

土 木 研 究 所 資 料

ねばり強いコンクリート部材に関する研究(2) —高靱性コンクリート部材の開発—

平成4年3月

建設省土木研究所
コンクリート研究室

[Copyright © (1992) by P.W.R.I.]

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

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

ねばり強いコンクリート部材に関する研究(2) —高靱性コンクリート部材の開発—

コンクリート研究室 室長 河野 広隆
研究員 渡辺 博志

要 旨

地震などによりコンクリート構造物が大変形するような場合には部材に高い靱性が要求される。ここでは、高靱性部材の力学的性状について考察し、靱性を向上させるためには、どのような補強方法を採用すべきか、さらに高靱性部材に要求される復元力特性について検討を行った。また、このために繊維補強ならびに高強度せん断補強鉄筋を用いた部材の載荷試験を行い、靱性の向上度に関する検討を行った。

キーワード：繊維補強コンクリート，靱性，終局強度，耐震設計，高強度せん断補強鉄筋

鉄筋コンクリート部材の耐震性を確保するためには、基本的には部材の強度を地震により入力される慣性力より大きくすればよい。しかし、地震力がある程度以上大きくなると、必要となる補強用鉄筋の量が膨大となり、経済的な部材設計を行うことが不可能となってくる。このため、こうした場合のコンクリート部材の耐震設計においては、鉄筋コンクリート部材のもつ塑性変形による外力エネルギーの吸収に期待し、耐震性を確保している。

塑性変形による外力エネルギーの吸収容量を大きくするためには、部材の耐力を低下させることなく、鉄筋コンクリート部材の塑性変形能を向上させ（靱性を向上させる、あるいは別の言い方をすればねばり強さを向上させる）なくてはならない。本調査においては、コンクリート中に高強度短繊維を混入した繊維補強鉄筋コンクリート部材、高強度せん断補強鉄筋により補強を行った部材について靱性向上度を明らかにするため繰り返し載荷試験を行った。また、繰り返し交番荷重を考慮した曲げ解析を行い、一般のRC部材の実験結果および繊維補強コンクリートの実験結果との比較検討を行い、繰り返し載荷にともなう変形の増大状況について検討を行った。

目 次

まえがき	
第1章 概 要	1
第2章 部材靱性向上方法に関する検討	5
2.1 概 要	5
2.2 鉄筋コンクリート部材の載荷試験データの解析	6
2.2.1 収集したデータの内訳	6
2.2.2 データの解析方法	10
2.3 高靱性部材に要求される復元力特性について	13
2.3.1 非線形弾塑性応答解析による評価の必要性について	13
2.3.2 解析手法の概要	14
2.4 ま と め	24
第3章 高靱性部材の繰り返し載荷試験	25
3.1 概 要	25
3.2 供試体の概要	25
3.3 部材載荷試験結果	32
3.3.1 部材の変形性能	32
第4章 鉄筋コンクリート部材の靱性に関する基礎的検討	63
4.1 概 要	63
4.2 鉄筋コンクリート部材の交番載荷時の曲げ変形解析	63
4.2.1 概 説	63
4.2.2 解析手法の概要	63
4.2.3 解析結果及び検討	65
4.3 ま と め	67
第5章 ま と め	71
付 録	73

第1章 概要

平成2年度に道路橋示方書耐震設計編が改訂され、コンクリート構造物の耐震照査方法が全面的に改められた。改訂された設計方法によれば、従来より行われている震度法に基づいた許容応力度照査に加え、構造物に地震時加速度によって生じる1Gの慣性力が作用しても、構造物が崩壊しないことを確かめる終局時照査が新たに行われるようになった。¹⁾ 終局時の安全性の条件を満たすためには2通りの設計方法が考えられる。1つは、部材の降伏強度を想定される外力以上に保つ方法であり、他方は構造物の塑性変形によるエネルギー吸収効果により崩壊を免れる方法である。

ここで、前者の方法を採用した場合、部材の降伏強度を増加させるために軸方向主鉄筋を多量に配置する必要がある、鉄筋比の大きい部材になる。ところがこのような高主鉄筋比の部材は一般に脆い破壊を生じやすくなる。すなわち、想定した荷重を上回る外力が作用した場合、急激な荷重低下を招く恐れがある。また地震荷重は常時作用する荷重とは異なり、その生起確率は非常に小さい。このように希にしか生じない荷重に対して、絶えず部材の強度が上回るような設計を行った場合、常時作用する荷重によって生じる応力は非常に小さくなり経済性にも劣るものとなる。

