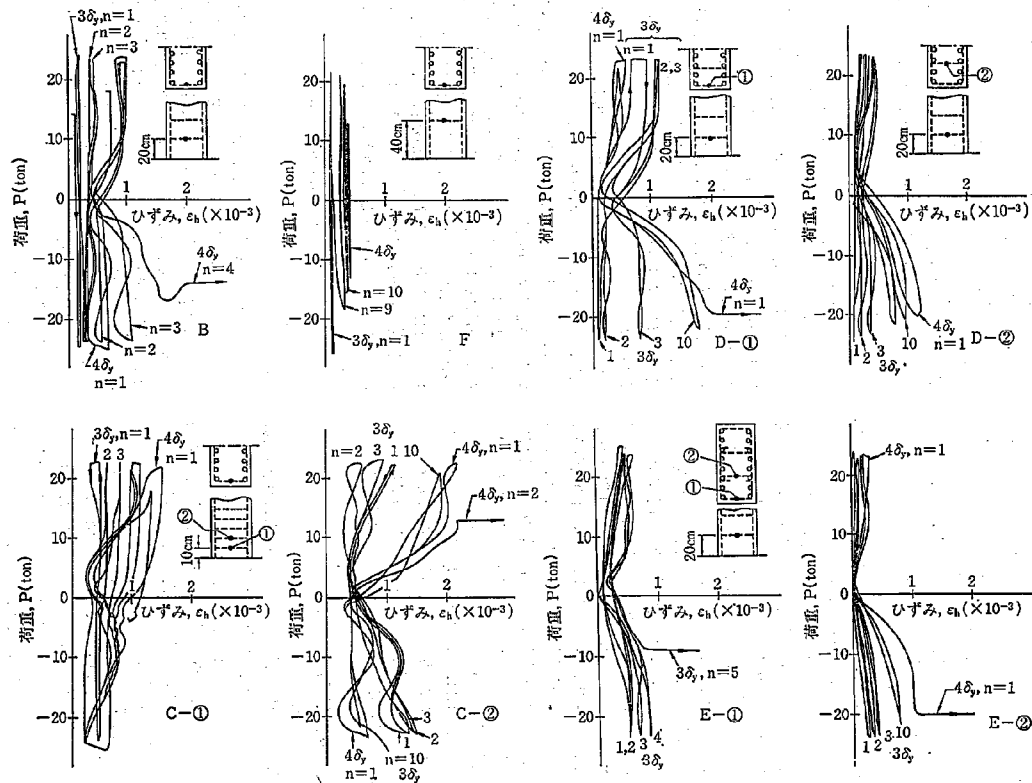


図-2.15 帯鉄筋のひずみ

の検討を行う場合には、交番荷重下における靱性の低下、破壊モードのせん断破壊型への移行の傾向を、十分考慮しておく必要がある。

iii) この実験で対象とした諸元の柱の場合、交番繰返し荷重下における荷重-変位履歴（ヒステリシス・ループ）は、武蔵の degrading tri-linear model によってかなり近似させることができる。ただし、降伏変位の3倍ないしそれ以上の大変形領域では、同モデルはやや過大の除荷時剛性を与える。

iv) 柱の耐力が十分保持されている範囲においては、変位振幅が大きいほど柱のエネルギー吸収能力（減衰性）が大となる傾向がある。エネルギー吸収能力は、帯鉄筋配置方法によってかなり変化する。帯鉄筋を柱の最小横寸法の1/2ないしそれ以下の間隔で配置した場合にくらべて、柱の最小横寸法に等しい間隔で配置した場合にはエネルギー吸収能力は著しく小さくなる。

v) 交番繰返し荷重によって斜めひびわれが生じる領域の帯鉄筋間隔は、この実験で対象とした範囲についてみるかぎり、土木学会・コンクリート標準示方書に示された一つの条件、「柱の最小横寸法以下」の上限值もかくをとるのは少なくとも適当とはいえず、柱の最小横寸法の1/2程度ないしそれ以下とするのが妥当と思われる。帯鉄筋比を一定とした場合、帯鉄筋の形式としてはダブルフープ（多重フープ）または単一フープの密配置が効果的とみられる。

vi) 今後さらに、柱の諸元、軸方向鉄筋比、帯鉄筋比、などを異にするさまざまな場合について実験資料の蓄積をはかることが必要である。軸方向鉄筋定着部の挙動についても、さらに詳細な調査を行うことが必要である。

〔2〕 解析的検討

（1）概説

独立柱形式 RC 橋脚の地震時に対象とした弾塑性応答解析を行い、地震時の挙動に関する知見を得るとともに⁽¹⁾、それを設計に反映させる方法について検討した。

2.〔2〕では、RC 橋脚の弾塑性応答解析による地震時挙動の検討と、それをふまえての、靱性を考慮した部材の安全性の検討方法について述べている。

まず、高さ7~21mの建設省標準設計およびそれに準ずる橋脚を対象とし、基礎を完全固定とした1質点モデルによる応答解析（逐次積分法による）を行った。橋脚の水平変位量の計算値を既往の実験結果と照合・検討した結果、橋脚の水平変位を求めるうえで、フーチング内の鉄筋の伸び出しの影響を無視できないことがわかった。橋脚の靱性率（降伏変位に対する終局変位の比）と地震時における塑性率（降伏変位に対する応答塑性変位の比）とについて検討した結果、対象とした橋脚の靱性

率はおよそ5~7で、入力加速度200~600ガルで靱性率3に達すること、橋脚高さが低いほど、また、地盤が軟いほど、同じ入力加速度において応答塑性率が大きくなること、などがわかった。

つぎに等価靱性および等価減衰を用い、スペクトル法によって求めた応答値と、逐次積分法による結果との対比から、計算の簡便なスペクトル法の実用性を確かめ、この方法にもとづいて橋脚の靱性の検討を簡易に行う方法を提案した。

2.〔2〕、〔3〕では、RC 橋脚の地震時応答におよぼす基礎のロッキングの影響について検討した結果を述べている。橋脚躯体の剛性のほか、基礎のロッキングばねについても弾塑性を考慮し、フーチングの幅を数値に変えた場合について地震応答解析を行った。その結果、フーチング幅が小さいほど基礎底面の応答偏心率は大きくなる反面、橋脚躯体の応答塑性率は低下すること、高さ15m程度の橋脚では、フーチング幅を現行の震度法にもとづく設計値よりも小さくしうる可能性があること、などがわかった。

2.〔2〕、〔4〕では、RC 橋脚躯体の軸方向鉄筋の配置方法について検討するため、橋脚1例について多質点モデルによる弾塑性応答解析を行った結果について述べている。高さ22mの小半型断面橋脚について、躯体の配筋法を2種に変えて多質点系弾塑性解析を行い、塑性化が橋脚下端に生じる場合と躯体中間部に生じる場合とについて比較検討した。その結果、橋脚の最大曲げモーメント分布は下端を最大とする三角形分布にちかいかいこと、この程度までの高さの橋脚の応答変位は、1質点モデルによって実用上十分な精度で求めること、などがわかった。

（2）鉄筋コンクリート橋脚の地震時における挙動の検討

1) 概説

一般の道路橋で多用される中小規模の単一柱形式 RC 橋脚を対象として、1質点系モデルによる弾塑性応答解析（逐次積分法による）を行い、橋脚天端の水平力と天端変位との関係とを求めて地震時における RC 橋脚の靱性と安全性とについて検討した。また、スペクトル法による簡易計算法について検討し、設計において RC 橋脚の安全性の審査にこれを応用する方法について検討した。

2) 弾塑性応答解析による検討

a) 解析条件

表-2.10に示すような、主として建設省の標準設計⁽¹⁾から選定した、一般に多用される規模の単一柱形式 RC 橋脚4例を対象とし、表-2.11に示す諸条件のもとで、1質点系モデルを用い逐次積分法による弾塑性応答解析を行うこととした。

表-2.10 弾塑性応答解析の対象とした橋脚

橋 脚		① H=7m	② H=12m	③ H=15m	④ H=21.5m	
形 状 ・ 寸 法						
断面-I	断 面 力	N(t)	972.3	1092.9	1205.4	1598.6
		M(t・m)	1031.4	2161.9	2940.2	4296.7
		S(t)	200.0	240.4	270.1	285.9
	設計応力度 (kg/cm ²)	σ_c	98.1	104.6	104.4	40.6
		σ_s	1896	2133	2271	2600
τ_c		4.1	3.7	3.4	1.6	
断面-II	断 面 力	N(t)	957.3	1062.4	1155.6	1136.0
		M(t・m)	833.9	1808.9	2409.6	1806.1
		S(t)	195.2	230.3	260.2	216.4
	設計応力度 (kg/cm ²)	σ_c	100.1	100.0	98.0	67.8
		σ_s	2171	2286	2247	2588
		τ_c	4.0	3.5	3.2	1.7
		断面-III	断 面 力	N(t)		1011.9
M(t・m)				1264.0	1875.6	
S(t)				213.6	243.8	
設計応力度 (kg/cm ²)	σ_c			89.9	86.7	
	σ_s			2215	2139	
	τ_c		3.3	3.0		
せん断支間比		3.4	5.2	6.0	5.7	
帯鉄筋比(%)		0.07	0.07	0.12	0.13	
摘 要		○断面力および設計応力度は、地震時における値。 ○地震時許容応力度 ①～③： $\sigma_{ca}=105 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{sa}=2700 \text{ kg/cm}^2$ ④： $\sigma_{ca}=105 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{sa}=3000 \text{ kg/cm}^2$ ○ τ_c は、次式により計算した値。 $\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} \quad (S: \text{せん断力}, b: \text{部材断面の幅}, d: \text{全圧縮応力作用点から引張鉄筋断面の圆心までの距離})$ ○①～③は建設省標準設計橋脚, ④は鉄道橋脚				

表-2.11 弾塑性応答解析の条件

項	目	内 容
橋脚の種類	断面形状	矩形(小判型)
	高さ (H)	① 7m, ② 12m, ③ 15m, ④ 21.5m
荷重-変位関係	スケルトン・カーブ	① 曲げ変形考慮, ② 曲げ変形とフーチング鉄筋の伸び(2Δ)考慮
	ヒステリシス・ループ	① 武の藤モデル, ② 深田のモデル
地震入力	地震波	① El-Centro (N-S), ② Taft (E-W)
	最大加速度 (σ_{max})	① 200gal, ② 300gal, ③ 400gal, ④ 600gal
	入力方向	橋軸方向

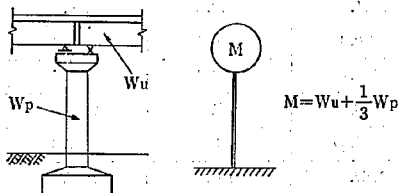


図-2.16 1質点モデル

質点モデル(図-2.16)の質点重量は、1径間の桁の質量に橋脚躯体の質量の30%(道路橋耐震設計指針, 4.4.2に準じる)を加算したものとした。また、減衰定数は、既往の橋脚振動試験結果(図-2.38参照)から基礎のロッキングの影響の少ない橋脚における値を参照して、2%とした。

地震時における橋脚の挙動を考えるには、基礎および地盤の変位の影響、上部構造からの影響、なども考慮する必要があるが、ここでは基礎のロッキングの影響は考えずに、橋脚躯体の挙動にのみ着目することとした。すなわち、この解析では橋脚の基礎は完全固定であると考える。なお、基礎のロッキングの影響については、2. [2]. (3) において検討を行っている。

b). 解析方法

解析は、図-2.17に示す手順で行った。すなわち、まず、コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係を仮定して、高さ方向に微小間隔に分割した橋脚の各断面の曲げモーメント-曲率関係を計算した。つぎに、モールの定理の応用により曲率分布図の積分値から橋脚先端の変位を計算して荷重-変位関係(スケルトン・カーブ)を求めた。そのスケルトン・カーブを用い、繰返し载荷に対する荷重-変位履歴曲線(ヒステリシス・ループ)のモデルを与えて、入力地震波による応答変位を計算した。なお、スケルトン・カーブの決定にあたっては、躯体の弾塑性変形による先端水平変位のほかに、2. [1] に

述べた実験の結果を考慮して、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮することとした。

各計算過程について詳述すると、つぎのようである。

i) スケルトン・カーブの設定

RC橋脚躯体の曲げによる先端水平変位を対象としたスケルトン・カーブの設定にあたっては、部材が弾性的な状態から終局状態にいたる過程で、ひびわれ発生限界状態(図-2.19の点C。以下、「ひびわれ時」という。)、降伏限界状態(図-2.19の点Y。以下、「降伏時」という。)、および終局状態(図-2.19の点U。以下、「終局時」という。))の3つの限界状態を考え、つぎの手順によってスケルトン・カーブを求めることとした。ただし、降伏時とは軸方向引張鉄筋が降伏する状態、終局時とはコンクリートの最大ひずみが0.0035に達する状態とした。

① ひびわれ時曲げモーメント (M_o)、曲率 (ϕ_o) の計算

橋脚を、高さ方向に m 分割する。

断面の平面保持の法則が成立し、部材の全断面が有効であるとして、 M_o および ϕ_o はそれぞれ式(2-2)および式(2-3)で与えられる。

$$M_o = W \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A} \right) \quad (2-2)$$

$$\phi_o = \frac{M_o}{E_s I} \quad (2-3)$$

ここに、

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度。 $\sigma_{bt} = 1.8 \sqrt{\sigma_c}$

σ_c : コンクリートの圧縮強度。ここでは、 $\sigma_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ とする。

N : 軸方向力

A, I, W : 軸方向鉄筋をも考慮した橋脚の断面積、断面2次モーメントおよび断面係数

E_s : コンクリートのヤング係数。土木学会・コンクリート標準示方書11条にしたがい、 $\sigma_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ の場合 $E_s = 2.55 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ と仮定する。

② 降伏時および終局時の曲げモーメント (M_f, M_u)、

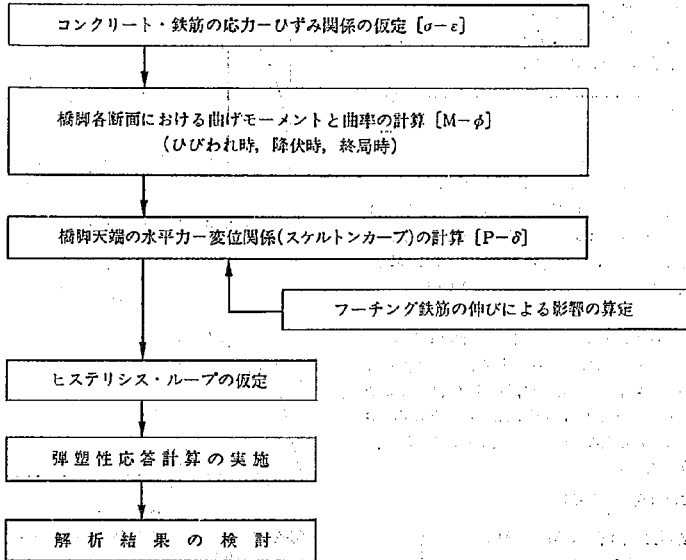


図-2.17 解析の手順

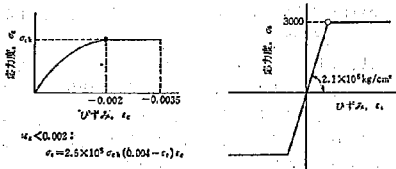


図-2.18 コンクリートおよび鉄筋のσ-ε関係の仮定

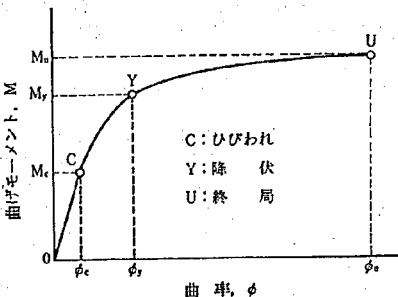


図-2.19 曲げモーメント(M)-曲率(φ)関係

曲率 (φ_y, φ_u) の計算

コンクリートおよび鉄筋の応力 (σ) - ひずみ (ε) 関係を、図-2.18 のように仮定する。これは、終局状態を対象とした CEB/FIP 指針⁽¹⁴⁾ の σ-ε 関係を準用したものである。

橋脚の高さ方向に m 分割された各断面を n 分割する。

各微小面積内で σ および ε は一定とし、かつ、断面の平面保持の法則が成立するものとして各要素の ε を求める。図-2.18 より σ を求め、式 (2-4) および式 (2-5) のつり合条件を満足する中立軸位置を試算によって求める。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot \Delta A_{sj} \cdots \cdots (2-4)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot x_i \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot x_j \cdot \Delta A_{sj} \cdots \cdots (2-5)$$

ここに、

N, M: 各断面に作用する軸方向力および曲モーメント

σ_{ci}, σ_{sj}: 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力

ΔA_{ci}, ΔA_{sj}: 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積

x_i: 各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

n: 断面の微小要素への分割数

中立軸位置が定まれば、曲げモーメントは式 (2-5) により、曲率 ϕ は次式により求まる。

$$\phi = \frac{\epsilon_{co}}{x_c} \quad (2-6)$$

ここに、

ϵ_{co} : コンクリートの繰ひずみ

x_c : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離

降伏時の曲げモーメント M_y 、曲率 ϕ_y は、鉄筋のひずみを $\epsilon_{sy} = \sigma_{sy}/E_s$ (σ_{sy} : 鉄筋の降伏点、 E_s : 鉄筋のヤング率) として、また、終局時の曲げモーメント M_u 、曲率 ϕ_u は、コンクリートのひずみを $\epsilon_u = 0.0035$ として求まる。

③ 曲げモーメント (M) - 曲率 (ϕ) 関係の仮定

図-2.19 に示すように、M- ϕ 座標系に①、②より求まる M_c, ϕ_c (点 C), M_y, ϕ_y (点 Y), M_u, ϕ_u (点 U) の3点を打点し、OC は直線、CY, CU は2次曲線として、つぎのようにこれら相互の連続性を満足するように M- ϕ 曲線 OCYU を定める。

$$M \leq M_c: \phi_1 = \frac{\phi_c}{M_c} \cdot M$$

$$M_c \leq M \leq M_y: \phi_2 = a_1 M^2 + a_2 M + a_3$$

ただし、

$$\begin{cases} a_1 M_c^2 + a_2 M_c + a_3 = \phi_c \\ a_1 M_y^2 + a_2 M_y + a_3 = \phi_y \\ \left[\frac{d\phi_2}{dM} \right]_{M=M_c} = 2a_1 M_c + a_2 = \frac{\phi_c}{M_c} \end{cases}$$

$$M \geq M_y: \phi_3 = a_4 M^2 + a_5 M + a_6$$

ただし、

$$\begin{cases} a_4 M_y^2 + a_5 M_y + a_6 = \phi_y \\ a_4 M_u^2 + a_5 M_u + a_6 = \phi_u \\ \left[\frac{d\phi_3}{dM} \right]_{M=M_y} = 2a_4 M_y + a_5 \\ \left[\frac{d\phi_3}{dM} \right]_{M=M_y} = 2a_4 M_y + a_5 \end{cases} \quad (2-7)$$

④ スケルトン・カーブの設定

③で求まる M- ϕ 曲線を用い、橋脚下端断面でひびわれ、降伏、終局のそれぞれの状態となるときの変位 $\delta_c, \delta_y, \delta_u$ を次式より求め (図-2.20 参照)、図-2.21 のように得られる折線 OCYU をスケルトン・カーブとする。

$$\delta = \int_0^L \phi \cdot y \cdot dy = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot \Delta y_i \quad (2-8)$$

ここに、

δ : 橋脚躯体の弾塑性変形にともなう天端の水平変位
 ϕ_i, ϕ_{i-1} : 橋脚底面から数えて i 番目および i-1 番目の断面における曲率で、iii) で求めた M- ϕ 曲線より求める。

y_i, y_{i-1} : 橋脚底面から数えて i 番目および i-1 番目の

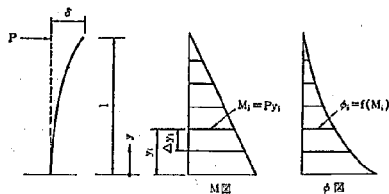


図-2.20 橋脚天端変位 δ の計算

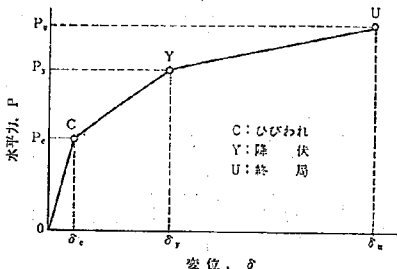


図-2.21 荷重-変位関係 (スケルトンカーブ) の仮定

断面までの距離

Δy_i : 橋脚底面から数えて i-1 番目の断面と i 番目の断面との間の距離

以上のようにして得られるスケルトン・カーブの実際との適合性をみるために、2. [1] に示した実験結果および他の研究者による既往の実験結果^{(13), (14), (15)} について上記の方法で計算した降伏時における変位計算値-1と水平力とをそれぞれの実験値と比較すると、表-2.12のようである。参考までに、西山らの実験^{(13), (14)} における供試体の概略および荷重-変位曲線の包絡線を示すと、それぞれ図-2.22 および図-2.23 のようである。

表-2.12 より明らかなように、降伏時の水平力は計算値と実験値とがよく一致しており、両者の差は10%程度以下となっているが、降伏時の天端水平変位については、躯体の曲げ変形のみを考慮して求めた値計算値-1は実験値よりもかなり小さく、実験値の30~50%程度にすぎない。

このように、降伏時の変位が躯体の曲げ変形のみを考慮して求めた計算値よりも大きくなることは表-2.12 に示した事例以外の研究者によっても指摘されている^{(13), (14)} ところであり、フーチング内の軸方向鉄筋の伸び、柱下端部の鉄筋の付着力消失等による柱下端断面における回転の影響を考慮し、また、せん断空間比が小さいときには、ひびわれ発生後のせん断変形の影響を考慮しなければならないこと、等が明らかにされている。

表-2.12 降伏時の変位と水平力

実 験 者	供試体番号	せん断変間比	実 験 値	水 平 変 位, δ_f (cm)			水平力, P_f (t)	
				計 算 値 ¹⁾			実験値	計算値
				1	2	3		
著 者	B~F (平均)	4.0	1.12 (1.00) ²⁾	0.35 (0.31)	0.61 (0.54)	0.87 (0.78)	21.0 (1.00)	22.0 (1.05)
西 山 ら ¹⁰⁾		4.0	0.60 (1.00)	0.31 (0.52)	0.54 (0.90)	0.76 (0.26)	8.5 (1.00)	9.4 (1.11)
Kraninkler ら ¹¹⁾	R1~R4, R6 ³⁾	4.0	1.52 (1.00)	0.63 (0.41)	1.06 (0.70)	1.48 (0.97)	12.3 (1.00)	11.1 (0.89)
	Beam 35	2.7	1.91 (1.00)	0.59 (0.31)	1.05 (0.55)	1.51 (0.79)	53.6 (1.00)	52.6 (0.98)
Brown ら ¹²⁾	88-60	5.0	1.70 (1.00)	0.61 (0.36)	1.06 (0.62)	1.52 (0.89)	4.60 (1.00)	4.66 (1.01)

(注) 1) 計算値-1: 躯体の曲げ変形のみ考慮

計算値-2: 躯体の曲げ変形とフーチング鉄筋の伸び(Δ)を考慮計算値-3: 躯体の曲げ変形とフーチング鉄筋の伸び(2Δ)を考慮

2) ()内数値は, 実験値に対する比

3) R6では, 回転による変位の全体変位に対する割合(実測値)は, 35~45%であった。

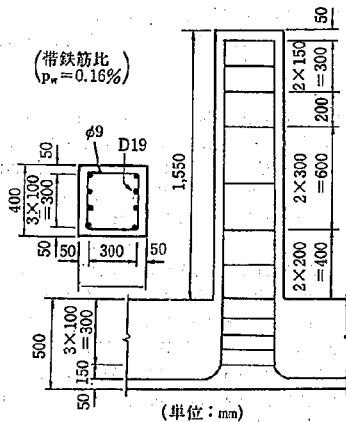
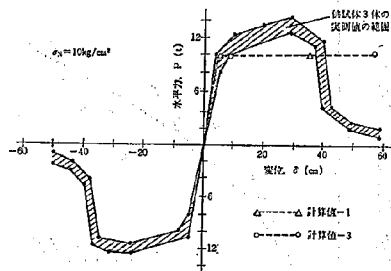


図-2.22 西山らの実験供試体

ここでは、これらのうち影響がとくに大きいと考えられるフーチング内の軸方向鉄筋の伸びの影響を考慮することとした。躯体の曲げ変形による変位にこれを加算して求めた天端変位は、表-2.12に示す〔計算値-2〕のようである。フーチング上面における鉄筋の伸び出し量 Δ は、フーチング内の軸方向鉄筋のひずみ分布を 図-2.24に示すように近似的に三角形分布と仮定し、フーチング上面におけるひずみを ϵ_s 、ひずみが0になる点の深さを l とすれば、 $\Delta = (\epsilon_s/2) \cdot l$ として求められる。ここで、

図-2.23 西山らの実験^{10), 11)}における
p-θ曲線の包絡線

l の値は、 $l = A_s \cdot \sigma_s / U \cdot \tau_{bs}$ (A_s : 軸方向鉄筋の断面積および周長, σ_s : フーチング上面位置における軸方向鉄筋の応力度, τ_{bs} : 平均付着応力度) なる関係より求めた。ただし、平均付着応力度 τ_{bs} の値は、 ϵ_s の値に応じて 図-2.25 に示す既往の実験資料^{10), 11)}より推定した。フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる柱の回転角 θ は、柱底面における中立軸と引張側鉄筋との間の距離を x とし、 $\theta = \Delta/x$ より求めた (図-2.24 参照)。

さらに、H. Krawinkler らの実験¹³⁾によると、交番繰返し載荷の場合には鉄筋の付着損失が大きくなることから、 d の値は一方方向載荷の場合の2倍にまで達するとしていることを参照して、伸び出し量として 2Δ を考慮し、これによる水平変位を曲げ変形による変位に加算して求めた天端変位を、〔計算値-3〕として示した。

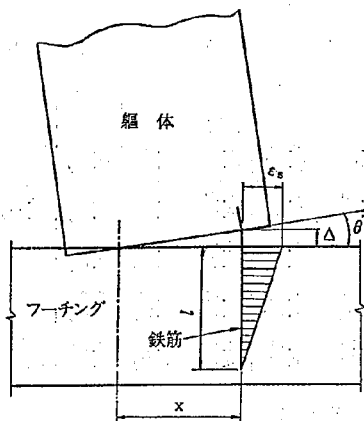


図-2.24 鉄筋の伸び出しによる回転

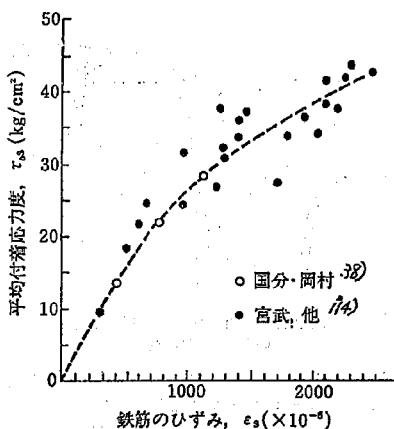


図-2.25 平均付着応力度

表-2.12 に示すこれら3つの計算値と実験値との比較より、交番繰返し荷重を受ける場合の橋脚の天端変位の計算には、躯体の曲げ変形はほかに少なくともフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮する必要があることは明らかである。供試体によって計算値と実験値との相違の程度はまちまちであるが、総じて〔計算値-3〕が実験値にもっとも近い値を与えるといえる。

そこで、〔計算値-3〕に対応するスケルトン・カーブについても応答計算を行うこととし、〔計算値-1〕に対応するスケルトン・カーブとともに表-2.11 に示す条

件に加えたものである。

ii) 荷重-変位履歴曲線のモデルの選定

繰返し荷重を受ける RC 部材の応答解析に用いることを目的とした荷重-変位履歴曲線のモデルは、建築関係の研究者によって多数提案されている。その中で、いま検討の対象として考えているような柱に関しては、2.〔1〕に述べたように実験結果との対比において柱の変形量が極端に大きくない範囲では武藤のモデル⁽²⁴⁾が実験値に比較的良好に適合したことから、モデルの一つとしてこれを選定することとした。

武藤のモデルは、図-2.26 (a) に示すような剛性低下型トリニア (degrading tri-linear) のモデルで、つぎのような特徴がある。

- ①履歴は、ひびわれ発生点および降伏点で折れ曲る、tri-linear の包絡線にもとづく。
- ②ひびわれ発生までは弾性とする。
- ③ひびわれ発生後は、包絡線の第2勾配に沿って増加するが、第2勾配に至らなければ、それまでに経験した最大点と原点とを結ぶ原点指向型となる。
- ④降伏後は、第3勾配に沿って変形が増加し、除荷時剛性 (戻り勾配) は降伏時剛性に平行になる。載荷時は、それまでに経験した最大点と点対称な点を目指し、変形が増加するにつれて剛性が次第に低下する bi-linear 型となる。

2.〔1〕に述べた柱の実験履歴では、変形量が大きくなるに連れて除荷時剛性が低下する傾向が認められた。このような性質を反映したモデルとして、図-2.26 (b) に示す深田のモデルを選定し、武藤モデルとともに両者について計算を行うこととした。

これらのモデルは、いわゆる紡錘形をなすものである。一方、図-2.6 にみるように、通常の橋脚における程度の軸方向応力度 (10 kg/cm²) が作用する柱に水平交番繰返し荷重したときの履歴曲線には、降伏変位に対する塑性変位の割合 (塑性率) が3程度以下の範囲ではほぼ紡錘形を保っているとみなすことができる。したがって、塑性率3程度以下の範囲の解析には図-2.26 の曲線を用いても問題はないものと考えた。

iii) 弾塑性応答計算

1 質点系の弾塑性応答の運動方程式は、つぎのとおりである。

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + F(x) = -m\ddot{a}(t) \quad (2-9)$$

ここに、

m : 質点の質量

c : 粘性減衰係数。 $c = 2h\sqrt{mk}$

h : 減衰定数。ここでは、 $h = 0.02$ とする。

k : 弾塑性復元力に関する係数

x : 応答変位

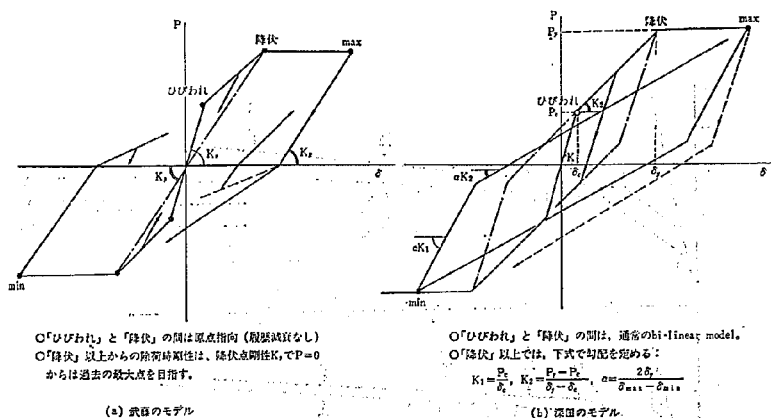


図-2.26 ヒステリシス・ループのモデル

$F(x)$: 弾塑性復元力。現在の変位 x と過去の履歴とから定まり、 $F(x) = F_0 + kx$

$a(t)$: 入力加速度

式 (2-9) の数値演算は Newmark の β 法¹⁰⁾ によることとした。演算の時間刻みを τ とすれば、時刻 $t + \tau$ における速度 $\dot{x}_{t+\tau}$ 、変位 $x_{t+\tau}$ は 1 ステップ前の時刻 t における加速度 $\ddot{x}_t$ 、速度 $\dot{x}_t$ 、変位 x_t とその時刻における加速度 $\ddot{x}_{t+\tau}$ を用いて、つぎのように表わされる。

$$\begin{aligned} \dot{x}_{t+\tau} &= \dot{x}_t + (1-\gamma)\ddot{x}_t \cdot \tau + \gamma\ddot{x}_{t+\tau} \cdot \tau \\ x_{t+\tau} &= x_t + \dot{x}_t \cdot \tau + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\ddot{x}_t \cdot \tau^2 + \beta\ddot{x}_{t+\tau} \cdot \tau^2 \end{aligned} \quad (2-10)$$

ここで、 γ, β はそれぞれ速度および変位の時間的変化を規定するパラメーターで、 $\gamma = 1/2, \beta = 1/4$ とする「台形法則」を適用すると、

$$\begin{aligned} \dot{x}_{t+\tau} &= \dot{x}_t + \frac{\tau}{2}(\ddot{x}_t + \ddot{x}_{t+\tau}) = g_{11} + \frac{\tau}{2}\ddot{x}_{t+\tau} \\ x_{t+\tau} &= x_t + \dot{x}_t \cdot \tau + \frac{\tau^2}{4}(\ddot{x}_t + \ddot{x}_{t+\tau}) = g_{11} + \frac{\tau^2}{4}\ddot{x}_{t+\tau} \end{aligned} \quad (2-11)$$

式 (2-11) を式 (2-9) に代入すると、

$$m\ddot{x}_{t+\tau} + c\left(g_{11} + \frac{\tau}{2}\ddot{x}_{t+\tau}\right) + k\left(g_{11} + \frac{\tau^2}{4}\ddot{x}_{t+\tau}\right) + F_0 = -m\ddot{a}_{t+\tau}$$

$$\begin{aligned} \left(m + \frac{\tau}{2}c + \frac{\tau^2}{4}k \right) \ddot{x}_{t+\tau} &= -m\ddot{a}_{t+\tau} - cg_{11} - kg_{11} \\ &= -F_0 - m\ddot{a}_{t+\tau} + g_{11} \end{aligned} \quad (2-12)$$

ただし、 $g_{11} = -cg_{11} - kg_{11} - F_0$

式 (2-12) により $\ddot{x}_t, \dot{x}_t, x_t, \ddot{a}_{t+\tau}$ を与えて $\ddot{x}_{t+\tau}$ が得られ、 $\dot{x}_{t+\tau}$ が得られれば、式 (2-11) より $\dot{x}_{t+\tau}, x_{t+\tau}$ が得られる。

c) 解析結果

表-2.10 に示す橋脚 4 例について、橋脚の高さ方向の分割数 10 (等分割)、各断面の要素分割数 100、時間刻み 1/200 秒として応答計算を行った結果をつぎに示す。なお、高さ方向の分割数を 20 とした場合との δ_r の誤差は約 1.5% で、10 分割でも精度的に十分なことを確かめている。

まず、[計算値-1] (橋脚の曲げ変形のみ考慮) と [計算値-3] (橋脚の曲げ変形と、フーチングからの鉄筋の伸び 2 Δ を考慮) のスケルトン・カーブに、各地震波の最大加速度別の最大応答変位を記入して示すと、図-2.27 のようである。

入力地震波の最大加速度と最大応答変位および塑性率 (降伏変位に対する応答塑性変位の比) との関係は表-2.13 のようであり、これより大略的な傾向を図示すると、図-2.28 のようである。

つぎに、応答変位が降伏変位をこえる回数と入力加速度との関係は表-2.14 のようであり、これより各加速度ごとの最大回数をとり出して図示すると、図-2.29 のようである。

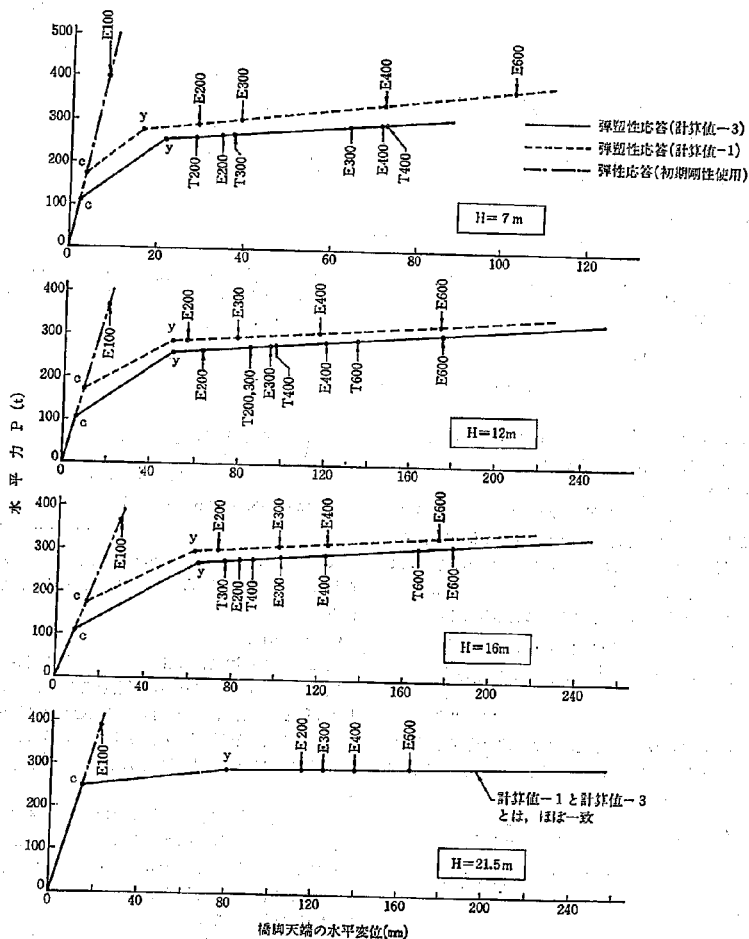


図-2.27 スケルトン・カーブと応答値(武藤のモデル使用)

表-2.13 最大応答変位および塑性率¹⁾

橋脚	スケルトン	2) 履歴曲線	地震波	3) 応答値	最大加速度 α_{max} (ガル)				降伏時	($\varepsilon_s=0.01$)
					200	300	400	600		
H=7 m	計算-1	M	El-Centro	δ	29.1	39.2	72.6	-103.1	14.1	40.4
				μ	2.1	2.8	5.1	7.3	1.0	2.9
		F	El-Centro	δ	11.9	29.8	50.3	-81.7	14.1	40.4
				μ	0.8	2.1	3.6	5.8	1.0	2.9
	計算-3	M	El-Centro	δ	-34.8	64.3	-71.6	-128.0	21.6	81.3
				μ	1.6	3.0	3.3	5.9	1.0	3.8
			Taft	δ	-28.5	-37.2	-72.7	-145.8	21.6	81.3
				μ	1.3	1.7	3.4	6.8	1.0	3.8
		F	El-Centro	δ	19.1	39.7	57.6	-97.6	21.6	81.3
				μ	0.9	1.8	2.7	4.5	1.0	3.8
			Taft	δ	-20.6	-35.3	-63.8	-116.6	21.6	81.3
				μ	1.0	1.6	3.0	5.4	1.0	3.8
H=12 m	計算-1	M	El-Centro	δ	-5.6	7.9	-11.8	-17.4	4.1	17.1
				μ	1.4	2.0	2.9	4.3	1.0	4.2
		F	El-Centro	δ	3.2	4.4	-5.9	-11.1	4.1	17.1
				μ	0.8	1.1	1.5	2.7	1.0	4.2
	計算-3	M	El-Centro	δ	-6.3	-9.5	-12.0	-17.6	5.0	22.3
				μ	1.3	1.9	2.4	3.5	1.0	4.5
			Taft	δ	-8.6	-8.5	-9.6	-13.5	5.0	22.3
				μ	1.7	1.7	1.9	2.7	1.0	4.5
		F	El-Centro	δ	3.1	-4.8	-6.8	-11.5	5.0	22.3
				μ	0.6	1.0	1.4	2.3	1.0	4.5
			Taft	δ	-3.0	-4.5	-7.0	-15.5	5.0	22.3
				μ	0.6	0.9	1.4	3.1	1.0	4.5
H=15 m	計算-1	M	El-Centro	δ	-72.7	-101.8	-124.3	-176.1	51.6	174.3
				μ	1.4	2.0	2.4	3.4	1.0	3.4
		F	El-Centro	δ	33.7	-49.0	-63.8	-109.0	51.6	174.3
				μ	0.7	0.9	1.2	2.1	1.0	3.4
	計算-3	M	El-Centro	δ	81.2	-101.8	-122.4	-183.4	63.8	242.4
				μ	1.3	1.6	1.9	2.9	1.0	3.8
			Taft	δ	-92.6	75.9	-89.2	-165.8	63.8	242.4
				μ	1.4	1.2	1.4	2.6	1.0	3.8
		F	El-Centro	δ	-32.7	-49.2	-66.0	-116.2	63.8	242.4
				μ	0.5	0.8	1.0	1.8	1.0	3.8
			Taft	δ	27.2	-50.5	-88.0	-170.0	63.8	242.4
				μ	0.4	0.8	1.4	2.7	1.0	3.8
H=21.5 m	計算-1	M	El-Centro	δ	-7.3	-10.2	-12.4	-17.6	5.2	17.4
				μ	1.4	2.0	2.4	3.4	1.0	3.4
		F	El-Centro	δ	3.4	-4.9	-6.4	-10.9	5.2	17.4
				μ	0.7	0.9	1.2	2.1	1.0	3.4
	計算-3	M	El-Centro	δ	8.1	-10.2	-12.2	-18.3	6.4	24.2
				μ	1.3	1.6	1.9	2.9	1.0	3.8
			Taft	δ	-9.3	7.6	-8.9	-16.6	6.4	24.2
				μ	1.4	1.2	1.4	2.6	1.0	3.8
		F	El-Centro	δ	-3.3	-4.9	-6.6	-11.6	6.4	24.2
				μ	0.5	0.8	1.0	1.8	1.0	3.8
			Taft	δ	2.7	-5.1	-8.8	-17.0	6.4	24.2
				μ	0.4	0.8	1.4	2.7	1.0	3.8

1) 塑性率: 降伏変位に対する応答塑性変位の比

2) M: 武蔵, F: 深田

3) σ : 最大応答変位(mm), μ : 塑性率

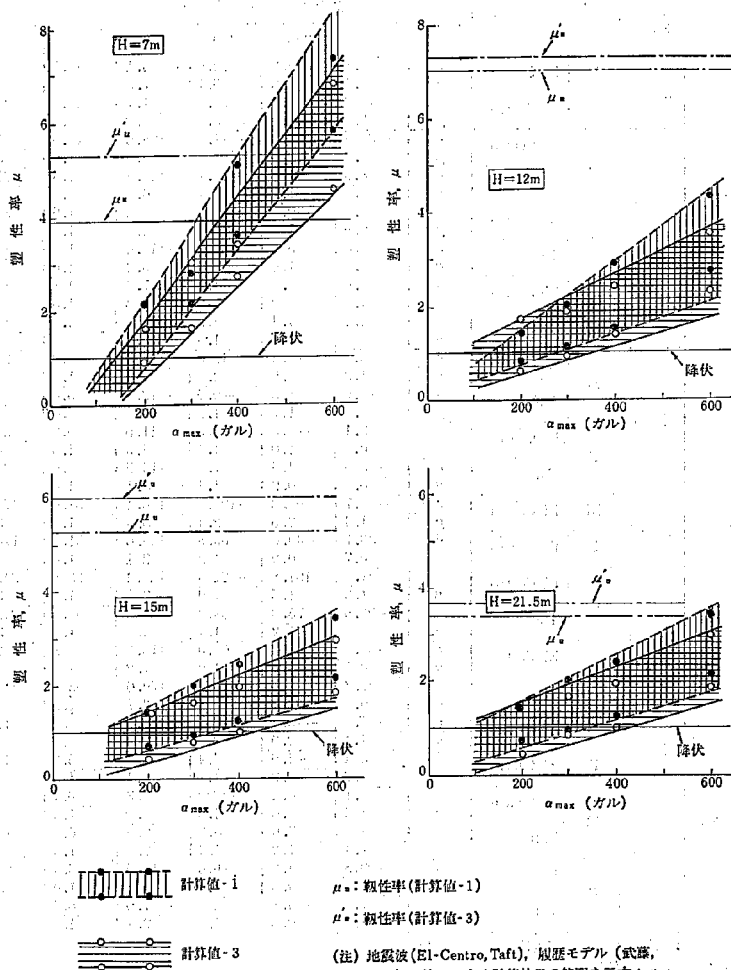
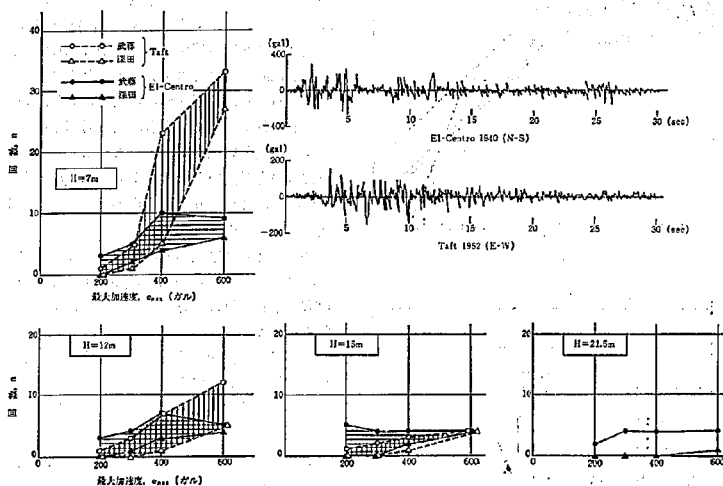
図-2.28 最大加速度 α_{max} と靱性率 μ の関係

表-2.14 降伏変位をこえる回数, n ¹⁾

橋 脚	地 震 波	履歴曲線 ²⁾	最大加速度, α_{max} (ガル)			
			200	300	400	600
H=7 m	El-Centro	M	+2, -3	+5, -5	+10, -7	+6, -9
		F	+0, -0	+2, -2	+4, -4	+6, -6
	Taft	M	+0, -1	+4, -5	+4, -23	+33, -7
		F	+0, -0	+1, -1	+4, -5	+7, -27
H=12 m	El-Centro	M	+3, -3	+3, -4	+4, -7	+4, -5
		F	+0, -0	+1, -0	+1, -3	+4, -4
	Taft	M	+0, -1	+2, -3	+7, -3	+12, -3
		F	+0, -0	+0, -0	+1, -1	+4, -5
H=15 m	El-Centro	M	+5, -5	+3, -4	+3, -4	+4, -3
		F	+0, -0	+0, -0	+1, -2	+3, -4
	Taft	M	+0, -1	+2, -1	+2, -3	+4, -4
		F	+0, -0	+0, -0	+0, -1	+1, -4
H=21.5 m	El-Centro	M	+2, -2	+4, -2	+3, -4	+3, -4
		F	+0, -0	+0, -0	+0, -0	+0, -1

1) 正符号は正載荷, 負符号は負載荷を表わす。

2) M: 武藤のモデル, F: 深田のモデル


 図-2.29 降伏変位をこえる回数, n

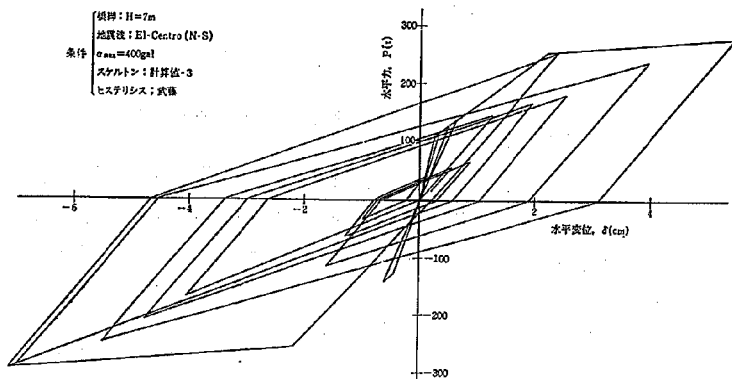


図-2.30 変位一復元力の履歴応答の一例

橋脚	T_0	T_1	T_2
$H=7m$	0.23	0.54	0.74
$H=12m$	0.45	0.84	1.15
$H=15m$	0.54	0.96	1.30

(単位: 秒)

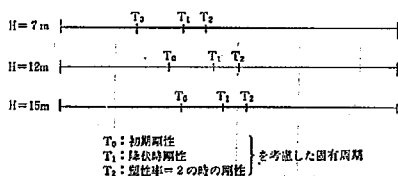
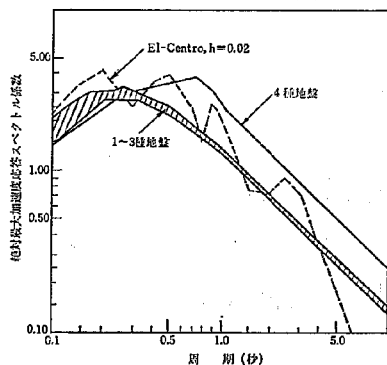


図-2.31 応答スペクトルと固有周期の関係

参考までに、変位一復元力の履歴応答の一例を 図-2.30 に示す。

これらの解析結果から、高さ 20 m 程度までの単一柱形式 RC 橋脚の地震時性状に關して、つぎの傾向が把握される。

① 地震波や履歴曲線モデルの違いによって応答値にある程度のもちがいは生ずるが、塑性率は最大加速度にほぼ比例して増大する。また、高さの低い橋脚の方が高いものよりも同一加速度での塑性率が大きい(図-2.28)。図-2.31 は、地震波の応答スペクトルと橋脚の塑性域における等価剛性 (2. [2], (2), (3) 参照) から算出した固有周期との関係を示したものである。この図にみるように、高さの低い橋脚の方が高い橋脚よりも固有周期が短かく、固有周期に対応する応答スペクトル値が大きい傾向がある。このことから、高さの低い橋脚の方が高いものよりも同一加速度で塑性率が大きいのは、このような固有周期と応答スペクトルとの関係によるものと考えられる。

② 躯体の曲げ変形のみを考慮した場合にくらべて、フーチングからの鉄筋の伸び出しを考慮した場合の方が応答変位は幾分か大きくなるが、塑性率は小さくなる(表-2.13)。

③ 降伏変位を生ずるのは、最大加速度が大略 200 ガル前後においてである。

④ 履歴曲線として深田のモデルを用いた場合には武蔵のモデルを用いた場合よりも小さい塑性率を与える。これは、深田のモデルにおける降伏以前の履歴減衰が武蔵のモデルにおけるよりも大きいことによるものと考えられる。

⑤ 比較のために、橋脚の剛性が初期剛性のまま変

化しないものとしたときの弾性応答値を図-2.27に併記したが、これより明らかなように、 $H \geq 12$ mでは最大加速度100ガルですでに応答水平力が降伏耐力をこえる、との結果を与える。

⑥ 高さの低い橋脚では、入力加速度400ガル程度以上においてEl-Centro地震波を入力した場合よりもTaft地震波を入力した場合の方が同一継続時間内で降伏変位をこえる回数 n ははるかに多くなっている(図-2.29)。

地震波形の特徴を対比すると、Taft地震波の方が比較的大きい加速度の継続時間が長く、これがこのような結果をもたらすものと考えられる。

d) RC橋脚の安全性に関する考察

大きな地震力を受けて部材が降伏してもただちに破壊することがないようにするためには、降伏後の変位を部材耐力の著しい低下を生じないような範囲内にとどめる必要がある。

降伏耐力が最大値に達したのも低下をはじめ、降伏耐力相当まで低下したときの変位を終局変位と定義すると(図-2.32参照)、橋脚天端における安全なたわみの限度は、終局変位を一つの基準として考えることができる。降伏変位(δ_y)に対する終局変位(δ_u)の比($\delta_u/\delta_y = \mu_u$)を靱性率と定義すると、靱性率 μ_u が大きい部材ほど降伏後の大きい変形に耐えうる、ということができる。

2. [1] に述べた実験で得られた靱性率 δ_u/δ_y を弾塑性計算値と比較すると、表-2.16 のようである。同表には西山らの実験値との比較をもちあわせて示した。これによれば、一水準10回繰返しの一方向荷重の場合または繰返し数のきわめて少ない交番荷重の場合の靱性率は、[計算値-3]に近い値となっているが、一水準10回繰返しの交番荷重における実測靱性率は、その1/2程度に低下している。このように終局変位は繰返し荷重の荷重方法に影響され、交番荷重の場合、とくにその繰返し回数が多くなった場合、半調荷重における終局変位よりもかなり小さい変位で終局状態に達する傾向があるので、図-2.28

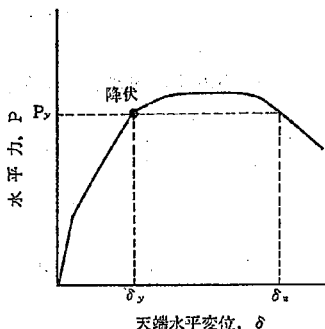


図-2.32 終局変位 δ_u の定義

において応答変位靱性率が靱性率の計算値よりも小さければ橋脚は終局状態に対して常に安全であるとはかぎらない。破壊に対する安全性の検討にあたっては、地震力作用中に変位が降伏変位をこえる回数との関係において靱性率を考慮することが必要である。

弾塑性応答解析によって得られた橋脚4例の最大靱性率(降伏変位に対する最大応答変位の比) μ_{max} と降伏変位をこえる回数 n とを、2. [1] にのべた柱の実験結果および西山らの実験結果と比較して示すと、表-2.17 のようである。この表の結果にみるかぎり、最大加速度400ガル程度を入力に対して $H \geq 12$ mの橋脚は安全性に問題はなく、 $H=7$ m橋脚では最大加速度300ガルで破壊することがやや懸念され、Taft 400ガルではその可能性がさらに大きいものと推察される。