これに対し後者の方法は、せん断破壊を生じない鉄筋コンクリート部材に一般的に見られる塑性変形性能を利用したものである。外力により部材に生じると考えられる復元力が部材強度を上回った場合、もしこの荷重が静的に作用するものであれば、部材の変形が限りなく大きくなり、部材の崩壊が生じる。しかし、地震荷重のような動的荷重の場合、たとえ部材の強度を上回る荷重が作用しても、部材の変形が増大する間に荷重が反転し、除荷が起こる。作用する地震荷重が大きい場合、部材の変形そのものは部材の降伏強度を与える変位を超過する可能性があるが、その時に生じる最大変位が、部材の耐荷力の低下が大きくなる範囲以内に収まっていれば、崩壊を免れることができる。この原理に従えば、地震荷重のような動的荷重に対する部材の終局時の安全性を確保することは、とりもなおさず動的荷重に対する部材の応答を、部材ごとに決まる許容変位量以内に抑えるように設計することであるといえる。

両者の設計方法を比較すると、前者の設計法すなわち、部材の強度を想定される地震荷重によって生じる復元力よりも大きくする方法は、動的荷重と静的荷重の区別のなされていない設計法であるといえ、後者の設計法がはるかに合理的なものであることが分かる。この設計法に従えば、部材の耐震性を向上させるためには、部材の強度を低下させることなく、部材の塑性変形性能を向上させる即ちじん性を向上させることが必要になる。部材強度をなおざりにして、じん性のみを高めた場合、部材の変形量は非常に大きくなり実用的であるとはいえず、また、強度のみを高めることも先に述べたとおり好ましいものではなく、あくまで

も部材強度および変形性能はそれぞれバランスを保ちつつ向上させる必要がある。

このような鉄筋コンクリート部材の塑性域まで考慮した耐震設計法が実用的に成立するためには、以下の2つの項目

①部材のねばり強さすなわち靱性が的確に算定できる。

②部材の靱性および終局耐荷力と部材が耐えうる外力（慣性力）の関係が決定されている。

が明確にされている必要がある。現在の道路橋示方書では、①の靱性の算定については、モールの定理を応用した曲げ変形を対象とした方法²⁾、②に関してはNewmarkらによって提案されたエネルギー一定則³⁾に立脚している。これらの手法は、それぞれ概略値を与えるものであり、大まかには成立しているが、問題点も数多く再検討が必要である。

以上、鉄筋コンクリート部材の耐震設計の基本について触れ、部材の耐震性を向上させるためには、部材の強度を保ちつつ、部材の変形性能を向上することが重要であることを述べた。

さて、部材の終局変位の向上法に関してはこれまでいくつかの研究成果が発表され、X型配筋⁴⁾によるもの、せん断補強筋を密に配置するもの⁵⁾などが提案されている。それぞれの方法により終局変形性能を向上できるが、どのような補強を行えばよいか、また採用した補強法の適用範囲ならびに補強効果に一定の見通しを立てるためには、その補強方法がどのような効果を狙ったものかを明らかにし、その効果が部材の靱性の向上にどの程度結び付くか定量的に把握しておく必要がある。本研究では、過去の載荷実験データを用いて、コンクリート部材の靱性を向上させる補強としては、部材の曲げ変形性能を大きくし、かつせん断強度に余裕を持たせることを基本方針とすることが必要であることを示した。この結果を受け本研究では、曲げ変形性能の向上を目指しかつ、繰り返しせん断力の作用に対する対抗性を増大させるため、コンクリートを高強度短繊維もしくは高強度せん断補強鉄筋により補強する手法を採用した。

高強度短繊維をコンクリートに練り混ぜることにより、コンクリートの圧縮靱性が向上するばかりではなく、ひび割れ発生後も引張応力を負担することができる。このことは、コンクリートの終局圧縮ひずみを大きく取ることができること、繊維による引張応力の負担によるせん断強度の向上、耐荷力の向上が図れることなどの効果が見込まれ、この効果により部材の靱性が向上できると考えられる。

一方、高強度せん断補強鉄筋を用いた場合、せん断補強鉄筋の負担を大きくすることができ、せん断強度の向上が見込まれる。なお、せん断補強鉄筋の周方向の拘束効果により、コンクリートそのものの圧縮靱性が向上する効果⁶⁾もあるが、ここでは矩形断面でかつ矩形のせん断補強鉄筋を配置したため、その効果を評価することが難しいので考慮しなかった。

このような新材料により補強を行った部材の実用化を考えた場合、当然のことながら部材のねばり強さに着目した設計法で必要となる①及び②の項目すなわち、①靱性の算定方法と

②部材の靱性および終局耐力と部材の耐えうる慣性力の関係を明確にする必要がある。必要最小限の検討としては、現在の示方書で規定されている手法の準用の可能性について明らかにする必要がある。