ただし、これはあくまでも橋脚基礎を固定と考えた場合であって、基礎のロッキングの影響が無視できないときは、この推論はあてはまらない。

設計上は、計算上の靱性率 μ_u に対して適当な安全率のもとに許容靱性率 μ_a を設定し、靱性の検討において基準とする地震力のもとでの応答靱性率が μ_a をこえないようにすればよい。許容靱性率の値としては、表-2.15、

表-2.15 既往の橋脚における靱性率(計算値)の例

橋脚の種類	靱 性 率		備 考
	計算値-1, μ_a	計算値-3, μ'_a	
中実円形断面	5.8~8.2	6.4~8.1	6 例
中空円形断面	4.9~6.6	5.8~6.8	6 例
角断面2柱式	橋軸方向	2.9~6.8	5.6~10.5
	橋軸直角方向	5.1~8.1	5.7~8.6
小判型断面(橋軸方向)	3.9~7.0	5.3~7.3	3 例

(注) 橋脚高さは7~15 m。コンクリートの終局ひずみは、0.0035と仮定。

表-2.16 初 性 率

実 験 者	計 算 値 ¹⁾		実 験 値, δ_y/δ_y		
	計算値-1, μ_u	計算値-3, μ'_u	載荷-A	載荷-B	備 考
著 者	3.0	6.3	8.3以上	3.9~4.2 ²⁾	載荷A: 一方向繰返し, $\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, \dots$ でそれぞれ10回ずつ載荷。 $\sigma_N = 10 \text{ kg/cm}^2$ 。 載荷B: 交番繰返し, $\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, \dots$ でそれぞれ10回ずつ載荷。 $\sigma_N = 10 \text{ kg/cm}^2$ 。
西山ら ⁵⁵⁾ ⁵⁶⁾	2.4	6.6	7.0	3.3~4.0	載荷A: 交番繰返し。設計荷重, δ_y でそれぞれ2, 3回, $2\delta_y, 3\delta_y, \dots$ でそれぞれ1回載荷。 $\sigma_N = 0$ 。 載荷B: 交番繰返し。設計荷重, $\delta_y, 2\delta_y, \dots$ でそれぞれ10回ずつ載荷。 $\sigma_N = 10 \text{ kg/cm}^2$ 。

(注) 1) 計算値-1, 計算値-3の意味は, 表-2.10参照。

2) 帯鉄筋が極端に少ない ($\rho_w = 0.04\%$) 供試体は除外。供試体Fでは, $\delta_y/\delta_y = 3.0$ であった。

表-2.17 初性率ならびに降伏変位をこえる回数

項 目	計 算 値								実 験 値	
	H = 7 m	H = 12 m	H = 15 m	H = 21.5 m					著 者	西 山 ら
せん断支間比	3.4	5.2	6.0	5.7					4.0	4.0
軸力による垂直応力度 σ_N (kg/cm ²)	16.3	13.4	12.0	8.2					10.0	10.0
帯鉄筋比, ρ_w (%)	0.07	0.07	0.12	0.12					0.08~0.16	0.16
計算値-3による靱性率, μ'_u	5.3	7.3	6.0	3.6					6.3	6.6
(注)										
地震波	a_{max} (gal)	μ_{max}	n	μ_{max}	n	μ_{max}	n	μ_{max}	n	交番繰返し。 $\mu\delta=1, 2, 3, \dots$ のそれぞれについて $n=10$ のとき, $\mu_u=3.3\sim 4.2$
El-Centro (N-S)	300	3.0	5	1.9	4	1.6	2	1.7	4	交番繰返し。 $\mu\delta=1, 2, 3, \dots$ のそれぞれについて $n=10$ のとき, $\mu_u=3.3\sim 4.0$
	400	3.3	10	2.4	7	1.9	3	1.9	4	
Taft (E-W)	300	1.7	5	1.7	3	1.2	2			
	400	3.4	23	1.9	7	1.4	3			

(注) μ_{max} : 最大塑性率 (降伏変位に対する最大応答塑性変位の比) n : 降伏変位をこえる回数

表-2.16に示す値, および表-2.17による検討結果, から考えて, [計算値-3]として得られる計算初性率 μ'_u の1/3程度, すなわち $\mu_u = 2$ 程度とするのが適当と考えられる。

なお, 2. [1]に述べた実験結果より, 初性率は帯鉄筋量の相違により, また, 同一帯鉄筋量でも帯鉄筋の配置方法によって変ることが明らかであり, 同様の傾向は秋元らの実験⁵⁵⁾によっても認められていることから, 許容塑性率を定める際には帯鉄筋配置との関連をも考慮することが必要である。

以上は, 曲げ変形量を尺度として橋脚躯体の初性に関する安全性の検討を行ったもので, ここではせん断破壊

が曲げ破壊に先行しないことを前提としている。設計荷重下 (地震時) および軸方向鉄筋降伏時の, 橋脚下端断面におけるコンクリートおよび軸方向鉄筋の応力度は表-2.18に示すとおりで, コンクリートのせん断応力度は降伏時においても許容値以下にあって, せん断に対する安全性は十分と考えられる。しかし, 降伏点をこえた領域でのせん断挙動については不明確な点が多く, ことに水平交番繰返し荷重下での斜びわれを伴う状態における変位とせん断耐力との関係には, ひびわれ面に沿った骨材の咬み合い作用なども影響して, 大変形領域でのせん断挙動はきわめて複雑なものとなると考えられる。したがって, これについては今後実験的検討をかさねて

表-2.18 橋脚下端断面における断面力および応力度

橋 脚			H=7m	H=12m	H=15m	H=21.5m
設計(地震時)	断 面 力	M (t・m)	1031.4	2161.9	2940.2	4296.7
		S (t)	200.0	240.4	270.1	285.9
	応 力 度 (kg/cm ²)	σ_c	98	105	104	41
		σ_s	1896	2133	2271	2600
		τ_c	4.1	3.7	3.4	1.6
降 伏 時	断 面 力	M (t・m)	1424.9	2751.2	3607.2	5363.6
		S (t)	276.3	305.9	331.4	356.9
	応 力 度 (kg/cm ²)	σ_c	144	137	132	101
		σ_s	3000	3000	3000	3500
		τ_c	5.6	4.7	4.1	1.9

(注) 1) τ_c の計算は、次式によった。 $\tau_c = \frac{S}{bjd}$

2) 土木学会・コンクリート標準示方書による、「斜め引張鉄筋の計算をしない場合」のコンクリートの許容せん断応力度は、 $\sigma_{ck}=210 \text{ kg/cm}^2$ に対して $\tau_a=6.5 \text{ kg/cm}^2$ である。

明らかにしておくことが必要である。

3) スペクトル法による計算方法の検討

RC 部材の弾塑性応答を、等価剛性と減衰性を有する部材の弾性応答で表現することができれば、スペクトル法によって弾塑性を考慮した応答を簡易に求めることができ、設計実務のうえできわめて便利である。そこで、スペクトル法による計算が可能かどうかの検討を行ってみる。

橋脚天端における水平力と変位との関係を示す図-2.33 において、最大加速度 α ガルのときの最大応答値 R_a と原点 0 とを結ぶ直線 OR_a の勾配 K が、加速度 α ガルのときの等価弾性部材の剛性を表わすことになる。

一例として、図-2.34 に示すような高さ 22 m の橋脚について、水平力と最大応答変位との関係を求めると図-2.35 の折線のようなである。この線上に最大加速度 α が 200, 300, 400 および 600 ガルのときの応答変位 R_{200} , R_{300} , R_{400} および R_{600} を打点してそれぞれを原点 0 と結び、各 OR_a 線の勾配、すなわちそれぞれの最大加速度における等価剛性が定まる。この等価剛性を用いて式 (2-13) により固有周期を求め、El-Centro 1940 (N-S) のスペクトル図 (図-2.36) より減衰定数 0.02, 0.05, 0.10 および 0.20 のときの最大応答値を求めて図-2.35 の各 OR_a 線上に打点すると同図に示すごとくであり、これから等価剛性をもつ部材の減衰定数 h を求めることができる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \dots \dots \dots (2-13)$$

ここに、 T : 固有周期

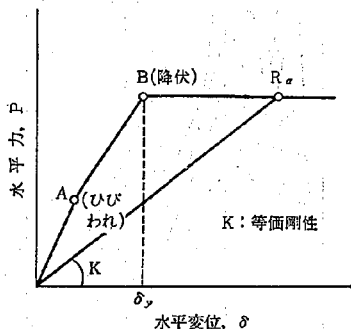


図-2.33 等価剛性の定義

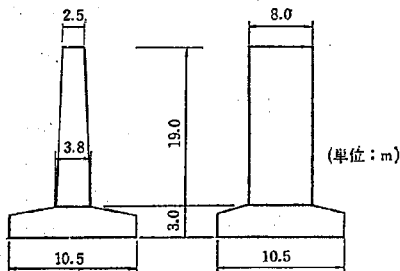


図-2.34 橋脚 (H=22m)

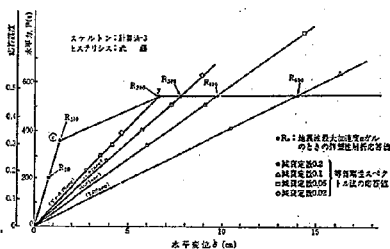


図-2.35 最大応答変位と水平力 (H=22m)

W: 質点の重量

K: 等価剛性

g: 重力の加速度

このようにして求めた減衰定数の値を, P.Gulkan らの提案式¹⁵⁾による値と対比して示すと, 表-2.19 のようである。この表にみるように, Gulkan らの提案式による値の方が解析値よりもやや小さ目で, 設計の目的には安全側にあり, 概略的に両者の値は近似していることから, 概略計算の目的には等価減衰定数として Gulkan らの提案式による値を用いようといえよう。

等価剛性と等価減衰定数が定まれば, 地震波の応答

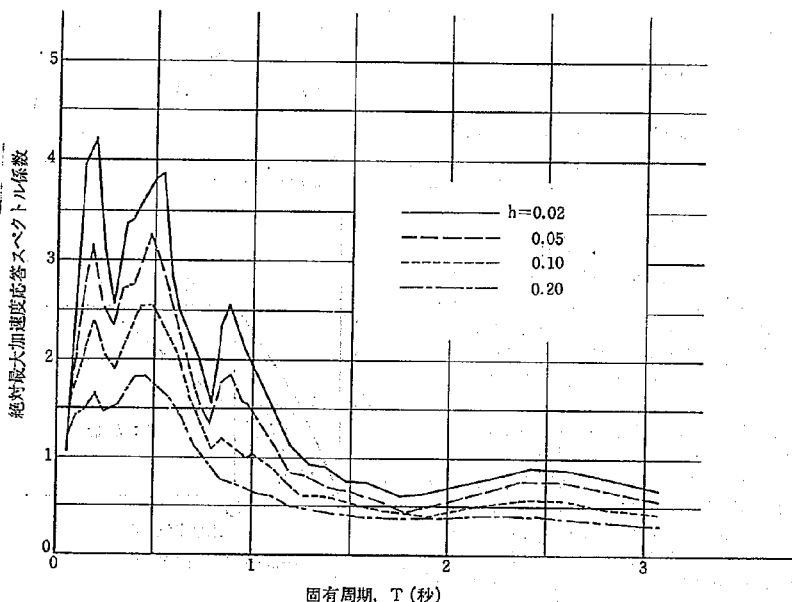


図-2.36 El-Centro 1940 (N-S) 応答スペクトル曲線

表-2.19 等価減衰定数, h

最大加速度, α (ガル)	200	300	400	600
置 性 率, μ	1.01	1.20	1.51	2.14
固 有 周 期, T (sec)	0.75	0.82	0.91	1.09
等価減衰定数, h	0.02以下	0.036	0.087	0.125
解 析 結 果				
Gulkan らの式による値(注)	0.02	0.037	0.057	0.083

(注) Gulkan らの提案式¹⁵⁾: $h=0.02+0.2\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)$

変位スペクトルを用いて塑性率 $\mu=1, 2, \dots$ 等の状態になるときの地震波の最大加速度を求めることができる。逐次積分法による解析の対象とした高さ 7m, 12m および 15m の橋脚についてこれを求め、逐次積分法によって求めた値と比較すると表-2.20 のようであり、両者は比較的良好な近似を示している。

以上のことから、このスペクトル法を弾塑性応答解析法にかかわる簡易計算法として用いることができると考えられる。このスペクトル法によると、弾塑性を考慮した部材の応答を比較的簡単に求めることができるが、降伏時の剛性の計算はかなり煩雑であるため、その計算には電子計算機の助けが必要である。そこで、概略検討を行う場合の参考とするため、高さ 20m 程度未満の既往の道路橋橋脚の代表例について降伏時剛性と初期剛性との比を計算すると、表-2.21 のようである。ただし、同表の値の計算において、降伏時剛性はフーチングからの鉄筋の伸び出し (2d) を考慮した〔計算値-3〕から求めた。表-2.21 より、高さ 20m 程度までの中小規模の橋脚の降伏時剛性は、初期剛性の 1/3~1/4 程度であることがわかる。したがって、たとえば塑性率 $\mu=2$ における剛性は、初期剛性の 1/6~1/8 程度となる。

RC 橋脚の設計において、靱性を考慮した安全性の検討をスペクトル法を応用して行う方法の一案を、つぎに示す。

表-2.20 入力地震波の最大加速度

橋 脚	塑性率 μ	左欄の μ に達するときの入力地震波の最大加速度 (ガル) (注)	
		スペクトル法	逐次積分法
H = 7 m	1	80	150
	2	230	230
H = 12 m	1	120	160
	2	340	330
H = 15 m	1	130	100
	2	430	400

(注) 地震波は、El-Centro 1940 (N-S)

表-2.21 既往の橋脚 (H<15m) の降伏時剛性と初期剛性との比, ν

断面形状	対象例数	ν
中実円形	6	0.24~0.26
中空円形	6	0.28~0.32
長方形 (短辺方向)	6	0.23~0.33
〃 (長辺方向)	4	0.23~0.30
小判型 (短辺方向)	3	0.26~0.31

(注) フーチングからの鉄筋伸び出し (2d) を考慮〔計算値-3〕

① 表-2.21 を参照するか、または計算を行うかして降伏時剛性を求め、図-2.37 に示すように許容塑性率 μ_a に対応する等価剛性 K を求める。

② 等価剛性 K に対応する等価固有周期 T を、式(2-13) より求める。

③ μ_a に対応する等価減衰定数 h を、安全側の値を与えるつぎの Gulkan らの提案式より求める。

$$h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_a}} \right) \quad (2-14)$$

④ 平均応答スペクトル曲線 (図-4.4)。この図を得た手続きについては、4. [2]. (2). 2) 解説参照) から、震度 0.1 に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ を求める。

⑤ 「靱性を考慮した安全の検討」において基準とする水平震度 k_{hd} における塑性率 $(10 \cdot k_{hd} \cdot \delta_{0.1} / \delta_p)$ が次式を満足するとき、その部材は所要の靱性が確保されているものと判定する。

$$(10 \cdot k_{hd} \cdot \delta_{0.1} / \delta_p) \leq \mu_a \quad (2-15)$$

ここに、 δ_p : 降伏時の橋脚天端における水平変位
式 (2-15) において、許容塑性率 μ_a の値は、交通繰返し載荷のもとでは一方向載荷の場合にくらべて終局変位が 1/2~1/3 程度に低下することを考慮して、靱性率の計算値 (表-2.15 参照) の 1/3 程度にとるのが適当と思われる。

なお、スペクトル法による靱性の照査の詳細については、4. [2]. (3) で扱っている。

(3) 基礎のロッキングの影響の検討

桁末架設の橋脚を対象とした既往の単一柱形式 RC 橋脚の振動実験の結果^{37), 124)~128)} から、橋脚躯体の剛度と実測された減衰定数との関係を示すと、図-2.38 のようである。同図では、躯体の剛度を橋脚高さと同値を受け

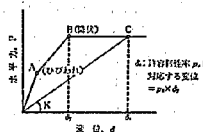


図-2.37 μ_a に対応する K

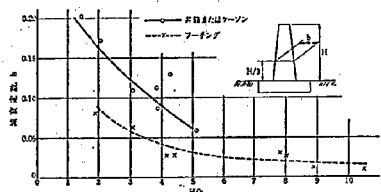


図-2.38 橋脚の剛度と減衰定数との関係

る方向の幅との比 H/b で表わしている。この図より、 H/b が大きいほど、すなわち橋脚躯体の剛度が小さいほど減衰が小さいこと、根入れの小さいフーチング基礎の場合の方が根入れの大きい井筒・ケーソン基礎の場合よりも減衰が小さいことがわかる。根入れが浅いほど減衰が小さくなる現象は、同一橋脚で根入れ長を変えて実験を行った結果¹¹⁾からも確かめられている。

躯体の剛度によって減衰性が変化することは、基礎のロッキングの影響の度合が躯体の剛度によって変化することを示唆していると考えられる。弾性範囲の振動では、一般に橋脚躯体の曲げ振動の減衰よりも基礎のロッキング振動の減衰の方が大きいことが知られている。したがって、橋脚躯体の剛性が大きい場合は、基礎-橋脚系全体の振動において基礎のロッキングの影響が優勢となって減衰が大きくなり、橋脚躯体の剛性が小さくなるほど橋脚躯体の曲げ振動が支配的となって、全体としての減衰が小さくなるものと考えられる。

弾塑性応答解析 (2. [2]. (2)) の対象とした規模の単一柱橋脚の場合について、橋脚の振動性状におよぼす基礎のロッキングの影響をみるために、フーチング基礎をもつ橋脚の場合について弾塑性応答解析を行った。

表-2.10 に示す標準設計橋脚のうち、 $H=7\text{m}$ および $H=15\text{m}$ の橋脚を対象とし、これらを 図-2.39 に示すような基礎底面のロッキングばねおよび水平変位ばねをも考慮した 1 質点モデルにおきかえ、橋軸方向に El-Centro 1940 (N-S) 地震波を入力して、これらの弾塑性応答を求めた。

フーチングの寸法は、表-2.22 に示すように $H=7\text{m}$ についてはケース 1, 2 の 2 種類、 $H=15\text{m}$ についてはケース 1, 2, 3 の 3 種類とした。いずれも、ケース 1 のフーチング寸法は標準設計の寸法に等しく、ケース 2 およびケース 3 のフーチング寸法はそれよりも小さくした。表-2.22 には、標準設計における死荷重と震度 0.2 に対応する水平力とを考慮したときのフーチング底面反力の合力作用点の偏心量 (e) および最大地盤反力 (q) の

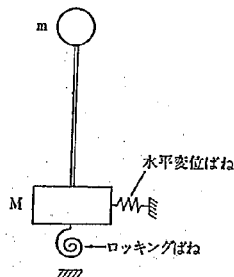


図-2.39 ロッキングの検討に用いたモデル

値をもした。

図-2.39 に示すモデルにおいて、基礎底面のロッキングばねは、 N 値 = 40 と仮定し、道路橋下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇⁹⁾ による砂質土の場合の算定式により $E=21\text{N}=840\text{ kg/cm}^2$ とした。ロッキングばねの履歴曲線としては、図-2.40 に示すような非線型の履歴曲線を仮定した。しかし、これについては実験的な裏付けがないため、図-2.40 の履歴曲線を用いた場合のほか、武蔵の履歴曲線 (図-2.26(a)) を用いた場合、およびループを考えずに非線型性のみを考慮した場合についても、 $H=15\text{m}$ のケース 3 について応答解析を行って 3 者を比較した。その結果、それぞれの応答値に顕著な相違はみられなかった。ロッキングの減衰定数は 0.05 と仮定した。また、橋脚躯体に対する履歴曲線としては、武蔵の曲線 (図-2.26(a)) を用いた。

解析の結果得られた、躯体の曲げ、基礎のロッキングおよび水平変位による橋脚先端の水平力-変位関係と、地盤の最大入力加速度を 200, 400 および 600 ガルとしたときの最大応答値とを、 $H=7\text{m}$ の場合について示すと 図-2.41 (a), (b) のとおりである。

これらの図より明らかなように、ケース 1 では基礎のロッキングばねの剛性低下を生じる前に橋脚躯体の剛性

表-2.22 基礎ロッキングの影響の検討 (対象)

橋脚	ケース	フーチング寸法 (m)		設計震度 (0.2) 作用時の		1 次の固有周期, T (秒)
		橋軸直角方向, A	橋軸方向 B	フーチング底面反力の合力作用点の偏心量, e (m)	最大地盤反力 q (t/m^2)	
$H=7\text{m}$	1	9.0	8.0	B/8	34	0.424
	2	5.0	5.0	B/4	116	0.691
$H=15\text{m}$	1	10.0	9.5	B/5	43	0.746
	2	8.5	8.5	B/4	60	0.834
	3	7.0	7.0	B/3	113	1.015

(注) e の値は概略値である。

低下が進行するため、ロッキングによる変位は入力加速度 200 ガル以上ではほとんど進行していない。そのため塑性域における天端変位は躯体の曲げによる変位が支配的となっており、基礎を完全固定とした場合（図-27 参照）と大差がない結果となっている。これに対し、ケース 2 ではロッキングがばねの剛性低下が躯体の剛性低下に先行して、ロッキングによる塑性変位は躯体の曲げによる変位よりも大きくなっている。これらより、フーチング法が小さくなる天端変位におおきくロッキング

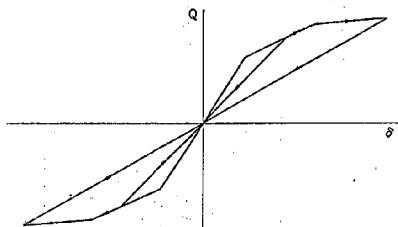


図-2.40 ロッキングばねの履歴曲線（仮定）

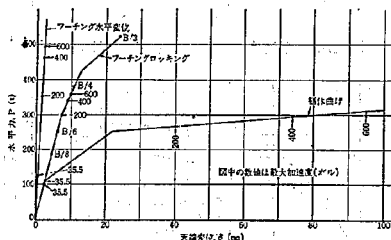


図-2.41(a) 水平力と天端変位との関係
($H=7\text{m}$, ケース 1, フーチング
: $8\times 9\text{m}$)

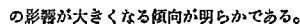


図-2.42 は、躯体の曲げによる天端変位の塑性率と最大入力加速度との関係を示す。この図からのように、ケース2ではロッキングがねの塑性化の影響により曲げ変位の塑性率はケース1よりもかなり低下しており、たとえば入力加速度 300 ガルの場合、ケース1では塑性率が2.6であるのに対し、ケース2ではそのほぼ1/2の1.4に低下している。一方、入力加速度とフーチング底面反力の合力作用点の最大偏心率 (e/B) との関係を示すと図-2.43 のように、偏心率はケース2の方が大きくなっており、また、表-2.23 に示すようにフーチング支持力の安全度はケース2ではかなり低下している。

このような傾向は $H=15\text{ m}$ の場合にもみられる。すなわち、フーチング寸法を小さくすると同じ入力加速度において躯体の曲げによる天端変位の塑性率は低下している(図-2.44)。一方、基礎底面周力の合力作用点の最大偏心率は増加し(図-2.45)、フーチング支持力の安全度は低下する(表-2.23)傾向がある。しかし、設計時の偏心量に達する加速度は、フーチング寸法が小さいほど大きくっている(表-2.23)。図-2.45 において、

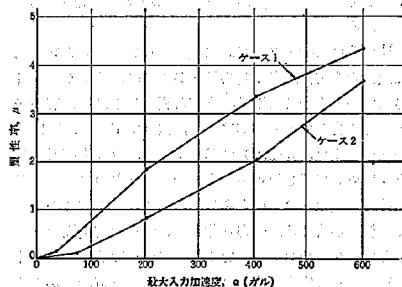


図-2.42 加速度と塑性率との関係($H=7\text{m}$)

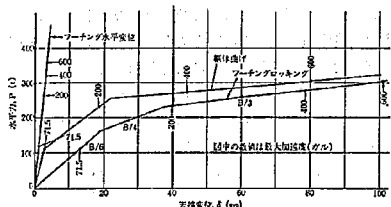


図-2.41(b) 水平力と天端変位との関係
($H=7\text{m}$, ケース 2, フーチング: $5 \times 5\text{m}$)

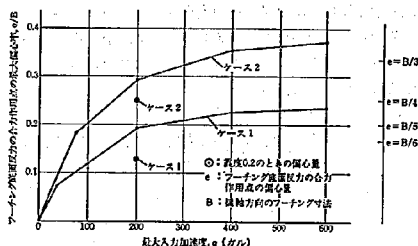


図-2.43 加速度と偏心率との関係 ($H=7\text{m}$)

表-2.23 基礎ロッキングの影響の検討 (結果)

橋 脚	ケース	400 ガル 作用時の		設計偏心量に達する 加速度, α (ガル)
		スーチングの 水平反力(Q) フーチングの 鉛直反力(V)	フーチング支持力 の安全度, F_s (倍)	
H=7 m	1	0.29	6.34	100
	2	0.26	1.09	150
H=15m	1	0.16	9.98	170
	2	0.18	5.13	200
	3	0.16	4.16	>400

(注) 土の内部摩擦角 $\phi=40^\circ$, 粘着力 $C=0$ として計算。

H=15m のケース2とケース3とで最大偏心率にほとんど差がないのは、塑性域での等価剛性に対応する固有周期と地震波の応答スペクトルとの関係 (図-2.31) で、ケース3の場合の応答が低目になったことによるものと考えられる。

このように、フーチング寸法が小さいほど、当然ながら基礎の安全性は低下するが、橋脚躯体についてはフーチング寸法が小さいほど同一加速度における応答塑性率が小さくなるため、躯体の安全性は増大する傾向が明らかである。

H=15m のケース3は、水平震度0.2でフーチング底面反力の合力作用点の偏心量 e がB/3になるように設計されているものであるが、応答解析の結果は加速度60.0ガルを入力しても $e=0.32B$ で、設計値B/3に達していない。また、表-2.23に示すように、入力加速度400ガルにおいて偏心量 e が最大となったときのフーチング支持力の安全度は4以上ある。このことから、このような規模の橋脚では、橋脚躯体および基礎の安全性の見地からは、フーチング寸法を現行の静的震度法にもとづく設計によって定まる値よりも小さくする可能性があるといえる。しかしその反面、フーチングを小さくすればロッキングの影響の増大により橋脚先端の変位が大きくなって、上部構造の安全性が問題となる。結局、橋脚先端の水平変位量が上部構造の安全性の見地から許容される値をこえない範囲でフーチング寸法を縮小することが合理的と考えられるが、これについては今後さらに検討することが必要である。

(4) 軸方向鉄筋の配置方法の検討

単一柱形式RC橋脚躯体の軸方向鉄筋配置の検討を行うために、建設省標準設計橋脚と同じ条件で設計された図-2.46に示す橋脚を対象として、多質点系モデルによる橋軸方向の地震に対する弾塑性応答解析を行った。この解析は、また、2. [2]. (2) で扱った1質点モデルによる解析の精度を検証する目的をも兼ねている。

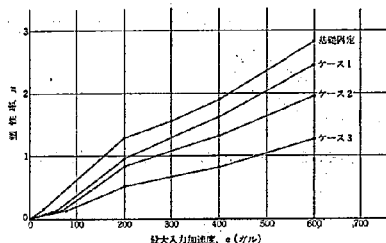


図-2.44 加速度と塑性率との関係 (H=15m)

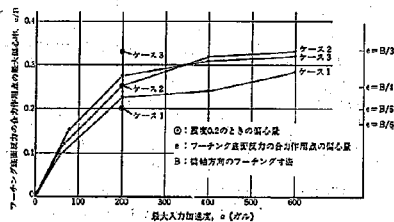
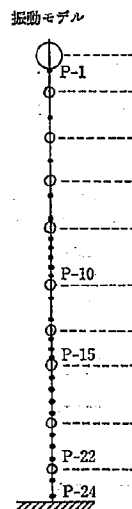


図-2.45 加速度と偏心率との関係 (H=15m)

図-2.46中に示す軸方向鉄筋配置のうち、橋脚-Iは現行の静的震度法によって設計した場合であり、橋脚-IIは後述するようにどの断面でも終局状態に対して一定の安全度が確保されるように設計した場合である。

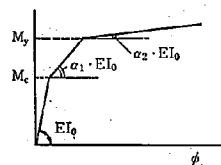
振動モデルは、表-2.24中の図のように設定した。基礎は完全固定とした。橋脚は高さ方向に24要素に分割したが、分割は等間隔とせず、塑性化が予想される高さ付近での分割をこまかくした。各要素ごとに、断面2次モーメントは一定とした。各要素における曲げモーメント M と曲率 ρ との関係はtri-linearと仮定し、荷重-変位履歴曲線は武蔵のモデル (図-2.26(a))を用いた。応答計算にはNewmarkの β 法 ($\beta=1/4$)を用い、各要素の

表-2.24(1) 多質点系解析インプットデータ (橋脚-I)



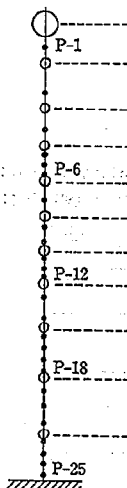
● : M-φ関係Check位置
P : プロッター-Out-put位置

質点重量 $W_i(t)$	区間長さ $l_i(\text{cm})$	ひびわれモーメント $M_c(t \cdot \text{m})$	降伏モーメント $M_y(t \cdot \text{m})$	初期剛性 $EI_0 (\times 10^{11} \text{t} \cdot \text{cm}^2)$	第2勾配係数 α_1	第3勾配係数 α_2
863.00						
	170	—	—	5.	—	—
84.95						
	200	1881.4	2258.1	2.0324	0.029435	0.005888
104.66						
	200	1908.9	2319.1	2.0324	0.031915	0.006134
104.66						
	200	1922.8 1950.6	2349.7 2423.2	2.0324 2.0324	0.033156 0.036457	0.006232 0.006262
117.74						
	250	1950.6 1985.3	2423.2 2498.7	2.0324 2.0324	0.036457 0.039417	0.006262 0.006518
117.74						
	200	2069.0 2097.4	3602.7 3675.2	2.1307 2.1307	0.108180 0.110663	0.010564 0.010573
91.58						
	150	2097.4 2118.7	3675.2 3718.4	2.1307 2.1307	0.110663 0.111944	0.010573 0.010712
104.66						
	250	2180.4 2216.4	4718.9 4789.6	2.2063 2.2063	0.161791 0.163432	0.013728 0.013908
117.74						
	200	2292.5 2321.7	5841.4 5896.2	2.2962 2.2962	0.210779 0.211780	0.016663 0.016760
91.58						
	150	2362.4 2384.4	6791.7 6831.9	2.3509 2.3509	0.242796 0.243379	0.018505 0.018571



地震波 : El-Centro 1940(N-S)
 $\alpha_{\max} = 10, 200, 400, 600 \text{ gal}$
減衰定数 : 0.02

振動モデル



● : M-関係Check位置

P : プロッター-Out-put位置

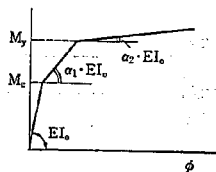


表-2.24(2) 多質点系解析インプットデータ (橋脚-II)

質点重量 $W_i(t)$	区間長さ $h_i(cm)$	ひびわれモーメント $M_x(t \cdot m)$	降伏モーメント $M_y(t \cdot m)$	初期剛性 $EI_0(\times 10^{14} t \cdot cm^2)$	第2勾配係数 α_1	第3勾配係数 α_2
863.00	170	—	—	5.	—	—
84.95	200	1381.4	2258.1	2.0324	0.029435	0.005388
91.58	150	1905.5	2311.4	2.0324	0.031605	0.006110
78.50	150	1915.9 1936.7	2334.3 2392.9	2.0324 2.0324	0.032534 0.035263	0.006182 0.006159
78.50	150	2029.9	3522.1	2.1307	0.105716	0.010307
78.50	150	2040.6 2061.9	3544.1 3588.0	2.1307 2.1307	0.106392 0.107735	0.010377 0.010517
78.50	150	2061.9 2083.2	3588.0 3632.0	2.1307 2.1307	0.107735 0.109072	0.010517 0.010656
91.58	200	2144.5 2173.2	4648.3 4704.9	2.2063 2.2063	0.160137 0.161465	0.013544 0.013694
104.66	200	2173.2 2020.2	4704.9 4761.4	2.2063 2.2063	0.161465 0.162779	0.013694 0.013385
117.74	250	2277.9 2314.4	5814.0 5882.5	2.2962 2.2962	0.210269 0.211532	0.016613 0.016736
117.74	200	2314.4 2343.7	5882.5 5937.4	2.2962 2.2962	0.211532 0.212580	0.016736 0.016827

地震波 : El-Centro 1940 (N-S)

 $\alpha_{max} = 10, 200, 400, 600 \text{ gal}$

減衰定数 : 0.02

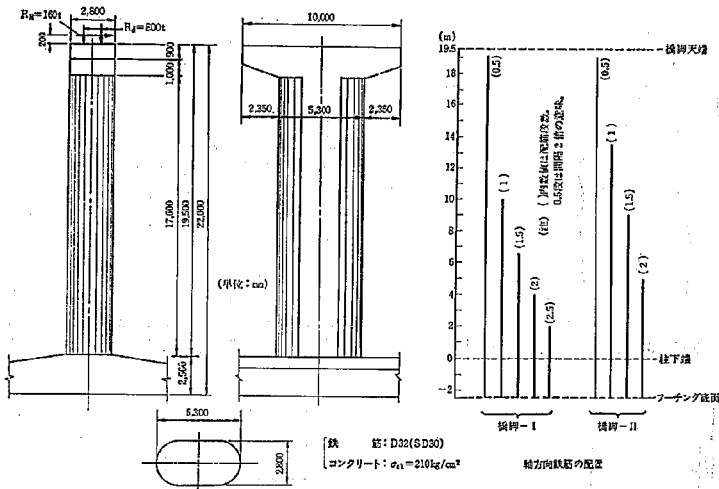


図-2.46 軸方向鉄筋配置の検討の対象とした橋脚

中央断面における $M-\phi$ 関係を各時間ステップ (時間刻み: 1/400 秒) ごとにチェッキングしながら逐次計算を行った。液震は Rayleigh 型の減衰マトリックスを用い、弾性時における 1 次、2 次の減衰定数がともに 0.02 となるようにした。入力地震波としては、El-Centro 1940 (N-S) を用いた。

建設省の標準設計橋脚は主として河川中の橋脚を対象としていることから、橋脚躯体の厚さ (橋軸方向の幅) をなるべく小さくするように設計されている。すなわち、橋脚下端の断面は一般に橋軸方向の地震に対してコンクリートと鉄筋とが同時にそれぞれの許容応力度に達するような断面よりもその寸法は小さくて鉄筋が多く配置されている。そのため、コンクリートの応力度が許容応力度にちかいい値となっているのに対し、鉄筋の引張応力度は許容応力度に対してかなり余裕のある状態となっている。また、一般に断面は橋脚高さ方向に一樣としているので、コンクリートの圧縮応力度は橋脚上部ほど小さな値となっている。

このように設計された 図-2.46 に示す橋脚の軸方向鉄筋配置は、同図中の配筋図の橋脚-I に示すとおりであり、この場合の橋脚高さ方向の設計曲げモーメント (M_d)、降伏曲げモーメント (M_F) および終局曲げモーメント (M_o) の分布は、図-2.47(a) に示すとおりである。この図より明らかなように、終局状態に対する安全度は橋脚下端断面において 1.65 であるのに対し、高さ 10 m の断面では最小値 1.38 となっている。

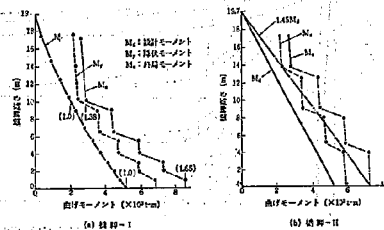


図-2.47 橋脚 I, II の曲げモーメント

最大応答加速度は、図-2.48 に示すように弾性的な応答を示す範囲 (入力加速度 50 ガル) では橋脚上部はど大い、高さ 10 m 付近の断面の塑性化がすすむにつれて (図-2.49 参照) 高さ 10~15 m より下方で加速度が増加し、それより上部での加速度の増加は少ない。応答曲率は、図-2.49 に示すように高さ 10 m 付近で最大となり、橋脚下端断面では入力加速度 600 ガルでも降伏曲率に達していない。ここでとくに注目すべきは、鉄筋量が増加する断面では一般部にくらべて曲率が著しく大きくなっていることで、最大曲率を生じた高さ 10 m の断面では入力加速度 200 ガルでも降伏曲率をこえている。

高さ方向の曲げモーメント分布を、各断面の最大応答曲げモーメント (M) と下端における最大曲げモーメント (M_b) との比 (M/M_b) で表わすと、図-2.50 に示すとおりである。この図に明らかなように、弾塑性応答

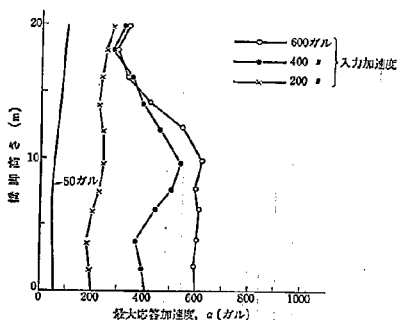


図-2.48 最大応答加速度(橋脚-I)

解析の結果によるモーメント分布は、等分布震度を考慮した静的計算の結果に比して躯体中間部のモーメントが大きく、三角形にちかい分布となっている。

許容応力度法で設計された橋脚-Iは、静的に計算された曲げモーメントに対して前述のように躯体中間部の断面で終局状態に対する安全度もっとも小さくなり、各断面の安全度はつり合いがとれていない。これは、最大曲げモーメント分布が三角形にちかいのに対し、静的計算によるモーメントが中間部で過小に見積られることによる。

そこで、設計曲げモーメントの分布を、橋脚下端で M_a なる値の底辺を有し、天端(上部構造からの水平力の作用点)を頂点とする三角形とし、終局状態に対する安全度がどの断面でも1.45以上となるように軸方向鉄筋

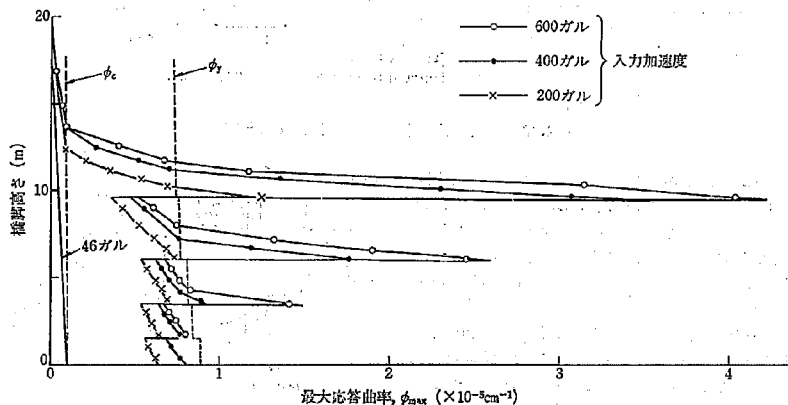


図-2.49 最大応答曲率(橋脚-I)

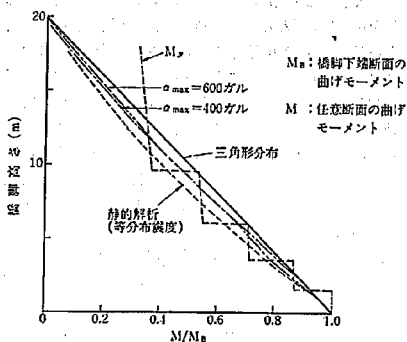


図-2.50 曲げモーメントの比較

を配置したものが、図-2.46中に示す橋脚-IIである。この橋脚-IIについて、橋脚-Iと同じ条件で弾塑性応答解析を行って得られた応答曲率は図-2.51のようで、最大応答曲率は橋脚下方ほど大きく、下端断面で最大値を生じている。

橋脚-IおよびIIの応答解析によって得られた諸量を比較すると、表-2.25のとおりである。軸方向鉄筋の延長は橋脚-IIの方が3%ほど長い。最大応答曲率が降伏曲率に達する入力加速度は橋脚-IIの方が橋脚-Iよりも50%ほど大きい。また、入力加速度400 Galのときの曲率の塑性率(降伏時曲率に対する応答曲率の比)は橋脚-IIの方が橋脚-Iよりも小さく、橋脚-Iの約55%の値となっている。曲率の靱性率(終局時曲率と降伏時曲率との比)は、橋脚-Iの高さ10mの断面における値が橋脚-IIの下端断面における値よりもはるかに大

表-2.25 軸方向鉄筋配置方法を変えた橋脚の応答の比較

橋脚(注)	鉄筋の総延長(m)	最大曲率 ϕ_{max} を生ずる高さ(m)	降伏時加速度(ガル)	曲率塑性率, μ_p		曲率初性率, μ_{eg}	天端水平変位 $\alpha=400$ ガル時 (cm)
				$\alpha=400$ ガル時	$\epsilon_s=0.01$ 時	$\epsilon_c=0.0035$ 時	
I	2880	10	140	4.2	5.7	18.0	14.5
II	2970	0	210	2.3	5.6	7.6	15.4

(注) 橋脚I：建設省標準設計と同じ条件で設計した高さ22mの小判型断面の橋脚
 橋脚II：終局状態に対する安全度がどの断面でも、1.45以上となるように設計した高さ22mの小判型断面の橋脚

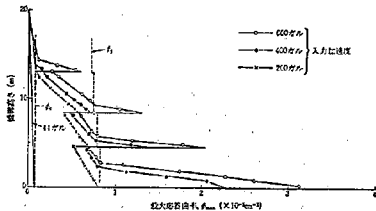


図-2.51 最大応答曲率 (橋脚-II)

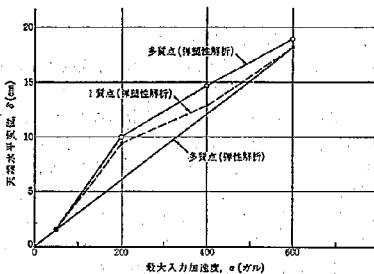


図-2.52 1質点および多質点解析による天端変位の比較

きい(これは、橋脚-Iの高さ10m付近ではコンクリートの応力に余裕があることによる)。しかし、塑性率は橋脚-Iの方が大きいために、初性率に対する塑性率の比は、入力加速度400ガルの場合、橋脚-Iで0.23、橋脚-IIで0.30であって、橋脚-IIの方がやや大きい程度にとどまっている。橋脚天端の水平変位量は、橋脚-Iの方が橋脚-IIよりもわずかに小さい。

以上のことより、単一柱形式RC橋脚の設計曲げモーメントは、橋脚下端を最大値とし天端を頂点とする三角形分布(図-2.52)とするのが合理的であるといえる。

つぎに、1質点モデルによる変位の計算(2.[2](2)および2.[2](3))の精度をみるために、橋脚-Iの多質点系モデルによる弾塑性応答解析から得られた天端水平変位を、1質点モデルによる弾塑性解析の結果および参

考までに求めた多質点系モデルによる弾塑性解析の結果と比較すると、図-2.52のようである。図より明らかなように、1質点弾塑性解析結果の多質点弾塑性解析結果に対する誤差は10%程度以下であり、設計実務の目的には十分な精度であるとみることができる。したがって、高さ20m程度以下の中小規模の単一柱形式RC橋脚の変位計算は、1質点モデルを用いて行っても十分であるといえる。

(5) 解析的検討結果のまとめ

単一柱形式RC橋脚の耐震設計に資するため、一般の道路橋橋脚として多用される高さ20m程度以下の中小規模の橋脚を対象として、地震時の弾塑性応答解析を行ってその挙動について検討した結果、つぎの事項が明らかになった。

i) 単一柱形式RC橋脚の降伏時および降伏後における変位のように、断面にひびわれが生じたのちの変位を求めるには、橋脚躯体の軸方向鉄筋のフーチング内からの伸び出しの影響を考慮する必要がある。高さ7~15mの道路橋橋脚の場合、このようにして求めた計算上の初性率(終局変位と降伏変位の比)は5~8程度であり(表-2.15)、また、降伏時の剛性はひびわれ発生前の剛性(初期剛性)の1/3~1/4程度である(表-2.21)。

ii) 基礎を完全固定と仮定した場合、橋脚躯体の最大応答塑性率(降伏変位に対する最大応答塑性変位の比)は、最大入力加速度にはほぼ比例して増大する。また、高さの低い橋脚の方が高いものよりも同一加速度での塑性率が大きい(図-2.28)。

基礎のロッキングを考慮した場合でも、フーチングの寸法を標準設計寸法とする場合は、基礎を完全固定とした場合とくらべて応答に大きな差は認められない(図-2.41、図-2.44)。

iii) RC柱の実験(2.[1]および文献²⁹⁾)で得られた初性率を、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響をも考慮して求めた弾塑性計算値と比較すると、一方向繰返し載荷または繰返し数のおよそ少ない交番繰返し載荷の場合の初性率は計算値にちがいない値となっており。しかし、交番繰返し載荷で繰返し数がある程度多くなると初性率は著しく低下し、計算で前提としている一

方向単調荷重における終局変位よりもかなり小さい変位で破壊する傾向がある。したがって、計算上の応答塑性率が靱性率よりも小さければ橋脚は終局状態に対して常に安全であるとはかぎらない。地震時の破壊に対する安全性の検討にあたっては、最大応答塑性率とともに、地震力作用中に塑性変形を生じる回数をも考慮する必要がある。

一例として、高さ7mの標準設計橋脚の場合について El-Centro 1940 (N-S) および Taft 1952 (B-W) 地震波による応答を比較すると、最大加速度が大きいかわりに大きな加速度の振動継続時間が短い El-Centro 地震よりも、最大加速度は比較的小さいかわり継続時間の長い Taft 地震に対する方が、破壊の危険性が高いことが推論される(表-2.17)。

iv) 設計上は、計算による靱性率 μ_a に対してある安全率を考えて許容靱性率 μ_a を定め、靱性の検討において基準とする地震力のもとでの応答靱性率が μ_a をこえないようにする方法が考えられる。この場合、 μ_a の値としては、フーチング内鉄筋の伸び出しの影響をも考慮して求まる μ_a の値の1/3程度とするのが適当と考えられる。

v) 既往の単一柱橋脚の振動実験の結果によれば、躯体の曲げ剛性が小さいものほど減衰が小さく、また、根入れの小さいフーチング基礎の場合の方が根入れの大きいケーソン基礎の場合よりも減衰が小さい傾向がある(図-2.38)。

vi) 高さ7mおよび15mの橋脚のフーチング寸法を数値に変え、基礎のロッキングはねの弾塑性をも考慮して El-Centro 地震波に対する応答解析を行った結果によれば、フーチング寸法が小さいほど基礎の安定性は低下するが、橋脚躯体に関してはその応答靱性率が低下するため、躯体の安全性は増大する傾向がある(表-2.23) 高さ15mの橋脚についての試算結果からみると、このような規模の橋脚ではフーチング寸法を現行の静的な震度法にもとづく設計によってきまる値よりも小さくできる可能性がある。

vii) 橋脚躯体の軸方向鉄筋の配置について検討するため、躯体高さ約20mの橋脚について多質点系モデルによる弾塑性応答解析を行った結果によると、単一柱橋脚の設計曲げモーメントは、橋脚下端を最大とし上端を頂点とする三角形分布と考えるのが適当であるといえる(図-2.50)。

軸方向鉄筋量を橋脚高さ方向に段階的に変化させる場合、鉄筋量に変化する断面において応答曲率は著しく大きくなり、他の部分よりも塑性化が早く起るので、設計にあたってはその付近の補強について配慮することが必要である。

viii) 高さ20m程度以下の単一柱橋脚で、橋軸直角方向の振動による変位および固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動による変位を弾塑性応答解析によって求める場合、振動モデルとしては1質点モデルを用いても精度的には実用上十分である(図-2.52)。

ix) 単一柱橋脚の天端変位は、橋脚躯体および基礎の塑性化によって著しく大きくなるので、橋梁全体系としての耐震設計にあたっては、この点に留意する必要がある。

x) 塑性域における単一柱橋脚の性状を等価剛性および等価減衰で代表させ、応答変位スペクトルを用いて一定の靱性率に選する入力加速度を求め、これを逐次積分法による弾塑性応答解析の結果と比較すると、両者は比較的近似した値となる。このことから、実地設計に橋脚の靱性の検討を取り入れる場合には、スペクトル法による簡易法を適用するのが便利と思われる。

[3] 設計への反映についての提案

単一柱形式 RC 橋脚の弾塑性挙動に関する実験的検討(2.11)および解析的検討(2.12)の成果について、設計に反映させるべき事項をまとめると、つぎのようである。

i) 実験的検討の成果に関して

i) 繰返し荷重を受ける橋脚躯体の水平変位におよぼすフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響はきわめて大きいので、橋脚の水平変位を計算によって予測する場合は、少なくともこれを考慮する必要がある。

ii) 一方向繰返し荷重を受ける場合に比べて、交番繰返し荷重を受ける場合には柱の靱性率は著しく低下し、破壊モードも異なったものとなる。したがって、一方向単調荷重の荷重変位関係(スケルトン・カーブ)にもとづく計算によって耐震性の検討を行う場合には、地震時交番荷重における靱性の低下、破壊モードのせん断破壊型への移行の傾向を十分念頭におくことが必要である。

iii) 地震応答計算を行う際に用いる荷重-変位履歴曲線(ヒステリシス・ループ)について、せん断変位比4程度の単一柱の場合には、既往の提案モデルの中では武藤の degrading tri-linear model が実際の挙動に比較的一致する。

iv) 交番繰返し荷重を受ける柱の靱性は、帯鉄筋量によって変化する。交番繰返し荷重によって塑性化する領域(柱下端から柱の横寸法に等しい高さまでの範囲)の帯鉄筋間隔は、少なくとも柱の最小横寸法の1/2程度以下とするのが適当である。

2) 解析的検討の成果に関して

i) 塑性域における橋脚の水平変位を求める際には、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮す

る必要がある。

ii) 橋脚の地震時の破壊に対する安全性の検討を行うにあたっては、最大応答塑性率とともに地震力作用中に塑性変位を生じる回数をも考慮することが必要である。最大加速度の大きな地震波が必ずしも橋脚に大きな影響をおよぼすとはかぎらず、最大加速度はそれほど大きくなくてもその継続時間が長いときは橋脚に塑性変形を生じる回数が多くなって靱性低下を招く場合がある。したがって、地震応答解析を行う場合の地震波の選定にあたっては、このことに留意する必要がある。

iii) 単一柱橋脚の設計曲げモーメントは、橋脚下端を最大とし天端（水平反力作用点）を頂点とする三角形分布と考えるのが適当である。

iv) 軸方向鉄筋量を橋脚の高さ方向に段階的に変化させる場合、鉄筋量に変化する断面では地震時に塑性化が早く起るので、その部分の軀体の補強について配慮する必要がある。

v) 高さ 20 m 程度以下の単一柱橋脚で、橋軸直角方向の振動および固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動による変位を地震応答解析によって求める場合、振動モデルとしては計算が簡略な 1 質点モデルを用いて十分である。

vi) 単一柱橋脚の天端変位は、橋脚 軀体 および基礎の塑性化によって著しく大きくなるので、橋梁全体系の耐震設計にあたっては、この点に留意する必要がある。

vii) 橋脚の靱性の照査を設計に取入れる場合には、スペクトル法による簡易法を適用するのが便利である。

以上の事項を、4. 「単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案」に取入れるための具体的な方法を、つぎのように提案する。

i) 「靱性を考慮した安全性の検討」に対するスペクトル法の適用

靱性を考慮した安全性の検討は、スペクトル法によって行う。その具体的方法は、つぎのとおりとする [4. (2). (3). 2)]

① 既往の橋脚における剛性の値を参照するか、または計算を行うかして降伏時剛性を求め、許容塑性率 μ_h に対応する等価剛性 K を求める。

② 等価剛性 K に対応する等価固有周期を、次式より求める。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \quad (W: \text{質点の重量})$$

③ μ_h に対応する等価減衰定数 h を、次式より求める。

$$h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_h}} \right)$$

④ 以上のように求めた T, h について、平均応答ス

ペクトル曲線から震度 0.1 に対応する最大応答変位 $\phi_{0.1}$ を求める。

⑤ 靱性の検討において基準とする水平震度 k_{hd} における塑性率 $(10 \cdot k_{hd} \cdot \phi_{0.1} / \phi_y)$ が μ_h より大きくなければ、所要の靱性を有するものと判定する。

ii) 橋脚軀体の水平変位計算におけるフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響の考慮

a) 靱性を考慮した安全性の検討（スペクトル法）において、橋脚の等価剛性を求めるために必要な橋脚の水平変位を計算によって求める場合には、フーチング内鉄筋の付着応力分布を逆三角形分布と仮定して計算される伸び出し量（静的計算値、 ϕ ）に対し、交番繰返し載荷における伸び出し量の実測値を勘案して、静的計算値の 2 倍 (2ϕ) を考慮する [4. (2). (3). 2). c)]。

b) 等価剛性を、既往の橋脚の降伏時剛性の値を参照して推定する場合、既往の橋脚の降伏時剛性は、鉄筋伸び出し量 2ϕ を考慮して求める [4. (2). (3). 2). c) 解説]。

iii) 交番載荷における靱性低下の影響についての配慮
靱性を考慮した安全性の検討において、許容塑性率 μ_h の値は、一方単調載荷のスケルトン・カーブにもとづく計算上の靱性率 μ_o に対し、交番載荷における靱性低下の実測例 [2. [1] の実験、その他) を勘案し、安全率 3 を見込んで定める [4. (2). (3). 1)]。

iv) 設計曲げモーメントの設定

設計を震度法または修正震度法にもとづく方法によって行う場合で、軸方向鉄筋量を橋脚高さ方向に段階的に変化させる場合の、応力度の算定における作用曲げモーメントの分布は、橋脚下端における値を震度法または修正震度法によって求める値とし、上部構造からの水平力の作用点における値を零として、その中間部は直線的に変化するものとする [4. (2). (4). 2). a). ii)]。

v) 塑性化しやすい領域に対する軀体の補強

a) フーチング上面より少なくとも橋脚軀体の最小横寸法に等しい区間には、所定量の 2 倍の帯鉄筋を配置するものとする [4. (2). (4). 2). b). ii)]。

b) 軸方向鉄筋を軀体中間部で定着する場合の定着部近傍についても、帯鉄筋は a) と同様に配置するものとする [4. (2). (4). 2). b). iii)]。

vi) 地震応答解析に用いる入力地震波選定上の注意
入力地震波の選定にあたっては、最大加速度の大きさのみにとらわれず、橋脚に塑性変位を生じる回数が多くなるような最大加速度と継続時間の関係をもつような地震波形のものを選定するように留意する [4. (2). (2). 2). b) 解説]。

vii) 応答計算簡略化のための振動モデル設定上の配

慮

橋軸直角方向の振動および固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動による変位を弾塑性応答解析によって求める場合、振動モデルとしては一般に1質点モデルを用いてよい〔4.〔2〕.〔2〕.2〕解説〕。

viii) 橋梁全体系の耐震性の確保に対する配慮

橋脚と上部構造との相対変位によって上部構造が落下するのを防ぐために、十分な落橋防止構造を設ける〔4.〔2〕.〔4〕.3. a)〕。

3. 構造細目に関する検討

〔1〕 現行の設計基準と問題点

RC 橋脚の構造細目のうち、耐震上とくに重要と思われる帯鉄筋、軸方向鉄筋の重ね継手および軸方向鉄筋の定着に着眼して、これらに対するおもな基準の動向および問題点を探ることとする。

1) 帯鉄筋

帯鉄筋に関するおもな基準の現行規定の要旨を、付属参考資料 6.1 に掲げる。この資料より、帯鉄筋の直径、間隔および配置方法に関する規定の傾向をみると、つぎのようである。

i) 帯鉄筋の最小直径は、概して 6~10 mm 程度とされているが、ACI 規準は軸方向鉄筋直径に応じて帯鉄筋の最小径を変えている点が特徴的である。

ii) 柱中間部に対する帯鉄筋間隔 (t) は、柱の最小寸法 (d) を尺度とするときは概して $t \leq d$ とされているが、ACI 耐震特別規定では $d/2$ とされている。また、軸方向鉄筋径 (ϕ) を尺度とするときは、 $t \leq (12 \sim 16) \phi$ とされている。ただし、土木学会の基準 (解説) および国鉄の基準では、大断面の柱に対しては $t \leq 45 \phi$ を規定しており、一般の柱に対する値との格差が大きい。建築学会は、帯鉄筋比の最小値 (0.2%) を定量的に示しているのが特徴的である。

iii) 柱の上下端に対しては、帯鉄筋間隔は概して 10 cm (4") 以下としているが、土木学会基準は明確な数値を示していない。

以上のように、帯鉄筋に関する現行基準の規定はほぼ同一水準にあるといえるが、単一柱橋脚のような大断面柱に対する帯鉄筋の配置については不明確な点が多く、今後、2.〔1〕に示したような実験資料の蓄積をはかることによって、適正な構造細目を見出してゆく必要がある。

2) 軸方向鉄筋の重ね継手

軸方向鉄筋の重ね継手に関しては、付属参考資料 6.2 に示すような規定がある。わが国の土木・建築両学会の基準は、本質的には同じで、最小継手長さは鉄筋の材質によって変るが、SD 30 鉄筋の場合は 30 ϕ 前後となる (ϕ : 鉄筋の直径)。ACI 基準も材質によって変えており、

SD 30 相当の鉄筋の最小継手長さは約 22 ϕ となる。

SEAC 基準および ACI 耐震特別規定は、材質にかかわらずそれぞれ 30 ϕ 以上および 24 ϕ 以上 ($P_e \leq 0.4 P_b$ の場合) としている。このように各基準とも最小継手長さは 22~30 ϕ の間で規定しており、著しく異なった値とはなっていない。

ここで問題となるのは、重ね継手の耐震性である。重ね継手は、鉄筋応力の伝達を鉄筋とコンクリートとの付着に依存している。そのため、地震時におけるような高応力の繰返しを受けた場合に、鉄筋の周囲のコンクリートの劣化によって重ね継手の耐力が低下するおそれがある。また、重ね継手部では縦ひびわれの発生によって割裂付着破壊を生じやすい傾向があるため、破壊がぜい性的に起こることが懸念される。基準に示された継手長さが、地震時にも十分安全が保障されるものであるかどうかについては、実験的に十分確かめておく必要があると考える。

3) 軸方向鉄筋の定着

軸方向鉄筋の定着に関しては、付属参考資料 6.3 に示すような規定がある。わが国の土木・建築両学会の基準における一般規定は本質的には同じで、鉄筋端部にフックを設けない場合は、最小定着長は SD 30 鉄筋の場合で 30 ϕ 前後となる。ACI 規準では、直径 36 mm 以下の SD 30 相当の鉄筋の場合で約 25 ϕ となり、わが国の基準値と大同小異である。

ここで問題となるのは、橋脚の軸方向鉄筋のフーチング定着部の耐震性である。地震時水平力によって軸方向鉄筋に大きな引張力が作用した場合、フーチングへの定着が適切でなければその部分より構造物の破壊が誘発される恐れがある。一般の RC 橋脚のように、多数の軸方向鉄筋が並列されていて、これらが地震時に引張力を受けたときに、鉄筋周囲のコンクリートが相互に干渉し合って鉄筋 1 本当りの定着強度が低下することが懸念される。しかし、土木学会の基準による最小定着長は、単一の鉄筋の付着がせんで破壊することを想定して求められているものであって、多数の鉄筋の相互干渉の影響や、付着破壊ではなく定着鉄筋周囲のコンクリートが斜め引張破壊する場合の定着強度については、考慮されていない。このようなことから、基準に示された定着長が、地震時にも十分安全が保障されるものであるかどうかを、実験的に確かめておく必要があると考える。

〔2〕 鉄筋の重ね継手と定着に関する実験

(1) 概説

鉄筋の重ね継手は、鉄筋を平行に重ね合わせ、数箇所を直径 0.9 mm 以上の綿綿鉄線で結束して形成されるもので、鉄筋とコンクリートとの付着力によって一方の鉄筋の応力をつぎの鉄筋に伝達させる機構の継手である。

この継手方法は、各種の溶接継手や機械的継手などと比較して施工が簡単で検査も容易であることから、きわめて広く用いられている。しかし、鉄筋応力の伝達是完全に鉄筋周囲のコンクリートに依存しているために、地震時におけるような高応力の繰返しを受けた場合に、鉄筋周囲のコンクリートの劣化によって継手耐力が低下することが懸念される。また、重ね継手部は縦ひびわれの発生によって割裂付着破壊が生じやすいため、ぜい性的な破壊が生じたりすることも懸念される。

重ね継手の高応力繰返し荷重下における性状に関しては矢代らの研究¹¹⁾がある。矢代らは、D22~D41 鉄筋について、継手長さを30~60φとした場合の一方向繰返し曲げ荷重のもとでの耐力および靱性を、はり供試体の実験によって求めている。その結果、つぎのような結論が導かれている。

① 鉄筋が比較的小径の場合は、継手長さを60φとするか、あるいは継手長さを40φとして十分なあばら筋で補強するかすれば、ほぼ鉄筋の降伏点に対応する荷重を伝達できる。しかし、D41のような太径になると、十分なあばら筋とともに十分なかばりを設ける必要がある。

② 継手端部にあばら筋を集中させても、耐力・靱性への効果は認められない。

以上のような成果は、RC橋脚の重ね継手の耐震性を検討するうえで参考にはなるが、つぎの諸点についてなお問題がある。

① 土木構造物の場合、重ね継手の継手長さは土木学会・コンクリート標準示方書20条の規定（以下、「学会基準」という）によっており、SD30~35級の鉄筋を使用する場合継手長さは30φ程度となる。上記実験は継手長さ40~60φの場合が主体で、継手長さ30φの場合の資料に乏しい。

② 上記実験では、梁供試体の一方向繰返し曲げ荷重の場合のみを扱っているが、地震時を対象とするときは交番繰返し荷重のもとでの性状についても確かめておく必要がある。また、橋脚の軸方向鉄筋の重ね継手における応力状態は、梁の場合とは異なるので、実際の状態にちかい応力場での性状を確かめることも必要である。

そこで、RC橋脚を対象とし、軸方向鉄筋の重ね継手が高応力の繰返しを受ける場合の諸性状を明らかにし、耐震性のある重ね継手の設計方法を見出すことを目的として、独自の実験的検討を行った。

つぎに、RC橋脚の軸方向鉄筋に、地震時の水平力によって橋脚とフーチングとの境界面に曲げモーメントによる大きな引張力が発生した場合、軸方向鉄筋のフーチングコンクリートへの定着が適切でなければ、軸方向鉄

筋の定着破壊が起き、構造物の破壊が誘発されることになる。

一般のRC橋脚のように、多数の軸方向鉄筋が並列され、しかも鉄筋間隔が比較的密なときは、水平荷重の作用によってこれらが引張力を受けた場合、鉄筋周囲のコンクリートが相互に干渉し合い、鉄筋本数・鉄筋間隔・部材の形状寸法、鉄筋の定着方法などによって、鉄筋1本当たりの定着強度が変化することが予想される。しかるに、現行の学会基準（コンクリート標準示方書21条）による定着長さは、単一の鉄筋を考え、その付着がせん断で破壊する場合を前提として求められているものであって、多数の鉄筋が配置されている場合の相互干渉による定着強度や破壊形式への影響、とくにコンクリートが斜め引張力によって破壊する場合の定着強度については考慮されていない。したがって、この場合の定着強度および破壊形式について確かめておくことが必要である。

さらに、軸方向鉄筋はフーチング中に確実に定着されればよいだけでなくとまらず、橋脚躯体およびフーチングの両部材の連結機能をも満足させようように、予想される定着部の破壊形式に応じて必要な補強を行うことが重要である。

フーチング中における柱主鉄筋の定着に関しては玉置らの実験的研究¹¹⁾がある。この研究では、主鉄筋の定着強度におよぼす定着長さ、定着部の鉄筋形状（直、L形、半円形フック）、フーチング上側補強鉄筋などの影響について調査を行っている。その結果、主鉄筋は30φ以上の定着長さをもって定着し、かつ、設計荷重に対する所要のフーチング上側鉄筋を配置すれば、異形鉄筋の場合必ずしもフックを設ける必要はないとの結論を得ている。これは、橋脚躯体とフーチングとの接合部の構造細目を考えるうえで、貴重な参考となる成果である。しかし、この研究では多数の鉄筋が密接して定着される場合の鉄筋の相互干渉の影響については研究対象とされていないし、また、鉄筋数や定着長さの相違による破壊機構のちがいにについても明確にはされていない。

そこで、柱とフーチングとの接合部における軸方向鉄筋の定着部の破壊性状について基礎的な資料を得ることを目的として、供試体による実験を行った。

以下に、これらの実験の成果と、設計への反映の方法について述べる。

(2) 鉄筋重ね継手の実験（梁供試体による実験）

1) 概説

地震時におけるような高応力繰返し荷重下における重ね継手の挙動を調べるために、梁供試体による2シリーズの実験を行った¹²⁾。各シリーズの実験目的は、つぎのとおりである。

シリーズ [I-1] : コンクリートの強度、鉄筋の継手

表-3.1 供試体〔シリーズ(I-1)〕

No.	供試体記号 ¹⁾	コンクリート強度 ²⁾ (kg/cm ²)	継手長さ ³⁾	継手部の補強方法	備 考
1	A-S	180	—	(継手なし)	基準供試体
2	A-1-5	"	5φ	横方向鉄筋: D6, ctc 80 mm	
3	A-1-15	"	15φ	"	
4	A-1-36	"	36φ	"	
5	B-S	270	—	(継手なし)	基準供試体
6	B-1-5	"	5φ	横方向鉄筋: D6, ctc 80 mm	
7	B-1-15	"	15φ	"	
8	B-1-30	"	30φ	"	
9	B-2-5	"	5φ	横方向鉄筋: D6, ctc 40 mm	フック長さ: 5φ
10	B-2-15	"	15φ	"	
11	B-H-15	"	15φ	主鉄筋フック付き, 横方向鉄筋: D6, ctc 80 mm	
12	B-O-30	"	30φ	補強なし	
13	C-S	400	—	(継手なし)	基準供試体
14	C-1-5	"	5φ	横方向鉄筋: D6, ctc 80 mm	
15	C-1-15	"	15φ	"	
16	C-1-25	"	25φ	"	

(注) 1) A, B, C はコンクリート強度別を, 第2番目の記号 S, 1, 2, H, O はそれぞれ基準 (継手なし), 横方向鉄筋標準量 (ctc 80 mm), 同・2倍量 (ctc 40 mm), フック付, 補強なしを, 最終の数値 5, 15 等は継手長さ (×φ) を表わす。

2) 目標とした強度

3) φ は主鉄筋の直径

長さおよび継手部の補強方法が, 繰返し荷重下における重ね継手の強度におよぼす影響を調べること。

シリーズ [I-2]: 交番繰返し荷重下における重ね継手の挙動を調べること。

これらの実験ではすべて梁供試体を用い, 単純支持梁の中央2点荷重または1点荷重を行った。すなわち, 重ね継手は純曲げまたは曲げとせん断を受ける状態とした。これは, 軸方向力と曲げとが作用する地震時の橋脚における荷重状態とは合致しないものであるが, 種々の要因が継手の耐力・靱性におよぼす影響を相対的に評価する目的には, 梁の曲げ試験を適用しようとの判断から, 取扱いの簡便さと経済性を重視して, このような実験方法を選んだものである。なお, 橋脚における応力状態にちがいない状態での重ね継手の性状については, 鉄筋重ね継手の実験 (ブロック供試体による実験) で検討を行っている。

2) シリーズ [I-1] の実験

a) 実験方法

i) 供試体

供試体は表-3.1 に示す 16 体で, これらの構造概要を図-3.1 に示す。

引張鉄筋には D16 を用いた。継手長さは, コンクリ

ート強度 180, 270 および 400 kg/cm² に対する学会基準によるそれぞれの所要継手長さ 36φ, 30φ および 25φ としたものの各 1 体 (No.4, 8, 16) のほかは, 各要因が継手の耐力・靱性等におよぼす影響が結果に表われやすいようにするため継手長さを短かくすることとし, 各コンクリート強度ごとにこれらを 15φ および 5φ に統一した。

継手部の補強は, 間隔 80 mm の D6 スターラップによった。ただし, コンクリート強度 270 kg/cm² の B グループには, 比較のために重ね継手部のスターラップ量を 2 倍としたもの (No.9, 10), 主鉄筋にフックを設けたもの (No.11) および無補強のもの (No.12) を設けた。フックを設ける場合の学会基準による所要継手長さは 20φ であるが, 供試体の破壊を継手部で起させることを意図して, 供試体 No.11 の継手長さは 15φ とした。

供試体に用いたコンクリートおよび鉄筋の品質は, 表-3.2 に示すとおりである。

ii) 載荷方法

図-3.2 に示すような 2 点曲げ載荷により, 荷重を緩やかに上げて引張鉄筋降伏後荷重の増加が止まるまでの変形を与えてから除荷し, これを 5 回繰返したのち, 6 回目に破壊まで載荷した。載荷には, 能力 50 t のアムスレー型試験機を使用した。

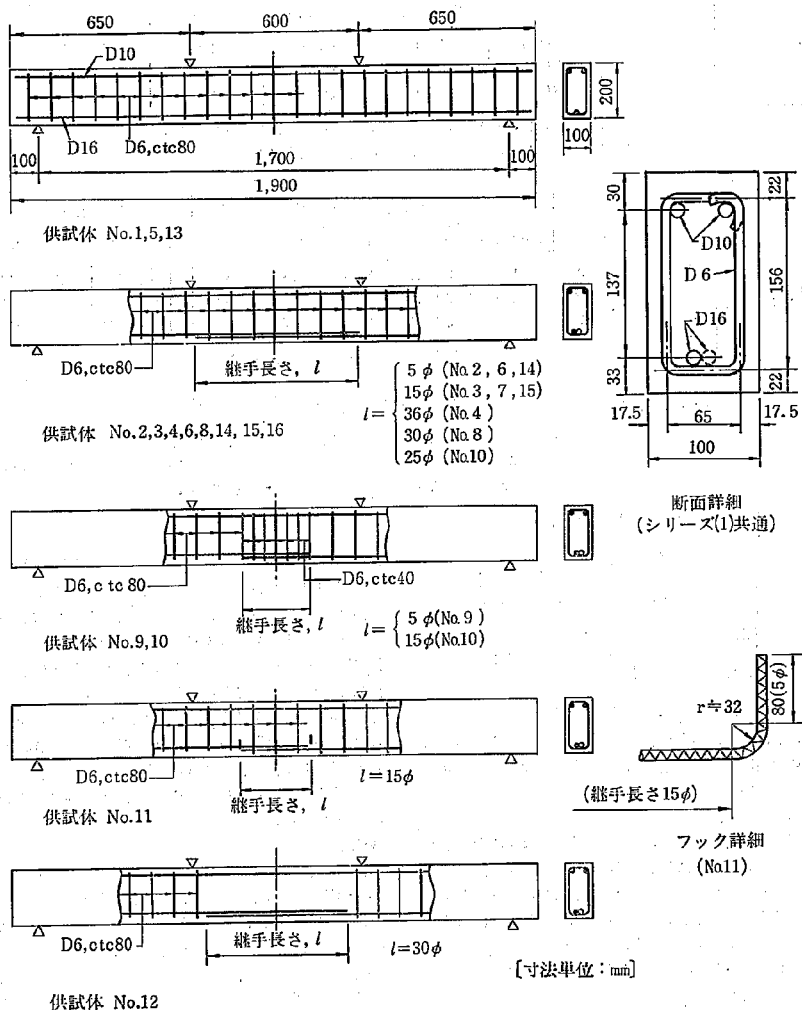


図-3.1 供試体の構造概要〔シリーズ(I-1)〕

表-3.2 使用材料の品質

鉄筋	呼 び 名	材 質	降 伏 点 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)	伸 び (%)	備 考					
	D16	SD 35	4100	6000	29	引張側鉄筋 ¹⁾ 圧縮側鉄筋 横方向鉄筋					
	D10	SD 35	4000	6000	29						
	D 6	SD 35	3870	6000	24						
コンクリート	使用材料		セメント：早強ポルトランドセメント，混和剤：ボゾリス No. 5 L 粗骨材：砕石（最大寸法：20 mm），細骨材：川砂								
	配 合	種別	目標強度 (kg/cm ²)	スランプ の範囲 (cm)	空気量 の範囲 (%)	W/C	s/a	単 位 量 (kg/m ³)			
						(%)	(%)	W	C	S	G
		A	180	8±2.5	3±1	75	53	150	200	1045	942
		B	270	8±2.5	3±1	74	52	170	229	986	924
	C	400	8±2.5	3±1	47	49	170	364	820	978	
	強度およびヤング係数	種別	圧縮強度	引張強度	ヤング係数， E_c (kg/cm ²)			備 考			
			$\sigma_c^{(38)}$ (kg/cm ²)	$\sigma_t^{(38)}$ (kg/cm ²)	$\sigma_c = \frac{\sigma_c^{(38)}}{3}$ における	$\epsilon = 10^{-3}$ における					
		A	229	20.7	0.187×10^6	0.149×10^6	$\sigma_c^{(150)} = 274 \text{ kg/cm}^2$				
		B	253	28.6	0.190×10^6	0.163×10^6					
C	403	42.3	0.272×10^6	0.252×10^6							

(注) 1) シリーズ (I-2) では，圧縮側鉄筋にも使用。

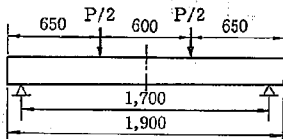


図-3.2 載荷方法 [シリーズ (I-1)]

なお，供試体の支承部に摩擦拘束による水平力が生じるのを避けるため，両支承には直径 100 mm の鋼製ローラーを用いた。

iii) 計測方法

引張主鉄筋およびコンクリート表面のひずみをワイヤストレーンゲージにより，梁のたわみはひずみ計式変位計により，それぞれ測定した。これらは，デジタル変位測定装置により印字記録した。なお，たわみ計測には一部通常のダイヤルゲージも用いた。

コンクリート表面のひびわれ幅は，コンタクトゲージにより測定した。

b) 実験結果および考察

繰返し載荷による耐力の変化を，図-3.3 に示す。この図より，各継手状態の特性はコンクリート強度のちがいかかわらず，同様の傾向を示していることがわかる。すなわち，継手長さを学会基準による所要長さとしたもの (A-1-36, B-1-30, C-1-25) は，継手のないもの

とはほぼ同等の耐力特性を示し，継手長さを 15φ としたもの (A-1-15, B-1-15, C-1-15) は，繰返し載荷によって耐力は徐々に低下している。また，継手長さを 5φ としたもの (A-1-5, B-1-5, C-1-5) は，処女載荷における耐力が継手のないものの 20～50% 程度と小さいうえに，荷重の繰返しによってさらに耐力は低下した。

主鉄筋にフックを設けたもの (B-H-15) は，処女載荷における耐力は継手のないものと同等であったが，6 回目の繰返し載荷終了後に耐力は初期耐力の 60% 程度にまで低下した。しかし，同じ継手長さでフックのないもの (B-1-15) よりも耐力は 20～30% 程度大きくなっている。

重ね継手部に横方向鉄筋をまったく配置しない場合 (B-0-30) は，処女載荷における耐力が継手のないものと同等であったが，2 回目載荷ではその 20% 以下に低下しており，劣化の起り方がきわだっている。

継手部を 2 倍量の横方向鉄筋で補強したもの (B-2-15, B-2-5) は標準量のもの (B-1-15, B-1-5) にくらべて若干大きな耐力を示したが，繰返しの進行に伴う劣化の程度（靱性）は，標準量の横方向鉄筋を用いたものとはほぼ同等であった。

つぎに，継手長さが 5φ および 15φ の場合の単位長さ当りの付着強度とコンクリート強度との関係を 図-3.4 に示す。この場合には，供試体はすべて継手の付着破壊

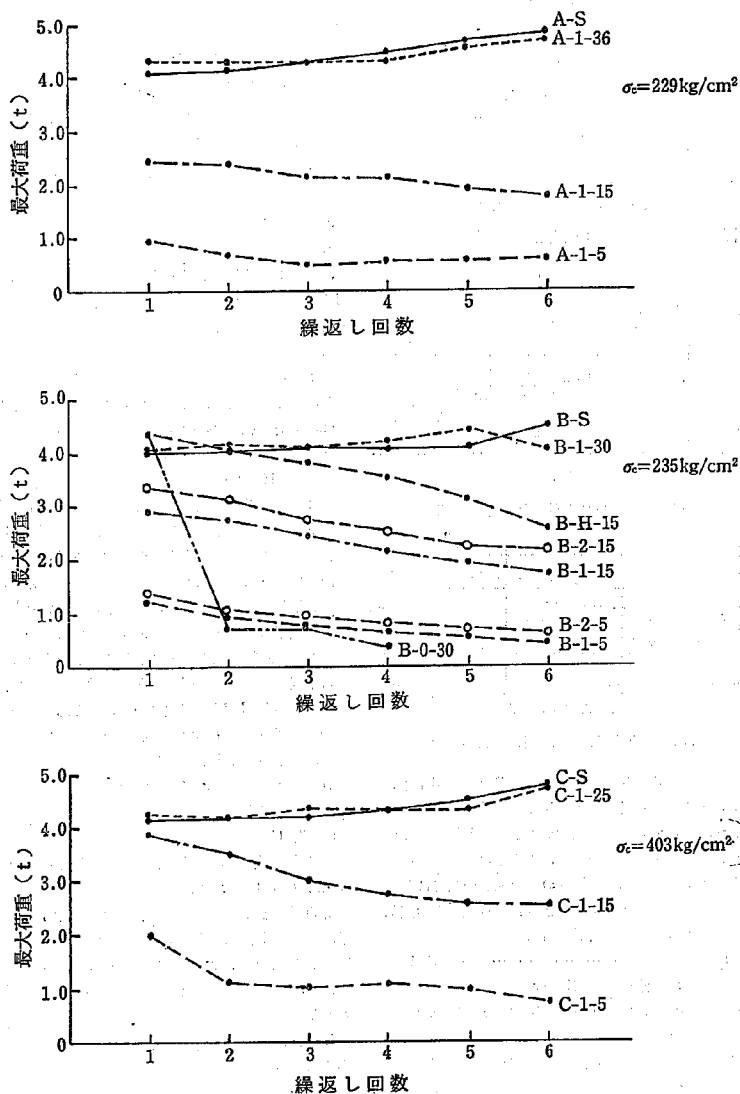


図-3.3 載荷の繰返しによる最大荷重の変化

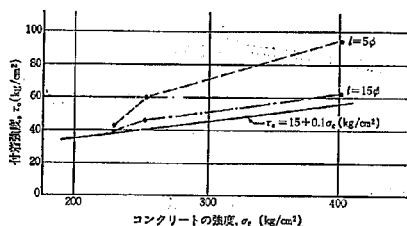


図-3.4 コンクリート強度と付着強度との関係

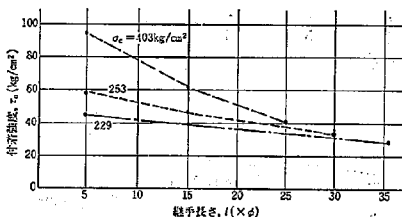


図-3.5 継手長さとの関係

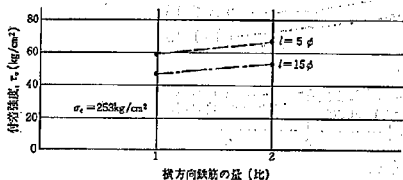


図-3.6 横方向鉄筋量と付着強度との関係

によって破壊している。この図から、継手長さが小さい方がコンクリート強度の影響を受けやすいことがわかる。これは、コンクリート強度が小さいほど継手部の付着応力が平均化されやすいことによるものと思われる。

継手長さ 15φ の場合は実際の重ね継手の長さにもかかわり、これからコンクリート強度と付着強度との関係を安全側に求めると、次式が得られる。

$$\tau_b = 15 + 0.1 \sigma_c \quad (3-1)$$

ここに、 τ_b : 付着強度 (kg/cm²)

σ_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)

継手長ささと単位長さ当りの付着強度との関係を示すと、図-3.5 のとおりである。この場合、継手長さ 25φ 以上のものは供試体は付着破壊せず、いずれのコンクリート強度の場合も、学会基準による継手長さで十分な耐力が得られた。コンタクトゲージにより継手端部のコンクリートのひびわれ幅を測定した結果によれば、継手長さ 15φ 以上の場合には、設計荷重以内 ($\sigma_c \leq 2000$ kg/

cm²) におけるひびわれ幅は継手のない場合とほとんど同じであった。

図-3.6 に、継手長さ 5φ および 15φ の場合の横方向鉄筋量と付着強度との関係を示す。これより、横方向鉄筋量が多い方が継手の耐力が大きくなるが、D6-80mm 間隔の横方向鉄筋配置を標準としたとき、それを 2 倍にすることによる耐力増への効果は非常に小さいことがわかる。

c) まとめ

コンクリート強度、継手長さおよび継手の補強方法が、繰返し荷重下における重ね継手の耐力等におよぼす影響を調べるため、単純梁供試体の 2 点曲げによる高応力繰返し載荷実験を行った結果、つぎのことが明らかになった。

① 重ね継手の耐力はコンクリートの強度に影響され、この実験結果からは、コンクリート強度 σ_c (kg/cm²) と付着強度 τ_b (kg/cm²) との関係は、安全側を考えて次式で表わされた。

$$\tau_b = 15 + 0.1 \sigma_c$$

② 重ね継手の継手長さを学会基準 (土木学会・コンクリート標準示方書 20 条(4)項) による値とした場合、高応力繰返しのもとでの耐力は継手のないものと同等であった。ただしこれは、継手部を横方向鉄筋で十分補強した場合であり、補強を行わないときの繰返し荷重下における耐力低下はきわめて大きい。

③ 重ね継手部を補強するための横方向鉄筋は、ある限度以上の量を配置してもその効果は小さい。この実験の場合、D 16 主鉄筋に対し、横方向鉄筋量を D6-80mm 間隔から 40mm 間隔に増したときの耐力の増加は、きわめて小さかった。

3) シリーズ [I-2] の実験

a) 実験方法

i) 供試体

供試体は表-3.3 に示す 7 体で、これらの構造概要は図-3.7 に示すとおりである。

実験要因としては、重ね継手の種類 (通常の重ね継手、フック付き重ね継手)、重ね継手の位置 (純曲げ区間、せん断区間)、および載荷の方法 (一方、交番) を選び、コンクリート強度はすべて 270 kg/cm² (目標) とした。

使用材料の品質は、シリーズ [I-1] の供試体と同じである (表-3.2)。

ii) 載荷方法

シリーズ [I-1] の実験に用いたのと同じ試験機を用い、供試体 No. 17~20 については継手部に純曲げを、供試体 No. 21~23 については継手部にせん断力をもえるように、それぞれ 2 点集中および 1 点集中載荷の繰

表-3.3 供試体〔シリーズ(I-2)〕

No.	供試体記号 ¹⁾	コンクリート強度 ²⁾ (kg/cm ²)	継手長さ ³⁾	継手部の補強方法	備 考
17	M-S	270	—	(継手なし)	継手：曲げ区間， 載荷：一方向
18	M-I-30	"	30φ	横方向鉄筋：D6, etc 80 mm	"
19	M-H-15	"	15φ	"	"
20	RM-I-30	"	30φ	"	継手：曲げ区間， 載荷：交番
21	S-S	"	—	(継手なし)	継手：せん断区 間，載荷：一方向
22	S-I-30	"	30φ	横方向鉄筋：D6, etc 80 mm	"
23	RS-I-30	"	30φ	"	継手：せん断区 間，載荷：交番

(注) 1) M：方向曲げ，RM：交番曲げ，S：一方向せん断，RS：交番せん断
 2) 目標とした強度
 3) φは主鉄筋の直径

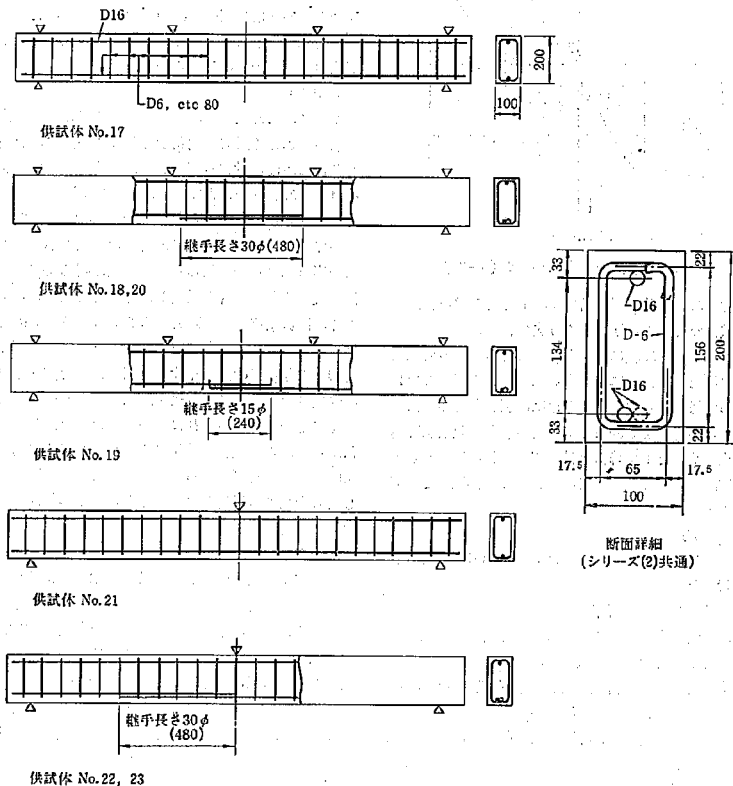
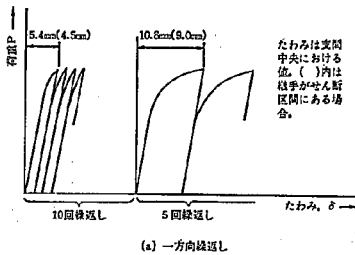
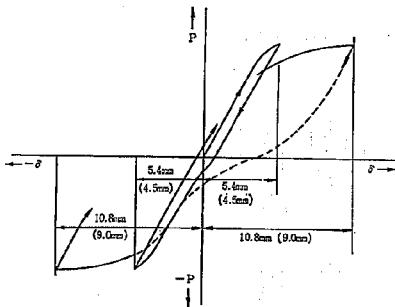


図-3.7 供試体の構造概要〔シリーズ(I-2)〕



(a) 一方繰返し



(b) 交番繰返し

図-3.8 荷重履歴 (シリーズ I-2)

返しを行った。交番繰返し載荷は、1方向1回の載荷ごとに供試体の上下を反転させる方法で行った。

荷重履歴は図-3.8に示すとおりである。一方方向載荷は引張主鉄筋の降伏点に対応するたわみでの繰返しを10回、さらに繰返し可能であるときは、引続きその2倍のたわみでの繰返しを5回行った。交番載荷は処女載荷時のゼロ点を基準として降伏点付近でのたわみによる繰返し10回、引続いてその2倍のたわみでの繰返しを5回行うこととした。

iii) 計測方法

たわみ、ひずみ等の計測は、シリーズ [I-1] の場合と同様に行った。

b) 実験結果および考察

純曲げ区間に継手を有する梁の、一方方向繰返し載荷に対する耐力の変化を図-3.9(a)に、交番繰返し載荷に対する耐力の変化および荷重-変位曲線をそれぞれ図-3.9(b)および図-3.10に示す。

一方方向繰返し載荷では、降伏変位 ($\delta = 5.4\text{mm}$) 9回の繰返しに対し、継手長さを学会基準値の 30ϕ としたものは耐力低下がまったく認められなかった。これに対し、フックを設けて継手長さを 15ϕ (基準値の $3/4$) と

したものは、繰返し数の増加とともに若干の耐力低下を生じている。図-3.11 はフック部のひずみの変化を示すが、これより明らかなように、荷重の繰返しとともにフック部のひずみは徐々に増大している。このことは、フックの曲がりの部分のコンクリートの支圧力が徐々に増大することを示すもので、支圧を受ける部分のコンクリートが割裂しないようにする必要があることを示唆している。この場合の継手長さは 15ϕ で基準値より若干小さいが、このことはまた、フックを設ける場合でも継手長さは大幅に低減することはできないことを示しているといえよう。

交番繰返し載荷では、処女載荷におけるゼロ点を基準として各サイクルにおけるたわみ量を一定としたために、サイクル数の増加に伴って荷重はわずかに低下している。しかし、継手長さを 30ϕ としたものは降伏変位10回とその2倍の変位5回の繰返しに対し、継手部に顕著な劣化はみられなかった。ただし、降伏変位の2倍の変位の繰返しでは、剛性のわずかな低下が認められた(図-3.10)。

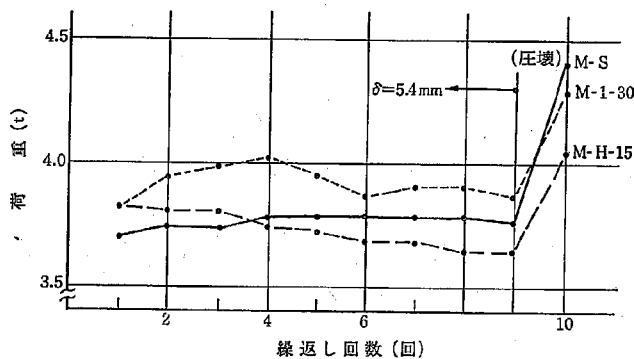
つぎに、せん断区間に継手を有する梁の、一方方向繰返し載荷における耐力の変化を図-3.12(a)に、交番繰返し載荷における耐力の変化および荷重-変位曲線をそれぞれ図-3.12(b)および図-3.13に示す。

継手長さを基準値の 30ϕ としたものは、一方方向載荷において継手のないものとほぼ同様の性状を示し、せん断力の影響による継手部の劣化の兆候は認められなかった。交番載荷の場合も繰返しに伴う耐力の大きな低下はなく、降伏変位で10回とその2倍の変位で5回繰返したのちも、十分な耐力を示した。これは、継手部の鉄筋応力をできるだけ大きくする意図で継手を支間中央寄りに位置させたものの、中央1点載荷によるせん断力が小さくてその影響が現われにくかったためと思われる。したがって、この実験の結果のみから重ね継手に対するせん断力の影響を判断することは困難である。降伏変位の2倍の変位での繰返しにおける剛性低下の傾向は、2点曲げの場合と同様であった(図-3.13)。

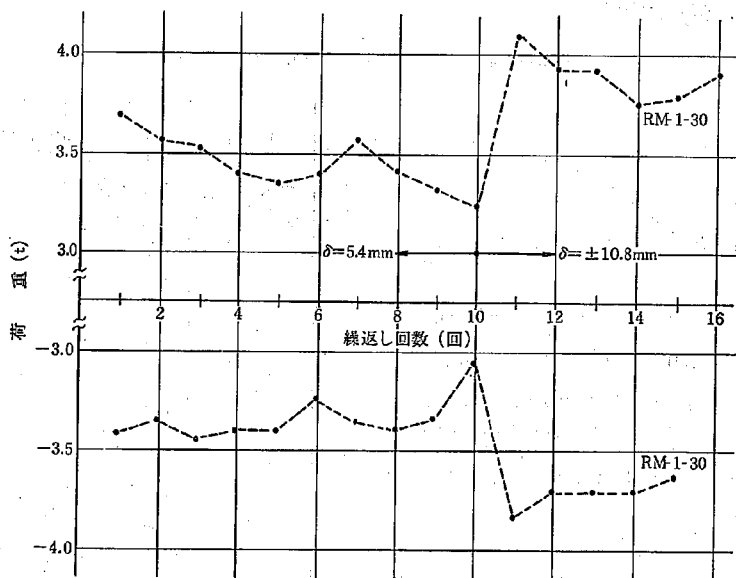
c) まとめ

重ね継手が曲げ領域およびせん断領域にある場合の、一方方向および交番繰返し荷重下における重ね継手の挙動を調べるために、単純梁供試体の2点載荷(曲げ)および1点載荷(曲げとせん断)による高応力繰返し載荷実験を行った結果、つぎのことが明らかになった。

① 所定の継手長さを有する重ね継手が横方向鉄筋で適切に補強されているときは、降伏変位ないしその2倍の変位を半振幅とする10回程度の交番繰返し曲げ載荷によっても、継手の耐力はほとんど低下しない。ただし、剛性は徐々に低下する。



(a) 一方向繰返し曲げ



(b) 交番繰返し曲げ

図-3.9 曲げ区間に継手をもつ梁の繰返し耐力

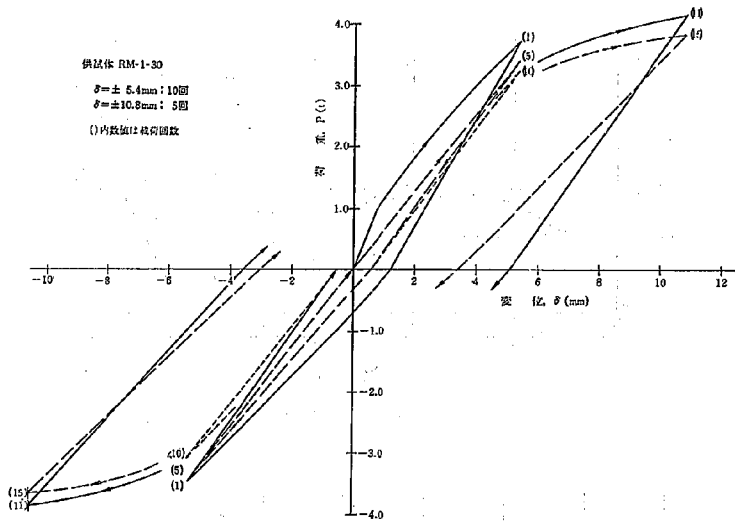


図-3.10 繰返し曲げの荷重変位曲線 (供試体 RM-1-30)

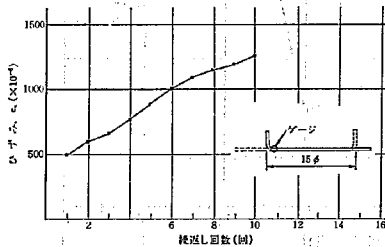


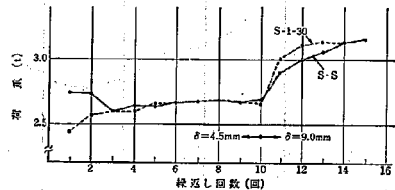
図-3.11 フック部のひずみ (M-H-15)

② 継ぎ合わせる鉄筋にフックを設けた場合、継手長さが短かいと繰返し載荷の進行とともに耐力が低下し、フック部の応力が増大する傾向がみられる。フックを設けた場合でも、継手長さを大幅に低減するのは危険である。

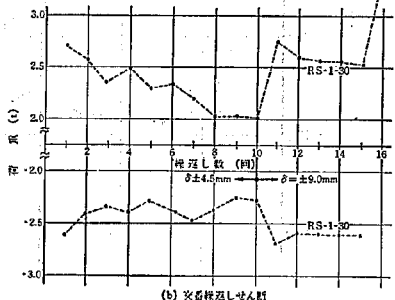
4) 総括

地震時におけるような高応力繰返しを受ける重ね継手の性状を調べるため、D16鉄筋を用いた梁供試体による2シリーズの実験を行った結果、つぎのことが明らかになった。

① 重ね継手の耐力はコンクリート強度に影響され、この実験の結果からは、コンクリート強度 σ_c (kg/cm²) と付着強度 τ_0 (kg/cm²) との関係は、安全側を



(a) 一方向繰返しせん断



(b) 交互繰返しせん断

図-3.12 せん断区間に継手をもつ梁の繰返し耐力

考えて次式で表わされた。

$$\tau_0 = 15 + 0.1 \sigma_c$$

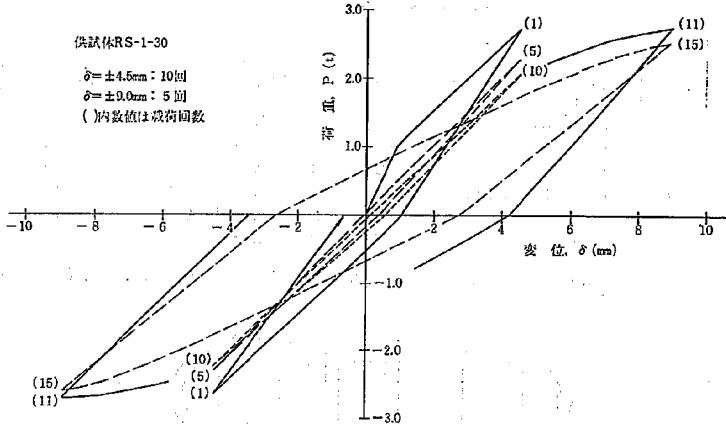


図-3.13 繰返しせん断の荷重-変位曲線 (供試体 RS-1-30)

② 学会基準による所定の継手長さを有する重ね継手が横方向鉄筋で適切に補強されているときは、降伏変位を振幅とする一方向繰返し載荷のもとでの耐力は、継手のないものと同等であった。横方向補強鉄筋がない場合には、高応力繰返し載荷により極端な耐力低下を生じる。

③ 所定の継手長さを有する重ね継手が横方向鉄筋で適切に補強されているときは、降伏変位ないしその2倍の変位を半振幅とする10回程度の交番繰返し曲げ載荷によっても継手の耐力はほとんど低下しない。ただし、剛性は徐々に低下する。

④ 継手部を補強するための横方向鉄筋量は、ある限度以上に多くしてもその効果は小さい。

⑤ 重ね合わせる鉄筋にフックを設けた場合、継手長さが短かいと繰返し載荷の進行とともに耐力が低下し、フック部の応力が増加する傾向がある。したがって、フックを設ける場合でも継手長さを大幅に低減するのは危険である。

(3) 鉄筋重ね継手の実験 (ブロック供試体による実験)

1) 概説

梁の実験により、高応力の繰返しを受ける鉄筋の重ね継手の耐力におよぼすコンクリート強度、継手長さ、継手部の補強方法など各要因の影響についてある程度の知見を得た。しかし、構造物の対象を単一柱形式のRC橋脚に絞った場合、重ね継手が置かれる場の応力状態は、3. [2]. (2) で扱った梁の場合とは異なるため、橋脚の応力状態にちかい応力場での継手の性能を確かめる必要があると考えた。

そこで、橋脚の一部を切り出した形のブロック供試体による、2シリーズの実験を行った⁽⁴⁾。まず、シリーズ [II-1] では、単一の継手がコンクリート中におかれた状態の供試体を用いて、継手単体としての基本的な性状、とくに横方向鉄筋の配置方法が継手の性状におよぼす影響を見出すことを試みた。つぎにシリーズ [II-2] では、実際の構造物におけるような複数の鉄筋 (継手) が並列に設けられた場合の、継手相互の干渉の影響をも含めた継手の性状を調べることを目的とした。

2) シリーズ [II-1] の実験

a) 実験方法

i) 供試体

供試体内の応力状態をできるだけ実際の橋脚のそれにちかい状態とするため、供試体は図-3.14に示すように橋脚の一部を切り取った状態のブロック状とした。供試体は表-3.4に示す6体で、これらの構造概要は図-3.15のとおりである。

軸方向鉄筋は、継手部に偏心による曲げが作用しないように2組の継手を対称的に並列に設けた。この場合、継手単体の基本的性状を観察するために、2組の継手は十分な間隔をとって配置し、相互に影響し合わないようにした。

継手長さは、学会基準による規定値の30φ^(注)としたものと、比較のために20φとしたものの2種類とした。軸方向鉄筋の純かぶり厚は、30mmとした。横方向鉄筋は、

(注) 継手長さ: $l = \frac{\sigma_{st} \cdot A_s}{U \cdot \tau_{cs}} = \frac{\sigma_{st} \cdot \pi \phi^2 / 4}{\pi \phi \cdot \tau_{cs}} = \frac{\sigma_{st}}{4 \tau_{cs}} \cdot \phi = \frac{1800}{4 \times 15} \cdot \phi = 30\phi$
ただし、 σ_{st} : 許容引張応力 (≒1800kg/cm²)、 τ_{cs} : 許容付着応力 (≒15kg/cm²)、 U : 鉄筋の周長、 A_s : 鉄筋の断面積

表-3.4 供試体〔シリーズ(II-1)〕

供試体 番 号	軸 方 向 鉄 筋			横 方 向 鉄 筋				
	呼び名	本数(本)	継手長さ	呼び名	本 数	断面積 (cm^2)	間 隔 (mm)	軸方向鉄筋量(1本当 り)に対する割合(%)
A 1	D22	2	30φ(660mm)	φ 6	4	1.12	200	30
A 2	"	"	"	D10	4	2.85	200	74
A 3	"	"	"	D13	2	2.53	600	65
A 4	"	"	20φ(440mm)	φ 6	3	0.85	200	23
A 5	"	"	"	D10	3	2.14	200	56
A 6	"	"	"	D10	2	1.42	400	37

(注) 偏心曲げを打消すために2本並列しているが、十分な間隔をおいているのでそれぞれ独立した状態にあるとみなせる。

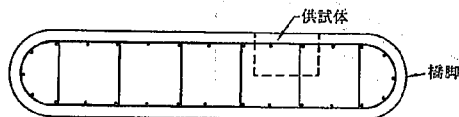


図-3.14 供試体のモデル

表-3.5 使用材料の品質〔シリーズ(II-1)〕

鉄筋	呼 び 名	材 質	降 伏 点 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)	伸 び (%)	備 考						
	D22	SD30	3849	5881	25	3本の平均値。 鉄筋は、横ブシ異形鉄筋。						
コンクリート	使用材料	セメント：早強ポルトランドセメント、混和剤：ボゾリス No. 5L 粗 骨 材：碎石（最大寸法：20mm）、細骨材：川砂										
	配 合	設計基準強度 σ_{ck} (kg/cm ²)	スランプの 範囲 (cm)	空 気 量 の 範 囲 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					
		210	5±1	3±1	70	55	W	C	S	G		
							154	220	1085	913		
	強 度	供試体番号	A 1	A 2	A 3	A 4	A 5	A 6	平 均			
		圧縮強度(注) (kg/cm ²)	197	182	180	181	191	189	187			

(注) それぞれφ10×20cm 現場養生供試体3本の平均値。材料は、それぞれのブロック供試体実験日とした。

鉄筋の種類と本数との組合わせを数種に変えたが、これらのうち供試体 A3 および A6 は横方向鉄筋を継手の端部に集中的に配置してみたものである。

使用材料の品質は、表-3.5 に示すとおりである。

ii) 載荷方法

図-3.16 に示すような装置により、両引きの繰返しを行った。供試体は鋼製ローラー(φ25mm)上に置き、鉄筋の緊張に伴うコンクリートブロックの移動を拘束しないようにした。載荷には、能力50tの油圧ジャッキを用いた。

荷重はロードセルで測定し、まず軸方向鉄筋の許容応

力度($\sigma_{sk}=1800\text{ kg}/\text{cm}^2$)に対応する荷重で1回、規格降伏点($\sigma_y=3000\text{ kg}/\text{cm}^2$)相当の荷重で10回の載荷を行った。その後は、突如に鉄筋が降伏するまで荷重を上げ、そのときのコンクリート中に埋込まれた部分の鉄筋の相対変位を尺度として、図-3.17 に示すような履歴の定変位繰返し載荷を行った。

iii) 計測方法

荷重値はロードセルにより測定した。コンクリート中の重ね継手部の鉄筋の相対変位測定は、図-3.18 に示すようなダイヤルゲージ(最小目盛1/100mm)を用いた相対変位測定装置を使用した。継手部の鉄筋の、端部か

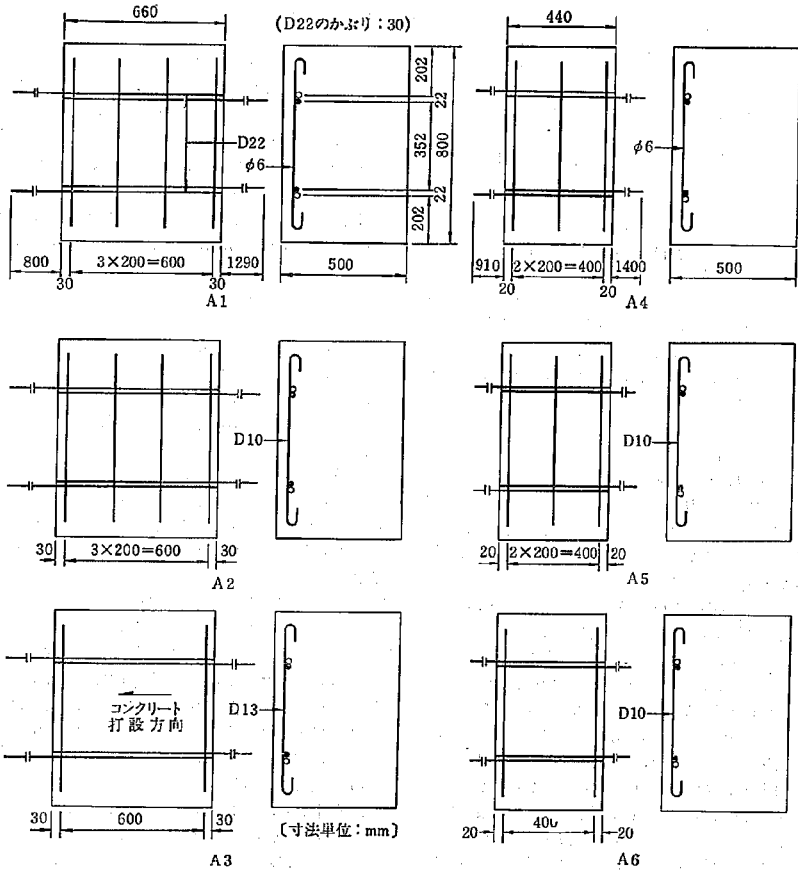


図-3.15 供試体〔シリーズ (II-1)〕

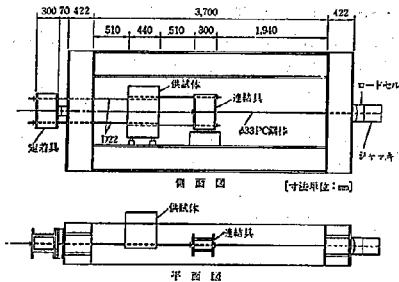


図-3.16 荷重装置〔シリーズ (II-1)〕

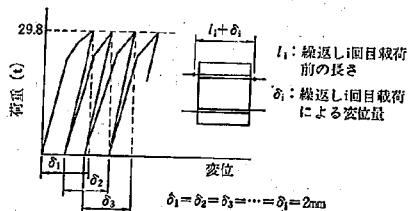


図-3.17 変位制御による荷重履歴〔シリーズ (II-1)〕

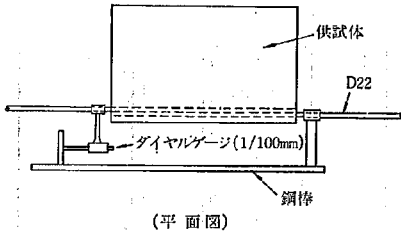


図-3.18 相対変位測定装置

ら測って継手長さの1/4の位置におけるひずみを、ワイヤストレーンゲージにより測定した。コンクリート表面のひびわれ状況は目視により観測したが、軸方向鉄筋沿いの縦ひびわれについては、継手鉄筋上の5断面において、コンタクトゲージによりひびわれ幅の変化を測定した。

b) 実験結果および考察

i) 耐力および鉄筋の相対変位

各供試体の耐力(最大荷重)、その他の諸量と破壊状況の概略を表-3.6に、また、繰返し載荷に伴う鉄筋の相対変位量の変化を図-3.19に示す。これらより、つぎのことが考察される。