繊維補強コンクリート部材については道路橋示方書で提案されている方法を準用することによりある程度は、靱性率を把握することができることは前報にも示した。⁷⁾ところが、本報告書の中でも論じるが、この手法によると、部材の終局強度以上のせん断補強を行い主鉄筋の途中定着がなく軸力の幾何学的非線形効果が無視できる一般的な部材の場合、概ね靱性率の算定結果は実部材の靱性率を過少評価することになる。また、部材の終局変形性能に及ぼす部材のせん断補強度の差が現れないものとなっている。これらの事から、部材の靱性の算定精度を向上させるためには、靱性率の算定において従来の方法をベースに修正を加えることが望ましいと考えられる。ここでは、鉄筋コンクリート部材の靱性率の算定方法について部材のせん断強度も考慮できる方法について検討を行い、通常の鉄筋コンクリート部材だけでなく、繊維補強あるいはせん断補強鉄筋を使用した場合についても、靱性を同様な手順で算定する方法を提案した。これらの結果を総合することにより、高強度せん断補強鉄筋もしくは、短繊維補強コンクリートを用いたねばり強いコンクリート部材の設計の基本的な考え方が示されたと考えられる。

ただし、これらの結果はいずれも、既存の簡易的算定手法をできるだけ応用して行ったために理論の厳密さの観点からすると未解決の問題点が存在する。とりわけ、交番荷重を受ける部材の終局状態の捉え方には、実部材の挙動を十分に表現されていない欠点がある。そのもっとも大きな欠点とは、設計計算上における鉄筋コンクリート部材の終局時の定義が、単調荷重時に曲げ変形を生じた鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント最大となる断面におけるコンクリート圧縮縁ひずみがある限度に達した時点（普通コンクリートでは一般的に0.35%）であるとしている。すなわち、鉄筋コンクリート部材の終局状態が正負の荷重履歴を受けない単調増加荷重を受ける鉄筋コンクリート部材のコンクリートの圧縮ひずみで一義的に定義されている。ところが、部材の正負交番荷重試験を行い部材の終局状態付近の部材の挙動を観察すれば分かるとおり、部材がその曲げ耐力を失うあたりの状態は、部材断面の上下に配置された主鉄筋がいずれも引張による降伏を生じ、せん断ひび割れの進展によるせん断変形も加わっている。また、塑性ヒンジを形成している部分では、複雑なクラックパターンが現れ平面保持の仮定が到底成立していない状況となる。これらのことを踏まえると、部材の靱性率について実部材の力学的状態を忠実に把握した計算方法を提案しなければ部材の靱性の算定にともなう曖昧さを解決したことにはならない。ところが、これらの要因を一挙にとりこんだ解析を行うことは非常に困難である。

このため、ここでは、とりあえず部材を構成するコンクリートおよび鉄筋について応力-ひずみ関係の中に、履歴特性を組み込んだ曲げ変形解析を行い、終局状態にある鉄筋コンクリート部材の力学的状態について検討を行った。解析には平面保持ならびに、せん断変形無

視の仮定に基づいたので、必ずしも現象に忠実なものではない。しかし、繰り返し載荷により鉄筋およびコンクリートに生じる応力、ひずみを検討することにより、部材に相当大きなせん断力・付着力が生じていることが分かり、通常の簡易解析の限界を見いだすことができた。今後、鉄筋コンクリート部材の靱性の算定精度向上を目的とした研究を続行するうえで、せん断変形・付着の喪失を考慮に入れる際の基礎資料となるものと考えここに収録している。

2. 1 概要

鉄筋コンクリート部材の破壊形態は、(1) 曲げ破壊、(2) セン断破壊の2つに大別される。セン断破壊は主鉄筋が降伏する前にコンクリートに生じる斜めひびわれにより破壊するもので、破壊形態は脆性的であり最大荷重に達した後、さらに変形させると急激に耐力を失い、変形性能は小さく、塑性変形によるエネルギー吸収効果は期待できず耐震性に劣る場合が多い。このような部材の靱性の向上を図るには、十分なセン断補強を行い、鉄筋が降伏する以前にセン断破壊が生じないようにすることが必要である。これに対し、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート部材は最大耐荷力に達した後も、変形の増大にともなう耐力の低下は小さく、セン断破壊型の部材に比べ変形性能は大きい。とくに、コンクリートの曲げ引張ひびわれが生じる以後鉄筋が降伏する場合、引張鉄筋比の非常に小さい部材では、コンクリートの損傷は僅かで、部材の終局状態は引張主鉄筋の破断により決まる場合が多く靱性に富む。このタイプの部材の靱性を向上するには、鉄筋の終局引張伸びを大きくする以外にはないが、本来実用上十分な靱性を有し、それ以上に靱性を向上させる必要性はない場合が多い。一方、曲げ破壊型の部材であっても、引張鉄筋比・セン断スパン比によっては、繰り返し荷重を受けるうちに、主鉄筋降伏後セン断ひび割れが進展しセン断破壊型に移行するという(1)と(2)の中間的な破壊形態を示す場合がある。⁸⁾ 部材が一方向荷重ではなく、地震荷重のように正負交番荷重を受けるような場合は、よほど引張鉄筋比が小さい場合を除いて、たいていが曲げとセン断の中間的な破壊形態を示す。