① 継手長さ30φのA1~A3は、いずれも規格降伏点相当の荷重10回の繰返しでは破壊しなかった。これらのうち、A1、A2は実降伏点レベルでの変位制御による繰返し載荷(荷重36.0~39.2t)により破壊したが、A3は変位制御による繰返し載荷(最大荷重39.0t)で鉄筋の相対変位が20mmになっても破壊しなかった。また、これらはいずれも破壊までに、鉄筋降伏時の相対変位量(2mm)の少なくとも7倍の相対変位を示した(図-3.19)。これらの結果から、継手長さが30φで、継手部が軸方向鉄筋1本当りの30%程度以上の鉄筋量の横方向鉄筋で補強されているときは、鉄筋の実降伏点を伝達するのに十分な耐力と靱性を有するものといえる。

② 継手長さ20φのA4~A6は、いずれも規格降伏点力の10回の繰返しでは破壊しなかった。しかし、A4、A6は実降伏点に達する前に、A5は実降伏点力に達したのち間もなく破壊しており、継手長さ30φの場合と比較して耐力および靱性はきわめて乏しい。すなわち、継手長さ20φでは十分な継手機能を得ないといえる。

③ 横方向補強鉄筋量との関係を見るため、継手長さ30φのA1とA2とを比較した場合、A1よりも太径の鉄筋を用い補強鉄筋量も多くしたA2の方がやや大きな耐力を示している。しかし、横方向鉄筋量を

2倍以上としたことによる耐力増は10%程度にすぎず、その効果は小さい。

継手長さ30φのA2、A3を比較した場合、鉄筋量としてはA3の方がやや少なく、本数では1/2であるにもかかわらず、耐力はA2とほぼ同等で、靱性はA2よりもむしろ大きい傾向を示している。継手長さ20φのA5、A6の比較からも、横方向鉄筋3本のA5と、同径の鉄筋2本を端部にのみ配したA6とで、耐力、靱性の顕著な差は見られない。これは、継手長さが同じ(30φ)で、横方向鉄筋量が同程度のときは、横方向鉄筋を継手区間に分散させて配置するよりも、継手端部に集中的に設ける方が効果的であることを示唆するものと考えられる。

ii) ひびわれおよび破壊状況

最終的なひびわれ状況および破壊時の状況は、表-3.6中に示すとおりである。各供試体とも、ほぼ鉄筋の許容応力度($\sigma_{sk}=1800 \text{ kg/cm}^2$)付近で継手端部に発生したひびわれが軸方向鉄筋沿いに継手中央部に向かって伸長した。図-3.20(a)に示すように、縦ひびわれ幅は継手端部でもっとも大きく、中央部ほど小さくなっており、これは前述のひびわれ伸長の経過と対応している。図-3.20(b)は継手端部のひびわれ幅を示すが、継手長さ30φの供試体では、継手端部にのみD13鉄筋を設けたA3のひびわれ幅がもっとも小さく、図-3.20(a)に見られるように継手中央部のひびわれ幅もA3がもっとも小さくなっている。これは、ひびわれの始発点となる継手端部に太径の鉄筋により大きな拘束力を与えたことによる効果と考えられ、i)に述べたように、横方向鉄筋は継手端部に集中的に設ける方が効果的であることを、さらに裏付けるものといえよう。

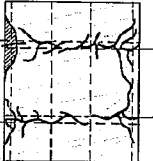
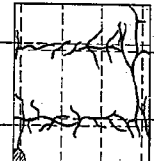
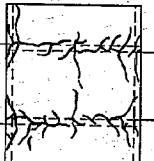
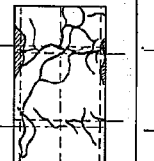
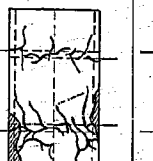
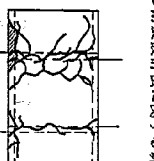
iii) 鉄筋の応力度

継手端部から継手長さの1/4だけ内部に入った点における鉄筋の応力度は、図-3.21のようであった。他の点での測定は行ななかったので、継手全長にわたる応力分布は明らかでないが、継手端部付近の応力度についてみれば、継手長さ30φの場合と20φの場合とで鉄筋応力度に顕著な差がみられる。継手長さ20φの場合は、鉄筋の実降伏点付近の載荷で鉄筋応力度が急増しており、そのためにコンクリートの割裂力も急激に大きくなって、ぜい性的な破壊が生じたものと考えられる。継手長さ30φの場合はこれと対照的に、実降伏点相当の荷重の繰返しにより継手が破壊するまでの間、鉄筋応力度は徐々に増加している。

継手長さ30φおよび20φのいずれの場合も、横方向鉄筋の配置方法の違いによる鉄筋応力度の差異は明確でなかった。

c) まとめ

表-3.6 破壊直前における諸元および破壊状況〔シリーズ(Ⅱ-1)〕

供試体	A 1	A 2	A 3	A 4	A 5	A 6
軸 方 向 鉄 筋	D22	D22	D22	D22	D22	D22
継 手 長 さ (mm)	660 (30φ)	660 (30φ)	660 (30φ)	440 (20φ)	440 (20φ)	440 (20φ)
横 方 向 鉄 筋	4-φ6	4-D10	2-D13	3-φ6	3-D10	2-D10
軸方向鉄筋量 (1本当り)に対する横方向鉄筋の割合 (%)	30	74	65	22	55	37
鉄筋1本当りの最大荷重, $P (t)$	18.0	19.6	19.5	13.6	14.9	14.8
最大計算鉄筋応力度 $\sigma_{cal} (kg/cm^2)$	4650	5060	5040	3500	3850	3820
鉄筋の最大相対変位量 $\delta (mm)$	14	14	20 以上	1.5	3	—
最大付着応力度, $\tau_o (kg/cm^2)$	39.0	42.4	42.2	44.0	48.4	48.0
破 壊 状 況						
備 考	変位制御による12回目の荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	変位制御による13回目の荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	鉄筋の相対変位が20mm ながらも鉄筋は抜け出さず、変位制御による荷重6回で試験打ち切り	処女荷重27.8t 荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	変位制御による1回目の荷重後、しばらくして急激に鉄筋が抜け出して破壊	処女荷重29.8t を荷重中、急激に鉄筋が抜け出して破壊

(注) $\tau_o = \frac{\sigma_{cal} \cdot A_s}{U \cdot l}$, ただし σ_{cal} : 最大計算鉄筋応力度, A_s : 鉄筋の断面積, U : 鉄筋の周長, l : 継手長さ

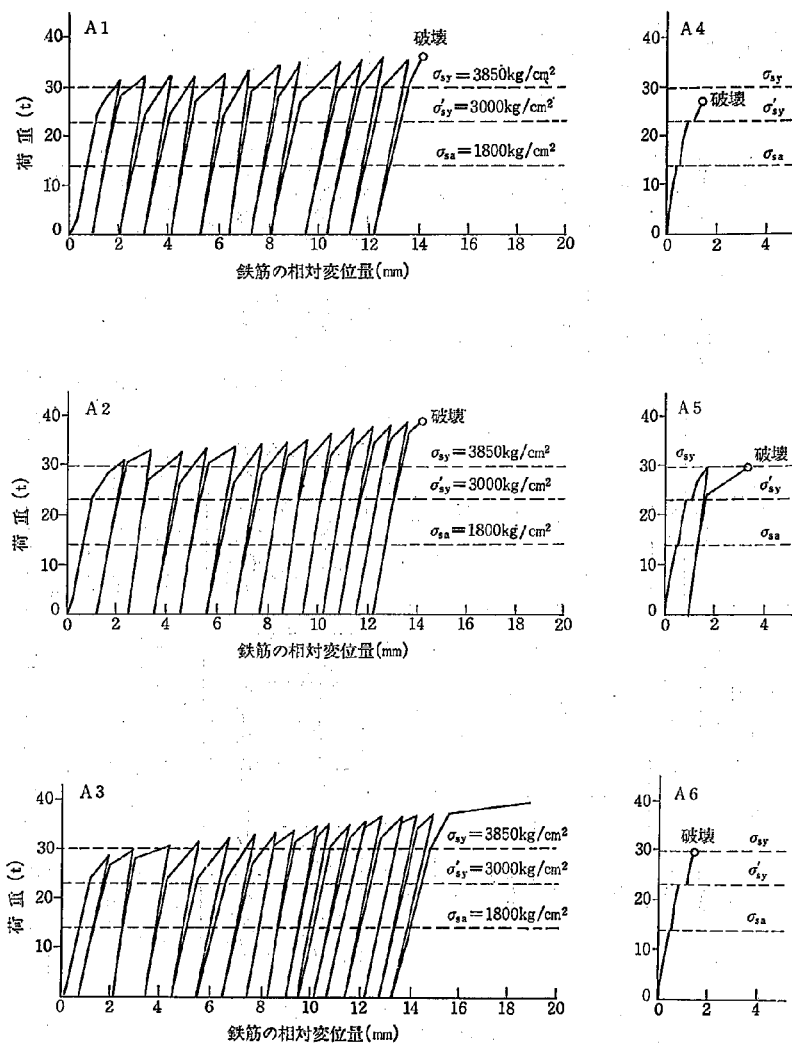


図-3.19 鉄筋の相対変位量〔シリーズ (II-1)〕

表-3.7 供試体〔シリーズ(II-2)〕

供試体 番 号	軸 方 向 鉄 筋			横 方 向 鉄 筋				
	呼び名	本 数	継手長さ	呼び名	本 数	断面積 (cm ²)	間 隔 (mm)	軸方向鉄筋量(1本当 り)に対する割合(%)
B 1	D22	1	30φ(660 mm)	φ 6	4	1.12	200	30
B 2	"	2	"	"	"	"	"	"
B 3	"	4	"	"	"	"	"	"
B 4	"	8	"	"	"	"	"	"
B 5	"	2	20φ(440 mm)	"	"	"	130	"
B 6	"	8	"	"	"	"	"	"
B 7	"	2	30φ(660 mm)	D 10	"	2.85	200	74
B 8	"	8	"	"	"	"	"	"
B 9	D32	2	30φ(960 mm)	φ 9	"	2.56	300	32
B 10	D51	2	30φ(1530 mm)	φ 13	"	5.07	490	25

軸方向鉄筋として D22 を用い、継手長さを 30φ (学会基準による所要長さ) および 20φ とした重ね継手の、高応力繰返し荷重に対する基本的性状を調べるため、橋脚の一部を模したブロック供試体の両引き試験を行った結果、つぎのことが明らかになった。

① 継手長さを 30φ とし、横方向鉄筋量を軸方向鉄筋 1 本当りの 30 % 程度とした重ね継手は、鉄筋の実降伏点相当の荷重の繰返しに対し、十分な耐力と靱性を有する。

② 継手長さを 20φ としたものは、鉄筋の実降伏点力度に達する前後でぜい性的に破壊しており、継手長さ 30φ の場合に比べて耐力、靱性は著しく小さい。すなわち、降伏点レベルの高応力繰返しを受ける場合、継手長さ 20φ では不十分である。

③ 横方向鉄筋量が軸方向鉄筋 1 本当りの 30 % 以上で、しかも横方向鉄筋間隔を同一としたとき、鉄筋量を多くすると耐力は増加する傾向がみられたが、鉄筋量倍増に対応する耐力増加は 10 % 程度で、その効果は顕著でなかった。

④ 継手長さが同じ (30φ) で横方向鉄筋量が同程度のときは、横方向鉄筋を継手区間に分散させて配置するよりも継手端部に集中的に配置する方が効果的である。高応力繰返しによって生じる縦びわれは、継手端部に発生し継手中央部に向かって発達するが、継手端部の補強を大きくすることにより縦びわれの増大が抑制され、そのために継手の靱性が大きくなる。

3) シリーズ〔II-2〕の実験

a) 実験方法

i) 供試体

シリーズ〔II-1〕と同様のブロック供試体を用いた。供試体は表-3.7 に示す 10 体で、これらの構造概要は図-3.22 に示すとおりである。

軸方向鉄筋には D22 を使用し、継手の組数を 1, 2, 4, 8 の 4 種類とした。継手組数 2 のものについては、比較のために軸方向鉄筋として D32 および D51 を用いたものを各 1 体加えた。2 組以上の継手を並列したものの (供試体 B2~B10) の軸方向鉄筋間隔は、重ね継手部の相互干渉の影響が表われやすいように、学会基準による最小間隔 (純間隔 1.5φ, φ は鉄筋直径) とした。継手長さは規定値の 30φ を主体とし、比較のために一部 20φ のものを加えた (供試体 B5, B6)。軸方向鉄筋の純かぶりは、D22 の場合 30 mm, D32 および D51 の場合はそれぞれの鉄筋直径に等しくした。

横方向鉄筋量は、軸方向鉄筋量 (1 本当り) の 30 % を基本とし (供試体 B2~B6, B9~B10)、比較のために一部を 74 % に変化した (供試体 B7, B8)。

使用材料の品質は、表-3.8 に示すとおりである。

ii) 載荷方法

図-3.23 に示すような装置により、両引きの繰返し載荷を行った。供試体の自重は、ローラー付きの台により支持した。載荷には、能力 200 t の油圧ジャッキを用いた。載荷時には、鉄筋継手部の鉄筋軸のずれ (偏心) による回転モーメントによって供試体が上下に傾くのを防ぐため、供試体の上下にコロを挿入して供試体を押え、かつ、水平移動しうるようにした。

荷重はロードセルにより測定し、まず軸方向鉄筋の許容応力度 ($\sigma_{sy} = 2000 \text{ kg/cm}^2$) 相当の荷重で 1 回、規格降伏点 ($\sigma_{sy} = 3500 \text{ kg/cm}^2$) 相当の荷重で 10 回の載荷を行った。その後、鉄筋が実際に降伏するまで荷重を上げ、その時のコンクリート中に埋込まれた部分の相対変

$$\text{注) 継手長さ: } l = \frac{\sigma_{sy} \cdot A_s}{U \cdot \tau_{ca}} = \frac{\sigma_{sy} \cdot \pi \cdot \phi^2 / 4}{\pi \cdot \tau_{ca} \cdot \phi} = \frac{\sigma_{sy}}{4 \tau_{ca}} \cdot \phi = \frac{2000}{4 \times 15} \phi$$

$$= 33.3 \phi \approx 30 \phi$$

ただし、 σ_{sy} : 許容引張応力度 (=2000 kg/cm²)、 τ_{ca} : 許容付着応力度 (=15 kg/cm²)

A_s : 鉄筋断面積、 U : 鉄筋周長、 ϕ : 鉄筋直径

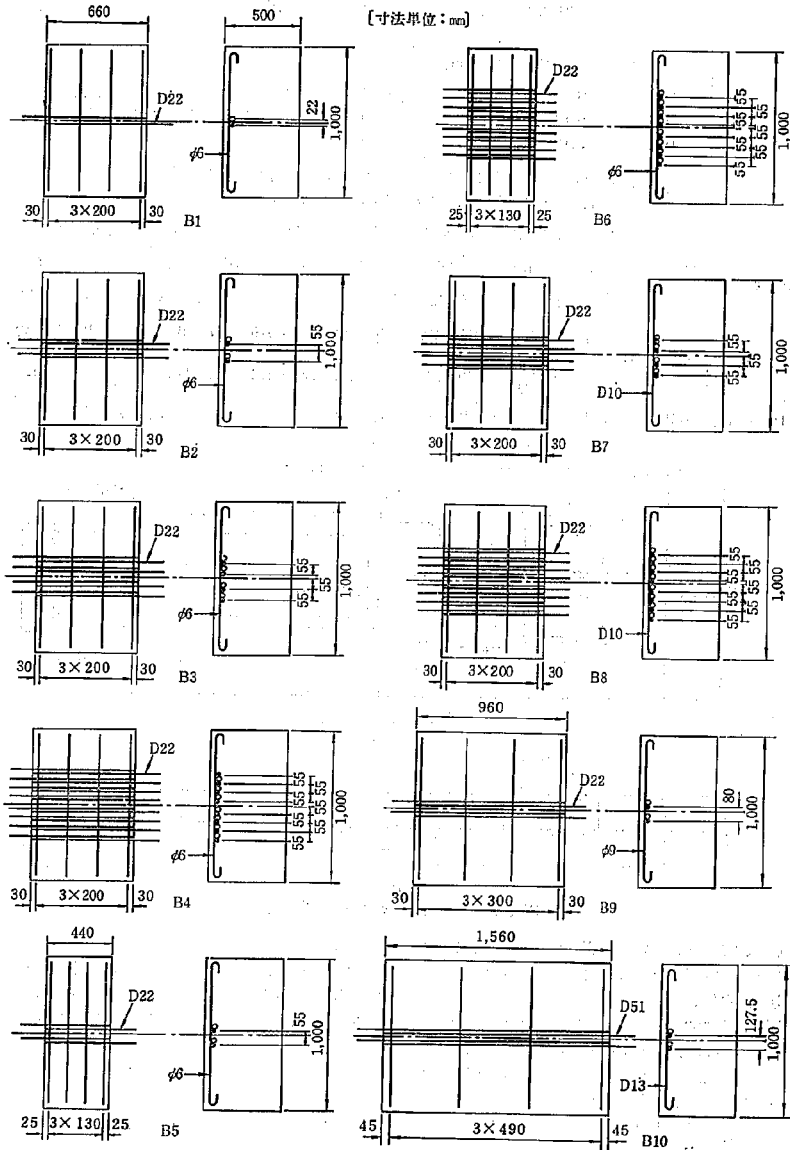


図-3.22 供試体〔シリーズ(Ⅱ-2)〕

表-3.8 使用材料の品質〔シリーズ(II-2)〕

鉄筋	呼 び 名	材 質	降 伏 点 (kg/cm ²)	引 張 強 さ (kg/cm ²)	備 考																
	D22 D32 D51	SD 35 SD 35 SD 35	4261 4550 (注)	6435 (注) (注)	(注) 試験機の容量の関係で測定せず。 鉄筋はいずれも炭フェン型異形鉄筋。																
	使用材料											セメント：早強ポルトランドセメント，混和剤：ポズリス No. 5L 粗 骨 材：碎石（最大寸法：20mm），細骨材：川砂									
	配 合	設計基準強度 σ_{ca} (kg/cm ²)	スランプ (実 測) (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)															
210		8~12	70	55	W	C	S	G													
強 度	供試体番号	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	平 均									
	圧縮強度 ¹⁾ (kg/cm ²)	210	222	275	240	230	264	240	241	230	264	242									

1) それぞれφ10×20 cm 現場養生供試体3本の平均値。材料はそれぞれのブロック供試体の実験日とした。

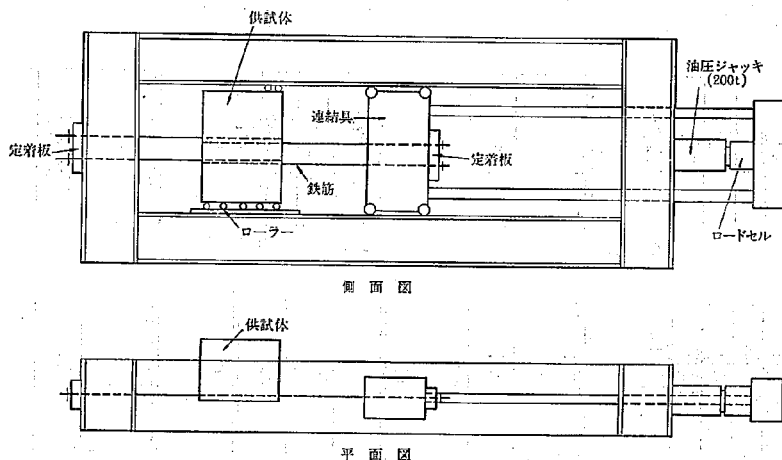


図-3.23 載荷装置〔シリーズ(II-2)〕

位置を尺度として，シリーズ〔II-1〕の場合と同じ履歴の定変位繰返し載荷（図-3.17 参照）を行った。

iii) 計測方法

軸方向鉄筋のひずみは，外部鉄筋についてはブロック端部から10 cm 外側，コンクリート内部の鉄筋についてはブロック端部から10 cm 内側の位置と継手中央部とにおいて，それぞれ2枚のワイヤストレインゲージにより測定した。それぞれ2枚のゲージの平均値を各点の測定値とした。

コンクリート中の重ね継手部の鉄筋の相対変位は，シリーズ〔II-1〕の場合と同様の相対変位測定装置により

測定した。

コンクリート表面のひびわれ状況は，目視により観測したが，軸方向鉄筋沿いの縦ひびわれについては，継手区間の5断面におけるひびわれ幅を顕微鏡により1/100 mm まで測定した。

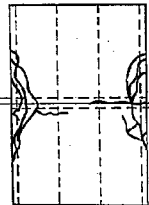
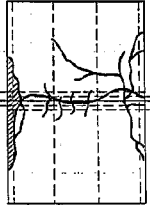
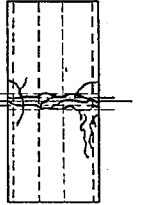
b) 実験結果および考察

i) 耐力

各供試体の耐力（最大荷重）その他破壊直前における諸量と破壊状況の概要をまとめると，表-3.9 のようである。これより，つぎのことが考察される。

① 軸方向鉄筋1本（供試体 B1）の場合には，鉄

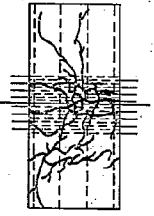
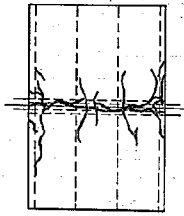
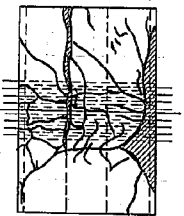
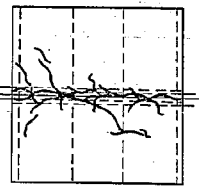
表-3.9 破壊直前における諸元および破壊状況〔シリーズ(Ⅱ-2)〕

供試体	B 1	B 2	B 3	B 4	B 5
軸方向鉄筋	D22 (1本)	D22 (2本)	D22 (4本)	D22 (8本)	D22 (2本)
継手長さ(mm)	660 (30φ)	660 (30φ)	660 (30φ)	660 (30φ)	440 (20φ)
横方向鉄筋 ¹⁾	4-φ6 (30)	4-φ6 (30)	4-φ6 (30)	4-φ6 (30)	4-φ6 (30)
鉄1筋本当りの最大荷重, P ₁ (t)	18.4	15.3	15.0	8.75	9.0
最大計算鉄筋応力度, σ _s cal (kg/cm ²)	4753	3952	3875	2260	2325
鉄筋の最大相対変位量, δ(mm)	20以上	7.7	5.8	(測定不能)	3.1
最大付着応力度 ²⁾ τ ₀ (kg/cm ²)	39.8	33.1	32.5	18.9	29.2
破壊状況					
摘要	鉄筋の相対変位が20mmになっても鉄筋は抜け出さず	変位制御による7回目の載荷中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	変位制御による4回目の載荷中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	処女載荷70t (8.75t/本) 載荷終了後、急激に鉄筋が抜け出して破壊	処女載荷18t (9t/本) 載荷中、急激に鉄筋が抜け出して破壊

1) () 内は、軸方向鉄筋量 (1本当り) に対する割合 (%)

2) $\tau_0 = \frac{\sigma_s \text{ cal} \cdot A_s}{U \cdot l}$, ただし $\sigma_s \text{ cal}$: 最大計算鉄筋応力度, A_s : 鉄筋断面積, U : 鉄筋の周長, l : 継手長さ

(表-3.9 つづき)

供試体	B 6	B 7	B 8	B 9	B 10
軸方向鉄筋	D22 (8本)	D22 (2本)	D22 (8本)	D32 (2本)	D51 (2本)
継手長さ (mm)	440 (20φ)	660 (30φ)	660 (30φ)	960 (30φ)	1560 (30φ)
横方向鉄筋(註)	4-φ6 (30)	4-D10 (74)	4-D10 (74)	4-φ9 (32)	4-D13 (25)
鉄筋1本当りの最大荷重, P (t)	7.5	15.5	11.8	28.0	81.5
最大計算鉄筋応力, σ_s cal (kg/cm ²)	1937	4004	3048	3526	4021
鉄筋の最大相対変位量, δ (mm)	0.4	5.7	(測定不能)	2.2	13
最大付着応力, τ_0 (kg/cm ²)	24.3	33.5	25.5	29.2	33.3
破 壊 状 況					
摘 要	処女荷重 60 t (7.5 t/本) 載荷中、急激に鉄筋が抜け出して破壊	変位制御による5回目の載荷で、相対変位 2 mm に達する直前に急激に鉄筋が抜け出して破壊	荷重制御 94.4 t の載荷 2 回終了後、急激に鉄筋が抜け出して破壊、鉄筋抜け出し量: 32 mm	荷重制御 47 t の 10 回繰返し終了後、変位制御による載荷で荷重 56 t に達したとき、急激に鉄筋が抜け出して破壊	変位制御による 10 回の繰返しでは破壊せず、さらに荷重を 163 t まで上げたとき、急激に鉄筋が抜け出して破壊

(注) () 内は、軸方向鉄筋量 (1 本当り) に対する割合 (%)

筋の相対変位が 20mm に達しても、抜け出さなかったことが示すように、高応力の繰返し荷重に対してきわめて靱性が高い。このことから、重ね継手の構造としては、継手長さを 30φ とし、軸方向鉄筋量 (1 本当り) の 30 % 程度の横方向鉄筋で補強することです十分であると思われる。

② 軸方向鉄筋 2 本で、継手長さ 30φ の場合 (供試体 B2, B7, B10) は、いずれも最大鉄筋応力度はほぼ等しく、降伏点にも近い値となっている。B2 と B7 の耐力がほぼ同じであることは、継手長さが 30φ で補強鉄筋量が 30 % 以上であれば、補強鉄筋量を増すことによる耐力増への効果は期待できないことを示しているといえよう。

③ B2, B3, B4, B5 を比較した場合、継手長さ (30φ) および補強鉄筋量 (30%) が同じでも、軸方向鉄筋が学会基準による最小間隔 (純間隔 1.5φ) で配置された場合には、軸方向鉄筋本数が増えるにつれて耐力が低下することが明らかである。とくに、軸方向鉄筋 8 本 (B4) の場合には、軸方向鉄筋 1 本 (B2) の場合に比べて耐力は 1/2 以下に低下しており、破壊の起り方もぜい性的になっている。

④ B2 と B7 の軸方向鉄筋 2 本の場合には、補強鉄筋量の増減による耐力への影響はほとんど認められないのに対し、B4 と B8 の軸方向鉄筋 8 本の場合には補強鉄筋量が 30 % から 74 % に増加したことによる耐力増加の傾向がみられる。B4 は鉄筋の許容応力度を若干上まわったところで破壊したのに対し、B8 は規格降伏点相当の荷重の繰返しの段階で破壊している。このことは、実橋脚で鉄筋 (重ね継手) が密に配置されているような場合には、補強鉄筋は軸方向鉄筋 1 本の断面積の 30 % 程度の量では十分とはいえないことを示唆しているものと考えられる。

⑤ B2, B9, B10 の 3 体を比較すると、継手長さ 30φ、軸方向鉄筋 2 本、補強鉄筋量約 30 % であるとき、軸方向鉄筋径の変化による規則性は見られない。しかし、B10 のコンクリート強度が他の 2 つよりも 30~40 kg/cm² 大きく、したがってそれによる耐力増が含まれていることを考えると、3 者同列で比較する場合は B10 の耐力は低減して評価する必要がある。軸方向鉄筋 4 本の B3 が、軸方向鉄筋 1 本の B1 および軸方向鉄筋 2 本の B2 に比べて鉄筋本数の増加による耐力低下がわずかにとどまっているのも、B3 のコンクリート強度が他の 2 つより 50~60 kg/cm² 大きかったことが原因していると思われる。以上のことを考慮に入れたとき、継手長さや補強鉄筋量が同一の場合、軸方向鉄筋径が大きくなると耐力は低下する傾向にあるものと思われる。

⑥ 継手長さが 20φ の B5 と B6 とを比較すると、補強鉄筋量が同じで軸方向鉄筋本数が 2 本から 8 本に増えても耐力の著しい低下は認められず、ともに鉄筋の許容応力度前後の応力度に達したときぜい性的に破壊している。この場合は、軸方向鉄筋本数の影響よりも、継手長さの影響が大きかったものと考えられる。軸方向鉄筋 2 本の B2 と B5 とを比較しても、継手長さが 20φ になるとかなり耐力が低下している。しかし、横方向鉄筋 8 本の B4 と B6 とを比較すると、継手長さ 30φ と 20φ とで耐力に大きな差はなく、継手長さの影響は顕著には現われていない。このことから、前述のように、鉄筋 (重ね継手) が密に配置されているような場合には、継手長さを 30φ としても B4 のような補強鉄筋量では十分とはいえないものと推察される。

ii) 鉄筋の応力度

荷重と鉄筋応力度との関係を示すと図-3.24 のとおりで、これより外部鉄筋 (ブロックの外側) の応力度に対する継手中央部の鉄筋の応力度の割合を求めると、表-3.10 のようである。

表-3.10 と、表-3.9 に示す耐力および破壊状況とを対比すると、つぎのことがわかる。実降伏点相当の高応力繰返しでも破壊せず大きな靱性を示した B1 では、継手中央部応力は外部鉄筋応力の 17 % できわめて小さい。これに対し、耐力が著しく小さかった B4, B5, B6 では、破壊時直前に継手中央部応力は外部鉄筋応力の 50 % 程度ないしはそれ以上となっている。継手長さが 20φ のものや軸方向鉄筋本数が 8 本の場合は、低荷重段階から継手中央部の応力の割合が大きく、荷重の増加とともに継手中央部応力が増加する傾向を示し、このことから、破壊直前においては継手中央部の鉄筋応力がかなり大きくなってコンクリートに作用する割裂力も大きくなり、そのために耐力は小さく、破壊はぜい性的なものと考えられる。

B2 と B7 とを比較すると、軸方向鉄筋本数および継手長さが同じでも、横方向鉄筋量の多い B7 の方が外部鉄筋に対する内部鉄筋の応力はやや小さく、耐力は幾分大きくなっている。また、B1~B4 を比較すると、継手長さ、補強鉄筋量が同じでも、軸方向鉄筋本数が多いほど明らかに内部鉄筋の応力の割合が大きくなっており、それに相応して耐力は小さくなっている。

以上のことより、継手長さが 20φ のものや、継手長さは 30φ でも鉄筋 (継手) 数が多いときは、鉄筋の引張力を十分に伝達するだけの付着力が継手部において不足しているとみなせよう。すなわち、継手長さ 20φ では長さが不足であり、また、多くの鉄筋 (重ね継手) が密に配置される場合には横方向鉄筋量を多くする必要があるこ

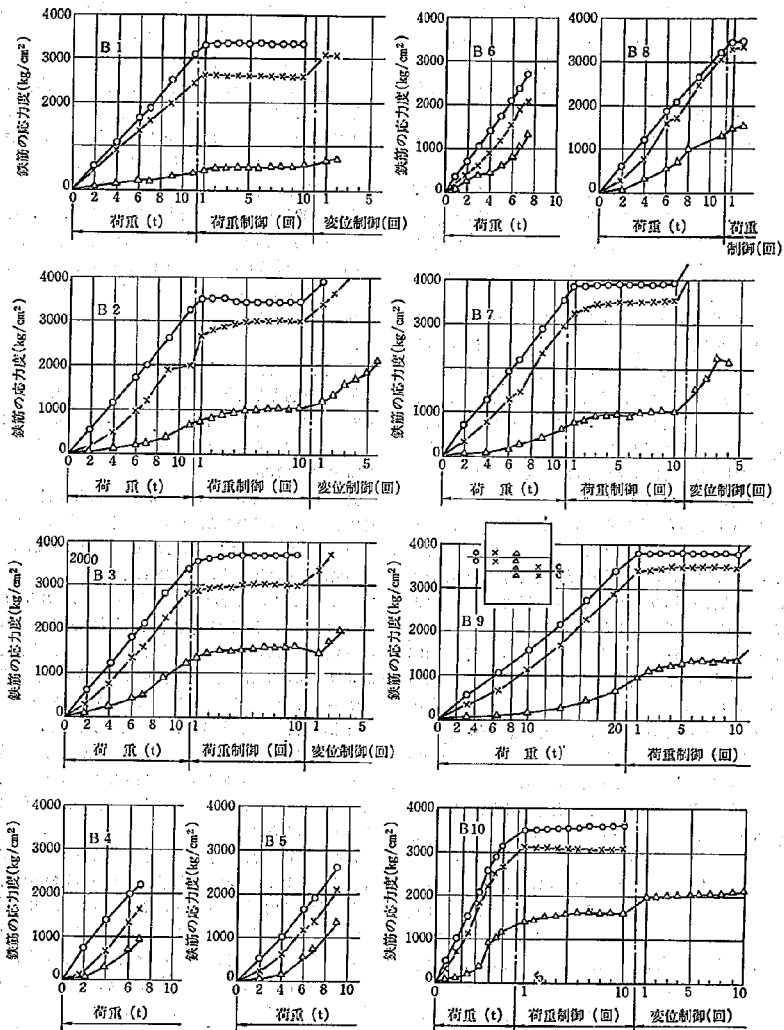


図-3.24 鉄筋の応力度〔シリーズ (II-2)〕

表-3.10 外部鉄筋応力に対する継手中央部鉄筋応力の割合〔シリーズ(II-2)〕

供試体 番号	軸方向鉄 筋本数	継手長さ	横方向鉄筋量 (%)	外部鉄筋応力に対する継手 中央部鉄筋応力の割合(%)
B 1	1	30φ	30	17 (3500 kg/cm ² 繰返し, 10回終了時)
B 2	2	30φ	30	31 (" ")
B 3	4	30φ	30	43 (" ")
B 4	8	30φ	30	63 (破壊直前)
B 5	2	20φ	30	52 (")
B 6	8	20φ	30	49 (")
B 7	2	30φ	74	27 (3500 kg/cm ² 繰返し, 10回終了時)
B 8	8	30φ	74	43 (破壊直前)
B 9	2	30φ	32	37 (3500 kg/cm ² 繰返し, 10回終了時)
B 10	2	30φ	25	44 (" ")

とを示していると考えられる。

iii) 鉄筋の相対変位

繰返し載荷に伴う鉄筋の相対変位量の変化を、図-3.25に示す。

B 1, B 2, B 7は鉄筋応力度 3500 kg/cm²の繰返しに對しても弾性的挙動を示し、とくに B 1は相対変位が 20 mm におよんでも耐力、靱性を保持している。このことから、鉄筋本数が少ない場合には、継手長さ 30φ、補強鉄筋量 30 % 程度で十分な継手性能を発揮させることがわかる。

B 3, B 10は、如女載荷では荷重に対して非線型の相対変位を示しているものの、鉄筋応力 3500 kg/cm²の繰返し段階では弾性的挙動を示しており、耐力も B 1, B 2, B 7に匹敵する大きさを示した。これより、鉄筋応力 3500 kg/cm²の繰返しに對して弾性的挙動を示している間は安全であると思われる。

継手長さ 20φのものや、継手長さは 30φでも鉄筋本数 8本のものは、高応力の繰返しに對して靱性が小さく、鉄筋の相対変位量が小さいうちにぜい性的に破壊している。

iv) ひびわれ状況

各供試体ともほぼ鉄筋の許容応力度付近で継手端部にひびわれが発生し、継手部中央に向って伸長した。縦ひびわれ幅は継手端部でもっとも大きく、中央部ほど小さくなる傾向を示している。

継手長さが 20φのものや、継手長さが 30φでも軸方向鉄筋 8本のものでは、鉄筋の許容応力度付近で発生した縦ひびわれが継手中央部まで伸長しないうちに、継手が破壊している。

これらのことより、補強鉄筋はできるだけ継手端部の縦ひびわれを拘束するように配置するのが合理的と考えられ、このことは、シリーズ〔II-1〕の実験である程度たしかめられているところである。

c) まとめ

軸方向鉄筋として D 22 を使い、継手長さを 30φとした場合を主体とし、軸方向鉄筋 8本までを学会基準の最小間隔で配置した場合の、高応力繰返しに對する重ね継手の挙動を、橋脚の一部を模したブロック供試体の両引き試験によって調査した。その結果、つぎのことがわかった。

① 軸方向鉄筋 D 22 の単一重ね継手（鉄筋間隔が十分大きい場合）では、継手長さを 30φとし、横方向補強鉄筋量を軸方向鉄筋 1本の 30 % 程度とすれば、実降伏点レベルの高応力繰返しに對し、十分な耐力と靱性を示す。しかし、多数の軸方向鉄筋（重ね継手）が密に配置されているときは、鉄筋本数が多いほど耐力は低下し、破壊の起り方はぜい性的となる。

② ①の現象を鉄筋の応力度の面からみると、単一重ね継手では継手部の鉄筋応力がもっとも小さく、鉄筋本数が多くなるほど継手部応力が大きくなっており、それに相應して継手の耐力、靱性が低下している。これは、継手部鉄筋応力が多いほどコンクリートに生じる割裂力が大きくなるためと考えられる。

③ 継手長さが 30φの場合、鉄筋本数が少ないときは横方向鉄筋量を増すことによる耐力・靱性の向上はみられないが、多数の鉄筋が密に配置されているときは横方向鉄筋量を増すことによって耐力・靱性が増大する傾向がある。

④ 以上のことから、多数の重ね継手が狭い間隔で並列して設けられるとき、すなわち、橋脚の一面面に重ね継手が集中する場合には、継手長さを 30φ以上に伸ばすか、あるいは補強鉄筋量をふやかして継手部の鉄筋応力を減少させ、継手の耐力と靱性を確保することが必要であると考えられる。

⑤ 継手長さが 20φ程度では、高応力繰返し載荷時に鉄筋応力を十分に伝達するだけの付着力が得られず、鉄筋の許容応力度程度の応力の繰返しによってぜい性的な破壊を生ずるので、継手の耐震性は不十分で

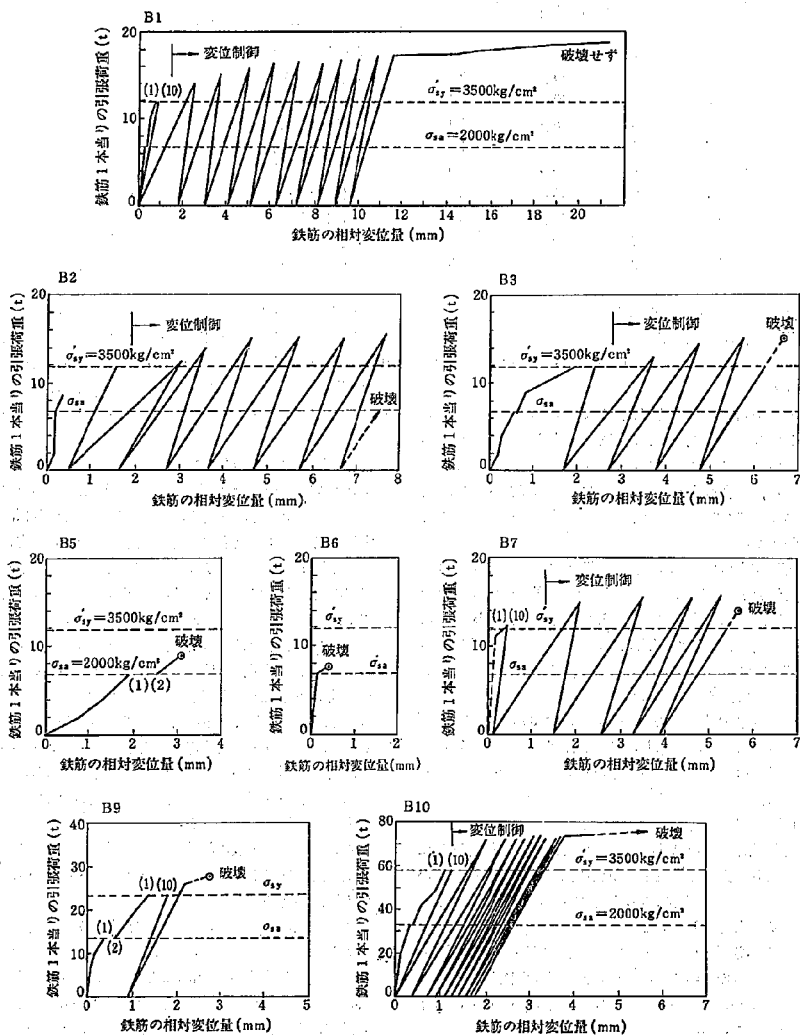


図-3.25 鉄筋の相対変位量〔シリーズ(Ⅱ-2)〕

表-3.11 使用材料 (シリーズA)

鉄筋	呼び名	材 質	降 伏 点 (kg/cm ²)	引張強さ (kg/cm ²)	伸 び (%)	備 考				
	D16	SD 35	3800	5800	22	横フン型異形鉄筋				
コンクリート	使用材料	セメント：普通ポルトランドセメント 骨 材：河川産砂利（最大寸法 20 mm）および砂								
	配 合	目標強度 (kg/cm ²)	スランプ の 範 囲 (cm)	空気量の 範囲 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/cm ³)			
							W	C	S	G
		200	7±2	2±1	65	38	185	285	674	1109
	圧 縮 強 度	標準養生：194～224 kg/cm ² 現場養生：190～217 kg/cm ²								

ある。

⑥ 継手長さや補強鉄筋量が同一の場合、軸方向鉄筋径が大きいほど耐力が低下する傾向がうかがわれる。

4) 総 括

軸方向鉄筋として D 22 を用い、継手長さを 30φ とした場合を主体として、軸方向鉄筋 1 本が独立している状態の場合と、軸方向鉄筋 8 本までを学会基準による最小間隔で配置した場合とについて、地震時におけるような高応力繰返し下における重ね継手の挙動を、橋脚の一部を模したブロック供試体の両引き実験によって調査した。その結果、つぎの知見が得られた。

① 軸方向鉄筋として D 22 を用いた場合で、継手長さを 30φ とし、横方向補強鉄筋量を軸方向鉄筋 1 本の 30% 程度とした場合、鉄筋（継手）間隔が十分大きいときは鉄筋の実降伏点レベルの高応力の繰返しに対し、十分な耐力と靱性を示す。しかし、軸方向鉄筋（継手）が密に配置されているときは、鉄筋本数が多くなるほど耐力は低下し、破壊の起り方もぜい性的となる。

② 継手長さが 30φ の場合、鉄筋本数が少ないときは横方向鉄筋量を増すことによる耐力・靱性の向上への寄与は小さい。しかし、多数の鉄筋（継手）が密に配置されているときは、横方向鉄筋量を増すことにより耐力・靱性が増大する傾向がある。

③ したがって、多数の重ね継手が狭い間隔で並列に設けられる場合には、継手長さを 30φ 以上とするか、または横方向鉄筋量をふやして、継手部の鉄筋応力を減少させ、継手の耐力と靱性を確保する必要がある。

④ 継手部の捻じりわれは継手端部に発生し、継手中央部に向かって発達することから、継手端部の補強を強力にすればひびわれの発達が抑制され、継手部の靱性は向上する。

⑤ 継手長さ 20φ では耐力、靱性とも不十分で、継

手の耐震性は期待できない。

⑥ 継手長さ、補強鉄筋量が同一のとき、軸方向鉄筋径が大きいほど耐力は低下する傾向がうかがわれる。

(4) 鉄筋の定着に関する実験

1) 概 説

学会基準による鉄筋の定着長さは、鉄筋 1 本 1 本が独立した状態でコンクリート中に埋込まれていることを前提として決定されている¹⁰⁾。しかし、RC 橋脚において軸方向鉄筋が地震時の水平力により大きな引張力を受けた場合、鉄筋が密に配置されていると鉄筋の相互干渉の影響により鉄筋 1 本当りの定着強度が低下することが懸念される。

そこで、軸方向鉄筋が密に配置されている場合、その定着長さ、鉄筋本数等が鉄筋の定着強度および破壊性状におよぼす影響を明らかにすることを目的として、A、B 2 シリーズの模型実験を行った^{11), 12)}。シリーズ A では、鉄筋引抜き試験によって鉄筋の定着長さおよび鉄筋本数と定着強度との関係調べた。また、シリーズ B では、実際の橋脚におけるように柱の曲げによって軸方向鉄筋が引張力を受ける状態とした供試体によって、同様の調査を行った。

2) シリーズ A の実験

a) 使用材料

使用材料の品質は、表-3.11 に示すとおりで、軸方向鉄筋としては D 16 異形鉄筋 (SD 35) を使用した。

b) 供試体および載荷方法

地震時の水平力による曲げモーメントによって柱とフーチングとの接合面にひびわれが生じ、軸方向鉄筋が曲げによる全引張力を受け持っている状態を考え、フーチ

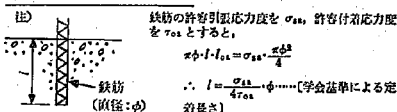
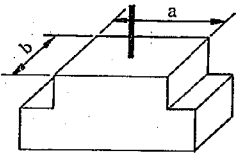
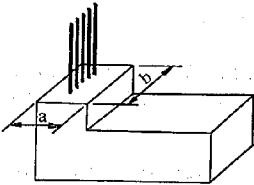
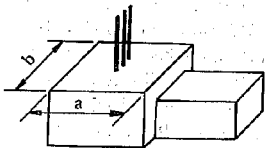
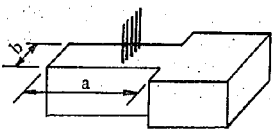


表-3.12 供試体 (シリーズ A)

番 号	鉄筋本数 (本)	定着長さ (cm)	a (cm) $\times$ b (cm)	供 試 体 概 形
A 1	1	5	50 $\times$ 50	
A 2	1	7	50 $\times$ 50	
A 3	1	10	50 $\times$ 50	
A 4	1	13	50 $\times$ 50	
A 5	1	15	50 $\times$ 50	
A 6	1	10	40 $\times$ 60	
A 7	2	10	40 $\times$ 60	
A 8	3	10	40 $\times$ 60	
A 9	4	10	40 $\times$ 60	
A 10	5	10	40 $\times$ 60	
A 11	3	10	80 $\times$ 100	
A 12	3	15	120 $\times$ 140	
A 13	無 数	10	80 $\times$ 24	
A 14	無 数	15	120 $\times$ 24	
A 15	無 数	20	160 $\times$ 24	

ングに定着された鉄筋を直接引張る方法とした。

供試体は表-3.12に示す15体である。A1～A5は鉄筋1本のときの定着長さ(l)と定着破壊強度(P)との関係を、A6～A10は $l=10$ cm一定として鉄筋本数(n)と P との関係を、それぞれ求めることを目的としたものである。供試体の形状・寸法は図-3.26に示すとおりで、載荷時の反力によるせん断の影響を排除するため、反力をとる面には段を設けた。A13～A15は、鉄筋が無数に多い中から一部を取り出したものを想定しており、幅24 cmのなかに5本の鉄筋を定着している。鉄筋の中心間隔は45 mmとした。すべての供試体は、フーチングが曲げおよびせん断によって破壊しないように、軸方向鉄筋定着部の下方に十分な量の配筋を行って補強

した。

載荷は、図-3.27に示すような方法によった。すなわち、鉄筋1本の場合は、図-3.27(a)に示すように、セクターホールジャッキで鉄筋を引抜く方法によった。鉄筋が複数本の場合にこの方法を用いると曲げが大きくなって定着部付近が曲げ破壊することが懸念されたため、供試体A6～A15については、図-3.27(b)に示すように鉄筋の反対側にPC鋼棒を配し、鉄筋とPC鋼棒の中心のジャッキを押し上げて鉄筋に引張力を与える方法によった。荷重値の計測は、ジャッキに取付けた電動油圧ポンプの荷重計によった。

c) 実験結果および考察

定着破壊強度は、表-3.13に示すとおりであった。こ

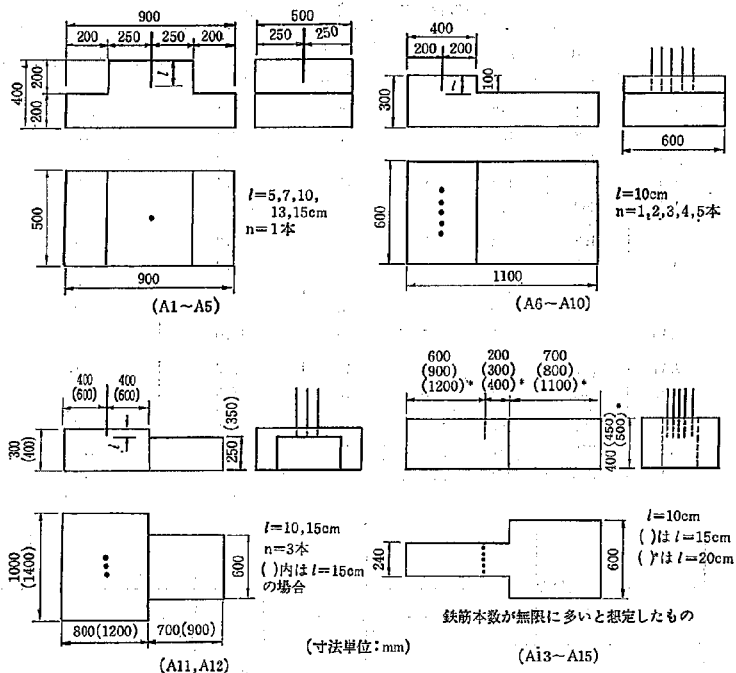


図-3.26 供試体の形状寸法 (シリーズA)

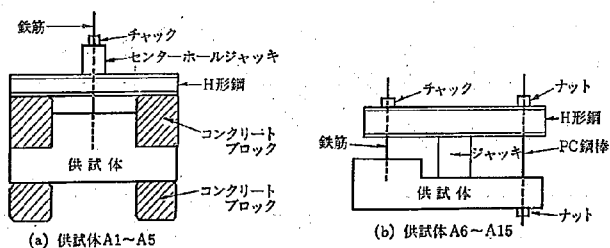


図-3.27 荷荷方法 (シリーズA)

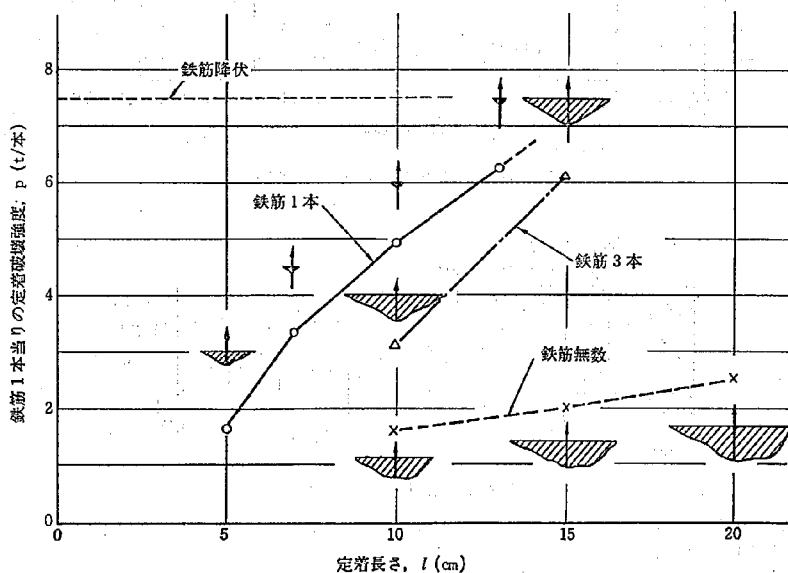
ここで、全定着破壊強度とは実測された全最大荷重であり、鉄筋1本当りの定着破壊強度とは、全定着破壊強度を鉄筋本数で除した値である。これらの値は、各供試体のコンクリート強度の相違に対する補正を行っていない。しかし、この実験におけるコンクリート強度 (σ_c) のばらつきはきわめて小さく、しかも従来の経験から定着性状は $\sqrt{\sigma_c}$ と比例的な関係にあることを勘案すると、

この場合のコンクリート強度のばらつきの影響は無視しうる程度のもと考えられる。

表-3.13より、鉄筋1本の場合はA1~A4を、鉄筋3本の場合はA11, A12を、鉄筋本数無数の場合はA13~A15をそれぞれグループとして考えて、定着長さと鉄筋1本当りの定着破壊強度との関係を示すと、図-3.28のようである。同図には、各供試体の破壊の概

表-3.13 定着破壊強度

供試体	コンクリート圧縮強度 σ_c (kg/cm ²)		鉄筋本数 n (本)	定着長さ l (cm)	全定着破壊強度 P (t)	鉄筋1本当りの 定着破壊強度, p (t/本)
	標準養生	現場養生				
A 1	224	217	1	5	1.6	1.6
A 2	202	193	1	7	3.3	3.3
A 3	224	217	1	10	4.9	4.9
A 4	198	184	1	13	6.2	6.2
A 5	202	193	1	15	鉄筋降伏	—
A 6	198	184	1	10	4.9	4.9
A 7	205	190	2	10	7.0	3.5
A 8	218	190	3	10	9.0	3.0
A 9	218	190	4	10	10.4	2.6
A 10	203	192	5	10	12.0	2.4
A 11	202	198	3	10	9.3	3.1
A 12	202	198	3	15	18.3	6.1
A 13	202	198	無 数	10	8.0	1.6
A 14	202	198	無 数	15	10.0	2.0
A 15	202	198	無 数	20	12.5	2.5

図-3.28 定着長さ l と定着破壊強度 (鉄筋1体当り) p との関係

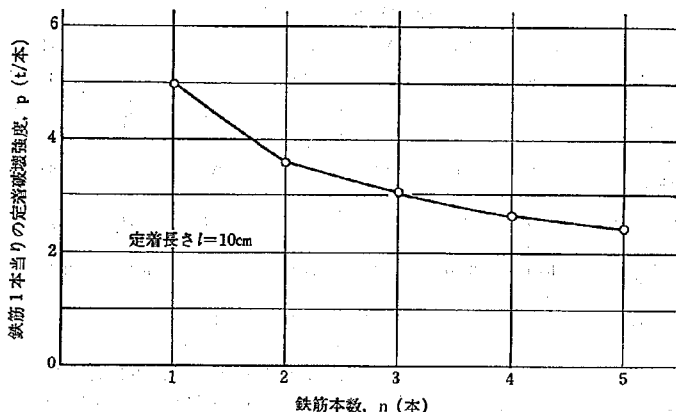
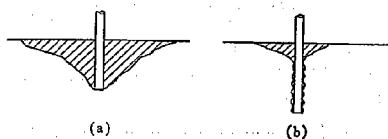
図-3.29 鉄筋本数 n と定着破壊強度 p との関係

図-3.30 破壊形式

形も付記した。

同図に明かなように、定着長さが大きくなるにしたがい、定着破壊強度は増加するが、鉄筋本数が多いときはその増加率は小さい。

供試体 A6~A10 の実験結果から鉄筋本数と定着破壊強度との関係を示すと図-3.29 のようで、定着長さを一定とした場合、鉄筋本数の増加に伴って鉄筋1本当りの定着破壊強度はほぼ直線的に低下することがわかる。

つぎに、破壊状況を見ると、図-3.28 中に付記したように、破壊の形式には明らかにつぎの2つがあることがわかる。

① 図-3.30(a) に示すように、定着された鉄筋の最下端よりコンクリートに斜めひびわれが発生し、このひびわれによってコンクリートが鉄筋とともに抜け出す破壊形式。

② 図-3.30(b) に示すように、定着された鉄筋のある点からコンクリートに斜めひびわれが発生し、この斜めひびわれ面内のコンクリートは鉄筋とともに、それ以深の定着部は鉄筋表面付近のコンクリートが鉄筋のフシによってかきむしられるように抜け出す破壊形式。

鉄筋本数が無限に多い場合を想定した供試体の場合を

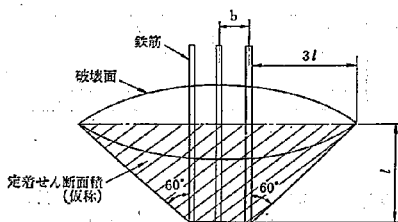


図-3.31 定着せん断面積の定義

除いて、この斜めひびわれは鉛直方向と $50^{\circ} \sim 70^{\circ}$ の角をなす円錐形にちかい形状をなしている。

図-3.28 より、破壊形式は定着長さが小さい範囲では①の形式が支配的で、定着長さが大きくなるにつれて②の形式が支配的となる傾向がうかがわれる。また、鉄筋本数が少ないときは②が支配的で、鉄筋本数の増加とともに②から①の形式に移行する傾向がみられる。

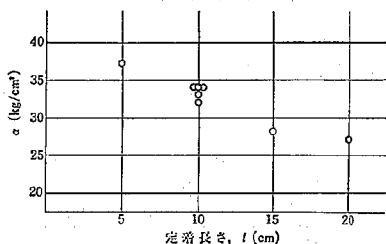
つぎに、定着部の安全率について少しく検討してみる。

鉄筋1本の場合で、②の形式で破壊した供試体 A2, A3 および A4 の最大付着応力度はそれぞれ 94, 98 および 95 kg/cm^2 であり、コンクリート強度 $\sigma_c = 200 \text{ kg}/\text{cm}^2$ に対応する許容付着応力度 $\tau_{sa} = 15 \text{ kg}/\text{cm}^2$ は、破壊に対して 6.3 の安全率を有していることになる。

つぎに、①の破壊形式において、斜めひびわれ面が鉛直方向となす角を 60° と仮定し、図-3.31 に示すように斜めひびわれ面の投影面積を定着せん断面積 (仮称) S と定義して、形式①の破壊を生じた供試体 A7~A10 および A13 について鉄筋1本当りの定着せん断面積 S' を

表-3.14 α の値

供 試 体	A 1	A 7	A 8	A 9	A 10	A 13	A 14	A 15
定着長さ, l (cm)	5	10				15		20
鉄筋本数, n (本)	1	2	3	4	5	5 (無数想定)	5 (無数想定)	5 (無数想定)
定着せん断面積 S (cm ²)	43	218	263	308	353	240	360	480
鉄筋1本当りの定着 せん断面積, S/n S' (cm ² /本)	43	109	88	77	71	48	72	96
鉄筋1本当りの定着 破壊強度, p (kg/本)	1600	3500	3000	2600	2400	1600	2000	2500
$p/s' = \alpha$ (kg/cm ²)	37	32	34	34	34	33	28	27

図-3.32 α 値

求めると、表-3.14 のようである。これより、定着長さが同一の場合、鉄筋本数の増加によって鉄筋1本当りの定着強度が減少するのは、鉄筋1本当りの定着せん断面積の減少によるものであることが明らかである。逆に、斜めひびわれ面におけるコンクリートの斜め引張強度の指標たる α ($=p/S'$) の値は、同一定着長においてほぼ一定値となっていることがわかる。また、 α の値は鉄筋の定着長さが大きくなるにつれて減少する傾向があり(図-3.32)、この実験で対象とした $l=5\sim 20$ cm の範囲では、 α の値は $37\sim 27$ (kg/cm²) の範囲にある。

多数の鉄筋が最小間隔で配置されている場合、形式①の破壊が生じるときの鉄筋1本当りの定着破壊強度は、次式で表わされる。

$$p = abl \dots\dots\dots (3-2)$$

学会基準による鉄筋の最小純間隔は鉄筋直径の1.5倍であり、したがって最小鉄筋中心間隔は $2.5d$ であるので、 $b=2.5d$ とすれば、

$$p = 2.5adl \dots\dots\dots (3-3)$$

設計荷重による引張力として $p = \sigma_{sa} \cdot (\pi d^2/4)$ を用いると、

$$\sigma_{sa} \cdot \frac{\pi d^2}{4} = 2.5ab l$$

ただし、 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度。

したがって、①の形式の破壊を起さないための最小定着長さ l は、次式で与えられる。

$$l = \frac{\sigma_{sa} \cdot \pi d}{4 \times 2.5 \alpha} = \frac{\sigma_{sa}}{4 \left(\frac{2.5 \alpha}{\pi} \right)} \cdot d = \frac{\sigma_{sa}}{4 \beta} \cdot d \dots\dots (3-4)$$

ただし、 $\beta = 2.5 \alpha / \pi$

一方、学会基準による所要定着長さは、次式で与えられる。

$$l = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \cdot d \dots\dots\dots (3-5)$$

ここに、 τ_{oa} : 許容付着応力度

式(3-5)と式(3-4)の対比より、鉄筋とコンクリートとの付着の破壊を前提とした式(3-5)における許容付着応力度 τ_{oa} に対応する①の形式の破壊の場合の許容付着応力度は、 β/ν (ν :安全率)で表わされるものと考えることができる。いま、ここで ν の値は特定できないので、式(3-4)により破壊に対する安全度をみるに、 α の値としてこの実験で鉄筋無数の場合を想定して得られた値 $\alpha = 27$ (kg/cm²) を用いると、 $\beta = 21$ (kg/cm²) となり、学会基準による許容付着応力度 $\tau_{oa} = 15$ kg/cm² ($\sigma_s = 200$ kg/cm² の場合)は、破壊荷重に対して1.4の安全率しか有していないことになる。

以上のことから、学会基準による定着長さは付着破壊に対しては十分安全な値であると考えられるが、狭い間隔で多数の鉄筋が配置されているような場合には、①の形式の破壊に対して必ずしも十分とはいえないと思われる。

しかし、以上はあくまでも無筋コンクリート中に鉄筋が定着されている場合についての検討である。実際のフーチングでは設計荷重による曲げおよびせん断を受持つための水平および鉛直方向鉄筋が配置されることを考えると、これらの鉄筋が定着鉄筋の斜め引張破壊に対する耐力を高めるうえに寄与するものと考えられる。した

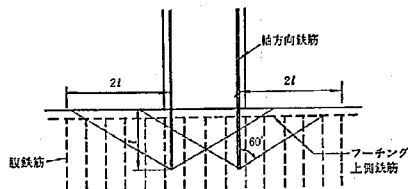


図-3.33 定着部の補強

がって、フーチングに補強鉄筋があるときの軸方向鉄筋の定着性状については、今後実験を行って明らかにする必要がある。当面の設計においては、玉置らの研究¹¹⁾でフーチング上側鉄筋が定着耐力の向上に有効なことが確かめられていることも勘案して、つぎのような方法をとることが考えられる。すなわち、軸方向鉄筋は学会基準による定着長さ（ほぼ30φ）で定着し、円錐形の斜め引張破壊に対する安全対策としてフーチングに十分な上側水平鉄筋と腹鉄筋とを配置しておく。この目的での腹鉄筋の配置区間は、フーチング平面において軸方向鉄筋位置を中心にその定着長さの2倍程度を半径とする範囲を目安にすればよいと思われる（図-3.33参照）。

b). まとめ

RC橋脚が地震時に水平力を受けたときの、柱の軸方向鉄筋のフーチング中における定着部の性状について検討するため、鉄筋本数、定着長さなどの要因を組合わせた供試体の定着破壊実験により、鉄筋の引抜き耐力および破壊モードについて調査した。この実験によって得られた結果は、つぎのとおりである。

① 定着された鉄筋が降伏する以前に定着破壊する場合、定着長さを大きくするにしがたい定着破壊強度はほぼ直線的に増加する。定着長さを一定とした場合、鉄筋本数の増加に伴って鉄筋1本当りの定着強度はほぼ直線的に低下する。

② 定着破壊には、基本的につぎの2つの形式がある。

④ 定着された鉄筋の最下端より鉄筋軸と60°前後の角をなす斜めひびわれが発生し、このひびわれ面内の円錐状のコンクリートが鉄筋とともに抜け出す破壊

⑤ 定着された鉄筋のある点から上方に④のような斜めひびわれが発生して、このひびわれ面内のコンクリートは鉄筋とともに、それ以下の定着部は鉄筋とコンクリートとの付着が破壊して鉄筋が抜け出す破壊

定着長さが小さい範囲では④が支配的で、定着長さが大きくなるにつれて⑤が支配的となり、また、鉄筋本数が少ないときは⑤が支配的で、鉄筋本数の増加とともに⑤から④の形式に移行する傾向がある。

③ 鉄筋1本の、付着破壊を想定して求められている学会基準による定着長さは、付着破壊に対しては十分安全な値であると思われる。しかし、多数の鉄筋が密着して定着されているような場合には、②に述べた④の形式の破壊に対しては必ずしも十分安全とはいえない。これに対しては、フーチング上側鉄筋を配置するとともに、フーチング平面において軸方向鉄筋位置を中心に、定着長さの2倍程度を半径とする範囲を目安に、腹鉄筋を配置して補強しておくのが安全と思われる。

3). シリーズBの実験

a). 使用材料

使用材料の品質は表-3.15に示すとおりで、軸方向鉄筋としてはD10横フシ型異形鉄筋（SD35）を使用した。

b). 供試体および載荷方法

供試体は、実際の橋脚—フーチング系にちかいバランスを有するものとし、供試体内の応力性状もできるだけ実構造物にちかい状態にするため、図-3.34に示すように橋脚—フーチング系の一部を切り出したような形状と

表-3.15 使用材料（シリーズB）

鉄筋	呼 び 名	材 質	降 伏 点 (kg/cm ²)	引 張 強 さ (kg/cm ²)	伸 び (%)	備 考				
	D10	SD 35	4121	5867	22	横フツ型異形鉄筋				
コンクリート	使用材料	セメント：早強ポルトランドセメント，混和剤：ポゾリス No. 5 L 骨 材：砕石（最大寸法：10 mm）および川砂								
	配 合	目標強度 (kg/cm ²)	スランプ の範囲 (cm)	空気量の 範囲 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/cm ³)			
		210	15±2	4±1	60	48	W	C	S	G
	圧 縮 強 度	236～247，平均242 kg/cm ² （φ10×20 cm 現場養生供試体3個）								

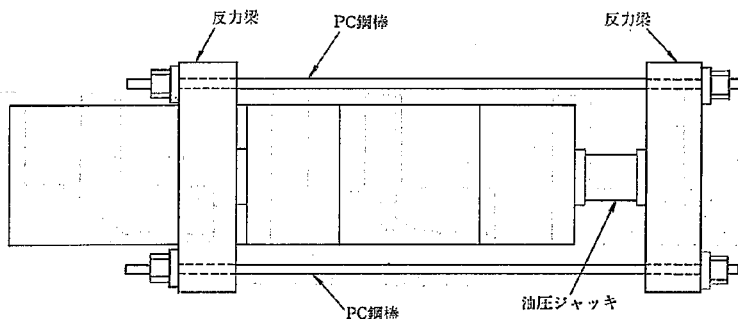
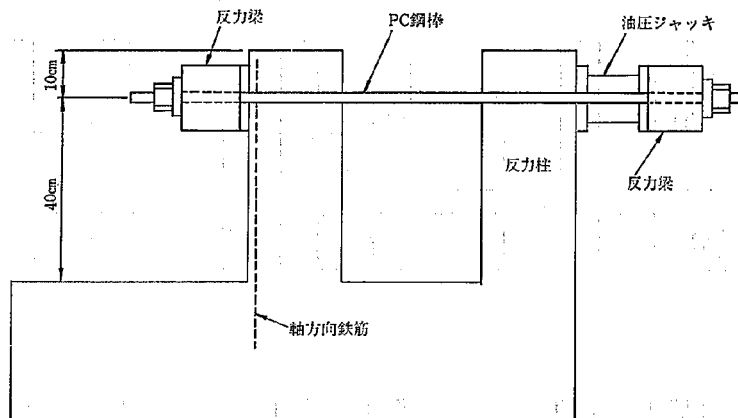


図-3.36 荷重方法 (シリーズB)

要である。

軸方向鉄筋の荷重-ひずみ関係は、図-3.38 のようであった。

表-3.16 より、定着長さと鉄筋1本当りの定着破壊強度との関係を示すと、図-3.39 のようである。同図にみるように、定着長さの増加に伴い破壊強度は増大しているが、鉄筋数が少ない(2本)場合には、定着長さ15 cm (15φ) 程度以上になると鉄筋応力度は降伏点まで達することが図-3.38 のひずみ値からわかる。鉄筋5本程度では、定着長さを大きくすると鉄筋最下端からのひび

われによる破壊ではなく、鉄筋に沿った終ひびわれ、それにつづく定着部途中からの斜めひびわれによって破壊するか、あるいは鉄筋が降伏するかの、いずれかになると考えられる。鉄筋10本の場合は、定着長さの増加による破壊強度の増加の割合は小さい。これは、鉄筋が高応力状態になる前にコンクリートが破壊するためと思われる。このことは図-3.38 のひずみ値によっても裏付けられる。

表-3.16 より、鉄筋本数と鉄筋1本当りの定着破壊強度との関係を示すと、図-3.40 のようである。これよ

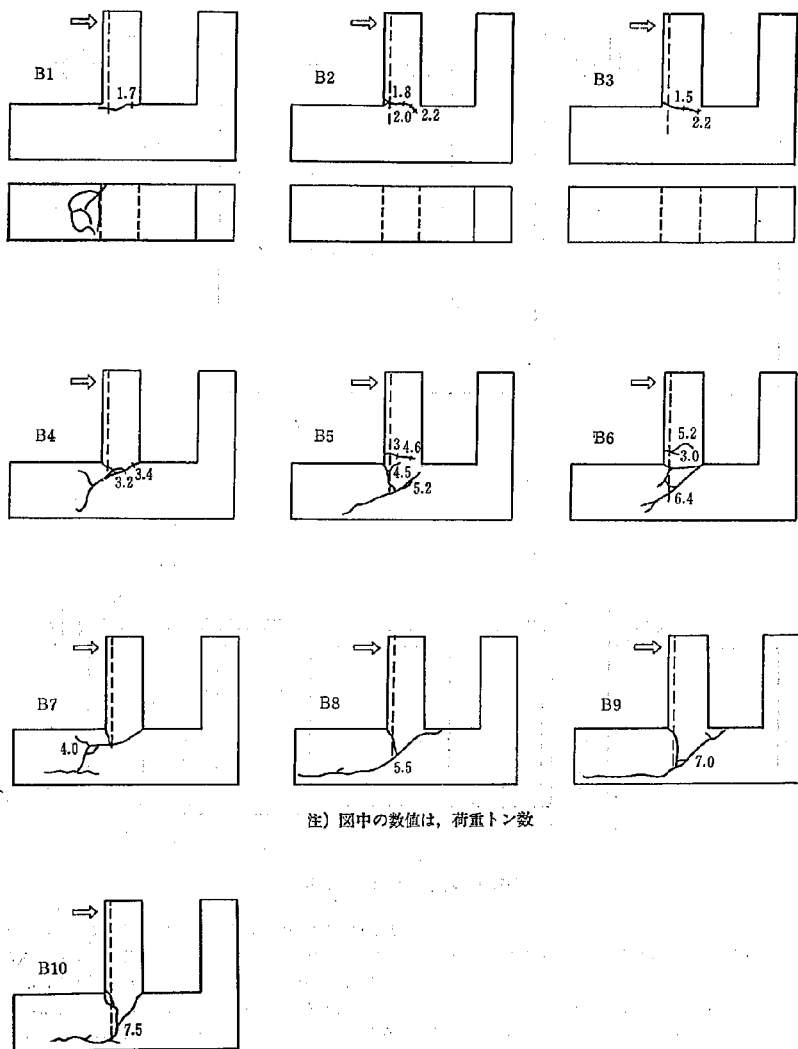


図-3.37 破壊状況 (シリーズB)

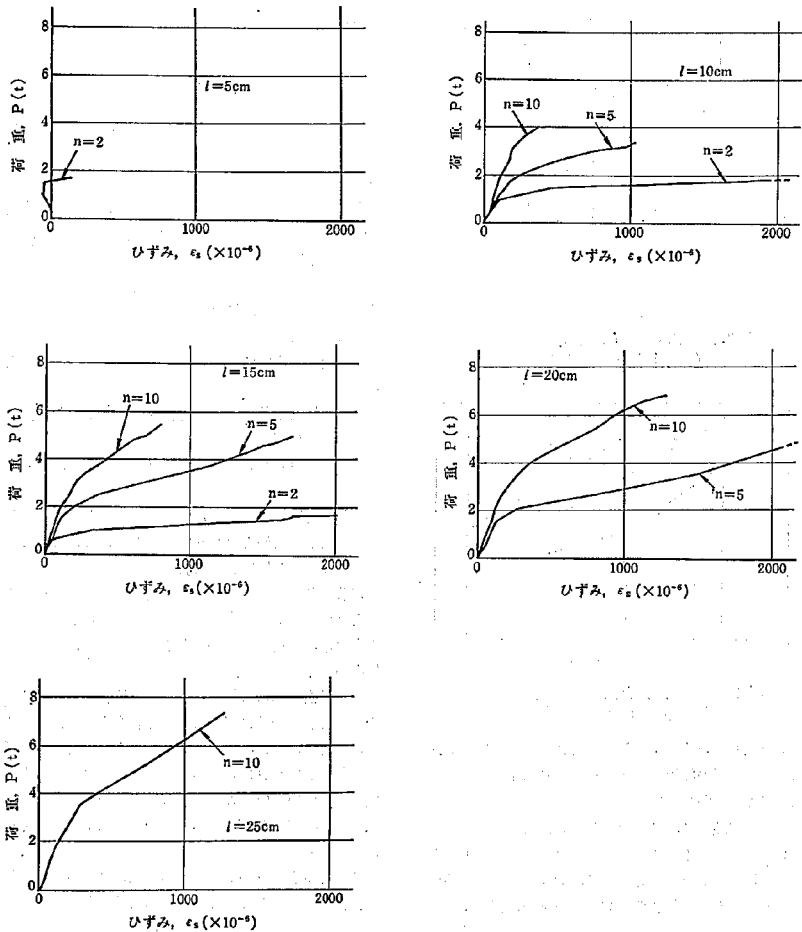


図-3.38 軸方向鉄筋のひずみ

り、鉄筋本数の増加に伴って鉄筋1本当たりの定着強度は低下すること、また、定着長さが大きいほどその低下率が大きくなる傾向があることがわかる。

以上のような、定着長さと定着強度、鉄筋本数と定着強度との関係は、シリーズAの実験で得られた傾向とほぼ一致しており、概括的にみて、シリーズAの実験による結論ならびに設計への反映についての考察は、柱が曲げを受けて軸方向鉄筋に引張力が作用する場合にも当てはまるものといえよう。

d). まとめ

軸方向鉄筋本数および定着長さを変えた柱—アーチング一体型の供試体により、軸方向鉄筋が柱の曲げによる大きな引張力を受けた場合の、定着破壊強度および破壊性状について調査した。この実験によって得られた結果は、つぎのとおりである。

① 軸方向鉄筋の定着長さと定着破壊強度との関係、および定着長さ一定の場合の鉄筋本数と定着破壊強度との関係は、シリーズAの実験で得られた傾向と

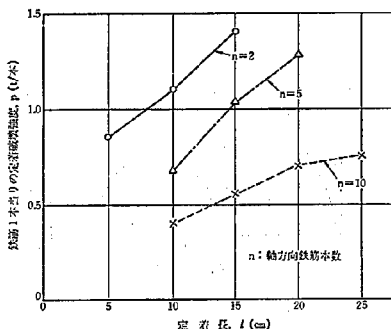


図-3-39 定着長さ l と定着破断強度 (鉄筋 1 本当り) p との関係

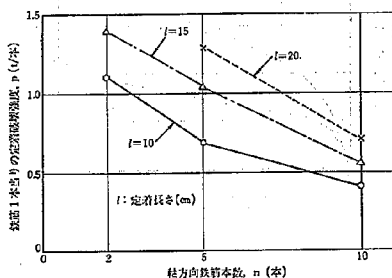


図-3-40 軸方向鉄筋本数 n と定着破断強度 p との関係

ほぼ一致している。すなわち、設計においては、群鉄筋の鉄筋相互の作用による定着効率の低下の影響を念頭におくことが必要である。

② 本実験では、鉄筋数を多くした供試体ではフーチング部の耐力不足のため、柱とフーチングとの接合部の折損にちかい破壊を生じて、シリーズAの実験で見られたような円錐状のコンクリート抜け出しによる破壊はみられなかった。しかし、全定着強度の小さい少数鉄筋の供試体ではこの形式の破壊が生じており、また、多数鉄筋の供試体においてもひびわれ生成過程ではこの形式の破壊の兆候を示している。したがって、設計においてはこの形式の破壊をも念頭においた配筋等の配慮をしておくことが安全と思われる。

なお、定着部の破壊性状については、柱とフーチングとの寸法比、配筋状態など、さらに実構造物にちかい状態とした場合について実験的に検討を行い、それにもとづいてさらに合理的な構造細目を見出してゆくことが必要と思われる。

4). 総括

軸方向鉄筋が密に配置されている場合、その定着長さ、鉄筋本数等が鉄筋の定着耐力、破壊性状におよぼす影響を明らかにすることを目的として、鉄筋引抜き方法による実験 (シリーズA) および柱に曲げを与えて鉄筋に引抜き力を与える実験 (シリーズB) を行った。これらの実験により、つぎのような結果を得た。

① 定着された鉄筋が降伏する以前に定着破壊する場合、定着長さを大きくするにしたがい定着破断強度はほぼ直線的に増加し、また、定着長さが同じであれば、鉄筋本数が多いほど鉄筋 1 本当りの定着破断強度はほぼ直線的に低下する。この傾向は、鉄筋の直接引抜きによる場合も、柱の曲げによって引抜き力を与えた場合も、ほぼ同様であった。

② 定着破壊には、基本的につぎの 2 つの形式がある。

④ 鉄筋定着端より鉄筋軸と 60° 前後の角をなす斜めひびわれが発生し、このひびわれ面内の円錐状のコンクリートが鉄筋とともに抜け出す破壊

⑤ 定着部のある点から上方は④の形式で、それ以下は鉄筋とコンクリートとの付着の破壊により鉄筋が抜け出す破壊

定着長さが短かいときは④、定着長さが大きくなるほど⑤の破壊が起りやすく、また、鉄筋本数が少ないときは⑤、鉄筋本数が多くなると④の形式に移行する傾向がある。

③ 学会基準による定着長さは、鉄筋とコンクリートとの付着の破壊に対しては十分安全と考えられるが、鉄筋多数が密に配置されているような場合、円錐状の斜めひびわれによる破壊に対しては必ずしも十分安全とはいえない。これに対しては、既往の研究成果⁽¹¹⁾をも考慮に入ると、フーチングに上側鉄筋を配置するとともに、軸方向鉄筋位置から水平距離で少なくとも定着長さの 2 倍程度の範囲には十分な数鉄筋を配置して補強しておくのが安全と思われる。

④ 定着部の耐力および破壊性状については、さらに実構造物にちかい条件で実験的に確かめることが必要と思われる。

[3] 設計への反映についての提案

鉄筋の重ね継手に関する実験 (3. [2]. (2) および 3. [2]. (3)) ならびに鉄筋の定着に関する実験 (3. [2]. (4)) の成果について、設計に反映させるべき事項をまとめると、つぎのようである。

1) 鉄筋の重ね継手に関して

1) 重ね継手が高応力繰返しを受ける場合の耐力・靱性を確保するうえで、横方向鉄筋による補強は不可欠

である。

ii) 継手長さを土木学会の基準にしたがい 30 ϕ (ϕ : 鉄筋直径とし、横方向補強鉄筋量を軸方向鉄筋 1 本の 30 % 程度とすれば、鉄筋間隔が十分大きい場合には実降伏点相当の高応力の繰返しに對し十分な耐力と靱性を有する。しかし、多数の重ね継手がたがい密接して配置されるときは、並列する鉄筋 (継手) の数が増すほど耐力は低下し、靱性も低下する。

iii) 継手部の縦ひびわれは継手端部に発生し、継手中央部に向って発達するため、継手部の補強を強力にすればひびわれの発生が抑制され、継手部の靱性は向上する。したがって、横方向鉄筋はできるだけ継手区間の端部付近を重点に配置するのが効果的である。

2). 鉄筋の定着に関して

i) 定着された鉄筋が降伏する以前に定着破壊する場合、定着長さにほぼ比例して定着強度は大きくなり、定着長さが一定のときは、並列する鉄筋の数にほぼ逆比例して定着強度は低下する。

ii) 定着破壊には、基本的につぎの 2 つの形式がある。

① 鉄筋定着端から鉄筋軸と 60° 前後の角をなす斜めひびわれが発生し、このひびわれ面内の円錐状のコンクリートが鉄筋とともに抜け出す破壊。

② 定着部のある深さから上方は①の形式で、それ以下は鉄筋とコンクリートの付着の破壊により鉄筋が抜け出す破壊。

定着長さが短いときは①、定着長さが大きくなるほど②の破壊が起りやすく、また、鉄筋本数が少ないときは②、鉄筋本数が増くると①の形式に移行する傾向がある。

iii) 土木学会の基準による定着長さは、鉄筋とコンクリートとの付着破壊に対しては十分安全と考えられるが、鉄筋多数が密に配置されているような場合、円錐状の斜めひびわれによる破壊に対しては必ずしも十分安全とはいえない。したがって、このような破壊に対する適切な補強を考慮しておくのが安全である。

3. [2]. (4). (2) に述べた実験により、斜めひびわれは鉄筋軸に対してほぼ 60° の方向に生じることが確かめられたことから、補強を行う範囲としては、フーチング上面における橋脚躯体断面の外縁線から 2l (l : 定着長さ) 程度の範囲を考えるのが妥当と思われる。

以上の事項を、4. 「単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案」に取り入れるための具体的な方法を、つぎのように提案する。

1) 重ね継手の横方向鉄筋による補強

軸方向鉄筋の重ね継手部には、軸方向鉄筋 1 本の断面積の 1/3 以上の断面積に相当する量の横方向鉄筋を

配置して補強する [4. [2]. (4). (1). b. ii)]。

横方向鉄筋は重ね継手区間の端部に重点的に配置するようにすれば、一層効果的である [4. [2]. (4). (1). b. ii) 解説]。

ii) 鉄筋の相互干渉の影響による重ね継手の耐力・靱性の低下に対する配慮

重ね継手が狭い間隔で並列して設けられるときは、相互干渉の影響により耐力・靱性が低下する傾向がある。したがって、橋脚の断面に継手が集中するような場合は、継手長さを土木学会の基準値よりも大きくするか、または横方向鉄筋量をふやかして、十分な耐力と靱性を確保する [4. [2]. (4). (1). b. ii) 解説]。

iii) 定着破壊を防止するための補強

フーチング上側鉄筋のほかに、橋脚躯体断面のフーチング上面における外縁線から少なくとも 2l (l : 定着長さ) 以内の範囲には、橋脚の全軸方向鉄筋の全強に相当するせん断力を受持つのに必要な腹鉄筋を配置するのがよい [4. [2]. (4). a. ii)]。

4. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案

[1] 総説

(1) 概説

前章までの研究の成果を、実施設計へ具体的に反映させるための試みとして、単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計方法の一案 (以下、設計法 (案) という) を提案する。

この設計法 (案) は、従来の道路橋耐震設計指針にもとづいて行われてきた、許容応力度による安全性の照査に加えて、橋脚の軸方向鉄筋の応力度が降伏点をこえてからもある範囲内ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうるような「ねばり強さ」 (靱性) を付与するために、地震時における変形性能の照査をもとり入れることを本旨としている。このような、降伏点をこえた領域での性状を扱うためには、限界状態設計法の概念を導入することが必要であるが、実務的な見地から慣用の設計法との整合をはかることを重視して、この設計法 (案) は、従来の許容応力度法による設計手続きを基調とし、これに変形性能を照査するための一過程を補う形でとりまとめた。

この設計法 (案) は、単一柱形式の RC 橋脚を対象とするものであるが、設計荷重としては土圧、水圧等をも考慮することにより、RC 橋台、よう壁、水門支柱、楕円の壁など、類似構造物の耐震設計にも、この設計法 (案) を適用することができる。

(2) 用語の定義

この章で用いる用語を、以下のように定義する。

- 震度法：道路橋耐震設計指針に規定された耐震計算法の一つで、構造物に地震荷重を静的に作用させて計算する耐震計算法。
- 修正震度法：道路橋耐震設計指針に規定された耐震計算法の一つで、比較的長周期の構造物に対して、強震観測結果にもとづき地震動の特性、構造物の動的特性などを考慮して震度法における設計震度を修正した震度を用いて行う耐震計算法。
- 動的解析法：地震時における構造物の挙動を動力的に解析する耐震計算法。
- 震度法にもとづく設計：震度法による計算と、部材の靱性を考慮した安全性の照査とを組合わせた設計。
- 修正震度法にもとづく設計：修正震度法による計算と、部材の靱性を考慮した安全性の照査とを組合わせた設計。
- 弾性応答解析法にもとづく設計：動的解析法（弾性計算）による計算と、部材の靱性を考慮した安全性の照査とを組合わせた設計。
- 塑性率：降伏変位に対する応答塑性変位の比
- 許容塑性率：靱性の照査において基準とする地震に対して許容しうる塑性率。
- 靱性率：降伏変位に対する終局変位の比。ただし、終局変位は、一般にコンクリートの繰りずみが0.0035に達するときの変位とする。

(3) 耐震設計の基本方針

現行の耐震設計法は、地震力を震度または修正震度により静的な外力に置きかえ、その作用力のもとで部材の応力度が地震時に対する許容応力度をこえないように設計する方法である。すなわち、応力度についての安全性の確認はなされるものの、地震時に要求される部材の変形追随能力（エネルギー吸収能力）については、その安全性の照査は行われていない。鋼構造物にくらべて破壊がぜい性的に起りやすいRC構造物においては、主鉄筋の応力度が降伏点をこえてからもある範囲内ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうるような“ねばり強さ”（靱性）を付与するように設計するのが安全である。そのため、応力度の照査とともに靱性の照査をも行うのが合理的と考えられる。

しかるに、RC部材の靱性は、部材の降伏限界状態および終局限界状態における変位または曲率を基準として考えることになるため、部材の靱性の照査を行う場合にはその過程に限界状態設計法の手続きを導入することが必要である。ただしその場合、実務的な見地から、従来の許容応力度にもとづく設計体系との整合について考えておくことが必要である。

現行の道路橋耐震設計指針¹⁾および他の関連示方書は、おおむね許容応力度にもとづく設計法を基調として

いる。しかし、土木学会・コンクリート標準示方書²⁾の柱の設計の規定の一部には極限強さにもとづく設計が導入されている。また、昭和52年度改訂の道路橋示方書・コンクリート橋³⁾においては、従来の許容応力度にもとづく安全性の照査とともに、終局限界状態にもとづく安全性の照査を併用する方法が採り入れられている。このように、RC構造物の設計法は、部材の限界状態を基調とする新しい設計法へ漸次転換されつつあるといえる。

このような実状からみて、RC橋脚の耐震設計法も最終的には限界状態にもとづく方法を指向することになる。しかし、当面は従来の許容応力度法を基調とし、それに必要な部分だけ限界状態にもとづく方法を導入して両者を併用する方法をとることが妥当であると考えられる。すなわち、設計法変更の過程において、適当な期間このような併用方式を用いることは、設計方式の変化に対する設計従事者の対応を容易にするであろう。また、その間に蓄積される設計事例により、新たに導入された部分に関する資料を集積・分析することによって、それにかかわる基準をより合理的なものとしてゆくうえで効果があると考えられる。

つぎに、地震時における橋脚のように、軸方向力と曲げとを受けるRC部材においてぜい性的な破壊を避けるためには、せん断破壊が曲げ破壊に先行しないようにすることが必要である。そのためには、終局曲げ耐力を上まわる終局せん断耐力を確保することが必要で、これら終局耐力に関する照査も同時に組み入れることが合理的と考えられる。終局耐力の照査は、地震時における変形性能（靱性）の照査の過程で容易に行いうるので、設計手続き上は靱性の照査の過程に組み入れておくことが便利であろう。

以上のような考えから、現地点で推奨すべきRC橋脚の耐震設計の基本方針をまとめると、つぎのようである。

1). RC橋脚の耐震設計は、橋脚の構造特性、規模等に応じ、震度法にもとづく設計法、修正震度法にもとづく設計法、または弾性応答解析法にもとづく設計法のいずれかによって行う。

2). 1)のいずれの方法による場合も、応力度および変形性能に関する安全性の照査を、つぎのように行う。

a) 応力度の照査

震度法または修正震度法における設計水平震度に対応する地震力またはそれに相当する設計地震入力に対し、コンクリートおよび鉄筋の応力度がそれぞれの許容応力度をこえないことを照査する。この場合、震度法および修正震度法における設計震度ならびに弾性応答解析法における設計地震入力、新耐

震設計法(案)¹⁾の規定による。

b) 変形性能の照査

a) の応力度の照査において基準とする地盤の影響または地震入力度を適度の範囲で上まわるそれらに対し、変位塑性率がその許容値をこえないことを照査する。この過程において、終局耐力の照査を同時に行う。

3). 終局耐力に関しては、終局せん断力が終局曲げモーメント時のせん断力を下まわらないことを照査する。

(4) 耐震設計法の選択

この耐震設計法(案)による耐震設計の計算手順を、図-4.1に示す。

RC 橋脚の耐震設計は、橋脚の地震時における限界状態にもとづいて行うのが適当である。そのためには、橋脚の地震時における動的な挙動をできるだけ正確に取扱って計算することが必要であるが、その近似的な方法として、2.[3]で述べた靱性を考慮した安全性の検討の方法を適用することができる。従来の耐震設計においては、震度法または修正震度法がおもに用いられ、特別な検討を行う場合には弾性理論にもとづく動的解析が行われてきた。しかし、許容応力度による安全性の検討だけでは RC 構造物の終局状態における挙動を把握するのに不十分である。また、従来の動的解析はその適用方法(適用範囲、解析結果の設計への反映方法)が不明確であった。そこで、この設計法(案)では、従来の許容応力度による安全性の照査に靱性を考慮した安全性の検討を組み合わせることとした。また、特殊な形状・寸法をもつ構造系やとくに大規模な構造系に対しては、できるだけ終局状態にちかい状態での構造物の挙動にもとづいて設計を行うために、部材の降伏時靱性を考慮した地震応答解析を行うこととしている。

RC 橋脚の耐震設計は、図-4.1に示すように構造物の条件に応じて、つぎの3つの方法のいずれかによって行うことができる。すなわち、通常の寸法諸元を有する比較的剛な橋脚には震度法にもとづく設計法、高さ15m程度以上で比較的たわみやすい長周期(0.5秒程度以上)の橋脚には修正震度法にもとづく設計法を、それぞれ適用する。また、特殊な形状・寸法を有する橋脚やとくに大規模な橋脚には弾性応答解析法にもとづく設計法を適用するのを原則とする。ただし、設計細目のみによって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは、それによることとする。

「震度法にもとづく設計」の方法は、従来の震度法による計算と靱性を考慮した安全性の検討とを組合わせた設計法である。図-4.1に示す計算手順のうち応力度の照査(第1の菱形内に示す過程)までは従来の震度法に

よるものとまったく同じであり、これに靱性の照査(第2の菱形内に示す過程)を加えたものである。

「修正震度法にもとづく設計」の方法は、従来の修正震度法による計算と靱性を考慮した安全性の検討とを組合わせた設計法である。図-4.1に示す計算手順のうち応力度の照査(第1の菱形)までは従来の修正震度法によるものとまったく同じであり、これに靱性の照査(第2の菱形)を加えたものである。

これらの設計法の、靱性の照査(第2の菱形)の項に示す3つの判定式のうち、第1式が靱性の照査を目的とするものである。基準とする地震動のもので、橋脚の軸方向鉄筋の応力度が降伏点をこえてからもある範囲内ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうようなねばり強さを付与することを目的とする安全性の照査を行うものである。他の2式は、一定の終局曲げモーメント(M_u)および終局せん断力(S_u)を付与することを目的とする照査式である。この照査は、許容応力度による安全性の照査とともに「部材強度」の照査に類するものであるが、 M_u および S_u の値は、第1式の照査における塑性率(μ_{ns})の計算過程において得られるものであることから、便宜的に靱性の照査と一括して行うこととしたものである。

「弾性応答解析法にもとづく設計」の方法は、弾性応答解析と靱性を考慮した安全性の検討とを組合わせた設計法である。ここでの弾性応答解析とは、部材の剛性が作用断面力の変化にかかわらず一定であると考えて計算する線型解析を意味する。部材の剛性としては、部材の全断面を有効と考えて求められる初期剛性と、ひびわれがかなり進行し、鉄筋が降伏する直前の状態における剛性(降伏時剛性)と考えられる。前者は従来の動的解析において一般に用いられていたものであり、後者は弾性理論で扱いうる範囲でなるべく終局状態にちかい状態での部材の挙動を把握する場合に用いる。この設計法(案)では、図-4.1に示すように計算過程に応じて初期剛性または降伏時剛性を用いることとしている。

[2] 設計法詳説

(1) 震度法および修正震度法にもとづく設計

1). 震度法における設計震度

震度法における設計水平震度は、構造物建設地点の地域および地盤の種別に応じて、次式により定める¹⁾。設計鉛直震度は、一般に考慮しない。

$$k_h = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot v_4 \quad \dots \dots \dots (4-1)$$

ここに、

k_h : 震度法における設計水平震度。小数点以下3桁目

を丸め、小数点以下2桁の数値とする。ただし、

k_h の最小値は 0.1 とする。

k_0 : 標準設計水平震度 (=0.2)

ν_1 : 地域別補正係数。表-4.1による。ただし、地域区分は新耐震設計法(案)¹⁾による。

ν_2 : 地盤別補正係数。表-4.2による。

ν_3 : 重要度別補正係数。表-4.3による。

【解説】

設計震度は、道路橋耐震設計指針¹⁾による。ただ

 表-4.1 地域別補正係数, ν_1

地域区分	補正係数 ν_1 の値
A	1.0
B	0.85
C	0.7

 表-4.2 地盤別補正係数, ν_2

区分	地盤種類 ¹⁾	補正係数 ν_2 の値
1 種	(1) 第三紀以前の地盤(以下、岩盤と称する) (2) 岩盤までの洪積層 ²⁾ の厚さが10m未満	0.9
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上 (2) 岩盤までの沖積層 ³⁾ の厚さが10m未満	1.0
3 種	沖積層の厚さが25m未満で、かつ軟弱層の厚さが5m未満	1.1
4 種	上記以外の地盤	1.2

(注) 1) 地盤種別は一応の目安を示したもので、係数は建設地点の状況に応じて判断する。地層の厚さは、地表面からの厚さとする。

2) 沖積層の締った砂層、砂礫層、玉石層を含む。

3) がけくずれなどによる新しい堆積層を含む。

 表-4.3 重要度別補正係数, ν_3

区分	重要度の区分	ν_3 の値
1 級	高速自動車国道、一般国道、主要地方道の橋。 一般都道府県道および市町村道のうち重要な橋。	1.0
2 級	上記以外の場合	0.8

 表-4.4 固有周期による補正係数, β

地盤別	固有周期 T (秒) に対する β の値		
1 種	$0.5 \leq T \leq 1.1$ $\beta = 1.25$	$1.1 \leq T \leq 2.8$ $\beta = 1.40/T$	$T \geq 2.8$ $\beta = 0.50$
2 種	$0.5 \leq T \leq 1.4$ $\beta = 1.25$	$1.4 \leq T \leq 3.5$ $\beta = 1.75/T$	$T \geq 3.5$ $\beta = 0.50$
3 種	$0.5 \leq T \leq 1.7$ $\beta = 1.25$	$1.7 \leq T \leq 4.2$ $\beta = 2.10/T$	$T \geq 4.2$ $\beta = 0.50$
4 種	$0.5 \leq T \leq 2.0$ $\beta = 1.25$	$2.0 \leq T \leq 5.0$ $\beta = 2.50/T$	$T \geq 5.0$ $\beta = 0.50$

し、地域別補正係数における地域区分は、新耐震設計法(案)¹⁾に示されたものによることとした。これは、同案における地域区分は、従来土木および建築の分野で別個に定められていたものの統合をはかり、かつ高精度のものとして再編されたものであることによる。

鉛直震度については、橋脚躯体の設計上はその影響が小さいので、一般には考慮しないこととした。ただし、地震時土圧の計算には水平震度の1/2程度の鉛直震度を考慮する。また、支承部の設計においても鉛直震度を適切に考慮することが必要である。道路橋耐震設計指針の5.3条「上部構造・下部構造の接点の設計に用いる鉛直方向地震力」には、「上部構造・下部構造の接点における支承部の設計においては、設計鉛直震度0.1を考慮する。ただし、この場合には地震力のみが作用するものとする。」と規定されている。この場合、死荷重反力に0.1を乗じた値に相当する上揚力のみを作用させた場合について、支承部の設計を行う。

2) 修正震度法における設計震度

a) 設計水平震度

修正震度法における設計水平震度は、次式により定める。設計鉛直震度は、一般に考慮しない。

$$k_{hm} = \beta \cdot k_h \quad \dots \dots \dots (4-2)$$

ここに、

k_{hm} : 修正震度法における設計水平震度。小数点以下3桁目を丸め、小数点以下2桁の数値とする。ただし、 k_{hm} の最小値は0.05とする。

k_h : 式(4-1)で与えられる設計震度

β : 構造物の固有周期Tによる設計水平震度の補正係数で、表-4.4または図-4.2による。ただし、固有周期Tが0.5秒未満の場合は、 $\beta = 1.0$ とする。

b) 固有周期の計算

a) において β の値を求める際の構造物の固有周期は、橋全体の構造系を 1 基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を単位とする構造系に分割し、橋脚躯体のゆげ

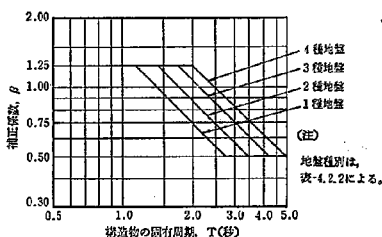


図-4.2 固有周期による補正係数, β

変形を考慮して求めるものとする。

【解説】

設計震度は、道路橋耐震設計指針によった。

鉛直震度については、4. [2]. (1). 1) 解説に準じるものとする。

なお、構造物の固有周期の計算は、道路橋示方書・耐震設計編(案)¹⁾に示されている方法による。計算法の例を、付属参考資料 17 に掲げる。

3) 地震の影響

a) 地震の影響

耐震設計における地震の影響としては、つぎの地震荷重を考慮する。

i) 構造物の自重に起因する慣性力。その大きさは、構造物の重量に設計震度を乗じた値とする。

ii) 負載重量に起因する慣性力。その大きさは、負載重量に設計震度を乗じた値とする。

iii) 地震時土圧

vi) 地震時動水圧

b) 地震時に上部構造から下部構造に伝達される水平荷重

i) 地震時に上部構造から下部構造に伝達される水平荷重は、震度法および修正震度法のいずれの場合においても、つぎのとおりとする。

① 固定支承から伝達される水平荷重は、上部構造の慣性力（当該固定支承にかかる上部構造全重量と設計水平震度との積）とする。

② 可動支承から伝達される水平荷重は、支承の静摩擦力（当該支承にかかる上部構造全重量と支承の静摩擦係数との積）とする。ただし、支承の摩擦係数の値が設計水平震度の値よりも大きいときは、支承の静摩擦係数の代りに設計水平震度の値

を用いる。

ii) 上部構造の慣性力の作用位置は、橋軸方向については支承の底面、橋軸直角方向については上部構造の重心位置とする。橋軸直角方向の場合には、一般に床版底面としてよい。

iii) 慣性力は、原則として水平 2 方向に別々に作用させるものとする。水平 2 方向は、一般に橋軸方向および橋軸直角方向とする。ただし、斜橋の場合は、下部構造の主軸に平行および直角な 2 方向とする。

c). 地震時土圧

地震時土圧を考慮する場合、その計算方法は道路橋耐震設計指針に示された方法によるものとする。

d). 地震時動水圧

地震時動水圧を考慮する場合、その計算方法は道路橋耐震設計指針に示された方法によるものとする。

【解説】

耐震設計において考慮する地震の影響は、道路橋耐震設計指針によることとした。

4) 応力度および弾性変形の計算

a) 不静定力または弾性変形の計算²⁾

i) 不静定力または弾性変形の計算では、部材の断面 2 次モーメントは鉄筋の影響を考慮して部材のコンクリート全断面について計算する。ただし、不静定力の計算では、一般に鉄筋の影響を無視して部材の全断面について計算してよい。

ii) 不静定力または弾性変形の計算では、鉄筋のヤング係数 E_s は $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートのヤング係数 E_c は表-4.5 の値とする。また、コンクリートのポアソン比は一般に $1/6$ とし、ヤング係数とせん断弾性係数との比は 2.3 とする。

b) 応力度の計算³⁾

i) 断面の決定または応力度の計算では、一般にコンクリートの引張強度を無視し、維ひずみは断面の中立軸から距離に比例するものとする。

ii) 断面の決定または応力度の計算では、鉄筋およびコンクリートのヤング係数をそれぞれ $E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ および $E_c = 1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ ($n = E_s/E_c = 15$) とする。

【解説】

a) について：土木学会の無筋および鉄筋コンクリート標準示方書²⁾（以下、RC 示方書という）11 条の規定によることとした。

表-4.5 不静定力または弾性変形の計算に用いるコンクリートのヤング係数

設計基準強度 $\sigma_{sk} (\text{kg/cm}^2)$	180	240	300	400
ヤング係数 $E_c (\text{kg/cm}^2)$	2.4×10^5	2.7×10^5	3.0×10^5	3.5×10^5

ここにいう弾性変形は、4. (2). (3) 「靱性を考慮した安全性の検討」で扱う弾塑性変形とは異なるものである。

弾性変形については、計算された変形量に対してその許容値が設定されていないことが多いし、コンクリート構造物の弾性変形を計算で正確に求めることはむづかしい。しかし、他の類似構造物と剛性を比較する程度で変形の計算を行う場合には、鉄筋の影響を考慮し、コンクリートの全断面を有効と考慮して計算してよい。

b) について：RC 示方書・12 条の規定によることとした。橋脚の場合は、一般には本文 i), ii) に示す条件のもとで通常の曲げ部材としての計算を行う。しかし、つぎの①または②の条件を満足するような線引張応力度が比較的小さい場合には、柱の全断面を有効と考慮し、式(解 4.1) によりコンクリートの圧縮応力度を求めてよい (RC 示方書 48 条 (2) に準拠)。

① 柱が断面の主軸の方向に曲げを受け、断面の一方の側に生じる線引張応力度の絶対値が断面において同時に生じる線圧縮応力度の値の 0.25 倍をこえない場合。

② 柱が直角 2 方向の曲げを受け、断面の一つの隅に生じる引張応力度の絶対値が断面の反対側の隅において同時に生じる圧縮応力度の値の 0.35 倍をこえない場合。

$$\sigma_c = \frac{N}{A_1} \pm \frac{N \cdot e}{W_1} \leq \sigma_{cs} \quad \text{..... (解 4-1)}$$

ここに、

σ_c : コンクリート断面の線応力度

N : 軸方向力

A_1 : 換算断面積, $A_1 = A_s + 15 \cdot A_s$

e : 換算断面の図心から N の作用点までの距離

W_1 : 換算断面の図心軸に関する断面係数

A_s : 軸方向鉄筋の全断面積

A_c : コンクリートの全断面積 (鉄筋を含む)

a) 安全性の検討

i) 許容応力度による安全性の検討

i) 部材について計算された鉄筋およびコンクリートの応力度が、それぞれの許容応力度以下である場合、その部材は応力度に関して安全であると判定する。

ii) 耐震設計において考慮する荷重は、死荷重と地震の影響を組合わせた荷重とする。安全性の検討に用いる許容応力度は、表-4.6 および表-4.7 の値を 1.5 倍した値とする。

b) 靱性を考慮した安全性の検討

靱性を考慮した安全性の検討は、4. (2). (3) に示す手続きによって行う。

【解説】

a) について：耐震設計において考慮する荷重状態は、死荷重と地震の影響の組合わせのみに限定した。耐震設計では、部材の終局限界状態にも着目して設計するのであるが、そのような状態における変形量は大きくて、乾燥収縮および温度変化の影響は計算上無視しうる程度であるので、これらは考慮しないことにした。活荷重については、従来より道路橋の耐震設計においては考慮されていないが、経験的にそれで安全と判断されるので、この設計法 (案) でも従来の考え方を踏襲することとした。

表-4.6 および表-4.7 に示す許容応力度は、RC 示方書によった。

(2) 弾性応答解析法にもとづく設計

1) 概説

地盤応答解析は、構造物をモデル化し、これに地震力を入力して応答計算を行うことにより、地震時における構造物の挙動を求めようとする方法である。橋脚は、一般に集中質点とそれらをつなぐ棒部材とから構成される多質点系振動モデルにおきかえて計算する。

解析方法としては、弾性応答解析と弾塑性応答解析とが考えられる。弾性応答解析は、部材の剛性が断面力の変化にかかわらず一定と考慮して計算する方法で、現在一般に行われている地盤応答解析はこの方法によっている。弾塑性応答解析は、部材の復元力モデルを設定し、部材断面に作用する断面力の変化にしたがって部材の剛性が変化するものとして計算する方法である。これによれば弾性応答解析によるよりも地震時における部材の挙動をより厳密に把握することができると考えられる。しかし、単一柱形式 RC 橋脚に関しては、部材の復元力モデルを設定するのに必要な実験資料が十分でないこと、計算がきわめて煩雑になること、などから、ここでは弾性応答解析のみを扱うこととする。

弾性応答解析を行う際に用いる部材の剛性としては、ひびわれ発生前の全断面有効として求まる剛性 (初期剛性)、ひびわれがかなり進行し、鉄筋が降伏する直前の状態における剛性 (降伏時剛性) などが考えられる。初期剛性は、従来の弾性応答解析において一般に用いられていたものであり、降伏時剛性は、弾性理論で扱う範囲でなるべく終局状態にちかい状態での部材の挙動を把握しようとする場合に用いる。この設計法 (案) では、図-4.3 に示すように、計算過程に応じて初期剛性または降伏時剛性を用いることとしている。図-4.3 における過程③は、従来の弾性応答解析において行われていたものと同じで、全断面有効として求めた初期剛性を用いて線型解析を行うものである。過程④は、終局状態に関する検討のために初期剛性を用いて線型解析を行うものである。また、過程⑤は、部材降伏時の剛性を考慮