このような破壊形態を示す部材は純粋な曲げ破壊型の部材に比べ靱性はかなり小さくなる。終局状態での部材の破壊状況は、かぶりコンクリートが剥落するだけでなく、帯鉄筋に囲まれた内部コンクリートにもひびわれが貫通しコンクリートの耐荷力が低下し、主鉄筋が有効に作用しなくなる。このようなコンクリートの損傷を防ぐことが鉄筋コンクリート部材の靱性を向上させるうえで必要になると考えられる。具体的には、部材の靱性を向上させるには、セン断ひびわれの進展が防止できるよう部材のセン断強度を曲げ強度に比べて大きくし、セン断強度に余裕をもたせることを意図した補強方法を採用する必要があるといえる。

これまで、部材の靱性が鉄筋の配筋状況あるいはシアスパン比、セン断強度比といったパラメータにより部材の靱性が回帰できるか調査されてきた。セン断強度が増加すれば靱性率は大きくなる傾向が僅かに認められる⁹⁾が、シアスパン比あるいは部材のセン断強度と曲げ強度の比といった単一のパラメータによっては、部材の靱性は正確には表現できないことが明らかにされている¹⁰⁾。この結果からすると、一見部材のセン断強度を大きくしても靱性の向上はできないように思われる。

ところが、これは部材の持つ曲げ変形性能の大きさを考慮せずにセン断強度と曲げ強度の

比のみを説明変数に用いたために、靱性率との関係が見いだせなかったものであり、部材の曲げ変形性能も考慮に入れると、せん断強度の増加と靱性の増大の関係は得られるのではないかと考えられる。例えば、主鉄筋比の異なる曲げ破壊型鉄筋コンクリート部材で終局強度が等しくせん断強度も等しい2つの部材を比較した場合、曲げ強度とせん断強度の比はそれぞれ同じであるので、強度比のみを説明変数とした場合、両者の靱性率は同等であると予想されるが、実際は鉄筋比の小さい部材の方が終局時の中立軸比が小さくなり、鉄筋の引張ひずみが大きくなるので靱性率は大きくなる。すなわち、基本的に両者の曲げ変形性能が異なっていることを考慮しなければせん断強度の及ぼす効果が評価できないことが分かる。

ここでは、部材のせん断強度を増すことにより部材の靱性を向上できることを明らかにするため、部材の持つ曲げ変形性能を考慮した検討を行った。この検討を行うためには、さまざまなせん断強度および曲げ変形性能を持つ部材について載荷試験を行う必要があるが、一定の傾向を見いだすためには、数多くの載荷試験を行う必要がある。このため、ここでは過去の鉄筋コンクリート部材の載荷試験データの解析により、せん断強度と靱性の因果関係を明らかにした。

2. 2 鉄筋コンクリート部材の載荷試験データの解析

2. 2. 1 収集したデータの内訳

ここでは主に土木技術者・研究者によって行われた柱もしくははり形式の部材の正負交番載荷試験データを対象とした。建築の分野でも同様の実験は数多く行われているが、そこで扱われている部材はせん断スパン比が小さいものが多く、また載荷方法も正負逆対象モーメントを載荷するパターンのものが多いので対象外とした。図-2. 1に収集した92体の載荷試験データのシアスパン比の分布を示す。また、図-2. 2に引張鉄筋比の分布を示す。

正負交番載荷試験によって得られる靱性率の大きさは、同一の部材であっても載荷方法によって異なりとくに同一振幅での繰り返し載荷回数によって靱性率の大きさは変化する。また、載荷試験結果から靱性率を定める際、その定義方法は研究者によりまちまちである。よって、収集したデータを比較検討を行う際には載荷方法、靱性率の定義方法について明らかにしておく必要がある。表-2. 1には収集したデータの載荷試験における載荷方法、および終局変位の定義方法についてまとめたものである。繰り返し載荷回数はほぼ同じであるが、それぞれの研究者により降伏変位および終局変位の定義方法に違いが見られる。靱性率が降伏変位に対する終局変位の比で表されるので、終局変位の定義だけではなく降伏変位の定義の違いも靱性率の値に影響を与える。このため、本来なら、これらのデータの集計を行いその結果から帰納的に結論を導くことを考えた場合、各々の定義の相違を補正しておく必要がある。しかし、この調査で使用した試験データの範囲では、終局変位および降伏変位の定義