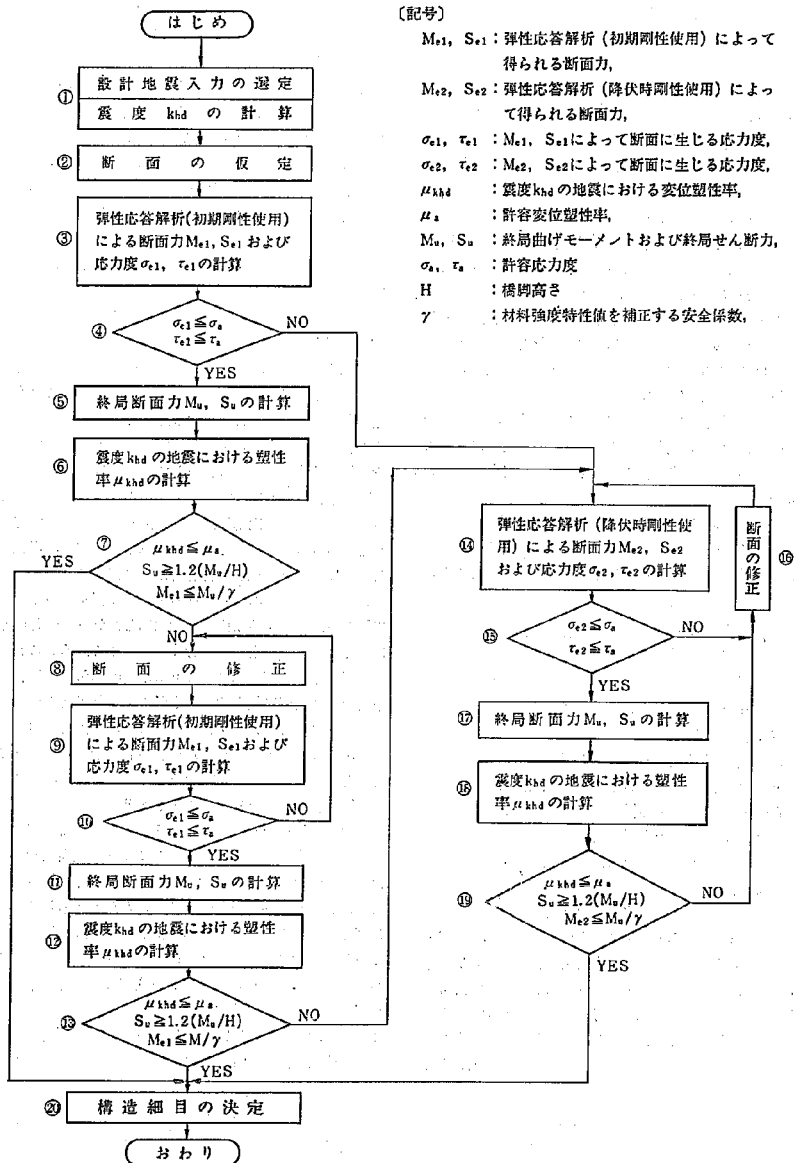


図-4.3 弾性応答解析の計算手順

表-4.6 コンクリートの許容応力度

項 目		許容応力度 (kg/cm ²)			
曲げ圧縮, σ_{ca}		$\frac{1}{3}\sigma_{ck}$			
σ_{ck}		180	240	300	400以上
せん断	斜引張鉄筋の計算をしない場合, τ_{a1}	6	7	8	9
	斜引張鉄筋の計算をする場合, τ_{a2}	17	20	22	24
付着, τ_{sa}	普通丸鋼	7	8	9	10
	異形鉄筋	14	16	18	20
支圧, σ_{ca}		$\sigma_{ca} \leq \left(0.25 + 0.05 \frac{A}{A'}\right) \sigma_{ck}$ ただし, $\sigma_{ca} \leq 0.5 \sigma_{ck}$ ここに, A : コンクリート面の全断面積 (cm ²) A' : 支圧を受ける面積 (cm ²)			

表-4.7 鉄筋の許容応力度

鉄筋の種類	SR 24	SR 30	SD 24	SD 30	SD 35	SD 40
許容応力度 (引張および圧縮)	1400	1800	1400	1800	2000	2200

て線型解析を行うものである。

2) 計算法

a) 振動モデルの設定

橋脚躯体の構造形式、支承構造等に応じて、適切な振動モデルを設定する。橋脚は、一般には多質点系モデルにおきかえる。

橋脚の、橋軸直角方向の振動、および固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動においては、上部構造の質量効果が支配的となることが普通であるので、上部構造の質量を橋脚天端位置の質点に付加する方法をとる。この場合、橋脚自体の質点はさほど多く設ける必要はない。しかし、可動支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動モデルでは、上部構造の質量効果は小さいので、橋脚自体の質点数はやや多くする必要がある。長大橋梁や、とくに剛性の小さい桁をもつ橋梁などの場合には、上部構造も多質点系モデルにおきかえる必要がある。その場合、桁と橋脚天端との結合条件は支承の種類に応じて定める必要がある。

b) 設計地震入力

応答スペクトル法に用いる設計地震入力、架橋地点の地盤条件に適合する既往の強震記録から算出した応答スペクトル、または複数の応答スペクトルを平均して算出した平均応答スペクトルとする。

時刻歴応答解析法に用いる設計地震入力は、架橋地点の地盤条件に適合する既往の強震記録の中から、構造物

の特性、地震動の特性を考慮して選定するものとする。

c) 計算の手順

弾性応答解析の計算手順は、図-4.3 に示すとおりとする。選定された地震入力のもとで、部材の応力度は初期剛性もしくは降伏時剛性を考慮したときの応答値が許容値以下であり、かつ、震動 k_{ba} の地震における部材の変位塑性率がその許容値以下となるように断面を定める。

初期剛性は、4. [2]. (1). 4). a) に準じて、また、降伏時剛性は 4. [2]. (1). 4). b) に準じて求める。

【解説】

a) について：固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動モデルでは、橋脚躯体自体の質点数は多くする必要はない。通常は、躯体には質点を設けず、橋脚天端位置に上部構造の質量を表わす1つの質点のみを設けた、いわゆる1質点モデル(図-解 4.1)を用いることができる。可動支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動モデルは、一般に図-解 4.2 に示すように橋脚躯体の質量のみを数個の質点であらわす。可動支承における摩擦を考慮する場合は、図-解 4.3 に示すようなモデルを考え、可動支承の摩擦ばねとしては図-解 4.4 に示すような弾塑性ばねを仮定する。オイルダンパーやストッパを用いて地震時における橋軸方向の水平力を各橋脚に分散させる構造としている場合には、図-解 4.5 に示すようなモデルを考えるのがよい。

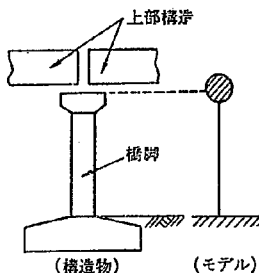


図-解 4.1 固定支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動モデル

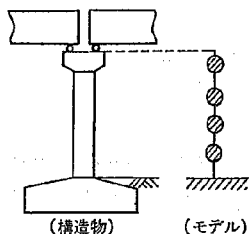


図-解 4.2 可動支承をもつ橋脚の橋軸方向の振動モデル

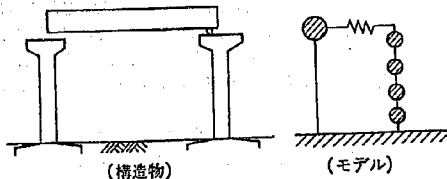


図-解 4.3 可動支承の摩擦を考慮したモデル

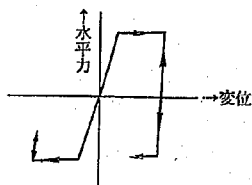


図-解 4.4 可動支承の摩擦ばね

上部構造は、支間が短い場合にはその伸縮変形を無視して剛体と考えてよいが、支間が長くなればその伸縮変形による振動を考慮することが必要になる。

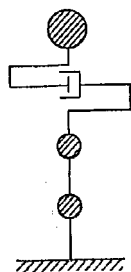


図-解 4.5 ダンパーを考慮したモデル

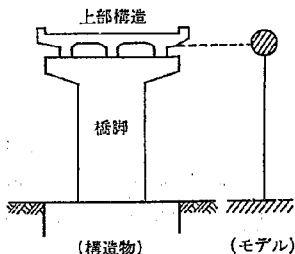


図-解 4.6 橋軸直角方向の振動モデル

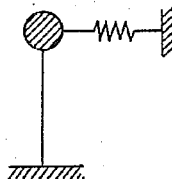


図-解 4.7 上部構造の横剛性を考慮したモデル

橋軸直角方向の振動においては、支承が可動、固定のいずれであっても上部構造の質量効果が支配的となる。したがって、一般には図-解 4.6 に示すように上部構造の重心位置に支承反力に相当する質量をもつ質点を設けた1質点モデルとしてよい。高橋脚の振動モデルでは、上部構造の横剛性を考慮し、図-解 4.7 に示すように上部構造の位置にばねを付加したモデルを考えることもある。

b) について：応答スペクトル法による場合、既往の特定の強震記録から算出した応答スペクトルが用いられる場合もあるが、一般には、地震動の平均的な性質を具備した平均応答スペクトルが用いられる場合が多い。

時刻歴応答解析法による場合の設計地震入力として

は、一般に、比較的遠距離に生じる大規模な地震、近距離に生じる小規模な地震、およびこれらの両者の中間的なものの、おおむね3種類程度の地震を想定して入力地震波を選定するのがよい。この場合、架橋地点もしくはそれとよく似た地盤条件の地点で記録された地震動は地盤条件による補正を要しない。しかし、地盤条件を異にする地点で得られた記録を適用する場合には、あらかじめ架橋地点の地盤条件に対応する地震動に変換しておく必要がある。また、地震波形については、橋脚に塑性変位を生じる回数が多くなるような最大加速度と継続時間との関係をもつようなものを選定するように留意する必要がある。

c) について：従来、地震応答解析の結果の取扱いについては思想が統一されておらず、一般には、修正震度法による設計結果に対する単なる比較参考値として扱われることが多かった。しかし、修正震度法を適用するよりも地震応答解析によるのが適切な構造系については、それを主体に設計を行うべきである。このような考えから、この設計法(案)ではこれを一つの独立した設計法として扱っている。震度法または修正震度法にもとづく設計の場合と同様に、応力度および塑性率の両者がそれぞれの許容値をこえないように断面を定めて、この設計法のみで設計を完成させようようにしている。

弾性応答解析法にもとづく設計は、つぎのような構造条件の場合に対して適用する。

① 橋の動的特性が、震度法または修正震度法で想定した状態とは著しく異なると予想される場合。

多径間の橋で、橋脚の高さ・断面寸法・剛性等の違いにより、橋の固有振動特性が箇所ごとに著しく異なる橋、吊橋やアーチ橋のように上部構造が橋脚の剛性に比して柔軟で変形性に富む橋、などはこれに該当する。

② 長径間の橋、ダンパーを用いて地震時の振動応答の減少を期待する構造とするなどした新形式の橋、など、従来の経験や知識がそのまま当てはまらないと判断されるような場合。

③ 架橋地点の地盤がきわめて軟弱で、かつ、橋の変位が著しく大きいと予想される場合。

弾性応答解析法にもとづく設計では、部材の剛性として初期剛性または降伏時剛性を考慮するが、その場合の参考として既往の橋脚における計算上の降伏時剛性と初期剛性との比の一例を、表-解 4.1 に示す。

3) 安全性の検討

a) 許容応力度による安全性の検討

許容応力度による安全性の検討は、4. [2]. (1). 5). a) と同様に行う。

b) 靱性を考慮した安全性の検討

靱性を考慮した安全性の検討は、4. [2]. (3) に示す手続きによって行う。

(3) 靱性を考慮した安全性の検討

1) 判定条件

橋脚を1質点モデルにおきかえて、橋脚天端における水平変位に関する塑性率 μ_{khd} 、橋脚断面の終局曲げモーメント M_u および終局せん断力 S_u を求め、これらがつぎの条件を同時に満足するとき、その橋脚は靱性に関して安全であると判断する。

$$\mu_{khd} \leq \mu_a \quad (4-3)$$

$$M^* \leq M_u / \gamma \quad (4-4)$$

$$S_u \geq 1.2 M_u / H \quad (4-5)$$

ここに、

M^* : 振動 k_{hd} の地震によって生じる曲げモーメント M_{khd} 、または k_{hm} の地震によって生じる曲げモーメント M_{khdm} 、または弾性応答解析によって得られる曲げモーメント M_{el} (初期剛性考慮) または M_{e2} (降伏時剛性考慮)。

M_u : 終局曲げモーメント

S_u : 終局せん断力

γ : 安全係数

H : 橋脚高さ

μ_{khd} : 震度 k_{hd} の地震における変位塑性率。ただし、 k_{hd} は標準設計水平震度 k_0 を 0.3 として式 (4-1) または式 (4-2) により求めた値を標準とする。

μ_a : 許容変位塑性率。変位靱性率の 1/3 程度を標準とする。

[解説]

震度法、修正震度法および弾性応答解析法のそれぞれにもとづく設計 (4. [2]. (1) および 4. [2]. (2)) においては、許容応力度による安全性の検討に加えて、靱性に関する安全性の検討を行うことにしている。本節は、後者についての具体的な方法を示すものである。

式 (4-3)~式 (4-5) は、靱性に関する安全性の判別に用いる式である。橋脚の変形性能に関する定量的な判定、すなわち、地震力を受けて橋脚の主鉄筋が降伏点を

表-解 4.1 既往の橋脚における降伏時剛性と初期剛性との比の一例 (計算値)

断面の種類	降伏時剛性		性 事 例
	初 期 剛 性		
中 実 円 形 断 面	0.24~0.26	6	
中 空 円 形 断 面	0.23~0.32	6	
長方形断面(短辺方向)	0.23~0.33	6	
〃 (長 辺 〃)	0.23~0.30	4	
小判型断面(短辺方向)	0.26~0.31	3	

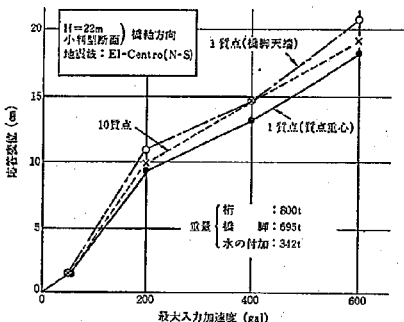
こえてからもある範囲内ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうるような「ねばり強さ」を付与するための照査は、式(4-3)によって行われる。式(4-5)は、せん断耐力の照査を目的とするもので、終局曲げモーメントに対応するせん断力を上まわる(一応の目安として、20%増しを考慮する)終局せん断力を確保することを意図している。すなわち、ぜい性的なせん断破壊が曲げ破壊よりも早く起ることを避けようとするものである。その意味では、これも靱性に関する照査の一つともいえる。

式(4-4)で示される終局曲げモーメントの照査および式(4-5)における終局せん断力の算定は、許容応力度による安全性の照査とともに、いわば部材の「強度」の照査に類するものである。しかし、終局曲げモーメントおよび終局せん断力の値は、式(4-3)の μ_{kd} 値の計算過程において得られるものであることから、便宜的に式(4-3)の照査と一括して行うことにしたものである。これら3つの判定式の計算に必要な断面力、塑性率などの計算方法は、2)に示す。

式(4-3)～式(4-5)による安全性の照査は、橋脚の1質点モデルによる解析を基調としている。橋脚を1質点モデルにおきかえる方法は、4.[2].(2).2).a)の解説にのべたように、橋脚躯体の質量効果にくらべ上部構造の質量効果が支配的である場合に適用できるものである。上部構造が連続桁構造で、かつ、その支承が多くの橋脚上で固定支承であるか、もしくは、可動支承であっても十分な移動制限装置を有し、さらに両橋脚が剛でしかも少なくともと桁の一端が橋台上の固定支承に連結されている場合、橋軸方向に関する橋脚躯体の挙動の検討、長大支間橋梁の橋脚や超高橋脚の挙動の検討などには、1質点モデルは適用できない。

1質点モデルを用いる方法は一つの近似解法ではあるが、高さ22mの単一柱形式橋脚について1質点系および多質点系モデルによる弾塑性応答解析結果(図解4.8)の例にみるように、この程度の規模の橋脚では1質点モデルでも十分な近似となりうる事が確かめられている。厳密にいえば、1質点モデルによる応答変位は質点重心位置における値であるから、天端の変位は振動モードを考慮して求める必要がある。振動モードとして便宜的に多質点系弾性解析の1次モードを考えると、天端変位は質点重心における値の1.1～1.2倍となる。

単一柱形式橋脚では、2.[2].(3)にのべたように、基礎のロッキングが振動特性に大きな影響をおよぼすが、回転ばねの非線型減衰などについては、なお不明な点が多い。基礎固定として検討する場合は、基礎のロッキングを考慮する場合よりも、躯体に関しては安全側になることが多いと思われる。



図解4.8 モデルの違いによる応答変位の比較の一例

式(4-3)は、震度 k_{kd} の地震における変位塑性率を、変位靱性率より適当に小さな値として設定した許容変位塑性率以下におさめることを意図したものである。ここで、変位靱性率とは終局変位と降伏変位との比、変位塑性率とは応答塑性変位と降伏変位との比、としてそれぞれ定義される値で、変位靱性率は変位塑性率の最大値に相当する。すなわち、変位靱性率を靱性評価の基準点と考え、震度 k_{kd} の地震によって生じる塑性変位が終局変位よりも十分な範囲にとどまるようにして、ぜい性破壊に対する安全を図らんとするのが、この照査の目的である。既往の橋脚について、コンクリートの終局圧縮ひずみを0.0035と仮定して計算した靱性率の一例を示すと表解4.2のよう、震度法または修正震度法によって設計された通常の橋脚においては、結果的に6前後の靱性率を有するものと考えられる。ただし、これは単調増加荷重型のスケルトン・カーブを前提とした計算値であって、2.[1]に示したように、繰返し荷重下においては靱性率がかなり低下するので、許容変位塑性率の設定にあたっては、このことを十分考慮する必要がある。一つの目安として、許容変位塑性率は靱性率(計算値)の1/3程度にとるのが安全と思われる。

式(4-4)において、終局曲げモーメントに対して考慮する安全係数 γ の値は、当面は、1.0以上の適当な値を設計者において適宜定めることとする。 γ は、式(解4-2)で示される設計用材料強度 R^* を求める際の、材料強度特性値 R_k (コンクリートの場合は、設計基準強度 σ_{ck})を補正する安全係数であって、用いる材料の種類や現場の管理状態に応じて定めるべきものである。

$$R^* = R_k / \gamma \quad \text{.....(解 4-2)}$$

2) 計算法

- a) 靱性を考慮した安全性の検討に用いる水平震度
靱性を考慮した安全性の検討に用いる水平震度は、次

表-解 4.2 既往の橋脚における靱性率の一例
(計算値)

断面	靱性率	事例数
中実円形断面	6.4 ~ 8.1	6
中空円形断面	5.8 ~ 6.8	6
矩形断面(短辺方向)	5.6 ~ 10.5	6
" (長辺 ")	5.7 ~ 8.6	4
小判型断面(短辺 ")	5.3 ~ 7.3	3

(注) 曲げ変形と、スーテングからの鉄筋伸出
しを考慮。

式より定める。

$$\left. \begin{aligned} k_{hd} &= \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k'_o \\ \text{または、} k_{hd} &= \beta \cdot \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k'_o \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4-6)$$

ここに、

k_{hd} : 靱性を考慮した安全性の検討に用いる水平震度
 ν_1, ν_2, ν_3 : 式 (4-1) において定義された補正係数
 β : 式 (4-2) において定義された補正係数
 k'_o : 靱性の検討において標準とする水平震度で、 $k'_o =$

0.3 を標準とする。

b) 変位靱性率の計算

変位靱性率は、次式により求める。

$$\mu_{khd} = 10 \cdot \delta_{0.1} \cdot k_{hd} / \delta_y \dots\dots\dots (4-7)$$

ここに、

μ_{khd} : 水平震度 k_{hd} の地震における変位靱性率

$\delta_{0.1}$: 水平震度 0.1 に対する最大応答変位

δ_y : 軸方向鉄筋降伏時の橋脚天端の変位

水平震度 0.1 に対応する最大応答変位 $\delta_{0.1}$ は、図-4.4
より求める。その際に必要な等価固有周期は、次式によ
り求める。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K}} \dots\dots\dots (4-8)$$

ここに、

T : 等価固有周期

W : モデルの質点の質量

K : 等価剛性 (4. [2]. (3). 2). c) による)

g : 重力の加速度 (= 9.8 m/sec²)

モデルの質点の質量 W は、次式により求める。

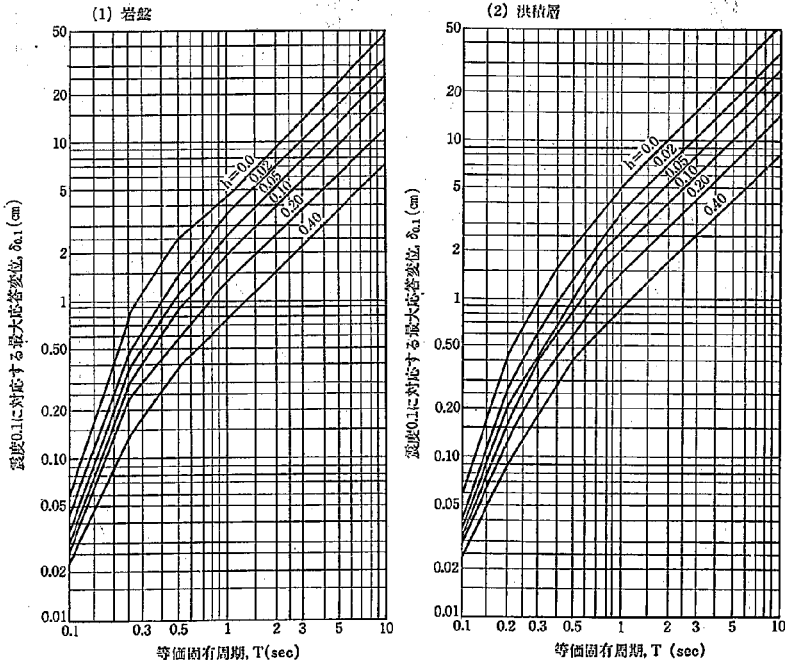


図-4.4 震度 0.1 に対応する平均応答スペクトル曲線

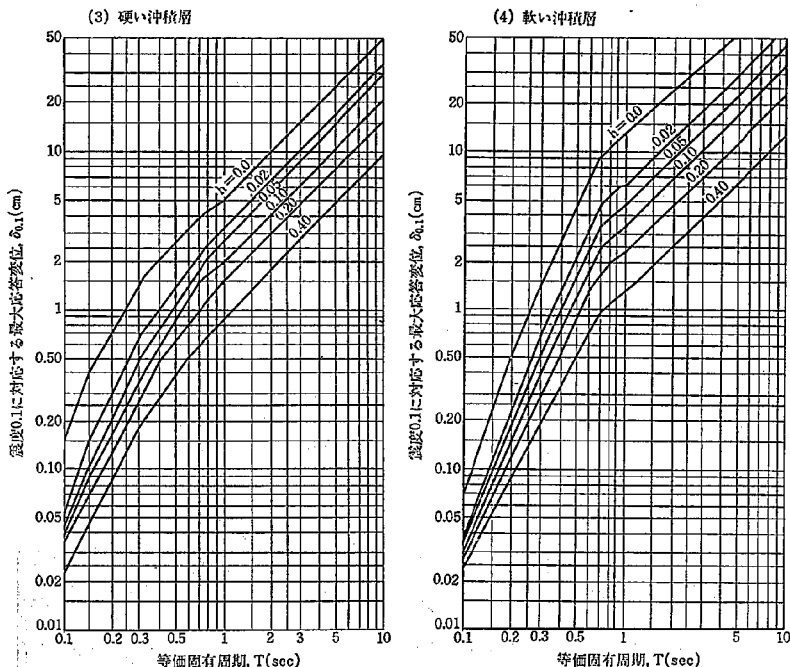


図-4.4 震度 0.1 に対応する平均応答スペクトル曲線

$$W = 0.3 W_p + W_u \quad \dots\dots\dots (4-9)$$

ここに、

W : モデルの質点の質量

W_p : 橋脚躯体の質量

W_u : 上部構造の質量

図-4.3 を用いるにあたって必要となるもう一つの数値である減衰定数 h は、次式より求める。

$$h = 0.02 + 0.2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu_R}} \right) \quad \dots\dots\dots (4-10)$$

ここに、

h : 減衰定数

μ_R : 許容変位塑性率。変位塑性率の 1/3 程度を標準とする。

c) 等価剛性および終局曲げモーメントの計算

橋脚天端に水平力を作用させたときの水平力と天端変位との関係は、一般に 図-4.5 のようであるが、同図において変位 $\mu_R \cdot \delta_y$ に対する割線剛性 (直線 OC の勾配) を等価剛性とする。

橋脚天端の水平変位は、次式より求める。

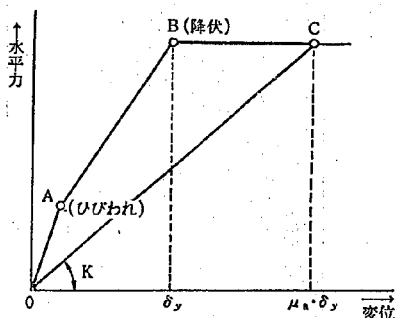


図-4.5 橋脚天端における水平力と変位との関係

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 \quad \dots\dots\dots (4-11)$$

ここに、

δ : 橋脚天端の水平変位

δ_1 : 橋脚躯体の弾塑性曲げ変形に伴う橋脚天端の変位

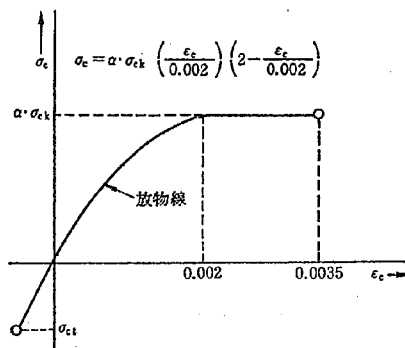


図-4.6 コンクリートの応力-ひずみ関係の仮定

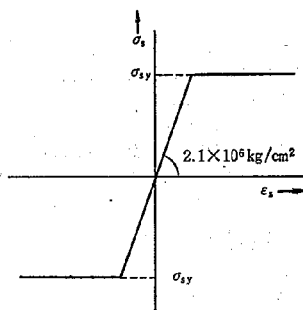


図-4.7 鉄筋の応力-ひずみ関係の仮定

δ_2 : フーチングからの鉄筋の伸び出しによる躯体の回転に伴う橋脚天端の変位

i) δ_1 の計算

① コンクリートの応力-ひずみ関係 (図-4.6) および鉄筋の応力-ひずみ関係 (図-4.7) を仮定する。

② 橋脚を高さ方向に m 分割し、各断面について $M-\phi$ 関係 (M : 曲げモーメント, ϕ : 曲率) を計算する。各断面は n 分割し、各微小面積内で応力度およびひずみは一定とし、かつ、断面の平面保持の法則が成り立つものとして各要素のひずみを求め、①の仮定によって応力度を求め、式(4-12)および式(4-13)のつり合条件を満足する中立軸位置を試算によって求める。

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot dA_{ci} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot dA_{sj} \quad (4-12)$$

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot x_i \cdot dA_{ci} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \cdot x_j \cdot dA_{sj} \quad (4-13)$$

ここに、

N, M : 各断面に作用する軸方向力および曲げモー

メント

δ_{ci}, σ_{ci} : 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度

dA_{ci}, dA_{sj} : 各要素内のコンクリートおよび鉄筋の断

面積

x_i : 各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

n : 断面の微小要素への分割数

中立軸位置が定まれば、曲げモーメントは式(4-13)より、曲率 ϕ は次式より求める。

$$\phi = \epsilon_{co} / x_o \quad (4-14)$$

ここに、

ϵ_{co} : コンクリートの微ひずみ

x_o : コンクリートの圧縮線から中立軸までの距離

③ 橋脚天端の変位 δ_1 を、次式より求める。

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_{i-1} + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot dy_i \quad (4-15)$$

ここに、

δ_1 : 橋脚躯体の弾塑性変形に伴う天端の水平変位

ϕ_i, ϕ_{i-1} : 橋脚底面から数えて i 番目および $i-1$ 番目の断面における曲率で、②で求めた $M-\phi$ 曲線より求める。

y_i, y_{i-1} : 橋脚底面から数えて i 番目および $i-1$ 番目の断面までの距離

dy_i : 橋脚底面から数えて $i-1$ 番目の断面と i 番目の断面との間の距離

ii) δ_2 の計算

① 躯体底面位置における鉄筋のひずみ値から、

図-4.8 により平均付着応力度を求める。

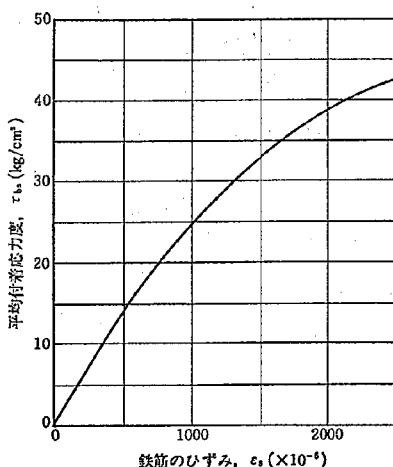


図-4.8 平均付着応力度

② 躯体底面の回転角を、次式より求める (図-4.9 参照)。

$$\theta = \frac{A_s \cdot \sigma_s \cdot \sigma_s}{U \cdot r_{bs} \cdot x} \quad (4-16)$$

ここに、

θ : 躯体の回転角 (rad.)

A_s : 鉄筋の断面積

U : 鉄筋の周長

σ_s : 躯体底面位置における鉄筋のひずみ

σ_s : 躯体底面位置における鉄筋の応力度

r_{bs} : 平均付着応力度で、図-4.8 による

x : 中立軸から鉄筋までの距離

③ 橋脚天端の変位 δ_a を、次式より求める。

$$\delta_a = \theta \cdot H \quad (4-17)$$

ここに、

δ_a : 橋脚底面の回転による天端の水平変位

θ : 躯体の回転角

H : 橋脚の高さ

変位塑性率 μ_{khs} の計算に必要な降伏変位 δ_y は、上記の逐次計算過程において鉄筋降伏点に対応する点までの $M-\phi$ 曲線より、また、終局曲げモーメント M_u は、コンクリートの終局ひずみ ($\epsilon_{su} = 0.0035$) に対応する点までの式 (4-13) による積分値として、それぞれ求める。

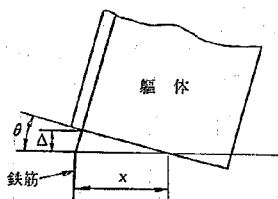


図-4.9 フーチングからの鉄筋の伸び出しによる躯体の回転

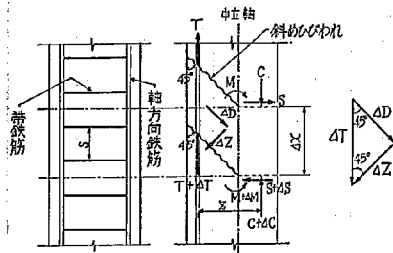


図-4.10 終局せん断力の計算におけるトラス理論

d) 終局せん断力の計算

終局せん断力は、次式より求める (図-4.10 参照)。

$$S_u = \frac{A_v \cdot \sigma_{sy} \cdot z}{s} \quad (4-18)$$

ここに、

S_u : 終局せん断力

A_v : 区間 s における帯鉄筋の総断面積

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点応力度

z : 断面におけるコンクリートの圧縮力作用位置と鉄筋位置との間の距離

s : 帯鉄筋の間隔

[解説]

a) について：塑性域における変形性能の検討を目的とするものであるため、水平変度 k_{hd} の値は、変度法や修正変度法で用いる設計水平変度よりも大きい値とするのが適当である。ここでは、標準の水平変度として $k'_d = 0.3$ を考えることとした。

b) について：式 (4-7) 中の、水平変度 0.1 に対応する最大応答変位 δ_{m1} を求めるための 図-4.4 は、わが国で発生した比較的大きい地震による水平方向の地震加速度記録 44 成分 (20 ガル以上) にもとづき、固有周期と絶対最大応答加速度との関係で示された平均応答スペクトル曲線 (1974)⁹⁾ を、次式により、固有周期と最大応答変位との関係に変換して得たものである。

$$S_D = \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_A \quad (解 4-3)$$

ここに、

S_D : 変位スペクトル値

S_A : 絶対加速度スペクトル値

T : 固有周期

モデルの質点質量 W を求める式 (4-9) は、道路橋耐震設計指針⁹⁾ に準じて定めた。減衰定数を求める式 (4-10) は、Gulkan ら¹³⁾ の提案によるものである。

c) について：橋脚の弾塑性曲げ変形の計算において仮定したコンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係 (図-4.6 および 図-4.7) は、文献 24) によった。これは、これらが部材の終局状態の計算を対象として定められたもので、この項における計算目的に適合するものであったことによる。橋脚断面の終局状態を支配するのは一般にコンクリートの終局圧縮ひずみであるので、図-4.7 の鉄筋の応力-ひずみ関係には終局ひずみ値を設定していない。コンクリートの終局ひずみの値は、既往の研究²⁰⁾ を参照して 0.0035 と仮定した。なお、橋脚の弾塑性計算において、コンクリート圧縮部のひずみがこの終局ひずみに達するときの曲げモーメントを終局曲げモーメント、その時の変位を終局変位と定義している。

式 (4-16) は、つぎのような考えのもとに導かれた。フーチング上面における軸方向鉄筋の応力度を σ_s とし、

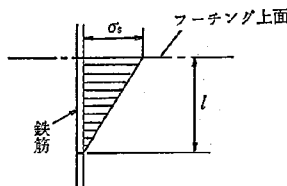


図-9 フーチング内の鉄筋応力分布の仮定

応力度が0になる点の深さ l まで鉄筋応力度は図-解4.9に示すように直線分布するものと仮定する。軸方向鉄筋の断面積を A_s 、周長を U 、区間 l における平均付着応力度を τ_{bs} とすると、力のつり合条件より次式を得る。

$$l = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs}} \quad \text{.....(解 4-4)}$$

フーチング上面における鉄筋のひずみを ϵ_s とすると、区間 l における平均ひずみは $\tau_{bs}/2$ 、したがってフーチング上面における鉄筋の伸び出し量 d は、次式より求まる。

$$d = (\epsilon_s/2) \cdot l \quad \text{.....(解 4-5)}$$

2. [1] に示した実験結果等より、交番繰返し荷重を受ける場合の伸び出し量として、この2倍を考慮することにする。

$$d = \epsilon_s \cdot l \quad \text{.....(解 4-6)}$$

図-4.8より、橋脚躯体底面の回転角 θ は、

$$\theta = d/x \quad \text{.....(解 4-7)}$$

式(解4-4)、式(解4-6)を式(解4-7)に代入すれば、式(4-16)を得る。

図-4.8は、既往の実験資料^{(33),(14)}によった。

なお、等価剛性を計算を行わずに推定する場合には、既往の橋脚における降伏時剛性(表-解4.1)を参照し、それより許容塑性率 μ_s に対応する剛性として等価剛性を求めればよい。

d) について：終局せん断力 S_u の計算に用いる式(4-18)は、図-4.10に示すようなトラス理論により求めたものである。すなわち、図-4.10に示すように間隔 dx で斜めひびわれが生じた場合、中立軸より引張側の区間 dx に属する圧縮主応力(コンクリートが負担)の合計 ΔT 、引張主応力(帯鉄筋が負担)の合計 ΔZ および軸方向鉄筋の引張力の増分 ΔT がトラスをなしてつり合うと考えると、 S_u の計算式がつぎのように得られる。

$$\Delta Z = \Delta T \cdot \sin 45^\circ = \frac{\Delta T}{\sqrt{2}}$$

$\Delta T \cdot z = S \cdot dx$ であるから、

$$\Delta Z = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \frac{S \cdot dx}{z} \quad \text{.....(解 4-8)}$$

dx 区間の帯鉄筋が負担する斜引張力を ΔZ とすると、

$$\Delta Z_s = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{\sqrt{2}} \cdot \frac{dx}{s} \quad \text{.....(解 4-9)}$$

ここに、

A_s : 区間 s における帯鉄筋の断面積

σ_s : 帯鉄筋の応力度

引張主応力をすべて帯鉄筋が負担する場合、 $\Delta Z = \Delta Z_s$ より、

$$\frac{S}{z} = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{s}$$

ゆえに、

$$S = \frac{A_s \cdot \sigma_s \cdot z}{s} \quad \text{.....(解 4-10)}$$

終局せん断力 S_u は、上式において $\sigma_s = \sigma_{sf}$ として、

$$S_u = \frac{A_{sa} \cdot \sigma_{sf} \cdot z}{s} \quad \text{.....(4-10)再}$$

(4) 構造細目

1) 一般構造細目

a) 鉄筋の定着

i) 軸方向鉄筋のフーチング中への定着長さは、一般に次式より求まる長さ l 以上とする。

$$l = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \quad \text{.....(4-19)}$$

ここに、

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

τ_{oa} : 許容付着応力度

ϕ : 鉄筋の直径

ii) フーチング中の鉄筋を中心とするコンクリートの円錐状のせん断破壊を防止するため、つぎのような補強鉄筋を配置する。すなわち、フーチング上側にはフーチングの設計荷重に対して必要とする量の水平鉄筋を配置する。さらに、橋脚躯体断面のフーチング上面における外縁線から少なくとも $2l$ 以内の範囲には、橋脚の全軸方向鉄筋の全強に相当するせん断力を受け持つのに必要な腹鉄筋をその範囲に分散させて配置するのがよい。

iii) 柱の設計計算上必要なくなった軸方向鉄筋を柱中間部で定着する場合の定着長さは、鉄筋直径の45倍以上とする。

b) 鉄筋の継手

i) 軸方向鉄筋に継手を設ける場合の継手長さは、次式より求まる l_n 以上とする。

$$l_n = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{oa}} \cdot \phi \quad \text{.....(4-20)}$$

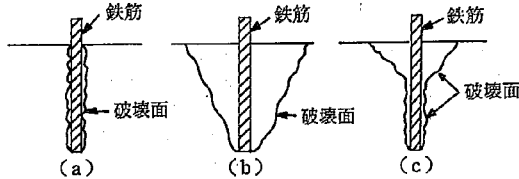
ここに、

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

τ_{oa} : 許容付着応力度

ϕ : 鉄筋の直径

ii) 軸方向鉄筋の重ね継手部には、軸方向鉄筋1本の断面積の1/3以上の断面積に相当する量の横方向鉄筋(帯鉄筋)を配置して補強する。



図解 4.10 定着破壊の形式

【解説】

a) について：現行の設計基準（土木学会・コンクリート標準示方書）に示されている定着長さの計算方法は、図解 4.10(a) に示されている鉄筋表面においてコンクリートと鉄筋との付着が破壊することを前提としたものとなっている。しかし、実験によれば（3. [2]. (3) 参照），定着長さが短い場合には図解 4.10(b) に示すようにコンクリート内に円錐状のせん断破壊面を生じ、定着長さが長い場合には図解 4.10(c) に示すように鉄筋表面の破壊と円錐状の破壊とが複合された形式の破壊を生じる傾向がある。また、軸方向鉄筋をフーチング内に定着する場合、複数の鉄筋が互いに近接して定着されるため、相互干渉の影響により鉄筋 1 本当たりの定着効率が低下する。

以上のような定着部の性状は、比較的小型の供試体によって確かめられたものであり、今後、形状・寸法や軸方向鉄筋周囲の配筋状態など、より実橋脚にちかい状態での挙動を確かめることが必要である。ここでは、当面の措置として、現在における知見の範囲で安全と考えられる定着部の構造細目を提示したものである。

柱の中間部で軸方向鉄筋を定着する場合は、地震時に交番繰返し水平力を受けることを想定すると、コンクリートが引張を受ける部分に軸方向鉄筋を定着することになる。しかし、部材の引張部における所要定着長さについては不明の点が多い。そのため、躯体の中間部で止める鉄筋は、計算上必要がなくなった位置から十分余裕をもって延長して止めておくのが安全である。また、鉄筋量に変化する断面では、地震時水平力による応答曲率が大きくなって、他の部分より塑性化が進行しやすく、応力集中が起きやすい（2. [2]. (4) 参照）ことから、定着端は十分に延長しておくのが安全である。このようなことから、柱の中間部で軸方向鉄筋を定着する場合の定着長さは、一般部における所要定着長さ（鉄筋直径の約 30 倍以上）に 50% 程度の余裕をみて、鉄筋直径の 45 倍以上とすることとしたものである。

b) について：重ね継手の継手長さは、現行の設計基準（土木学会・コンクリート標準示方書）に示されている値と同じである。

重ね継手に地震時に繰返し高応力が作用すると、ぜい性的な割裂破壊を生じるおそれがあるため、重ね継手部には十分な量の横方向鉄筋を配置して補強することが必要である。実験によれば、単一継手の場合（相隣る鉄筋の間隔が十分に大きい場合）には、継手長さを式(4-20)より定まる値とし、軸方向鉄筋 1 本の 30% 程度の鉄筋量の横方向鉄筋で補強すれば、鉄筋の突端伏点程度の大きさの応力の繰返しに対して十分な耐力と靱性を確保しうると考えられる。しかし、重ね継手が狭い間隔で並列して設けられるときは、相互干渉の影響により耐力および靱性が低下する傾向がある。したがって、橋脚の一断面に継手が集中するような場合は、継手長さを式(4-20)で与えられる値よりも大きくするか、または横方向鉄筋量をふやすかして、十分な耐力と靱性が保持されるようにする必要がある。継手間隔が広い場合には横方向鉄筋量をふやすことの効果は小さいが、継手間隔が狭い場合には横方向鉄筋をふやすことにより耐力・靱性が向上することが実験によって確かめられている（3. [2]. (2) 参照）。横方向補強鉄筋は、重ね継手区間の端部に重きをおいて配置すれば、いっそう効果的である。

2) 単一柱脚躯体の配筋

a) 軸方向鉄筋

i) 軸方向鉄筋は、直径 13 mm 以上とし、その断面積はコンクリート全断面積の 0.05% 以上とする。

ii) 設計を震度法または修正震度法にもとづく方法で行う場合、軸方向鉄筋を躯体中間部で定着する場合、応力度の算定における設計曲げモーメントの分布は、橋脚下端における値を震度法または修正震度法によって求まる値とし、上部構造からの水平力の作用位置における値を 0 とし、その中間部は直線的に変化するものとする。

b) 帯鉄筋

i) 帯鉄筋は、直径 13 mm 以上の鉄筋とし、その間隔は柱断面の最小寸法の 1/2 以下、軸方向鉄筋の直径の 12 倍以下で、かつ、30 cm 以下とする⁹⁾。

ii) フーチング上面より柱断面の最小寸法に等しい区間の橋脚躯体およびフーチング上面より柱断面の最小寸法の 1/2 に等しい深さまでのフーチング中の区間においては、帯鉄筋間隔は 15 cm とする。

iii) 躯体中間部で軸方向鉄筋を定着する場合の定着長さの区間についても、帯鉄筋は 15 cm 間隔に配置するものとする。

【解説】

a) について：軸方向鉄筋量については、現行の学会基準によることとした。ただし、学会基準では 12 mm 以上の鉄筋とされているのに対し、現在では異形鉄筋の使用が一般的であることから、その規格値に合わせて、直径 13 mm 以上としたものである。

つぎに、設計用曲げモーメントに関して、高さ 20 m の単一柱橋脚の多質点モデルによる地震応答解析の結果によれば、最大応答曲げモーメントは、橋脚の高さ方向に等分布の震度を与えて静的計算で求めた最大曲げモーメントにくらべて直線にちかい分布となる(図解 4.11) また、日本建築学会の鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針⁽⁴⁾には、設計曲げモーメントは直線分布とすることが規定されている。これらを勘案して、単一柱橋脚の設計を震度法または修正震度法にもとづく方法で行う場合の設計曲げモーメントは、直線分布(三角形分布)と考えることとした。

b) について：断面寸法の大きい RC 橋脚の帯鉄筋配置について、土木学会・コンクリート標準示方書 50 条解説には、「帯鉄筋は直径 12 mm 以上、その間隔は 60 cm 以下、帯鉄筋またはつなぎ鉄筋による軸方向鉄筋の支持間隔は柱の最小横寸法以下、軸方向鉄筋直径の 45 倍以下とする」ことが示されている。しかし、単一柱橋脚を対象とした柱の交替繰返し載荷実験(2. [1] 参照)の結果によれば、帯鉄筋を柱の最小横寸法に等しい間隔で配置した場合は、靱性が著しく低下することが確かめられている。これは、交替繰返しによって柱に生じる斜め

ひびわれに対して、それと交差する帯鉄筋がほとんどないことによるものと考えられる。斜めひびわれは、柱底面の軸方向鉄筋位置付近を、また、鉄筋を躯体中間部で定着する場合は定着部先端付近をそれぞれ起点として発達することが多いと考えられる。しかし、ひびわれ発生位置を正確に予想することは困難であるため、かりに斜めひびわれが躯体のどの位置に生じたとしても、少なくとも 1 本の帯鉄筋が斜めひびわれと交差して、ひびわれ発生後のせん断力伝達の役割を果たしうるようにしておくのが安全である。そのためには、帯鉄筋は柱断面の最小寸法の少なくとも 1/2 の間隔で配置しておく必要がある。また、RC 橋脚の帯鉄筋は、軸方向鉄筋の座屈を防ぎ、柱に作用する応力の分布を改善することが本来の目的であり、そのためには間隔があまり大きすぎるのは好ましくない。既往の地震で著しい被害を生じたものの中には、帯鉄筋量が過小であったり間隔が大きすぎたりしたものも多くみられる。このようなことから、帯鉄筋間隔は最大 30 cm 程度にとどめるのが適当と考えられる。

道路橋示方書・コンクリート橋脚の 4.2.10「帯鉄筋配置」の規定は、このような条件に合致することから、本文 i) はこの規定をそのままとあげたものである。

柱下端部および躯体中間部での鉄筋定着位置付近は塑性ヒンジが形成されやすく、応力集中の大きい箇所であるので、このような部分は帯鉄筋を密に配置して補強しておく必要がある。本文 ii) および iii) は、日本道路公団における内規を参照したものである。

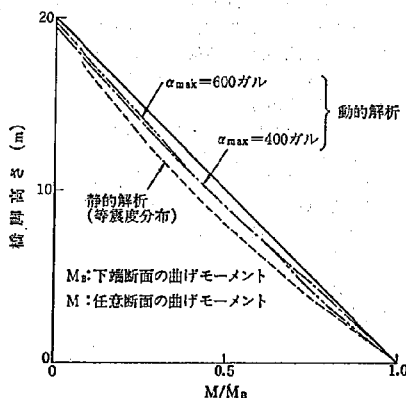
帯鉄筋の形状は、単一フープにせよ多重フープにせよ、個々のフープは完全な閉合型とし、端部には鋭角フックを設け、軸方向鉄筋に掛けて定着する。2. [1] に示した実験の結果では、単一フープに比べて単一フープとつなぎ鉄筋とを併用したものの優位性は認められなかったが、帯鉄筋の働きの一つである軸方向鉄筋の座屈防止の効果を確実なものとするため、単一フープを用いる場合には、矩形帯鉄筋の相対する長間隔を結ぶつなぎ鉄筋を適宜設けるのが安全と思われる。この場合のつなぎ鉄筋は、両端に鋭角フックを設けてそれぞれ軸方向鉄筋に掛けるだけのものよりは、軸方向鉄筋位置で直角に折曲げて、その脚を相当延ばした U 字形のものとする方が効果的と思われる。

g) 橋脚頭部の設計

a) 落橋防止構造

i) 可動支承部には、地震時に上客が下客から逸脱しないように、移動制限装置を設けるものとする。その設計方法は、道路橋示方書・耐震設計編(案)¹⁾によるものとする。

ii) 桁端部は、地震時に落橋しないように、桁端と橋



図解 4.11 曲げモーメントの分布

脚天端の壁面との間の距離を所定の値以上とするか、または適切な落橋防止装置を設けるかとするものとする。これらの詳細は、道路橋示方書・耐震設計編(案)¹⁾によるものとする。

b) 桁座の設計

桁座は、地震による水平力によって生じるせん断力に対して安全ように設計する。

〔解説〕

b) について：桁座の具体的な設計法の例として、国鉄の基準¹¹⁾による方法を、付属参考資料 1.7 に掲げる。

5. 結 言

この研究は、単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚のうち、一般の道路橋において多用される高さ 20 m 程度以下の中小規模の橋脚を対象としている。このような橋脚の地震時における挙動、とくに弾塑性域における耐力・靱性について明らかにし、所要の強度と所要の靱性を付与しようとする設計方法について考究するとともに、耐震性を向上させるための構造細目の検討を行い、これらをもとに具体的な耐震設計法の一案を提示して、この種の橋脚の耐震設計法の改善に資することを目的としたものである。

本論文の主体は、つぎの 4 章からなる。

1. 序論
2. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性挙動の検討
3. 構造細目に関する検討
4. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一案

1. 序論では、まず、内外における土木・建築両構造物の耐震設計法の現在のすう勢について述べている。すなわち、現行の耐震設計基準は、主として建築構造物を対象とするものであること、土木構造物では橋梁が主たる対象とされていることを述べ、現行基準のほとんどが震度法または修正震度法により部材強度の照査を行う方法を定めているなかで、カリフォルニア州の基準など一部の基準は部材強度とともに部材の靱性をも考慮する漸新な設計体系を採用していることを述べた。

つぎに、耐震に関する研究がとくに活発な日米両国における最近の研究活動にふれ、わが国では建設省による新耐震設計法(案)(昭和52年3月)の策定を契機として、土木・建築両分野における耐震設計基準の統合化および最新の知見にもとづく各箇の基準の再整備が行われつつあり、また、米国でも建築構造物耐震設計基準の統合化ははかれつつあることを述べた。

関東地震以降のおもな地震における橋脚・橋台のおも

な被害の状況の分析から、これらの構造物のぜい性的な破壊を防止するためには、構造物の地震時における荷重-変形特性および破壊特性を究明し、構造物に適度の靱性を付与するような設計を行う必要があること、主鉄筋の定着、横方向鉄筋の配置、支承部の補強など、構造細目上の配慮を十分に行う必要があること、などを指摘した。

鉄筋コンクリート橋脚の地震時挙動に関する既往の研究事例がきわめて乏しいことから、主として建物の柱を対象とした既往の研究例約 100 例について文献調査を行った結果、これらの研究成果は橋脚の挙動解明の参考としうるものの、建物の柱と橋脚とは荷重条件、部材の諸元、配筋方法等、構造的・力学的条件が著しく異なるため橋脚の地震時挙動に関しては別途に究明する必要があることが認識された。

2. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性挙動の検討では、実験および解析の両面から地震時挙動の検討を行った。

実験的検討では、中小規模の橋脚を代表する、断面 40×80 cm、柱の高さ 165 cm のフーチング付き供試体 6 体について、一方向および交番繰返し載荷を行い、荷重-変位関係、耐力・破壊特性、靱性などについて調査・検討を行った。その結果、つぎのことが明らかになった。

① 繰返し荷重下における橋脚躯体の水平変位には、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しが大きな影響をもつ。

② 一方向繰返し荷重を受ける場合に比べて、交番繰返し荷重を受ける場合には靱性率(降伏変位に対する終局変位の割合)は著しく低下し、破壊モードも曲げ破壊型からせん断破壊型に移行する傾向がある。したがって、一方向載荷の荷重-変位モデルにもとづく計算によって耐震安全性の検討を行う場合には、このことを十分考慮する必要がある。

③ 既成のヒステリシス・ループのモデルのなかでは、武藤のモデルが比較的整合性がよい。

④ 柱の耐力が保持されている範囲においては、変位振幅が大きいほど柱のエネルギー吸収能力は大きくなる。エネルギー吸収能力は、また、帯鉄筋配筋方法によって変化する。

⑤ 帯鉄筋間隔は、学会基準(土木学会・コンクリート標準示方書)に一つの条件として示されている「柱の最小横寸法以下」では十分でなく、最小横寸法の 1/2 程度以下とするのが適当である。

解析的検討では、建設省標準設計橋脚を主体とする中小規模の橋脚の地震時挙動について、弾塑性応答解析に

よる検討を行った。まず、高さ 7~21 m の標準設計橋脚について、基礎を完全固定とした 1 質点モデルによる応答解析を行い、橋脚の靱性率、入力加速度と応答靱性率（降伏変位に対する応答塑性変位の割合）との関係、などを明らかにした。さらに、塑性域における橋脚の応答をスペクトル法によって簡易に求めることを確かめて、この方法による靱性の照査の方法を提案した。

つぎに、橋脚の地震時応答におよぼす基礎のロッキングの影響について、フーチング寸法を変化させて検討した。その結果、橋脚の応答はフーチング寸法によって著しく異なり、標準設計寸法のフーチングを用いる場合には、橋脚の変位におよぼす基礎のロッキングの影響は比較的小さいことが確かめられた。