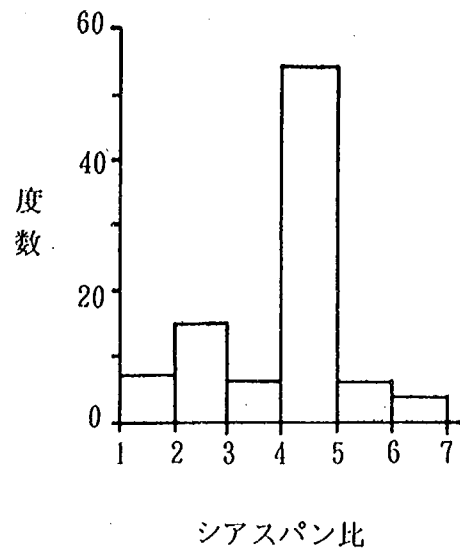


図-2.1 シアスパン比の分布

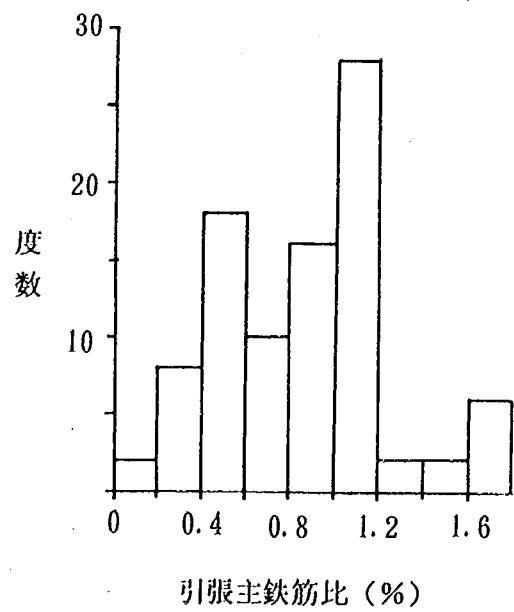


図-2.2 引張鉄筋比の分布

表-2. 1 載荷試験における降伏変位、終局変位、靱性率の定義方法

文献番号	載荷方法	靱性率の定義方法
1 1	1) 降伏変位 δy の与え方 鉄筋ひずみをひずみゲージでモニターし降伏時の変位を δy とする 2) 載荷振幅の与え方 片振幅を δy の整数倍で増加させる 3) 繰り返し回数 基本的には10回とする。ただし、3回繰り返したのち前サイクルと同一の荷重変形曲線となった場合次ステップにすすむ。	1) 終局変位の定義 荷重変形曲線の包絡線において降伏荷重を下回らない最大変位を終局変位 δu とする。 2) 靱性率 靱性率 $\mu = \delta u / \delta y$ で定義する。
1 2	1) 降伏変位 δy の与え方 鉄筋とコンクリートのヤング係数比を1.5と仮定し弾性計算により求められる変位を δy とする。 2) 載荷振幅の与え方 片振幅を δy の整数倍で増加させる。 3) 繰り返し回数 基本的に10回とする。	1) 終局変位の定義 荷重変形曲線の包絡線において最大荷重の80%を下回らない最大変位を終局変位 δu とする。 2) 靱性率 靱性率 $\mu = \delta u / \delta y$ で定義する。

文献番号	載荷方法	靱性率の定義方法
13	1) 降伏変位 δy の与え方 主鉄筋が降伏したとき 2) 載荷振幅の与え方 片振幅を δy の整数倍で増加させる 3) 繰り返し回数 繰り返し回数は5回とする。ただし、曲げひびわれ発生時に1回の繰り返しを行う。	1) 終局変位の定義 荷重変形曲線の包絡線において降伏荷重を下回らない最大変位を終局変位 δu とする。 2) 靱性率 靱性率 $\mu = \delta_{\max} / \delta y$ あるいは $\mu = \delta u / \delta y$ で定義する。
9	1) 降伏変位 δy の与え方 引張側軸方向鉄筋のひずみが 1800μ に達したときの変位 2) 載荷振幅の与え方 片振幅を δy の整数倍で増加させる。 3) 繰り返し回数 10回とする。	1) 終局変位の定義 荷重変形曲線の包絡線において降伏荷重を下回らない最大変位を終局変位 δu とする。 2) 靱性率 靱性率 $\mu = \delta u / \delta y$ で定義する。
2	1) 降伏変位の与え方 計算で得られる降伏荷重に達したときの変位 2) 載荷振幅の与え方 片振幅を δy の整数倍で増加させる。 3) 繰り返し回数 10回とする。	1) 終局変位の定義 荷重変形曲線の包絡線において降伏荷重を下回らない最大変位を終局変位 δu とする。 2) 靱性率 靱性率 $\mu = \delta u / \delta y$ で定義する。

の差による靱性率の算定結果に重大な影響を及ぼすとは考えにくく、また精度よくデータを補正することが非常に困難であるため、ここでは補正は行わずそのままの値を用いた。

2. 2. 2 データの解析方法

現在道路橋示方書耐震設計編で規定されている鉄筋コンクリート橋脚のじん性率算定方法にしたがえば、実部材の載荷試験によって得られるじん性率の値より小さくかなり安全側の結果を与えることが示されている。⁹⁾

文献9で既に報じられているように部材の曲げ強度に対するせん断強度の比（以後強度比とする）によって、部材のじん性率を推定しようとするとかかなり推定精度が低下する。ここでは、靱性率をそのまま強度比で表すのではなく、靱性率の実験値と計算値の差（ $\mu_{exp} - \mu_{cal}$ ）と強度比の関係について検討することとした。

部材の計算によって得られる靱性率の値は、基本的に道路橋示方書耐震設計編に示されている方法にしたがった。ただし、柱形式の部材については、主鉄筋のフーチングからの抜け出しを考慮し回転変形を加えることとした。回転変形の算出方法は以下の通りである。引張鉄筋が降伏点に達した時点においては、（2-1式）で示される平均付着力がフーチング内の定着鉄筋の伝達長にわたって一様に作用していると考え、定着鉄筋の引張ひずみを伝達長にわたって積分することにより抜け出し量を求めた。ここで、

$$\tau_m = 0.84 \sqrt{\varepsilon_{sy}} \quad (2-1 \text{ 式})$$

ここで、 τ_m : 平均付着応力 (kgf/cm²)

ε_{sy} : 鉄筋の降伏ひずみ (μ)

一方、鉄筋降伏以後は鉄筋の引き抜きによって生じるコーン状の破壊深さにわたって鉄筋の塑性ひずみが分布すると仮定して抜け出し量を算出した。コーン状の破壊深さは文献14に示した方法を用いた。抜け出し量 S_0 は、（2-2式）で求められる。

$$S_0 = \int \varepsilon dx$$

回転角は抜け出し量を中立軸深さで除して求めた。以上より靱性率は以下の式より算出した。

$$\mu = \frac{\delta y}{\delta u}$$

$$\delta = \int \phi (H - z) dz + H \cdot \theta$$

なお曲げに対する終局強度は部材中の最大曲げモーメントが生じる断面のコンクリートの圧縮ひずみが0.35%になるときの荷重とする。すなわち

$$P_B = P |_{\epsilon = \epsilon_c}$$

一方、部材のせん断強度は以下のものを用いた。

(1) 岡村検貝式 (V1)

ただし、スターラップによって負担されるせん断力については、古典的トラス理論を用いて計算することとした。すなわち

$$V_1 = V_C + V_S$$

また付着力の最大値から求められるせん断力は以下の式より求めた。

(2) ORANGUN-JIRSA-BREEN による付着強度式 (V2)

(3) 柴田による付着強度式 (V3)

以上の各式で算定されるせん断力のうち最小値をもって部材のせん断強度とした。すなわち、部材のせん断強度を S としたとき

$$S = \min (V_1, V_2, V_3)$$

文献10で既に報じられているように部材の曲げ強度に対するせん断強度の比（以後強度比とする）が大きくなると靱性率も大きくなる傾向がみられるがかなりばらつきが大きいとされている。ここでは、靱性率をそのまま強度比で表すのではなく、靱性率の実験値と計算値の比 ($\mu_{\text{exp}} / \mu_{\text{cal}}$) と強度比の関係について検討することとした。

図-2, 3は強度比 (S_B ; $S_B = S / P_B$) と靱性率の計算値に対する実験値の関係を示した図である。この図からも分かるとおり、実験によって得られる靱性率の値が計算値よりも小さくなるのはせん断強度が曲げ強度を下回るときだけである。(図-2, 3中の領域1の部分) いいかえると、靱性率の計算値は安全側の値を与えるものであり、せん断強度に余裕があれば、計算値で求められる靱性率よりもさらに大きな靱性率を確保することが可能となることが分かる。せん断強度に余裕を持たせることにより、部材の靱性率を向上できることは分かるが、向上度については大きく向上できるもの(図-2, 3中領域2)と向上度はそれほど大きくないもの(図-2, 3中領域3)が存在する。この理由については、次のように考えられる。終局時に推定される主鉄筋の引張ひずみが大きいものは、鉄筋の破断により終局変形性能が限定される。また、引張鉄筋のひずみが大きいことは、当然コンクリートの圧縮ひずみも大きくなっていて、コンクリートの圧壊によっても破壊するものと考えられる。このような場合は、もはやせん断強度に余裕をもたせても靱性の向上を望むことが出