さらに、橋脚の多質点系モデルによる弾塑性応答解析を行って、軸方向鉄筋配置を定める場合の設計曲げモーメントのとり方について検討するとともに、1 質点モデルによる計算精度は実用上十分なものであることを確かめた。

これらの実験的・解析的検討によって得られた知見を、実施設計に反映させる方法について提案した。

3. 構造細目に関する検討では、鉄筋コンクリート橋脚の構造細目のうち、耐震上とくに重要と思われる軸方向鉄筋の重ね継手および軸方向鉄筋の定着に着目して、実験的検討を行った。

重ね継手に関しては、梁供試体 26 体の一方および交番繰返し曲げ載荷を行って、コンクリート強度、断手長さおよび継手の補強方法が継手の耐力・靱性におよぼす影響について調べた。さらに、実際の橋脚の応力状態にちかい応力場での継手の挙動を確かめるため、橋脚躯体の一部を切り出した形のブロック状供試体を用いて、横方向補強鉄筋の配置方法が継手性状におよぼす影響ならびに複数の継手が狭い間隔で並列に設けられた場合の継手相互の干渉作用による耐力・靱性等の性能低下の影響を調べた。その結果、つぎのことがわかった。

① 鉄筋間隔が十分大きいときは、継手長さを鉄筋直径の 30 倍とし、主鉄筋 1 本の断面積の 30% 程度の断面積に相当する横方向鉄筋で補強すれば、繰返し荷重に対して十分な耐力・靱性が得られる。しかし、継手が密な間隔で設けられるときは、継手長さをさらに大きくするか、または補強鉄筋量を多くする必要がある。

② 横方向鉄筋は、継手端部付近を重点に配置するのが効果的である。

つぎに、軸方向鉄筋の定着に関しては、地震時水平荷重により定着部に大きな引張力が作用した場合の定着部の安全性を確かめるため、ブロック状供試体 15 体の鉄筋引抜き実験と、実際の橋脚におけるように柱の曲げによって軸方向鉄筋が引張力を受ける状態とした供試体 10

体の曲げ載荷実験を行った。その結果、学会基準による定着長さは、鉄筋コンクリートとの付着の破壊に対しては十分安全であるが、複数の鉄筋が密に配置される場合には、鉄筋 1 本当りの定着破壊強度が低下するとともに、破壊形式も鉄筋を軸とする円錐状のコンクリート塊が抜け出す形式に移行する傾向があって、この場合の安全度はかなり小さいために、この形式の破壊に対する安全確保の配慮が必要になることが明らかになった。

以上の成果を設計に反映させる方法について提案を行った。

4. 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法の一提案は、以上の成果を実施設計へ具体的に反映させるための試みとして、設計指針の様式にとりまとめたものであり、本章はこの研究の結論ともいべきものである。

この設計法（案）は、つぎの点に特色がある。

① 慣用の設計において行われているような、材料の許容応力度による安全性の照査に加えて、地震時における変形性能の照査を採り入れたこと。これは、橋脚の軸方向鉄筋が降伏点をこえてからも、ある範囲ではぜい性的な破壊を生じることなく変形しうようなねばり強さ（靱性）を付与することを意図したものである。

② 終局時のぜい性破壊をさけるために、せん断耐力を上まわる曲げ耐力を確保するための、終局耐力の照査を加えたこと。

③ 構造細目に関する新しい知見を盛り込んだこと。

この設計法（案）は、中規模の単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚を対象とするものではあるが、設計荷重として土圧、水圧等をも考慮することにより、鉄筋コンクリート橋台、よう壁、水門支柱、楯形の壁、など類似の構造物の耐震設計にも準用することができる。

本文に引用した、内外のおもな耐震設計基準の要旨、建設省策定の新耐震設計法（案）の要旨、現行のおもな基準における鉄筋継手・定着に関する規定の要約などは、付属参考資料として巻末に掲げた。

一概に単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚といっても、高さ数メートルのものから数十メートルにおよぶまでの規模は広範囲にわたるが、本研究の対象範囲は建設省標準設計における対象範囲、すなわち高さ 20 m 程度未満の橋脚に限定した。一般の道路橋脚の大部分はこの範囲にあるので、本研究の成果の利用範囲がこれによって著しく限定されることはないと考えられる。

現行の道路橋耐震設計指針は、道路橋示方書に「V. 耐震設計編」として編入・統合されることとなり、それを機会に現行の指針の内容を最新の知見にもとじて改訂するための審議が、1978 年 3 月より日本道路協会橋梁

委員会・耐震設計分科会(栗林栄一分科会長)においてすすめられてきた。改訂基準には、本研究の成果による「靱性を考慮した設計」が新たに導入される方向で、検討が行われている。

なお、本研究の成果のうち、構造細目にかかわる事項その他については、建設省標準設計の改訂などの際に活用してゆきたいと考えている。

謝 辞

本研究は、鉄筋コンクリート橋脚のなかでも標準設計の対象とされているような比較的規模の小さい橋脚を対象として、その耐震設計法を従来の方法よりも一歩合理的なものに推し進めることを意図してとりまとめたものである。しかし、この研究によってこの目的が完遂されたわけではなく、むしろこのような目標に向けての今後の研究の一端を開いたにすぎないといえよう。最近の宮城県沖地震での多数の橋脚の被害は、中小規模の単一柱鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計が必ずしも万全でなかったことを物語っているともいえ、この地震を契機として橋梁構造物の耐震性について見直ししようとの機運が高まっている。このような折から、本研究が当初の趣旨にいささかなりとも沿えるものとなり得れば、まことに幸いである。

本論文に盛り込まれた資料の大半は、建設省の総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発」の一環として、昭和48年度より昭和51年度まで活動が続けられた耐震技術開発研究委員会・コンクリート部会(伊東茂富部会長)における研究成果に負っている。すなわち、2.[2]の解析的検討における資料は、同部会の4年間にわたる活動において断片的に得られた成果に、一部加筆を行って編成したものである。また、3.[2]の構造細目に関する実験の一部も同部会の活動の一環として行われたもので、各実験シリーズごとに添記した参考文献の共同執筆者の方々との共同研究によるものである。同部会に対し種々の資料を提供され、かつ、御助言いただいた、同部会の委員、幹事各位、ならびに間接的に同部会の活動に御協力いただいた方々に対し、ここに深甚なる謝意を表する次第である。

本論文のとりまとめは、名古屋大学の成岡昌夫教授および熊本県立大学の御指導のもとに行なった。ここに、何とかこの論文をまとめることができたのは、上記の諸先生方の御懇篤なる御指導・御鞭撻の賜である。ここに厚く御礼を申し上げる次第です。

なお、2.[1]のコンクリート橋脚模型実験と、3.[2]の構造細目の実験の一部は、建設省土木研究所コンクリート研究室独自の業務として実施されたものであり、これらの実験に際しては同研究室の古賀康之研究員、小林保・前研究員ほか研究室の諸兄より多大の御協力をい

ただいた。ここに付記して感謝する次第である。

参 考 文 献

- (注) 下記の略号を用いる。
- 土木学会第 回年譜：土木学会第 回年次学術講演会講演要集
- 日本建築学会大会：日本建築学会大会学術講演梗概集
- EERC：Earthquake Engineering Research Center, California University, Berkeley, California
- 1) 建設省、「新耐震設計法(案)」, 1977年 3月
- 2) 土木学会,「昭和49年度版・コンクリート標準示方書」, 1974年 9月
- 3) 日本道路協会,「道路橋示方書・同解説, I. 共通編」, II. コンクリート橋梁」, 1978年 1月
- 4) 日本道路協会,「道路橋耐震設計指針・同解説」, 1972年 5月
- 5) 日本道路協会,「道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編(案)」, 1979年 1月(委員会審議資料)
- 6) 日本道路協会,「下部構造設計指針・ケーソン基礎の設計篇」, 1971年 3月
- 7) 高速道路調査会,「道路設計基準」第2巻, 1970年
- 8) 首都高速道路公団工務部,「首都高速道路耐震設計基準」, 1967年
- 9) 阪神高速道路公団,「設計基準, 第3部・構造物設計基準」, 1966年
- 10) 本州四国連絡橋公団,「耐震設計基準・同解説」, 1977年
- 11) 土木学会,「国鉄建造物設計標準」, 1974年
- 12) 日本ダム会議,「第2次改訂・ダム設計基準」, 1978年 8月
- 13)「建築基準法施行令」, 1950年
- 14) 日本建築学会,「高層建築技術指針」, 1963年
- 15) 日本建築学会,「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」, 1972年 4月
- 16) 日本建築学会,「鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針」, 1976年 8月
- 17) 建設省,「土木建造物標準設計」, 第9巻～第12巻, 1976年 3月
- 18) 主としてつぎによった：Earthquake Resistant Regulations-A World List 1973, International Association for Earthquake Engineering
- 19) "Recommended Lateral Force Requirement", Structural Engineers' Association of California (SEAOC), 1968
- 20) "Bridge Planning and Design Manual", California

- State Division of Highways
- 21) "Highway Bridge Design-Design Brief", New Zealand Ministry of Works
 - 22) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)", American Concrete Institute, 1971
 - 23) 同上・Appendix A-Special Provisions for Seismic Design
 - 24) CEB/FIP コンクリート構造物設計施工指針, 鹿島出版会, 1970年
 - 25) "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", Applied Technology Council, August 1978
 - 26) 武藤 清, 「構造物の動的解析」, 九章, 1976年
 - 27) 梅村 魁, 「鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法」, 技報堂, 1973年
 - 28) 山田 稔, (編著), 「鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性」, 技報堂出版, 1976年 8 月
 - 29) Hiroshi KAWAMURA, "Seismic Capacity of Reinforced Concrete Structures", December 1977 (名古屋大学学位論文)
 - 30) 土木学会, 「大正12年関東大地震震害調査報告」第三巻, 1972年12月
 - 31) 岡本舜三, 「耐震工学」, オーム社, 1971年
 - 32) 昭和23年6月28日北陸震災調査報告, 「建設省土木研究所報告」第78号, 1949年 3 月
 - 33) 建設省土木研究所, 新潟地震調査報告, 「土木研究所報告」第125号, 1965年 6 月
 - 34) 1968年十勝沖地震災害調査報告, 土木研究所報告, 第141号, 建設省土木研究所, 1971年 6 月
 - 35) 宮城県沖地震道路橋被害調査分科会(日本道路協会)会議資料, 建設省土木研究所, 1978年10月(未公表)
 - 36) サンフェルナンド地震(1971年2月)の震害について, 土木学会耐震工学委員会, 土木学会論文報告集, 第195号, 1971年11月, pp. 117~148
 - 37) 小寺重郎: ロスアンゼルス地震の震害を見て, 土木技術, 26巻, 6号, 1971年 6 月, pp. 97~108
 - 38) 國分正胤, 岡村 甫: コンクリートに対する異形鉄筋の付着性状に関する研究, コンクリートライブラリー, 第14号, 土木学会, 1965年12月, pp. 1~19
 - 39) 角田与史雄: 鉄筋コンクリート部材の諸性状一曲げおよび圧縮一, コンクリートライブラリー, 第34号号, 土木学会, 1972年 8 月, pp. 5~10
 - 40) 拾貝 勇: 鉄筋コンクリート部材の諸性状一せん断一般一, 同上, pp. 22~30
 - 41) 太田 実: 繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究(土木学会論文報告集に投稿中, 昭和55年1月登載予定)
 - 42) Y. Ozaka, M. Ohta, "Experimental Study on the Behavior of Reinforced Concrete Bridge Piers under Seismic Alternating Loads", A. I. C. A. P. - C. E. B. Symposium on Structural Concrete under Seismic Actions, Rome, May 25~28, 1979
 - 43) Y. Ozaka, M. Ohta, "Laboratory Experiment on Dynamic Behavior of Pier Columns", Workshop on Research Needs of Seismic Problems Related to Bridges, San Diego, January 29~31, 1979
 - 44) 尾坂芳丈, 初田 力, 太田 実, 小寺重郎: 鉄筋コンクリート橋脚の弾塑性応答解析と設計への応用(土木学会論文報告集に投稿中)
 - 45) 池田尚浩, 初田 力, 太田 実: 鉄筋の重ね継手の耐力特性に関する研究, 土木学会第30回年誌, 1975年10月, pp. 341~342
 - 46) 狩野誠一郎, 太田 実, 石田博樹: 橋脚軸方向鉄筋の重ね継手に関する研究, 土木学会第32回年誌, 1977年10月, pp. 206~207
 - 47) 太田 実, 石田博樹, 佐藤孝志: 異形鉄筋の定着強さ, 土木学会第30回年誌, 1975年10月, pp. 339~340
 - 48) 石田博樹, 太田 実, 佐藤孝志: 異形鉄筋の定着強度, 土木学会第31回年誌, 1976年10月, pp. 205~206
 - 49) 大久保忠良, 栗林栄一, 飯田 裕: 高架構造橋梁の地震応答, 土木学会第26回年誌, 1971年10月, pp. 281~284
 - 50) 大久保忠良, 栗林栄一, 岩崎敏男: 高架橋の耐震性, 土木学会第27回年誌, 1972年10月, pp. 463~466
 - 51) 栗林栄一, 岩崎敏男: サンフェルナンド地震で被害を受けた高架橋等の地震応答解析, 同上, pp. 467~470
 - 52) 福岡正巳, 玉野治光, 玉置 脩, 小村 敏, 忍足正: サンフェルナンド地震で被害を受けた高架橋についての研究(その2)一動的解析一, 同上, pp. 471~474
 - 53) 福岡正巳, 玉野治光, 玉置 脩, 矢作 柁, 友沢武昭: サンフェルナンド地震で被害を受けた高架橋についての研究(その2)一動的解析一, 同上, pp. 475~478
 - 54) 玉野治光, 小村 敏, 忍足 正: サンフェルナンド地震で被害を受けた高架橋についての研究(その4)一構造解析のまとめ一, 土木学会第28回年誌, 1973年10月, pp. 509~511
 - 55) 栗林栄一, 岩崎敏男, 佐竹正行: 高橋脚道路橋の地震応答解析, 同上, pp. 507~508

- 56) 栗林栄一, 岩崎敏男, 飯田 裕: 道路橋の振動特性, 土木学会第27回年報, 1972年10月, pp. 453~455
- 57) 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験結果, 土木研究所報告, 第139号, 建設省土木研究所, 1971年2月
- 58) 西山隆伸, 矢作 根, 秋元泰輔: 高応力くり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実験, 土木学会第29回年報, 1974年10月, pp. 213~215
- 59) 秋元泰輔, 富沢修次: 高応力くり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実験(その2), 土木学会第31回年報, 1976年10月, pp. 156~157
- 60) 加藤茂美, 矢島哲司: PC 構造物の耐震性に関する研究, 土木学会第22回年報, 1967年10月, pp. 6-1~6-4
- 61) 村田二郎, 神山行男: 鉄筋コンクリートの変形特性, 土木学会第23回年報, 1968年10月, pp. 267~270
- 62) 中野清司: プレストレストコンクリート建築物の問題点, プレストレストコンクリート, Vol. 4, No. 6, 1972年12月, pp. 1~11
- 63) 広沢雅也: 鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究の背景, コンクリートジャーナル, Vol. 10, No. 4, 1972年4月, pp. 75~80
- 64) 池田昭男: 軸力, 曲げ及び剪断力をうける鉄筋コンクリート柱の繰返し破壊実験, 日本建築学会論文報告集, 第83号, 1963年3月, pp. 23~30
- 65) 池田昭男: 塑性域において繰返し加力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験, コンクリートジャーナル, Vol. 8, No. 12, 1970年12月, pp. 1~13
- 66) 池田昭男: 鉄筋コンクリート柱の塑性率及び軸圧縮力の限界値について, 日本建築学会大会, 1968年10月, pp. 769~770
- 67) 池田昭男: 塑性域における多数回繰返し加力を受けるRC柱の性状, 日本建築学会大会, 1969年8月, pp. 901~902
- 68) 黒正清治, 松崎晋弘, 安部宏通, 深井豊, 東端泰夫, 野口憲一: 曲げ降伏を対象とする鉄筋コンクリート骨組の繰返し水平荷重による変形状, 日本建築学会関東支部第41回学術研究発表会要集, 1970年, pp. 97~100
- 69) 黒正清治, 林静雄, 中野孝義: 繰返し荷重下における鉄筋コンクリート柱の復元力特性に関する研究, 日本建築学会大会, 1973年10月, pp. 1393~1394
- 70) 若林 実, 南 宏一: せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱の復元特性に関する研究, 日本建築学会大会, 1971年11月, pp. 811~812
- 71) 船津孝幸, 山本治二: 鉄筋コンクリート柱の多数回繰返し特性について, 同上, pp. 791~792
- 72) 岡田恒男, 岡松太郎, 伊藤秀夫, 他: 多数回繰返し応力をうける鉄筋コンクリート部材の復元力(I~V), 日本建築学会大会, 1972年10月, pp. 1045~1050, 1973年10月, pp. 1407~1410
- 73) 黒正清治, 林静雄: 鉄筋コンクリート部材の荷重変形履歴曲線の性状に関する一考察, 日本建築学会大会, 1971年11月, pp. 775~776
- 74) 深田泰夫: 鉄筋コンクリート造建物の復元力特性に関する研究, 日本建築学会関東支部第40回学術研究発表会要集, 1969年, pp. 121~124
- 75) 菅野俊介: 鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol. 11, No. 2, 1973年2月, pp. 1~9
- 76) 青山博之: 軸方向力と繰返し曲げを受けるRC部材の履歴特性, 日本建築学会論文報告集, 第103号, 1964年10月, p. 169
- 77) 梅村 魁, 青山博之, 菅野俊介: 鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性について(その1), 日本建築学会関東支部第47回学術研究発表会要集, 1967年
- 78) 梅村 魁, 青山博之, 菅野俊介: 鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性について(その2), 日本建築学会論文報告集, 号外, 1967年10月, p. 358
- 79) 梅村 魁, 宮武恒男: 自重を考慮した鉄筋コンクリート柱の倒壊に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第66号, 1960年10月, pp. 477~480
- 80) 宮武恒男: 自重を考慮した鉄筋コンクリート柱の倒壊に関する研究(実験的研究・その1), 日本建築学会論文報告集, 第69号, 1961年10月, pp. 549~552
- 81) 梅村 魁, 池田昭男, 廖 慧明: 軸力・曲げ及び剪断力を同時に受ける鉄筋コンクリート柱の繰返し破壊実験, 日本建築学会関東支部第30回学術研究発表会要集, 1961年6月, pp. 33~40
- 82) 中田敏介, 菅野俊介, 青山博之, 金 容季: 鉄筋コンクリート実大柱の曲げせん断実験(八戸高専実物実験の継続静加力実験), 日本建築学会大会, 1970年9月, pp. 723~724
- 83) 青山博之: らせん鉄筋を持つ鉄筋コンクリート柱の復元力特性, 日本建築学会大会, 1973年10月, pp. 1411~1412
- 84) 滝沢春男: 鉄筋コンクリート造建物の強震応答解析, コンクリートジャーナル, Vol. 11, No. 2, 1973年2月, pp. 10~21
- 85) 山田 稔, 河村 広: 軸圧をうける鉄筋コンクリート部材の弾塑性曲げ変形状に関する研究(塑性破

- 労働部), 日本建築学会論文報告集, 号外, 1967年10月, p. 323
- 86) 山田 稔, 小西龍機: 軸圧を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性2軸曲げ変形性状に関する研究, 日本建築学会大会, 1970年9月, pp. 731~732
 - 87) 青山博之, 渡辺修範: 鉄筋コンクリートフレームの履歴曲線の解析, 日本建築学会論文報告集, 号外, 1966年10月, p. 201
 - 88) 青山博之, 伊藤 勝, 谷 研一, 岡本圭司: 鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会, 1970年9月, pp. 667~668
 - 89) 谷 資信, 永坂具也, 平松 晃: 鉄筋コンクリート耐震要素の復元力特性に関する研究, コンクリートジャーナル, Vol. 10, No. 2, 1972年2月, pp. 1~10
 - 90) 岡本 伸, 広沢雅也: 鉄筋コンクリート実大短柱のせん断実験(その1: 耐力性状について), 日本建築学会大会, 1969年8月, pp. 911~912
 - 91) 広沢雅也, 岡本 伸: 鉄筋コンクリート実大短柱のせん断実験(その2: 変形性状について), 同上, pp. 913~914
 - 92) 山田 稔, 河村 広, イルフアン: 鉄筋コンクリート柱のせん断力に及ぼす軸筋比の影響, 日本建築学会大会, 1971年11月, pp. 821~822
 - 93) 山田 稔, 八木貞樹: 軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材の交番繰返し剪断性状に関する研究(II. 定変位振幅交番剪断), 日本建築学会大会, 1972年10月, pp. 1061~1062
 - 94) 山田 稔, 八木貞樹: 軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材の交番繰返し剪断性状に関する研究(III. 漸増変位振幅試験), 日本建築学会大会, 1973年10月, pp. 1395~1396
 - 95) 小阪義夫, 小池狭千朗: 正負繰返し荷重を受ける軽量RCばりのせん断耐力とじん性におよぼすあばら筋比と主筋比の影響について, 日本建築学会大会, 1973年10月, pp. 1365~1366
 - 96) 藤本一郎, 入江善久: 鉄筋コンクリート柱のせん断性状に関する基礎実験, 日本建築学会大会, 1972年10月, pp. 1073~1074
 - 97) 野口 博: 鉄筋コンクリート柱の破壊モードに関する研究, 同上, pp. 1075~1076
 - 98) 服部高重, 大野和男: 繰返し水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の破壊性状について, 日本建築学会大会, 1970年9月, pp. 717~718
 - 99) 服部高重, 今野伸一, 大和田精一, 他: 鉄筋コンクリート柱の剪断耐力と変形性能, 日本建築学会大会, 1972年10月, pp. 1091~1092
 - 100) 青山博之: 柱のせん断破壊をいかにして防ぐか—RC耐震設計の根本問題を探る—, コンクリートジャーナル, Vol. 8, No. 7, 1970年7月, pp. 57~60
 - 101) 山田 稔, 古谷嘉朗: コンクリートの靱性変形能力に及ぼすフープの効果に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 号外, 1967年10月, p. 321
 - 102) 黒正清治, 花島 晃: 拘束を受けるコンクリートの弾塑性性状に関する基礎研究, 日本建築学会大会, 1970年9月, pp. 683~684
 - 103) 吉岡研三, 竹本 靖: 鉄筋コンクリート柱のせん断補強に関する実験的研究, 日本建築学会関東支部第40回学術研究発表会概要集, 1969年, pp. 181~184
 - 104) 山田 稔, 久戸潤一夫, 高島広行: 軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究(V. 剪断補強の効果), 日本建築学会大会, 1970年9月, p. 721~722
 - 105) 服部高重, 広瀬泰孝, 柴田拓二, 大野和男: 鉄筋コンクリート柱の剪断補強効果(その1), 日本建築学会大会, 1972年10月, pp. 1087~1088
 - 106) 山田 稔, 田村志郎: 軸圧を受ける鉄筋コンクリート部材の握り耐力に関する研究(II. フープの効果), 日本建築学会論文報告集, 号外, 1967年10月, p. 324
 - 107) 別所佐登志, 岡本公夫, 吉田新太郎: 帯筋拘束された鉄筋コンクリート柱の研究(その1), 日本建築学会大会, 1971年11月, pp. 785~786
 - 108) 服部高重, 広瀬泰孝, 柴田拓二, 大野和男: 鉄筋コンクリート柱のせん断補強効果(その2), 日本建築学会大会, 1972年10月, pp. 1089~1090
 - 109) 伊藤 勝, 中田慎介, 萩原銀藏: ダブルスパイラルフープを使用した鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験, 同上, pp. 1079~1080
 - 110) 黒正清治, 福原正志: 鉄筋コンクリート部材のくり返し荷重下におけるせん断性状に関する実験研究, 日本建築学会大会, 1971年11月, pp. 885~886
 - 111) 荒川 卓, 武田 寛: サブタイを有する鉄筋コンクリート柱の多数回繰返し実験, 日本建築学会大会, 1974年10月, pp. 1339~1340
 - 112) 矢代秀雄, 板田智之, 町田修一: 重ね継手部分のあばら筋の効果に関する実験的研究(第2報~第4報) 日本建築学会大会, 1972年10月, pp. 1353~1354, 1973年10月, pp. 1355~1356, 1974年10月, pp. 1397~1398
 - 113) 小阪義夫, 谷川恭雄: 正負繰返し荷重を受ける鉄筋とコンクリートとの付着性状, セメントコンクリート, No. 306, 1972年8月, pp. 33~37
 - 114) 宮武恒男, 窪田敏行, 東 洋一: 鉄筋コンクリート柱に関する研究, I (降伏点の変形について), II (一

- 定軸力と水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の実験), 日本建築学会関東支部第37回学術研究発表会概要集, 1966年, pp. 116~120
- 115) 森田司郎, 角 徹三, 木口修二: 繰返し荷重下での定着部鉄筋の付着性状 (その1: 定着域での鉄筋応力分布), 日本建築学会大会, 1975年10月, pp. 1015~1016
- 116) 森田司郎, 角 徹三, 木口修二: 繰返し荷重下での定着部鉄筋の付着性状 (その2: 荷重たわみ履歴への影響), 同上, pp. 1017~1018
- 117) 玉置 脩, 秋元泰雄, 横溝幸雄: フォーミング中における柱主鉄筋の定着に関する実験的研究, 土木学会第28回年講, 1973年10月, pp. 105~106
- 118) 表佑太郎, 青山博之, 村村 魁: 鉄筋コンクリート梁の模型振動実験 (その1), 日本建築学会関東支部第38回学術研究発表会概要集, 1967年, pp. 133~136
- 119) 志賀敏男, 柴田明徳, 毛呂 真: 鉄筋コンクリート部材の振動特性に関する実験的研究 (その2), 日本建築学会東北支部研究報告, 17号, 1971年3月, pp. 77~80
- 120) 久保哲夫: 鉄筋コンクリート部材の強制外力振動実験 (その2: 定常波入力実験), 日本建築学会大会, 1973年10月, pp. 1433~1434
- 121) 南 忠夫: 鉄筋コンクリートラーメンの振動実験 (その2), 日本建築学会論文報告集, 号外, 1966年10月, p. 164
- 122) 小川淳二: 鉄筋コンクリート骨組の動的特性, コンクリートジャーナル, Vol. 8, No. 7, 1970年7月, pp. 1~10
- 123) 後藤勇男, 西頭常彦: 弾性質量基礎にある橋脚の振動解析とその模型実験の考察, 土木学会誌, 1972年7月, pp. 123~124
- 124) 西村昭彦, 村井隆男: 高橋脚の振動性状について, 構造物設計資料, No. 38, 日本鉄道施設協会, 1974年6月, pp. 28~34
- 125) 梶田 善, 小林芳正, 川俣 淳: 振動による橋梁下部構造物の健全度判定, 鉄道技術研究報告, No. 390 日本国有鉄道鉄道技術研究所, 1964年1月
- 126) 高山線第一飛騨川橋梁・益田川橋梁橋脚振動調査, 鉄道技術研究報告, No. 58-289, 日本国有鉄道鉄道技術研究所, 1958年12月
- 127) 藤原俊郎: 武蔵野西線多摩川橋梁振動試験, 鉄道技術研究報告, No. 748, 日本国有鉄道鉄道技術研究所, 1971年3月
- 128) 宮本 潔, 藤原光寿, 上村一郎: SRC高脚橋の施工について, コンクリートジャーナル, Vol. 7, No. 8, 1969年8月, pp. 20~30
- 129) T. Iwasaki, J. Penzien, R. Clough, "Literature Survey—Seismic Effects on Highway Bridges", EERC 72-11, November 1972.
- 130) H. Krawinkler, E.P. Popov, "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams," Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973, pp. 249~258.
- 131) V.V. Bertero, B. Bresler, H. Liao, "Stiffness Degradation of Reinforced Concrete Members Subjected to Cyclic Flexural Moments", EERC 69-12, 1973.
- 132) S.A. Mahin, V.V. Bertero, M.B. Atalay, D. Rea, "Rate of Loading Effects on Uncracked and Repaired Reinforced Concrete Members", EERC 72-9, December 1972.
- 133) M. Celebi, J. Penzien, "Experimental Investigation into the Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment and Shear", EERC 73-4, January 1973.
- 134) V.V. Bertero, E.P. Popov, "Hysteretic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frame Components", EERC 75-16, April 1975.
- 135) J. Vallenias, V.V. Bertero, E.P. Popov, "Concrete Confined by Rectangular Hoops and Subjected to Axial Loads", UCB/EERC-77/13, August 1977.
- 136) M.B. Atalay, J. Penzien, "The Seismic Behavior of Critical Regions of Reinforced Concrete Components as Influenced by Moment, Shear and Axial Force", EERC 75-19, December 1975.
- 137) T.Y. Wang, V.V. Bertero, E.P. Popov, "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Framed Walls", EERC 75-23, December 1975.
- 138) Ö. Küstü, J.G. Bouwkamp, "Behavior of Reinforced Concrete Deep Beam-Column Sub-assemblages under Cyclic Loads", EERC 73-8, May 1975.
- 139) S.A. Mahin, V.V. Bertero, "An Evaluation of some Methods for Predicting Seismic Behavior of Reinforced Concrete Building", EERC 75-5, February 1975.
- 140) R.L. Mayes, R.W. Clough, "A Literature Survey—Compressive, Tensile, Bond and Shear Strength of Masonry", EERC 75-15, June 1975.

- 141) R.L. Mayes, Y. Omote, R.W. Clough, "Cyclic Shear Tests of Masonry Piers—Volume I. Test Results", EERC 76-8, May 1976.
- 142) R.H. Brown, J.O. Jirsa, "Reinforced Concrete Beams under Load Reversals", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 68, No. 5, May 1971, pp. 380~390
- 143) R. Park, D.C. Kent, R.A. Sampson, "Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading", Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ST 7, July 1972, pp. 1341~1360.
- 144) G.L. Agrawal, L.G. Tulin, K.H. Gerstle, "Response of Doubly Reinforced Concrete Beams to Cyclic Loading", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 62, No. 7, July 1965, pp. 823~835.
- 145) G.N. Kartsivadze, L.N. Avalishvili, "Research on Behavior of Reinforced Concrete Constructions under the Effect of Seismic Load", Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, 1969, pp. B-2 153~163.
- 146) A. Parducci, A. Samuelli Ferretti, "Prismatic Reinforced Concrete Members Alternate Bending beyond the Yielding of the Reinforcement under Axial Loads, Proceedings", Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973, pp. 1106~1115.
- 147) V.V. Bertero, B. Bresler, "Seismic Behavior of Reinforced Concrete Framed Structures", Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, 1969, pp. B-2 109~124.
- 148) V.V. Bertero, E.P. Popov, T.Y. Wang, "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Flexural Members with Special Web Reinforcement", EERC 74-9, August 1974.
- 149) S.W. Zagajeski, V.V. Bertero, J.G. Bouwkamp, "Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Columns Subjected to High Axial and Cyclic Shear Forces", UCB-EERC-78/05, April 1978.
- 150) P.D. Leslie, "Ductility of Reinforced Concrete Bridge Piers", Road Research Unit Bulletin 27, National Roads Board, Wellington, New Zealand, 1974.
- 151) D.C. Kent, R. Park, "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineering, ST 7, July 1971, pp. 1969~1990.
- 152) R. Park, R.A. Sampson, "Ductility of Reinforced Concrete Column Sections in Seismic Design", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 69, No. 9, September 1972, pp. 543~551.
- 153) M.A.F. Ismail, J.O. Jirsa, "Bond Deterioration in Reinforced Concrete Subjected to Low Cycle Loads", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 69, No. 6, June 1972, pp. 334~343.
- 154) R. Park, T. Paulay, "Behaviour of Reinforced Concrete External Beam-Column Joints under Cyclic Loading", Proceedings, Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973, pp. 772~781.
- 155) P. Gulkan, M.A. Sozen, "Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", Journal of the American Concrete Institute, Proceedings V. 71, No. 12, December 1974, pp. 604~610.
- 156) P. Hidalgo, R.W. Clough, "Earthquake Simulator Study of a Reinforced Concrete Frame", EERC 74-13, December 1974.
- 157) R.M. Stephen, J.P. Hollings, J.G. Bouwkamp, D. Jurukovski, "Dynamic Properties of an Eleven Story Masonry Building", EERC 75-20, July 1975.

(昭和54年8月8日原稿受理)

付 属 参 考 資 料

1. わが国の橋梁関係耐震設計基準にかかわる資料
 - 1.1 日本道路協会の耐震設計基準の要旨
 - 1.2 日本道路公団の耐震設計基準の要旨
 - 1.3 首都高速道路公団の耐震設計基準の要旨
 - 1.4 阪神高速道路公団の耐震設計基準の要旨
 - 1.5 本州四国連絡橋公団の耐震設計基準の要旨
 - 1.6 日本国有鉄道の耐震設計基準の要旨
 - 1.7 桁座の設計方法¹⁴⁾
2. わが国の建築関係耐震設計基準
 - 2.1 建築基準法施行令の要旨
 - 2.2 高層建築技術指針の要旨
3. 外国の橋梁関係耐震設計基準にかかわる資料
 - 3.1 SEAOC 基準の要旨
 - 3.2 カリフォルニア州道路橋耐震設計基準の要旨
 - 3.3 カリフォルニア州におけるサンフェルナンド地震後の構造細目の変更
 - 3.4 ニュージーランド道路橋耐震設計基準の要旨
4. 「新耐震設計法(案)」にかかわる資料
 - 4.1 「新耐震設計法(案)」(昭和52年3月、建設省)の要旨
 - 4.2 ゴンクリート系建築物の耐震設計の現状と動向
 - 4.3 「新耐震設計法(案)」(建築)における設計区分とその概要
5. ATC 暫定規準の概要
6. 構造細目規定の例
 - 6.1 帯鉄筋柱に関する規定の例
 - 6.2 鉄筋の重ね継手に関する規定の例
 - 6.3 鉄筋の定着に関する規定の例

付属参考資料 1. わが国の橋梁関係耐震設計基準にかかわる資料

1.1 日本道路協会の耐震設計基準の要旨

機関名	日本道路協会 ^{注)}
基準名	「道路橋耐震設計指針」, 1972
基 準 の お も な 内 容	注) 法的には, 昭和46年3月, 建設省道路局長・都市局長通達「橋, 高架の道路などの技術基準」により所管の橋梁に対して施行された。
	(1) 適用 高速自動車国道, 一般国道, 都道府県道および重要な市町村道における支間長 200m 以下の道路橋に適用する。
	(2) 基本方針 1) 比較的剛な構造系の耐震設計は, 原則として震度法による。 2) 高橋脚橋梁その他比較的長周期の構造系の耐震設計は, 応答を考慮した修正震度法による。さらに詳細な検討を行なうときは, 地震応答解析を併用する。
	(3) 震度法における設計水平震度 設計水平震度 (k_h) は, 次式による。 $k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0 \geq 0.1$ ここに, k_0 : 標準設計水平震度 (=0.2) ν_1 : 地域別補正係数 (表-A) ν_2 : 地盤別補正係数 (表-B) ν_3 : 重要度別補正係数 (表-C)
	表-A 地域別補正係数, ν_1
	表-B 地盤別補正係数, ν_2
	表-C 重要度別補正係数, ν_3
	(注) 1) 地層の厚さは, 地表面からの厚さ。2) 沖積層の締った砂層・砂礫層・玉石層を含む。3) がけ崩れなどによる新しい堆積層を含む。4) 流動化する砂質土層, 圧縮強度 0.2 kg/cm^2 以下の土層。

(4) 修正震度法における設計水平震度

設計水平震度 (k_{bm}) は、次式による。

$$k_{bm} = \beta K_h \geq 0.05$$

ここに、 k_b : 震度法における設計水平震度

β : 構造物の固有周期による設計水平震度の補正係数 (図-A)。

図固有周期が 0.5 秒未満の場合は、 $\beta=1.1.0$ とする。

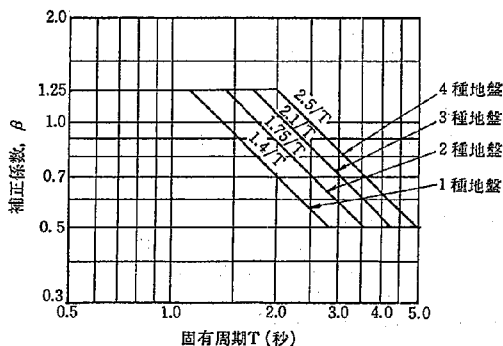


図-A 補正係数, β

(5) 一般

- 1) 上・下部構造物の接点における支承部の設計には、設計鉛直震度 $k_v=0.1$ を考慮する。
- 2) 耐震設計上の地盤面より下方の構造物部分、土、水に対しては、設計水平震度は考慮しない。ただし、カルバートのように構造物主体が地中にあるものに準用するときは、この限りでない。
- 3) 土圧または水圧を受ける構造物については、地震時土圧または地震時水圧を考慮する。
- 4) 地震時に対する許容応力度の割増し率は、表-Dによる。

対 象	割増し率 (%)	対 象	割増し率 (%)
コンクリート構造物	50	下部構造物の鋼材	50
鋼材	50	PC 構造物のコンクリート (圧縮)	65
上部構造物の構造用鋼材	70	基礎地盤	50

1.2 日本道路公団の耐震設計基準の要旨

機関名	日本道路公団
基準名	「道路設計基準」第2巻、高速道路調査会、1970年
基準のおもな内容	注) この基準は、1971-道路橋耐震設計指針 (日本道路協会) の施行と同時に廃止された。 (1) 一般 道路橋の耐震設計は、構造物単体および上・下部構造系、周囲地盤を含む各部が地震動に対して十分安定であるよう、架橋地点の地形・地質条件を考慮して行う。 (2) 設計震度 設計水平震度は、既往の地震歴、地質条件、関連耐震基準等を考慮して定める。 設計鉛直震度は、一般に 0.10 とする。 地表面下の構造物部分および地表上 15m 以下の部分に対する水平および鉛直震度は、上記の基本震度とする。

基準
の
お
も
な
内
容

(3) 高架構造物に対する設計水平震度の割増し

- 1) 地表上15m以上の構造部分に対する設計水平震度は、高さが5m増すごとに基本震度を5%割増す。鉛直震度の割増しは行なわない。
- 2) 上部構造が鉄筋コンクリート床版を有する連続構造で、支間が50~90m程度で、鉄筋コンクリートまたは鉄骨鉄筋コンクリート構造の下部構造からなるものは、橋軸直角方向に対して割増した設計水平震度を適用する。その場合の設計水平震度は、地表面上の構造物の高さ(H)に応じて、つぎのように定める。
 - ① $0 < H < 15\text{m}$: 基本震度
 - ② $15\text{m} \leq H \leq 25\text{m}$: 高さ5m増すごとに5%割増し
 - ③ $25\text{m} \leq H \leq 40\text{m}$: 高さ5m増すごとに14%割増し
 - ④ $H \geq 40\text{m}$: ③の上限值
- 3) 橋軸方向に対する設計水平震度は、直角方向に対する値に準ずる。

1.3 首都高速道路公団の耐震設計基準の要旨

機関名 首都高速道路公団

基準名 「首都高速道路耐震設計基準」、首都高速道路公団工務部、1967年3月

(i) 設計震度

1) 一般高架橋

一般高架橋の上部構造および橋脚の設計水平震度は、橋脚の高さに応じて表-Aによる。一般高架橋のフーチングの設計震度は、フーチングの位置する地層に応じて、表-Bによる。ただし、とくに重要な地点または重要な構造物では $\nu_s=1.25$ (ν_s : 重要度係数) とし、表-A、表-Bの値を $1.25/1.1=1.14$ 倍する。

表-A 上部構造および橋脚の設計水平震度

地盤種別 ^{a)}	1 種	2 種	3 種	4 種	備 考
橋脚高(h) ^{b)} (m)					
$h \leq 15$	0.20	0.22	0.24	0.26	$\nu_s=1.1, \beta=1.0$
$15 < h \leq 25$	0.22	0.24	0.26	0.29	$\nu_s=1.1, \beta=1.1$
$h > 25$	0.25	0.28	0.31	0.33	$\nu_s=1.1, \beta=1.25$

(注)1) 橋脚高(h)のとり方

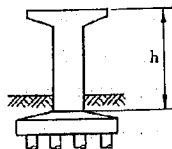


表-B フーチングの設計水平震度

地盤種別 ^{a)}	1 種	2 種	3 種	4 種	備 考
フーチングの位置					
I 設計地盤面以下	震度を考慮せず				
II 流動化に対し注意を要する地盤内 ^{b)}	0.10	0.11	0.12	0.13	下欄の1/2
III 流動化する地盤内 ^{b)}	0.20	0.22	0.24	0.26	$\nu_s=1.1, \beta=1.0$

- (注)2) 地盤種別、流動化する地盤の定義は、道路橋耐震設計指針(日本道路協会)による。
 3) 流動化の可能性があるので注意を要する砂層、またはN値5以下の沖積軟弱層内にフーチングが位置する場合。

基
準
の
お
も
な
内
容

なお、表-A、表-Bにおける地盤別は、表-Cによる。

表-C 地盤種別

沖積層および関東ローム層の地質性状	砂 礫	砂、粘土、およびN値が5以上の関東ローム	軟弱地盤	
沖積層および関東ローム層の厚さ(m)			N 値 = 2 ~ 5	N 値 < 2
0 ~ 3	(注)			
3 ~ 10	3(2)	3(2)	4(3)	4(3)
10 ~ 25	3(2)	4(3)	4(3)	4(4)
25 以上	4(3)	4(3)	4(4)	4(4)

(注) 基礎がケーソン、ウエル等の剛性の大きなもので、その直径または底面の短辺の長さとして基礎の長さとの比が3以下の構造物については、左表の()内の地盤種別をとる。

4) その他の構造物

よう壁、盛土、掘削等、一般高架橋以外の構造物の設計水平震度は、表-Dによる。

表-D よう壁・盛土・掘削等の設計水平震度

地盤種別 ¹⁾	1 種	2 種	3 種	4 種	備 考
設計震度	0.18	0.20	0.22	0.24	$\mu_s=1.0$

1) 地盤種別の定義は、道路橋耐震設計指針(日本道路協会)による。

(2) 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度

表-Eによる。

表-E 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度の割増し率

構造物の種別		荷重の組合せ	許容応力度の割増し率(%)	コンクリートの許容応力度
基礎・礎り よう壁	鉄筋コンクリート構造物	主荷重 ¹⁾ +地震力	50	$\frac{\sigma_{28}}{3}$ または 100kg/cm ²
		主荷重 ¹⁾ +温度変化+乾燥収縮+地震力	65	
	鋼構造物	主荷重 ¹⁾ +地震力	50	
上部構造 下部構造 ²⁾	鉄筋コンクリート構造物	死荷重+地震力	50	$\frac{\sigma_{28}}{3}$
		死荷重+温度変化+乾燥収縮+地震力	65	
	鋼構造物	死荷重+地震力	70	

(注)1) 基礎とはフーチング・杭・ケーソン等を、下部構造とはフーチングより上の橋脚・橋台をいう。

2) 主荷重とは、死荷重・土圧・水圧・浮力および揚圧力をいう。

1.4 阪神高速道路公団の耐震設計基準の要旨

機関名	阪神高速道路公団
基準名	設計基準、第3部構造物設計基準、阪神高速道路公団
基準のおもな内容	(1) 設計震度 橋脚の設計水平震度は、橋脚高さに応じて表-Aによる。

表-A 設計水平震度¹⁾

地盤種別 ²⁾	3 種	4 種
橋脚高さ, h (m)		
$h < 15$	0.22	0.24
$15 \leq h < 25$	0.25	0.27
$h \geq 25$	道路橋耐震設計指針 4.4 による。ただし、最大 0.30 とする。	

(注) 1) 上表の値は、 $K_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot K_0$ において $K_0 = 0.2$, $\nu_1 = 0$, $\nu_2 = 1.1$ (3 種地盤), 1.2 (4 種地盤), $\nu_3 = 1.0$, $h \geq 15$ m に対しては $\nu_3 = 1.1$ とし定めた。

2) 地盤種別の定義は、道路橋耐震設計指針 (日本道路協会) による。

フーチングの水平震度は、杭基礎および直接基礎の場合のみ考慮する (図-A)。

ケーソン基礎の場合、耐震設計上の地盤面以下の中震度は考慮しないものとする (図-B)。

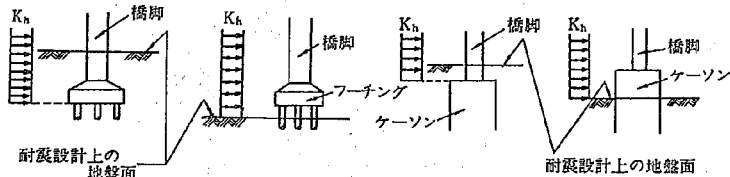


図-A 杭基礎・直接基礎の地中震度

図-B ケーソン基礎の地中震度

(2) 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度
表-Bによる。

表-B 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度の割増し率

荷 重 の 組 合 せ	許容応力度の割増し率 (%)
死荷重+地震力	50
死荷重+温度変化+乾燥収縮+地震力	65

1.5 本州四国連絡橋公団の耐震設計基準の要旨

機関名	本州四国連絡橋公団
基準名	「耐震設計基準・同解説」, 本州四国連絡橋公団, 1977年。

年
基
準
の
お
も
な
内
容

- (1) 適 用
支間 200m 以上の本四連絡橋 (道路単独橋および道路鉄道併用橋) に適用する。支間 200m 以下の橋の耐震設計は、道路橋耐震設計指針 (日本道路協会) による。
- (2) 応答を考慮した修正震度法による設計
 - 1) 設計水平震度
次式による。

$$K_D = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \mu_4 \cdot \mu_5 \cdot K_R$$
 ここに、 K_D : 応答を考慮した設計震度
 K_R : 基本応答震度 (図-Aによる)
 μ_1 : 地震の設計加速度が 180 gal でないときの補正係数
 μ_2 : 高次モードの影響による補正係数

μ_3 : 等分布震度に換算するための補正係数

μ_4 : 地震の作用方向と構造主系部材の運動の方向が直交している場合の補正係数

μ_5 : 経験的事実に基づく補正係数

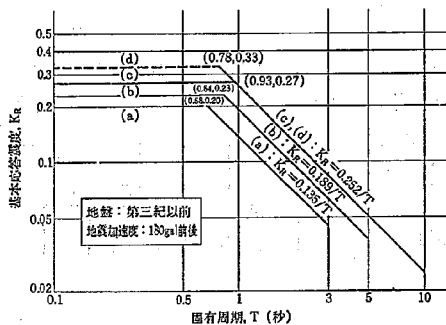
2) 鉛直震度

鉛直方向の基本応答震度は、水平方向の 1/2 とする。

3) 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度

荷重の組合せ (下部構造) : 死荷重 + 土圧 + 水圧 + 浮力または揚圧力 + 地震の影響

許容応力度の割増し率 (%) $\left\{ \begin{array}{l} \text{吊橋および長径間 (支間長 300 \sim 400 \text{ m 以上) 橋梁} : 50\% \\ \text{その他の橋梁} : 70\% \end{array} \right.$



適用: (a) 構造減衰よりも逸散減衰が卓越する基礎

(b) (a), (c)に属さない下部構造 (一般の鉄筋コンクリート橋梁)

(c) 地上突出高が大きく、構造減衰が卓越する下部構造 (鋼構造主体)

(d) 吊橋の主塔、吊構造部およびケーブル

(3) 動的解析

震度法または応答を考慮した修正震度法により設計した結果に対し、動的解析を行なって検討する。

1.6 日本国有鉄道の耐震設計基準の要旨

機関名 日本国有鉄道

基準名 「国鉄建造物設計標準」, 土木学会, 1974

(1) 設計震度

1) 水平震度

i) 設計水平震度は、地域、地盤種別、重要度 (線区別) に応じて、表-Aによる。

この値は、表-Bの基準震度に表-Cおよび表-Dの地盤別係数および重要度係数 (線区係数) を乗じて定めたものである。

表-A 設計水平震度

重要度 (線区別)	A					B			
	軟	弱	普	通	岩 盤	軟	弱	普	通 岩 盤
I	0.25	0.20	0.15	0.20	0.15	0.20	0.15	0.15	0.15
II	0.25	0.20	0.15	0.20	0.15	0.20	0.15	0.15	0.10
III	0.20	0.20	0.15	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15	0.10

(注) 1) 直接基礎または杭基礎においてはフーチング下部の地盤を、ウエルまたはケーソンを基礎とする構造物において基礎側面の地盤を対象とする。

表-B 基準震度

区分	地 域	基準震度
A	北海道：根室，釧路，十勝 東北：全地域 関東：中部，近畿 中国：鳥取，島根 四国：徳島，高知 九州：大分，宮崎	0.20
	B	
B	A以外の地域	0.15

表-C 地盤別係数

地盤別	地盤の性質	地盤別係数
軟弱	$N=0$ で層厚2m以上 $N \leq 2$ で層厚5m以上 $N \leq 4$ で層厚10m以上	1.2
普通	洪積層および軟弱地盤を除く沖積層	1.0
岩盤	第三紀以前の古期岩層	0.8

表-D 重要度係数（線区係数）

重要度	線 路 等 級	重要度（線区）係数
I	1級線，2級線，新幹線	1.1
II	3級線	1.0
III	4級線	0.9

ii) 地上10m以上の部分に対する設計水平震度は，高さ1mを増すごとにその値を1%増加させる。

iii) 地中構造物，またはウエル，ケーソンなどの地中部分における設計水平震度は，表-Bの基準震度に表-Eの地盤別および深さ別係数を乗じた値の，小数第2位で2捨3入して得た小数点以下2桁の値とする。

表-E 地盤別および深さ別係数

地盤別	深さ別	層の上面	層の上面から20mの位置
	軟 弱 層	1.2	次の層の上面の値
普 通	通	1.0	
岩 盤	盤	0.8	0.6

2) 鉛直震度

鉛直震度を考慮する必要がある場合，設計鉛直震度は設計水平震度の1/2とする。

(2) 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度

表-Fによる。

表-F 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度の割増し率

構造物の種類	荷 重 の 組 合 せ	許容応力度の割増し率(%)
橋 脚	死荷重+(水圧)+地震の影響	50
橋 台	死荷重+(土圧)+地震の影響	
査および桁座	死荷重+地震の影響	
カルバート	死荷重+土圧+(水圧)+地震の影響	
よ う 壁	死荷重+土圧+地震の影響	
ラーメン橋	死荷重+温度変化+乾燥収縮+地震の影響	65

1.7 桁座の設計方法¹⁾

- 1) 地震による水平力によって桁座に生ずるせん断力に対して、以下の各項にしたがって所要の鉄筋を配置する。ただし、一般に桁座の寸法がつぎに示す値以上の場合には、水平せん断力に対する鉄筋の算定を行わなくてよい(図-1.7.1参照)。

i) 鉄筋コンクリート桁の場合

鉄板沓または合成ゴム沓の場合:

$a = 10 \text{ cm}$ ($l < 12$)

$a = 15 \text{ cm}$ ($12 \leq l < 15$)

鋳鉄沓の場合:

$a = 15 \text{ cm}$ ($l < 15$)

$a = 20 \text{ cm}$ ($15 \leq l < 25$)

$a = 25 \text{ cm}$ ($l \geq 25$)

ii) PC 桁、合成桁の場合

$a = 20 \text{ cm}$ ($15 \leq l < 20$)

$a = 25 \text{ cm}$ ($20 \leq l < 30$)

$a = 35 \text{ cm}$ ($30 \leq l < 40$)

$a = 40 \text{ cm}$ ($l \geq 40$)

iii) プレートガーダーの場合

$a = 20 \text{ cm}$ ($l < 25$)

$a = 25 \text{ cm}$ ($l \geq 25$)

iv) トラスの場合

$a = 30 \text{ cm}$

以上において、 l : 桁またはトラスの支間長 (m)
橋軸直角方向における沓縁端から桁座縁端までの距離
 b は、上記の a の値以上とする(図-1.7.2参照)。

- 2) 桁座における鉄筋の計算をしない場合は、次式より求まる桁座におけるせん断応力度が表-1.7.1に示す τ_{a1} の値以下となるようにする。

$$\tau = \frac{F}{A\tau} \left. \vphantom{\frac{F}{A\tau}} \right\} \dots\dots\dots (1.7.1)$$

ただし、 $A\tau = \sqrt{2} \cdot x \cdot (2x + 2a + b)$

ここに、

τ : せん断応力度 (kg/cm^2)

$A\tau$: 水平力によって生ずるせん断破壊面の面積 (cm^2)

F : 沓に作用する水平力 (kg)。震度法または修正震度法にもとづく設計においては、桁重量×設計水平震度。

x, a, b : 図-1.7.3参照。

つぎの3)項にしたがって鉄筋の計算を行う場合でも、せん断応力度は表-1.7.1に示す τ_{a2} の値をこえないようにする。

斜角桁において、沓が桁座に対して図-1.7.4に示すように配置される場合には、式(1.7.1)第2式中の x として x' の値を用いる。ただし、この場合沓縁端から桁座までの橋軸方向の最小距離は、一般に15cm以上とするのがよい。

- 3) せん断応力度が表-1.7.1に示す τ_{a2} の値以下の場合には、本項により求めた鉛直荷重に対する鉄筋のほか、つぎの4)項に示す最小鉄筋量を配置するのがよい。

前2)項で求めたせん断応力度が表-1.7.1に示す τ_{a2} の値をこえる場合には、次式によって鉄筋量の算定を行なう。

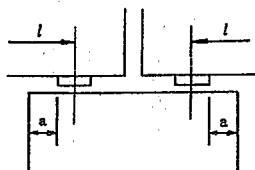


図-1.7.1 aのとり方

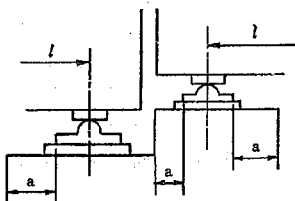


図-1.7.2 bのとり方

表-1.7.1 桁座の設計に用いる許容せん断応力度 (kg/cm^2)

区 分	設計基準強度, σ_{cs} (kg/cm^2)			
	180	240	300	400
鉄筋の計算をしない場合, τ_{a1}	2.0	2.3	2.7	3.0
鉄筋の計算をする場合, τ_{a2}	17	20	22	24

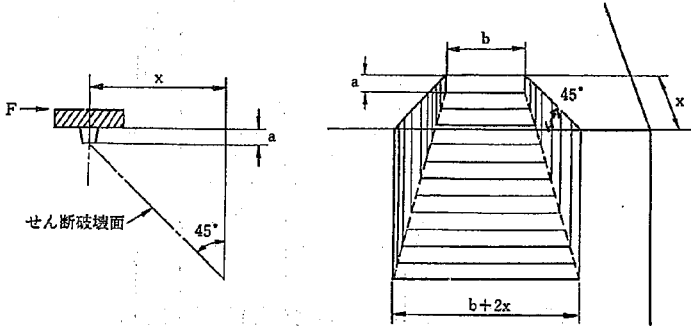


図-1.7.3 桁座のせん断破壊面

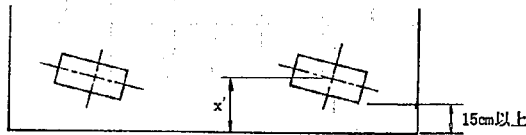


図-1.7.4 斜角筋の配置

$$A_t = \frac{F}{\sigma_{ta}} \quad \dots\dots\dots (1.7.2)$$

ここに,

A_t : 鉄筋量 (cm^2)

F : 脊に作用する水平力 (kg)

σ_{ta} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm^2)。表-4.7 による。

鉛直荷重による支圧力に対する補強鉄筋量は次式によってこれを求め、図-1.7.5 に示す範囲に、上部に密に下部に粗に配置する。

$$A_s = \frac{1}{4} \left(1 - \frac{b_1}{b_c} \right) \frac{P}{\sigma_{sa}} \quad \dots\dots\dots (1.7.3)$$

ここに,

A_s : 鉄筋量 (cm^2)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm^2) 表-4.7による。

P : 支圧力 (kg)

b_1 : 支圧力の作用幅 (cm)

b_c : 支圧力の分布幅 (cm)

b_2 : $\frac{1}{2}b_1$, $b_2 \leq 5b_1$ (cm)

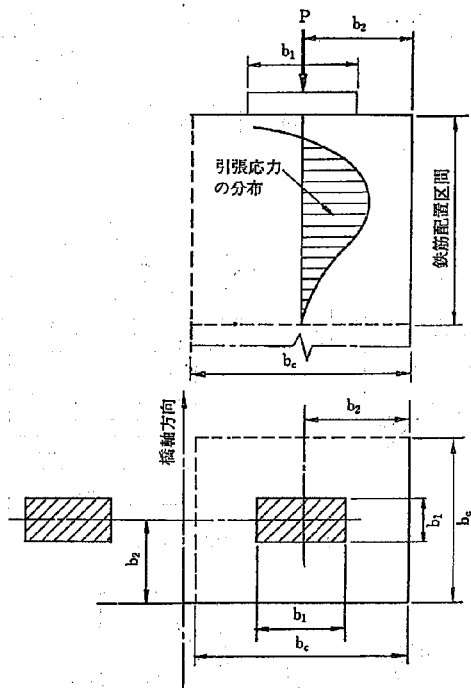


図-1.7.5 支圧力に対する補強鉄筋

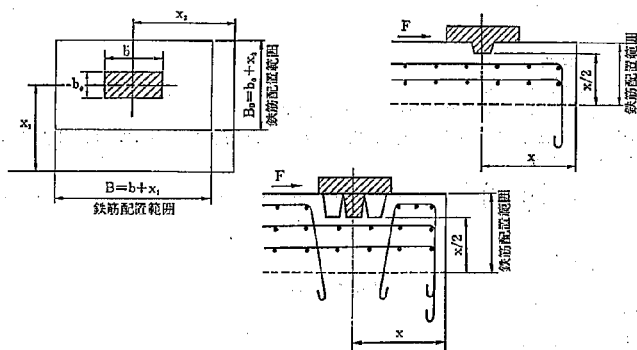


図-1.7.6 桁座の配筋

4) 桁座の配筋

- i) 桁座に作用する水平せん断力に対する鉄筋は、図-1.7.6に示す範囲に配置し、その範囲外に十分延ばして定着する。
- ii) 桁座には、水平せん断力に対して直径 13 mm 以上の鉄筋を 20 cm 以下の間隔に橋軸方向および橋軸直角方向の両方向に配置する。

付属参考資料 2. わが国の建築関係耐震設計基準

2.1 建築基準法施行令の要旨

機関名	(法 令)								
基準名	建築基準法施行令								
基 準 の お も な 内 容	(1) 地 震 力 1) 建 物 地震力 V は、次式による。 $V = k \cdot W$ ここに、 k : 表-Aに示すよりも大きな値 W : 固定荷重と積載荷重との和 (多積地域については積雪荷重も考慮)								
	表-A 建物の地上部分に対する水平震度								
	<table><tr><th>建 物 また は そ の 部 分</th><th>k</th></tr><tr><td>(1) 高さ 16m 以下の部分</td><td>0.2</td></tr><tr><td>(2) 高さ 16m をこえる部分</td><td>高さ 4 m 以内を増すごとに(1)の数値に 0.01 を加えた値</td></tr><tr><td>(3) 地盤が著しく軟弱な区域¹⁾における木造の建築物</td><td>0.3</td></tr></table>	建 物 また は そ の 部 分	k	(1) 高さ 16m 以下の部分	0.2	(2) 高さ 16m をこえる部分	高さ 4 m 以内を増すごとに(1)の数値に 0.01 を加えた値	(3) 地盤が著しく軟弱な区域 ¹⁾ における木造の建築物	0.3
	建 物 また は そ の 部 分	k							
	(1) 高さ 16m 以下の部分	0.2							
	(2) 高さ 16m をこえる部分	高さ 4 m 以内を増すごとに(1)の数値に 0.01 を加えた値							
	(3) 地盤が著しく軟弱な区域 ¹⁾ における木造の建築物	0.3							
	(注) 1) 「地盤が著しく軟弱な区域」は、特定行政庁が建設大臣の定める基準に基づいて規則で指定する。								
	2) そ の 他 屋上から突出する水槽、煙突その他これらに類するものに作用する水平震度は、0.3 以上とする。								
	3) 水平震度の低減 表-Aおよび2)に示す水平震度の値は、その地方における過去の震害の程度、および地震活動の状況等に応じて建設大臣が定める基準によって、1/2以内を減らすことができる。								
(2) 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度 : 表-Bによる。									
表-B 地震時の荷重の組合せおよび許容応力度の割増し率									
<table><tr><th>区 分</th><th>荷重の組合せ¹⁾</th><th>許容応力度の割増し率(%)</th></tr><tr><td>(1) 一 般</td><td>G + P + K</td><td>鉄 材 : 50 コンクリート : 100</td></tr><tr><td>(2) 特定行政庁が指定する多雪区域</td><td>G + P + S + K</td><td>木 材 : 100 地 盤 : 100</td></tr></table>	区 分	荷重の組合せ ¹⁾	許容応力度の割増し率(%)	(1) 一 般	G + P + K	鉄 材 : 50 コンクリート : 100	(2) 特定行政庁が指定する多雪区域	G + P + S + K	木 材 : 100 地 盤 : 100
区 分	荷重の組合せ ¹⁾	許容応力度の割増し率(%)							
(1) 一 般	G + P + K	鉄 材 : 50 コンクリート : 100							
(2) 特定行政庁が指定する多雪区域	G + P + S + K	木 材 : 100 地 盤 : 100							
(注) 1) G : 固定荷重 P : 積載荷重 S : 積雪荷重 K : 地震力									

2.2 高層建築技術指針の要旨

機関名	日本建築学会
基準名	高層建築技術指針
基 準 の お も な 内 容	(1) 耐震計算の手順(注) 1) 設計用ベースシャー係数 C_B (建物基部における設計用せん断力と全重量との比) の仮定。 2) 各層に対する設計用層せん断力係数 C (建物のある層に加わるせん断力とその層より上の建物全重量との比) の分布の決定。 3) 部材および接合部の設計。剛性、降伏時の強度・変形、降伏後の性状の評価。 4) 動的解析による検討。設計の修正。 (2) 設計用ベースシャー係数, C_B C_B は、建物の1次固有周期の増大に伴って双曲線的に減少する値とし、下限値は0.05とする。一般に、 $C_B = \frac{0.15}{T} \sim \frac{0.30}{T}$ ここに、T : 1次固有周期 (秒) T は、建物の規模に応じて妥当な工学的判断により求める。資料がないときは、下記の微振動時の固有周期 T_s をもとに推定する。この T_s の、係数の小さい方は鉄骨鉄筋コンクリート造、大きい方は鉄骨造に相当するもので、大地震の場合、T は T_s より伸びると考えた方がよい。 $T_s = (0.06 \sim 0.10) N \text{ (秒)}$ ここに、N : 全層数 (注) この方法は、現行の建築基準法に適合しないので、建築確認申請に先だって建設大臣の特認を受ける必要がある。

付属参考資料3. 外国の橋梁関係耐震設計基準にかかわる資料

3.1 SEAOC 基準の要旨

機関名	Structural Engineers' Association of California (U.S.A.)
基準名	Recommended Lateral Force Requirement, 1968
基 準 の お も な 内 容	(1) 建物一般 つぎの水平地震力に抵抗しうるように設計する。 $V = KCM$ ここに、V : 地盤面における全水平力またはせん断力 K : 水平力係数。表-Aに示す値以下とする。 C : 構造物の剛性に関する係数。 $C = \frac{0.05}{3\sqrt{T}} \leq 0.10$ T : 考えている方向の構造物の1次固有周期 (秒) 一般に、 $T = \frac{0.05 hn}{\sqrt{D}}$ D : 力の作用方向の建物の長さ (ft) hn : 地盤面から注目するレベルまでの高さ (ft) M : 建物または構造物の地盤面における転倒モーメント (2) 構造部分 建物または他の構造物の部分は、次式で与えられる水平力に対して設計する。 $F_p = C_p W_p$ ここに、F_p : 考えている方向で、構造物の注目部分に作用する水平力

C_p : 表-Bによる。

W_p : 注目部分に作用する死荷重

表-A 水平力係数, K

構 造 形 式	K
ボックスシステム (水平力が耐震壁またはその他の水平力抵抗系で支持される構造系) のある建物	1.33
靱性曲げ抵抗系立体フレームと耐震壁とによって構成される建物	0.80
靱性曲げ抵抗系立体フレームからなる建物	0.67
上記以外のすべての建物の骨組形式	1.00
建物以外の構造物および表-Bに示す以外の構造物	1.00

表-B 構造部分に対する水平力係数, C_p

構 造 部 分	C_p
耐力壁, 非耐力壁, 仕切り壁	0.20
片持ち壁 (バラベツト, よう壁を除く)	1.00
装飾的な付属物	1.00
建物の一部としての塔, 槽, 煙突, 等	0.20
地上に建つ水槽 (内容物とも)	0.10
床, 屋根板	0.10

3.2 カリフォルニア州道路橋耐震設計基準の要旨

機関名	California State Division of Highways (U.S.A.)
基準名	Bridge Planning and Design Manual, Vol. 1-Design Specifications, Section 2-25

(1) 設計地震力

地下構造物およびよう壁を除くすべての構造物は, 次式で与えられる地震力 (EQ) に耐えるように設計しなければならない。

$$EQ = KC D, \quad KC \geq 0.02$$

ここに, EQ : 構造物の重心に水平に作用する地震力。 EQ は各支持点の剛性に応じて配分するものとする。

K : 構造物のエネルギー吸収能力を表わす係数で, つぎによる。

$K=1.33$ 高さ/長さ ≤ 2.5 の壁が, 壁の方向に作用する水平力を受持つ場合

$K=1.00$ 高さ/長さ >2.5 の単一柱または橋脚が水平力を受持つ場合

$K=0.67$ 連続ラーメンが, その方向に作用する水平力を受持つ場合

$$C = \frac{0.05}{\sqrt{T}} \leq 0.10, \quad C: \text{構造物の剛性を表わす係数}$$

ここに, T : 構造物の固有振動周期。1層の構造物では, $T = 0.32\sqrt{\frac{D}{P}}$

D : 構造物の死荷重反力

P : 構造物に1インチの水平変位を生じさせるのに必要な力

(2) 許容応力度

地震時に対する許容応力度の割増し率: 1.33

○サンフェルナンド地震 (1971-2-9) 以後, 上記基準の一部改訂がなされ, 橋脚柱に対する設計地震力

はつぎのように改められた。

EQ=2 KCD 【フーチング上のラーメン】

EQ=2.5 KCD 【杭基礎上のラーメン】

KC $\geq$ 0.04

3.3 カリフォルニア州におけるサンフェルナンド地震後の構造細目の変更

機関名	California State Division of Highways
基準名	(基準外の手引き書)
基 準 の お も な 内 容	1. 桁連結装置 従来型 (図-A) を、図-Bのように改める。設計撓度は、0.25 とする。 改良型の特徴は、①ケーブルが長いので、大きな相対移動が弾性範囲内で吸収できること、②鉛直連結材をも加えたこと。 図-A 旧 型 図-B 改 良 型 2. 鉄筋コンクリート柱 1) 帯鉄筋またはらせん鉄筋は、13 mm 鉄筋を $3\frac{1}{2}$ (約9 cm) 間隔に設ける。 2) 帯鉄筋柱の帯鉄筋は、水平間隔 Δ (約60 cm) 以内で軸方向鉄筋と結ぶ。柱の上下端では、すべての軸方向鉄筋に帯鉄筋を設ける。帯鉄筋端には135°フックをつけて軸方向鉄筋に掛け、余長をつけて定着する。 3) #11 (35 mm) 以下の軸方向鉄筋の重ね継手長さは、柱の上下10' 区間をのぞき60 ϕ とする。高さ30' (約9 m) 以下の柱には重ね継手を設けない。柱の主鉄筋の接合には、州の規程に適合する溶接突合せ継手または機械的突合せ継手を用いて差支えない。

3.4 ニュージーランド道路橋耐震設計基準の要旨

機関名	New Zealand Ministry of Works (New Zealand)
基準名	Highway Bridge Design, Design Brief
	(1) 靱性構造物 (鋼骨構造物) 1) 水平地震力 次式による。

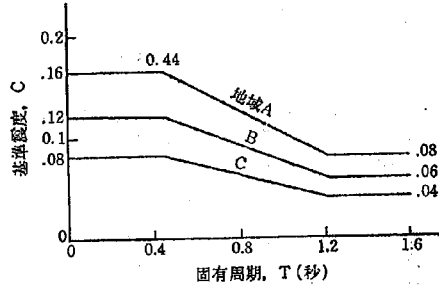


図-A 基準震度

$$V = CFW$$

ここに、 V ：基部における全せん断力

C ：基準震度（図-A）

F ：重要度係数（表-A）

W ：全死荷重（付加死荷重を含む）

2) 靱性率

原則として6.0を確保する。経済的に困難なときは4.0まで下げることができる。

表-A 重要度係数, F

区 分	F の 値
交通量 2,500 台/日以上、すべての跨道橋・跨線橋	1.0以上
交通量 250～2,500 台/日の橋	0.85以上
交通量 250 台/日以下の橋	0.70以上

3) 鉛直震度

支承の浮上りの検討には、鉛直震度0.1を考慮する。

- (2) 半靱性構造物および非靱性構造物（鉄筋コンクリート構造物など）水平地震力算定における CF の最小値は、表-Bに示す値とする。

表-B CF の 最 小 値

区 分	地 域		
	A	B	C
1	0.24	0.18	0.12
2	0.20	0.15	0.10
3	0.17	0.13	0.09

付属参考資料4. 「新耐震設計法(案)」にかかわる資料

4.1 「新耐震設計法(案)」(昭和52年3月1日、建設省)の要旨

項 目	内 容	要 旨
I. 基本事項		
1. 対 象	土木構造物および建築物	
2. 用 語	下記の用語を定義：	

3. 耐震設計の 基本方針

耐震設計法, 耐震計算法, 地盤の特性, 構造物系, 地震応答, 地震荷重, 震度法, 修正震度法, 応答変位法, 動的解析法, 構造規定, 構造規定による設計, 地震動強度, 設計水平震度, 標準設計水平震度, ベースシヤ係数, 地盤種別, 地震活動, 強震記録, 模擬地震波, 部材の保有耐力, 流動化

○構造物の耐震設計にあたっては, 当該構造物の構造諸特性, 用途, 種別, 規模, 立地条件, 類似構造物および地盤の震害経験等を考慮し, 本耐震設計法に示す耐震計算法を用いて安全性の照査を行う。

(1) 耐震設計の基本手順

原則として, 以下の手順で行う。

- 1) 地域特性を考慮した工学的地震強度の設定
- 2) 建設地点の地盤特性および構造物系の地震応答を考慮した地震荷重の設定
- 3) 構造物の諸元の決定
- 4) 安全性の照査

(2) 耐震計算法

1) 耐震計算法の種類: 下記のいずれか, あるいはこれらを組合せたものによる。

i) 震度法, ii) 修正震度法, iii) 応答変位法

iv) 動的解析法 (応答スペクトル法
時刻歴応答解析法)

2) 耐震計算法の選択: 構造物の設計にあたっては, 当該構造物の用途, 種別, 規模, 立地条件, 類似構造物および地盤の震害経験, 構造諸特性の解明の度合, 構造規定の整備状況, 施工精度等を勘案して耐震計算法を選定する。ただし, 構造規定のみによって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは, 構造規定による。

3) 耐震計算上の注意事項: 当該計算法の規定のほか, 次の事項を配慮する。

- i) 当該構造物の構造形式上の特殊性
- ii) 当該構造物の変形性能
- iii) 地震荷重の作用方向

(3) 安全性の照査

耐震設計の計算過程において, 許容応力度, 許容変位, 終局耐力, 終局変位などにより安全性を照査する。ただし, 構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは, それによる。

4. 標準設計地 震入力および 地震荷重

(1) 既往の地震

地震動強度の設定に際しては, 必要に応じて既往の地震発生状況を考慮する。

(2) 地震動の工学的特性

- 1) 地震動の工学的特性の設定: 強震記録等を勘案して設定する。
- 2) 地震動強度の地域特性: 比較的広範囲の地域を対象とした地震活動を考慮して, 地域係数によって表わす。
- 3) 建設地点における工学的な地震強度: 地域係数および地盤の特性を考慮して設定する。

(3) 設計に考慮する地震荷重

1) 震度法に用いる設計震度: 次式による。

$$K_H = d_1 \cdot d_2 \cdot d_3 \cdot K_0$$

ここに, K_H : 設計水平震度

K_0 : 標準設計水平震度

d_1 : 地域係数

d_2 : 地盤の特性による補正係数

d_3 : その他の補正係数

2) 修正震度法に用いる設計震度: 次式による。

$$K = d_1 \cdot d_2 \cdot d_3 \cdot d_4 \cdot d_5 \cdot K_0$$

ここに、 K ：設計水平震度、またはベースシヤ係数

K_0 ：標準設計水平震度、または標準ベースシヤ係数

d_1 ：地盤係数、 d_2 ：地盤の特性による補正係数

d_3 ：地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数

d_4 ：構造特性別補正係数

d_5 ：その他の補正係数

3) 応答変位法に用いる振幅：地震時の地盤の変位を基準として設定する。

4) 動的解析に用いる地震入力：

i) 4-(2)に基づいて設定する。

ii) 応答スペクトル法に用いる設計震度は、当該構造物の地震応答を支配する主要な次数の固有振動について、その固有振動数、固有関数、刺激係数および各次固有振動数に対応する応答スペクトルの値等から算出する。

iii) 時刻歴応答解析法に用いる入力地震波は、建設地点の地盤条件に適した過去の地震記録、またはそれらを修正したもの、または適切な模擬地震波のうちのいくつかとする。ただし、用いられた地震波による当該構造物の弾性応答の下限値は、各種構造物ごとに定められた最低値がある場合は、それを下まわってはならない。

(目次のみ示す)

(1) 概 説

(2) 土 質 調 査

1) 概 説

2) 動的土質定数を求める試験

(3) 地 盤 調 査

1) 概 説

2) 地盤の動的特性の調査

3) 地盤の動的解析

4) 地盤種別の調査

(4) 地盤の地震時安定性

1) 概 説

2) 砂質地盤の安定性の調査

3) 粘性土地盤の安定性の調査

(1) コンクリートおよび鋼材の材料特性

1) コンクリート：コンクリートは、所要の強度と耐久性を有するものとする。設計計算に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、弾性定数等は、コンクリートの品質および耐震計算の目的に応じて定める。

2) 鉄筋およびPC鋼材：鉄筋およびPC鋼材は、所要の引張強さ、降伏点および変形性能（伸び、曲げ等）を有するものとする。設計計算に用いる応力-ひずみ関係、弾性定数等は、鉄筋およびPC鋼材の品質に応じ、かつ耐震計算の目的に応じて定める。

(2) 鉄筋コンクリート土木構造部材の耐震性能

1) 概説：設計にあたっては、常時作用する荷重に対して必要な強度と機能を満足し、かつ、地震に対して必要な強度と機能をそなえるように配慮する。ただし、構造規定によって所要の耐震性を確保しうることが明らかなものは、それによってよい。

2) 設計上配慮すべき基本事項：設計にあたっては、つぎの事項について配慮する。

i) 地震時における各部材の応力度が、所定の値をこえないこと

ii) 曲げ耐力に比して十分なせん断耐力を付与すること

iii) できるだけ振りを受けにくい構造とすること

5. 地盤調査および地盤の耐震性

6. コンクリート部材の耐震性能

7. 鋼部材の耐震性能

- iv) 地震により有害なひびわれや残留変形を生じないようにすること
- v) 基礎地盤の影響を無視できないときは、それを適正に評価すること
- 3) 耐力および変形性：4-(3)に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでにぜい性破壊を生じないような靱性をもたせるよう考慮する。
- (3) 鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能
 - 1) 概説：常時作用する荷重に対して必要な強度と壊能を有し、かつ、地震荷重に対して必要な強度と変形性能を保有するものとする。
 - 2) 設計上配慮すべき基本事項：つぎの事項について配慮する。
 - i) 柱およびはり部材は、せん断および付着破壊が曲げ破壊に先行しないこと
 - ii) 柱・はり接合部は、柱またははり材が曲げ終局状態に達した時に、十分な余力をもつようにすること
 - iii) 柱、はり、およびその接合部は、所要の変形量の範囲内においてその耐力を保持しうる変形性能を保有すること
 - iv) 耐震壁は、それが含まれる構面等の挙動を考慮して決定される耐力下において、せん断破壊をせずに必要な変形性能を保有すること
 - v) 床を構成する部材およびその接合部は、地震時に生ずる床面内の力に対して十分な剛性と強度を保有すること
 - 3) 耐力および変形性能：4-(3)に示す地震荷重に対して部材の安全性を照査し、かつ部材の諸元、配筋等の決定にあたっては、その保有耐力を発揮するまでにぜい性破壊を生じないような靱性をもたせるよう考慮する。
- (4) 鉄骨鉄筋コンクリート建築構造部材の耐震性能（略）
- (5) プレストレストコンクリート建築構造部材の耐震性能（略）

（目次のみ示す）

- (1) 鋼材の材料特性
- (2) 鋼土木構造部材の耐震性能
 - 1) 概説
 - 2) 設計上配慮すべき基本事項
 - 3) 耐力および変形性能
- (3) 鋼建築構造部材の耐震性能
 - 1) 概説
 - 2) 設計上配慮すべき基本事項
 - 3) 耐力および変形性能

（目次のみ示す）

- (1) 総説
- (2) 在来工法木造建築部材の耐震性能
 - 1) 概説
 - 2) 設計上配慮すべき基本事項
 - 3) 耐力および変形性能
- (3) 建築非構造部材の耐震性能
 - 1) 概説
 - 2) 設計上配慮すべき基本事項
 - 3) 耐力および変形性能
- (4) 埋設管の耐震性能

8. その他の構造部材等の耐震性能

II. 土木構造物関係

1. 総説

- (1) 総説（略）
- (2) 耐震設計における構造物の用途・種別（略）

(3) 耐震設計に用いる各種の係数等

- 1) 概説：Ⅱ-4-(3)に示す地震荷重を求める際の各種の係数等は、つぎに示すそれぞれの値を下まわらない値とする。
- 2) 震度法に用いる係数等
 - i) 標準設計水平震度 (K_0) は0.2とする。
 - ii) 地域係数 (d_1) は図示(略)の区分に従い、表-Aの値とする。
 - iii) 地盤の特性による補正係数 (d_2) は、表-Bの値とする。
 - iv) その他の補正係数 (d_3) は、構造物の用途・種別等を考慮して設定する。構造物の種別による補正係数は、表-Cの値とする。

 表-A 地域係数, (d_1)

地域区分	地域係数, d_1
A	1.0
B	0.85
C	0.7

表-C 構造物の種別による補正係数

種 別	係 数
鋼構造物, コンクリート構造物, 鉄骨鉄筋コンクリート構造物	1.0
巨大な剛体状の構造物, 土構造物	0.5

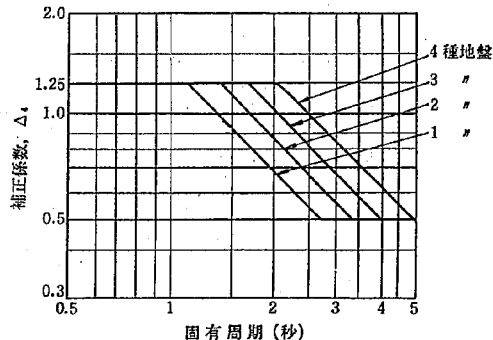
 表-B 地盤の種別による補正係数, d_2

区 分	地 盤 種 別	係数, d_2
1 種	(1) 第三紀以前の地盤 (以下, 岩盤と称す) (2) 岩盤までの洪積層 ¹⁾ の厚さが10m未満	0.9
2 種	(1) 岩盤までの洪積層の厚さが10m以上 (2) 岩盤までの沖積層 ²⁾ の厚さが10m未満	1.0
3 種	沖積層の厚さが25m未満で, かつ, 軟弱層の厚さが5m未満	1.1
4 種	上記以外の地盤	1.2

- (注)1. 沖積層の締った砂層, 砂れき層, 玉石層を含む。
 2. がけ崩れなどによる新らしい堆積層を含む。

(3) 修正震度法に用いる係数等

- i) K_0, d_1, d_2 は, Ⅱ-1-(3)-2) による。
- ii) 地盤の特性ごとに定まる構造物の応答特性に応じた補正係数 (d_3) は, 図-Aに


 図-A 補正係数, d_3

よる。ただし、固有周期 T が0.5秒未満の場合には、 d_1 は1.0とする。

iii) 構造特性別補正係数(d_2)は、許容応力度法による設計を行う場合には $d_2=1.0$ とするが、保有耐力を推算する場合には期待される塑性後の靱性の程度に応じて定める。

iv) その他の補正係数(d_3)は、構造物の用途、種別等を考慮して設定する。とくに考慮する必要がない場合には d_3 を1.0とする。

4) 応答変位法に用いる振幅等(略)

(4) 建設時における地震の影響(略)

(目次のみ示す)

(1) 結 説

(2) 地震の影響

(3) 支持地盤および許容支持力

(4) 応力、変位および安定計算法

1) 概 説

2) 直接基礎

3) ケーソン基礎

4) くい基礎

5) 矢板式基礎

6) 多柱式基礎

(1) 結 説

コンクリート構造物および鋼構造物の耐震計算は、構造物の種類に応じて(3)-1)~(3)-5)に示す方法によって行う。

(2) 地震の影響

地震の影響としては、つぎの地震力を考慮する。

i) 構造物の自重に起因する慣性力

ii) 負加重量に起因する慣性力

iii) 地震時土圧

iv) 地震時動水圧

(3) 応力および変位の計算法

1) 橋梁(鉄筋コンクリート橋脚・橋台)

i) 一般:鉄筋コンクリート橋脚・橋台の耐震計算は、その構造系、規模等に応じて、a)のいずれか適当な方法による耐力の検討および靱性の検討の組合せによって行う。

a) 耐力の検討

①震度法、②修正震度法、③動的解析法

b) 靱性の検討

ii) 震度法:3-(2)に示す地震力を考慮した場合の部材の応力度が許容応力度をこえないように部材断面を定める。ただし、設計震度は1-(3)-2)による。

iii) 修正震度法:3-(2)に示す地震力を考慮した場合の部材の応力度が許容応力度をこえないように部材断面を定める。ただし、設計震度は1-(3)-3)による。

iv) 動的解析法:動的解析の結果得られる部材の応力度をこえないように断面を定める。解析に用いる地震動は、I-4-(3)-5)による。

v) 靱性を考慮した安全性の検討:i)ii), iii), iv)のいずれかにより応力度の検討を行ったもの、原則として靱性を考慮した安全の検討を行う。

2) 橋梁(鋼製橋脚)

i) 一 般 } (略)

ii) 耐震計算法

2. 基礎の耐震設計法

3. コンクリート構造物および鋼構造物の耐震設計法

4. 土構造物の耐震設計法	(略)
5. 地中構造物の耐震設計法	(略)
6. 既存構造物の耐震安全度の耐震安全度	(略)
7. 構造細目	(略)
III. 建築構造物関係	
1. 総説	

3) コンクリートダム (略)

4) 槽類 (略)

5) その他 (略)

(略)

(略)

(略)

(略)

(1) 対象の範囲：建築構造物

(2) 耐震設計の目標：予想される地震に対して、人命・建築物の機能・財産の保全をはかること。

(3) 耐震設計の基本手順：つぎの手順による。

① 耐震設計区分の選定

② 1次設計による部材断面・配置の決定および安全性の照査

③ 2次設計を行う耐震設計区分については、2次設計による安全性の照査

(4) 耐震設計区分：つぎの6種類に区分する。

I-A：構造規定による1次設計を行なうもの

I-B：震度法および構造規定による1次設計を行うもの

II-A：修正震度法による1次設計および修正震度法による略算的な2次設計を行うもの

II-B：修正震度法による1次設計および修正震度法による精算的な2次設計を行うもの

III-A：修正震度法による1次設計および応答スペクトル法による2次設計を行うもの

III-B：修正震度法による1次設計および応答スペクトル法と時刻歴応答解析法による2次設計を行うもの

(5) 耐震設計の方法：設計区分に応じて、つぎのように行う。

I-A：部材の断面およびその配置を、構造規定に適合するように定める。

I-B：1) 設計震度： $K_H = d_1 \cdot K_0$

K_H ：設計水平震度。以下、 rC_{B1} で表わす。

d_1 ：地域係数。以下、Zで表わす。

K_0 ：標準設計水平震度。以下、標準ベースシャ係数 rC_0 で表わす。

2) 安全性の照査：①各層に作用するせん断力による部材応力度が許容応力度以下であること

②部材断面およびその配置が、構造規定を満足すること

II-A：1) 1次設計

i) 設計震度： $K = d_1 \cdot (d_2 \cdot d_4) \cdot K_0$

K：ベースシャ係数。以下、 rC_{B2} で表わす。

$(d_2 \cdot d_4)$ ：地盤の特性による補正係数。以下、地盤スペクトル係数 G_0 (T)で表わす。

ii) 安全性の照査：① ①I-Bの2)と同じ。

② 各層間の相対変位角 δ_r 、全体の相対変位角 δ_r がそれぞれの許容値以下であること。

2) 2次設計

i) 設計震度： $K = d_1 \cdot (d_2 \cdot d_4) \cdot d_5 \cdot K_0$

K：ベースシャ係数、以下 rC_{B2} で表わす。

d_5 : 構造特性格補正係数。構造特性係数 K_1 で表わす。

- ii) 安全性の照査: 各層の作用せん断力が, 各層の保有耐力の略算値をこえないこと

II-B: 1) 1次設計

- i) 設計震度: II-Aの場合に同じ。ただし, $(d_5 \cdot d_4) = G(T)$ とする。

$G_1(T)$: 地盤スペクトル係数。ただし, $0.7 \cdot G_0(T)$ 以上とする。

- ii) 安全性の照査: II-Aの場合に同じ。

2) 2次設計

- i) 設計震度: II-Aの2次設計の場合に同じ。ただし, $(d_5 \cdot d_4) = G_1(T)$,

$d_5 = K_3$

K_3 : 構造特性係数

- ii) 安全性の照査: II-Aの2次設計に準ずる。ただし, 保有耐力は精算値を用いる。

III-A: 1) 1次設計

- i) 設計震度: II-Bの1次設計の場合に同じ。

- ii) 安全性の照査: II-Bの1次設計の場合に同じ。

2) 2次設計

- i) せん断力係数: $pC_j = Z \cdot G_1(T_j) \cdot K_1 \cdot pC_0 \geq 0.1$

T_j : j 次の固有周期

- ii) 安全性の照査: 主要次数の固有振動数について, 層せん断力が保有せん断力の精算値をこえないことをたしかめる。

III-B: 1) 1次設計: II-Bの場合に同じ。

- 2) 2次設計: III-Aに準ずる。ただし, 時刻歴応答解析法による照査を加える。

(6) 耐震設計に用いる各種の係数等

- 1) 地域係数: 図示(略)の区分にしたがい, 表-Dの値とする。

- 2) 標準ベースン係数: 1次設計用 $pC_0 = 0.2$

2次設計用 $pC_0 = 0.2$

- 3) 地盤種別: 1種~4種(定義は略)

- 4) 1次固有周期の算定:

- i) II-Aの1次, 2次設計, II-Bの1次設計では, 次式より推定してよい。

鋼構造建築物: $T = 0.09N$

上記以外の建築物: $T = 0.06N$

T : 1次固有周期(秒)

N : 地上階数

- ii) II-Bの2次設計, III-A, III-Bの設計に用いる1次固有周期は, 適切な資料にもとづいて推定する。

- 5) 水平力分布(略)

- 6) 用途係数(略)

- 7) 構造特性の分布の不均一度の許容値(略)

- 8) 変形制限: II-A, II-B, III-A, III-Bの1次設計における層間相対変位角は $1/200$ rad以下, 全体の相対変位角は $1/250$ rad以下とする。

- 9) 構造特性係数(略)

- 10) 保有耐力の算定(略)

- 11) 許容応力度および許容断面力

表-D 地域係数

地域区分	地域係数, Z
A	1.0
B	0.9
C	0.8

2. 鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法
3. 鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計法
4. 鋼構造建築物の耐震設計法
5. プレストレストコンクリート造建築物の耐震設計法
6. 在来工法本造建築物の耐震設計法
7. 建築非構造部材の耐震設計法
8. 基礎および擁壁の耐震設計法
9. 既存建築物の耐震安全度
- (目次のみ示す)
- (1) 総説
- (2) 設計区分
- (3) 構造特性係数
- (4) 保有層せん断力の算定
- (5) 部材設計および構造規定
- (目次内容: 2. と同じ)
- (目次内容: 2. と同じ)
- (目次内容: 2. と同じ)
- (目次内容: 2. と同じ)
- (目次内容: 2. と同じ)
- (略)

4.2 コンクリート系建築物の耐震設計の現状と動向(1)

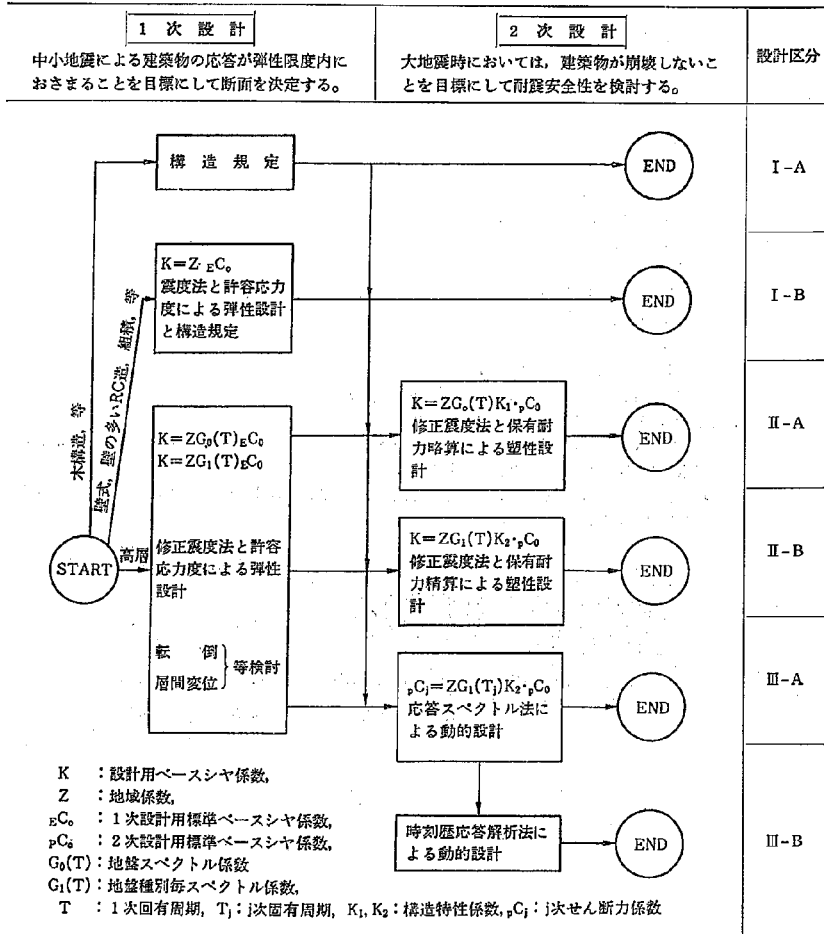
区分	構造種別	上限階数 (主要用途)	建築実状	慣用設計法		震害経験の有無と程度	推定耐震性能	設計法にかかわる動向	備考
				1 次(旧)	2 次(新)				
1	補強コンクリートブロック造	3 (住宅、倉庫等)	等地方等に多い	(基)*+構	なし	地震のたふびにある程度の被害を受ける。	強度、変形能ともに疑問あり。	不明点を明確にしようとする動き(地震工学会規準の検討)	*臥梁の設計のみ基準法震度による。
2	プレハブ住宅	2 (住宅)	次第に増大	基+構	あり*	無(新)	同上。ただし問題は少ない。*	最低限有耐力の保証。	*工業化住宅認定基準により、降伏せん断力係数が0.5以上であるかについて検討。
	プレキャストを含む壁式構造	3~5 (住宅)	多い	基+構	なし*(プレキャスト)はあり	新築地震等で軽微な被害。	構造規定により1G以上の強度を有するものが多い。	高層化への動き(強度+変形能)	*同上。ただしプレキャストのみについてであり、耐力の検討はない。
3	1, 2, 4をのぞく一般鉄筋コンクリート構造	6~7 (一般)	非常に多い	基	なし*(既存建築物の判定法など)	中以上の地震で被害率10%内外	主として壁の大小により耐震強度のはらつきが非常に大きく、建設年次の古いものは変形	壁の多いものについては強度について、純ラーメン系を模倣するものについて、変形性能につ	*動的影響を加味した静的検討法(連系梁)1質点系の規模応答スペクトルを用いる方法(東大案)モデルアナ

						能が疑問	いて動的効果を考えて2次設計をしようとする動きがある。	リシスによる方法(学会第1案)等がある。
4	中層ラーメンプレハブ構造	— (住宅等)	少ない	基	あり*	無(新)	不明点あり	耐害設計理念の明確化がのぞまれる。 *動的解析などが行われている。
	高層壁式構造	6～ (同上)	少ない	基	あり*	同上	強度かなり大	
	高層ラーメン構造	8～ (同上)	少ない	基	動的解析*	同上	長周期化による入力減小。	動的解析に関する見解の統一化*

(注) 基：建築基準法に定められている地盤荷重をはじめとする規定。

構：日本建築学会規準等における壁量等の構造規定。

4.3 「新耐震設計法(案)」(建築)における設計区分とその概要



5. 付属参考資料 5. ATC暫定規準の概要

基準名	Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings
制定機関	Applied Technology Council (Associated with SEAC)

- 目的：現在の耐震工学と建築技術の知見を総合的にまとめること。震害防止の見地から、土地利用計画、建築物規制に地方自治体が本規準を活用することを意図している。
- 耐震の目標：
 - ① 小規模地震に対しては無被害とする。
 - ② 中規模地震に対しては、主構造部材は小被害程度にとどめる。
 - ③ 大規模地震に対しては、人命を損なわない範囲の主構造部材の被害を容認する。

3. 規準の内容(目次)

序 論

1. 行 政
2. 定義および記号
3. 構造設計規定
4. 等価水平力算定法
5. モーデルアナリシスの方法
6. 地盤と建物の相互作用
7. 基礎の設計規定
8. 非構造部および機械電気設備
9. 木造建築物
10. 鉄骨造建築物
11. 鉄筋コンクリート造建築物
12. 組積造建築物
13. 既存建物に対する緩和
14. 既存建物の補修・補強指針
15. 緊急震後調査および建物の震害評価の手引き

4. 鉄筋コンクリート造建築物に対する規定の特徴

- 耐震性能等級 (Seismic Performance Category) として A~D の 4 ランクを定め、D, C, B, A の順に架構形式の条件等をきびしく定めている。
- 部材強度の計算は、原則として終局強度設計法を規定した ACI 318-71 による。ただし、強度低減係数はつぎのように改める。

基 準		ACI	ATC
区 分			
全荷重による圧縮応力が $0.1 f_c'$ 以上で、かつ、地震力による圧縮応力が $0.05 f_c'$ 以上の部材で特別補強筋をもたないものの、圧縮強度または曲げと組合わされた圧縮強度		0.7	0.5
耐震性能等級 C, D の建物における部材のせん断強度	曲げが支配的な部材	0.85	0.85
	せん断が支配的な部材	0.85	0.60

付属参考資料 6. 構造細目規定の例

6.1 帯鉄筋柱に関する規定の例

規 準	土 木 学 会 ²⁾	建 築 学 会 ³⁾	建築基準法 施行令 ⁴⁾	国 鉄 ¹⁾	ACI ²³⁾	SEAOC ¹⁹⁾	ACI-付録A ²³⁾	
							$P_e \leq 0.4 P_b$	$P_e > 0.4 P_b$
材 料		地震時曲げモーメントが増大する恐れのある柱では、(短期軸方向力/ A_g)を $P_e/3$ 以下とするのが望ましい。				コンクリート： $\sigma_m \leq 210 \text{ kg/cm}^2$ 軸方向鉄筋： $\sigma_y \leq 4,200 \text{ kg/cm}^2$	(注) P_e : 地震時最大設計軸力 P_b : 柱の終局耐力	
柱の最小寸法(d)	$d \geq 20 \text{ cm}$			[土木学会]に同じ。ただし、荷重に対して断面の大きい柱(曲げ圧縮応力度が許容値の1/2以下)では、つぎによる：		短辺/長辺 ≥ 0.4 短辺 $\geq 12"$		
軸方向鉄筋 (直径 ϕ , 本数 n , 鉄筋比 A_s/A_g)	$\phi \geq 12 \text{ mm}$ $n \geq 4$ 本 $0.5\% \leq A_s/A_g \leq 6\%$	$\phi \geq 13 \text{ mm}$ (D13) $n \geq 4$ 本 $A_s/A_g \geq 0.8\%$	$n \geq 4$ 本 $A_s/A_g \geq 0.8\%$ (A_g は必要断面積)		$n \geq 4$ 本 (長方形) $1\% \leq A_s/A_g \leq 8\%$	$1\% \leq A_s/A_g \leq 6\%$	最大引張鉄筋比は 鉤合鉄筋比の0.5以下、 $200/t_y$ 以上とする。 (t_y : 降伏点 (psi))	
帯鉄筋 (直径 ϕ , 間隔 t)	$\phi' \geq 6 \text{ mm}$ $t \leq d$ $\phi' \geq 12 \phi$ $\phi' \geq 48 \phi'$	$\phi' \geq 9 \text{ mm}$ or D10 $t \leq 15 \text{ cm}$ ($\phi' = 9$, D10) $\leq 20 \text{ cm}$ ($\phi' > 9$ D10) 帯鉄筋比 $\geq 0.2\%$	$\phi' \geq 6 \text{ mm}$ $t \leq 15 \text{ cm}$ $\phi' \geq 15 \phi$ $A_s/A_g \geq 0.05\%$ 帯鉄筋 $t \leq d$ $\phi' \geq 45 \phi$	軸方向鉄筋 $\phi \geq 12 \text{ mm}$ 間隔 $\leq d$ $\phi' \geq 45 \phi$ $A_s/A_g \geq 0.05\%$ 帯鉄筋 $t \leq d$ $\phi' \geq 45 \phi$	$\phi' \geq 9.5 \text{ mm}$ ($\phi \leq 32 \text{ mm}$) $\phi' \geq 12.7 \text{ mm}$ ($\phi > 32 \text{ mm}$) $t \leq 16 \phi$ $\phi' \geq 48 \phi$ $t \leq d$	$\phi' \geq 9.5 \text{ mm}$ $t \leq d_o/2$ (d_o : 有効高さ)	$\phi' \geq 9.5 \text{ mm}$ $t \leq d_o/2$ (d_o : 有効高さ)	$t \leq d_o/2$
はりその他との接合部	はりその他と交わる柱の部分には、とくに十分な帯鉄筋を配置する。	柱の上下端から柱の最大径の1.5倍に等しい範囲内では、帯鉄筋間隔を10 cm以下 ($\phi' = 9$, D10とする。 $\phi' 9$, D10のときもこれに準ずる。	柱に接続する他は、はりその他の横架材から上方または下方に2d以内の部分に、帯鉄筋間隔を10 cm以下とする。	接合部 横方向鉄筋 $\phi \geq 12 \text{ mm}$ $t \leq 60 \text{ cm}$	柱の上下端から柱の最大径または(短径 $\times 6$ ただし18"以上)の部分、はり~柱接合部全長には、特別補強筋を設ける。 $t \leq 4"$	柱の上下端から柱の最大径または(短径 $\times 6$ ただし18"以上)の部分、はり~柱接合部全長には、特別補強筋を設ける。 $t \leq 4"$	材端から4 d_o の間には、 $A_{sd}/t = 0.15 A_s$ または、 $0.15 A_s (A_s/A_g)$ は、それぞれ引張および圧縮鉄筋の断面積、 A_s はせん断補強筋のいずれか大きい方の鉄筋を配置する。 $t \leq d_o/4$ 鉄筋が圧縮鉄筋のとき材端から2 d_o の間は、 $t \leq 16 \phi$, $t \leq 12"$	材端から断面の長辺の長さまたは其径、または18"、純高さ/6以上の範囲に拘束鉄筋を設ける。 $t \leq 4"$ 所要フープ筋量： $A_{sh} = l_h \cdot \rho_s \cdot S_h / 2$ l_h : 長方形フープの非支持長 $\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_s} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$ S_h : フープ中心間隔

帯鉄筋の形状、組立て	異形鉄筋の直角フックは、135°の長さを6φ以上とする。	帯鉄筋は主筋を包含し、主筋内部のコンクリートを十分拘束するように配置し、その端部は135°以上に曲げて定着する。さらに断力のつく、端部を溶接した閉鎖形帯鉄筋を使用する。		すべての隅筋、他の軸方向鉄筋は1本おきに直角135°以下のタイの折曲り角で支持させる。軸方向鉄筋は横方向に支持された鉄筋から15cm以上離れてはならない。	10φの余長のついた135°フックをもつ閉鎖型帯鉄筋を使用するが、必要断面積の25%までは、フープと縦筋とに結束する標準フック付きの補助フープを用いてよい。		
その他	荷重に対して断面が大きい柱の場合(解説): 軸方向鉄筋: 直径12mm以上、間隔は柱の最小横寸法以下で45cm以下、鉄筋比0.05%以上 横方向鉄筋: 直径12mm以上、間隔60cm以下、帯鉄筋またはつなぎ鉄筋による軸方向鉄筋の支持間隔は柱の最小横寸法以下で軸方向鉄筋直径の45倍以下。				フレームの水平部材についても靱性を保つための細目規定がある。		

6.2 鉄筋の重ね継手に関する規定の例

土木学会 ²⁾	建築学会 ¹⁾	ACI ²³⁾	SEAC ²⁴⁾	ACI-付録 A ²⁵⁾
				$P_c \leq 0.4 P_b$ $P_c > 0.4 P_b$
一般規定 ・引張鉄筋の重ね継手は、次式の l 以上で、かつ 20ϕ 以上とする。 $l = \frac{\sigma_{se} \phi}{4 \tau_{se}}$ ここに、 σ_{se} : 鉄筋の許容引張応力度 τ_{se} : コンクリートの許容付着応力度 ・圧縮鉄筋の重ね継手は、上記の l の80%以上で、かつ 20ϕ 以上とする。 柱の規定 ・継手は、突合溶接とする。さもないければ、軸方向鉄筋数の1/2を継がずに通す。	一般規定 $l \geq \frac{\sigma_s d}{4 f_a}$ ここに、 σ_s : 鉄筋の最大存在応力 f_a : 許容付着応力度 d : 鉄筋の公称直径	圧縮部材の重ね継手一般 ・継手長さは、全伝達長さ l_d とする。ただし、 $0.0035 f_y d$ (in) $l_f \leq 60,000 \text{ psi}$ $(0.009 f_y / 24) d$ (in) $[f_y > 60,000 \text{ psi}]$ 以上で、かつ、12"以上とする。 ・ $\sigma_{se} < 3,000 \text{ psi}$ (210 kg/cm ²) のときは、継手長さを1/3だけ割増す。 帯鉄筋柱 全継手長にわたって $0.0015 h \cdot S$ (in ²) 以上の帯鉄筋が配置されるときは、継手長さは上記の0.83倍としてよい。ただし、12"以上とする。 d_b : 鉄筋の公称直径(in) f_y : 鉄筋の降伏点(psi) h : 部材の厚さ(in) S : 帯鉄筋間隔(in)	・重ね継手は、柱の中央部1/2の範囲に設ける。 ・継手長さは 30ϕ 以上、かつ、16"以上とする。 ・同一断面における継手は、鉄筋2本当り1本の割合以下とする。 ・相となる継手の縦方向の間隔は、24"以上とする。	・主鉄筋径の16倍以下、または12"以下の間隔で帯鉄筋が配置されている部分には、引張鉄筋の重ね継手を設けてもよい。ただし、継手長さは 24ϕ 以上、かつ、12"以上とする。 (一般には、引張または交番応力作用部には引張鉄筋の重ね継手は設けてはならない。 ・塑性ヒンジから d 以内には溶接継手を設けてはならない。 d : コンクリート圧縮線から鉄筋図心までの距離 ・重ね継手はACI本文規定を満足するもので、継手長さは 30ϕ 以上、かつ16"以上とする。 ・溶接継手、機械的継手の場合、同一断面で接合する鉄筋本数は鉄筋全数の1/4以下とする。 ・相となる継手の縦方向の間隔は、12"以上とする。

6.3 鉄筋の定着に関する規定の例

土木学会 ⁹⁾	建築学会 ¹⁰⁾	ACI ¹²⁾
$l_o \geq \frac{\sigma_{ts}}{4 \tau_{oa}} \phi$ (フックのないとき) $l_o \geq \frac{\sigma_{ts}}{6 \tau_{oa}} \phi$ (フックをつけるとき) ここに, l_o : 定着長 σ_{ts} : 鉄筋の許容引張応力度 τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度 ϕ : 鉄筋の直径	$l \geq \frac{\sigma_t d}{4 f_a}$ (フックのないとき) $l \geq \frac{\sigma_t d}{6 f_a}$ (フックをつけるとき) ここに, l : 定着長さ σ_t : 鉄筋の最大存在応力度 f_a : 許容付着応力度 d : 鉄筋の公称直径	<u>引張を受ける異形鉄筋の定着長さ</u> ①の基本定着長に②、③の補正係数を乗じた値とする。 ① 基本定着長 (単位は lb, in) #11 (φ36) 以下の鉄筋: $0.04 A_s f_y / \sqrt{f'_c}$, ただし $0.0004 d_o f_y$ 以上 #14 (φ43) の鉄筋: $0.085 f_y / \sqrt{f'_c}$ #18 (φ57) の鉄筋: $0.11 f_y / \sqrt{f'_c}$ ② $f_y \geq 60,000$ (psi) の鉄筋に対して: $2 - (60,000 / f_y)$ ③ 場合に応じて, さらにつぎの係数を乗じてよい。 ・ 曲げ部材で所要量以上の鉄筋を用いる場合: $\frac{\text{所要鉄筋量}}{\text{使用鉄筋量}}$ ・ 直径 $1/4"$ (6.4 mm) 以上の鉄筋によるピッチ 4 in (10.2 cm) 以下のらせん鉄筋に囲まれた内部の鉄筋について: 0.75 <u>圧縮を受ける異形鉄筋の定着長さ</u> $l_e \geq 0.02 f_y d_o / \sqrt{f'_c}$, ただし $0.003 f_y d_o$ 以上で, かつ 8 in 以上とする。所要量以上の鉄筋を用いる場合は, (所要量/使用量) の割合で低減してよい。