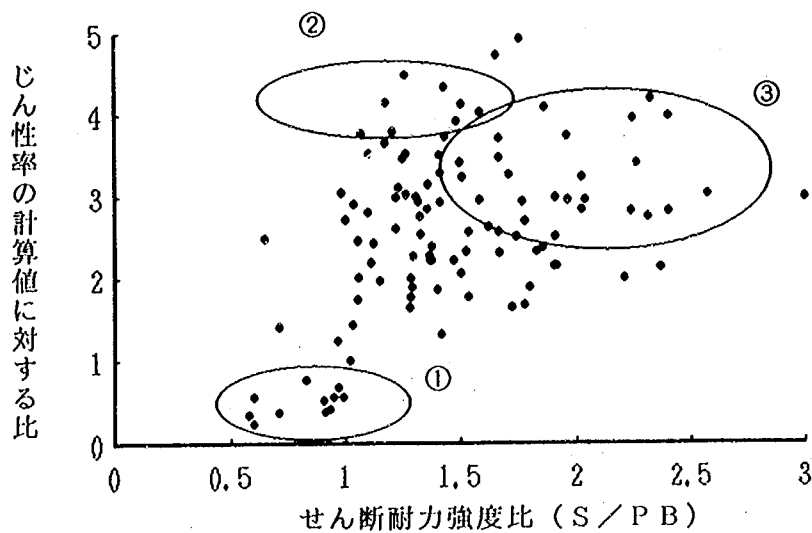


図-2. 3 せん断強度比とじん性率比の関係

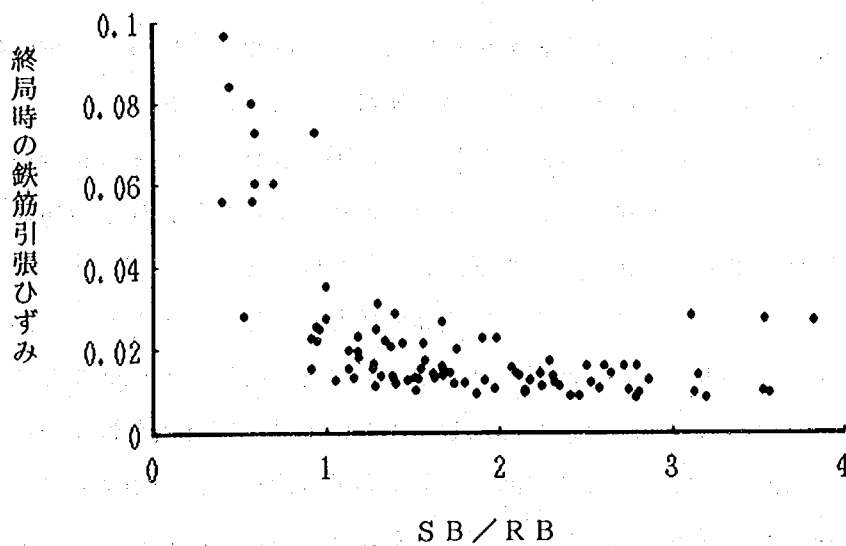


図-2. 4 終局時の鉄筋ひずみと
SB/RBの関係

来ない。ここで、終局時に予想される鉄筋の引張ひずみと R/SB の関係について図示したものが図-2.4である。この図からも分かるとおり終局時の主鉄筋引張ひずみが大きいほど R/SB の値は小さくなっている。すなわち、せん断余裕度を増やすことによる靱性率の向上度合いは小さくなる事が分かる。

以上のことをまとめると、以下の結論が導かれる。

せん断余裕度を向上させることにより、鉄筋コンクリート部材の靱性を向上させることができる。この靱性向上度合いは曲げ変形の計算結果から推定される靱性率に対する倍率で考えられる。せん断強度の余裕を付加することによりこの倍率は大きなものとなる。しかし、部材の終局時に見込まれる引張鉄筋の引張ひずみがおおきくなるとその倍率は小さくなって行く。このことを総合すると、鉄筋コンクリート部材の靱性は、曲げ変形性能によって規定されるものと、せん断変形性能によって規定されるものの2成分が含まれており従来の靱性率の計算法では曲げ変形性能のみの評価であり、せん断変形性能の大きさはせん断強度を大きくすることによって増大できる。ところが、引張鉄筋比の小さい部材のような場合、曲げ変形の占める割合がせん断変形量に比べて大きなものは、見かけ上せん断強度を大きくすることによる効果は相対的に小さくなる。よって、引張鉄筋降伏後にせん断ひびわれが進展するような鉄筋コンクリート部材ではせん断強度を増加させることにより靱性の向上が望めるが、曲げ変形性能が大きく、鉄筋の破断によって終局状態が規定されるような場合では、過剰なせん断補強を施すメリットは少ないと考えられる。ただし、主鉄筋の引張破断によって部材の終局状態が規定されるものは、曲げ変形性能そのものが大きく、部材の靱性は本来大きいものとなる。よって本調査においては、このような部材は靱性向上の対象外となると考えられる。

2.3 高靱性部材に要求される復元力特性について

2.3.1 非線形弾塑性応答解析による評価の必要性について

前節において、鉄筋コンクリート部材の靱性を向上させるための手法について、せん断強度を大きくし曲げ強度に対して余裕を持たせることが必要であることを示した。すなわち、部材の高靱性化のためには、せん断補強を施すといった手法を採用することが好ましいことを述べた。一方で、過去の研究結果より鉄筋コンクリート部材の終局変形性能を増大させるためには、主鉄筋とコンクリートとの付着を切る手法によっても達成されることが示されている。ただし、このように付着を絶縁した部材では、終局変形性能は大きいものの、正負交番载荷を受けた際の復元力特性は、エネルギー吸収量の少ないスリップ型の履歴を示すことが明らかにされている。ここでは、部材の復元力特性が部材の耐震性にどのような影響を持つかについて明らかにすることを目的として検討を行った。

部材の靱性を向上することのメリットは、従来よりエネルギー一定則により評価されてきた。すなわち、部材の靱性率を μ 、部材が弾性対であると仮定した時に生じる復元力を P_e 、そのときの変形量を δ_e とし弾塑性部材の降伏変位を δ_y 、降伏時の復元力を P_y とすると、靱性率 μ を持つ弾塑性部材は、

$$P_e = P_y \cdot \sqrt{2\mu - 1}$$

で計算される復元力を生じる外力まで耐えうる。この式によれば、靱性率 μ を大きくするほど P_e を大きくすることができるので、それだけ大きな外力に対し部材の崩壊が起きないことが分かる。この法則を応用すれば、先のスリップ型の復元力特性を示す部材であっても、一律に高靱性部材として評価される。ところが、このエネルギー一定則は、文献15にも示されているとおり上記のスケルトンカーブをもつ弾塑性部材にある初速度をもって運動を始めた場合について成り立つものであり、地震力のように継続的に作用する場合は近似的にしかならない。エネルギー一定則を提案している文献3でも各種地震波形について完全弾塑性型のバイリニアモデルで復元力特性が表されたモデルで、統計的に成立することが示されているのみで、過去の履歴により復元力のループが異なる場合、このエネルギー一定則が成立するかどうかは明らかではない。このため、さまざまなヒステリシスループを持つ部材の靱性率の有効性については、エネルギー一定則による評価は不可能であり、部材の動的な応答解析による判断にまでたかえる必要がある。ここでは、過去の研究手法を参考とし模擬地震波形をシミュレートしこの波形を用いて弾塑性応答解析を行った。

2. 3. 2 解析手法の概要

模擬地震波形の生成手法は次の方法で行った。ホワイトノイズに対し、地盤の振動特性を加味するために、次式で示される1自由度系の周波数応答関数をフィルターとして乗じた。すなわち、地震動の非定常性を考慮しない模擬加速度波形 $\phi(t)$ としたとき、

$$\phi(t) = \text{Re} \left(\int w(i\omega) e^{i\omega t + \theta} d\omega \right)$$

ただし

$$w(i\omega) = \frac{1 + i 2h(\omega/n)}{1 - \omega^2/n^2 + i 2h(\omega/n)}$$

ここに

$$n = 2\pi f = 2\pi \cdot 0.6$$

$$h = 0.2$$

とした。

また、地震の継続期間 (τ_d) としては地震のマグニチュードを 7.6 と仮定し次式により算出した。

$$\tau_d = 10^{(0.31M - 0.774)}$$

さらに、地震波形の非定常性を表現するため、周波数応答関数をフィルターとして得られた波形に対して次式で表される包絡関数を時刻領域で乗じた。

$$f(t) = \begin{cases} (t/\tau_a)^2 & t \leq \tau_a \\ 1.0 & \tau_b \leq t \leq \tau_a \\ \exp(k*(\tau_b - t)) & \tau_b \leq t \end{cases}$$

ただし

$$\tau_a = 0.16 \tau_d$$

$$\tau_b = 0.54 \tau_d$$

$$k = 4.61 (\tau_d - \tau_b)$$

である。時系列データの時間間隔は 0.01 秒とした。

弾塑性応答解析に用いた部材の復元力モデルを図-2.6に示す。完全弾塑性型モデルはもっともエネルギー吸収量が大いと考えられるモデルであり、Newmark らの研究にも用いられたものである。剛性低下型のモデルは、武藤モデルにおいて初期のひび割れ発生における剛性の変化を省略したものであり、鉄筋コンクリート部材の復元力特性にもっとも近いものである。スリップ型モデルは、処女載荷以外のエネルギー吸収をないとしたもので、鉄筋とコンクリートの間の付着を切った部材、若しくは、作用するせん断力が大きく繰り返し載荷中に劣化を生じている鉄筋コンクリート部材で現れる履歴特性である。

各モデルの剛性は平成元年度に行った部材実験データをもとに、降伏変位を 4mm 降伏荷重を 4t と仮定した。部材の初期剛性から決まる固有周期は部材の質点の重量を変化させることにより 0.2 秒から 0.9 秒まで 0.1 秒おきに变化させた。部材に作用する慣性力の大きさは、その最大値が部材降伏強度の 0.3 倍から 1.0 倍まで 0.1 倍ずつ变化させた。すなわち、部材の降伏強度を P_y 、慣性力の最大値を α_{max} としたとき

$$P_y = c \cdot m \cdot \alpha_{max}$$

とし c を 0.3 から 1.3 まで变化させた。模擬地震波形の数はそれぞれ 50 とした。よって、すべての応答計算のかずはそれぞれのモデルで 4400 回となる。部材の粘性減衰定数についてはさまざまな見解があるが、ここでは 5% と仮定した。

応答計算は時刻領域における直接積分法とし、線形加速度法を用いた。すなわち部材端部に存在する質点での変位を $x(t)$ 、速度を $\dot{x}(t)$ 、加速度を $\ddot{x}(t)$ 、入力加速度を $\phi(t)$ 、初期剛性による固有円振動数を n 、減衰定数を h 、各復元力モデルから定まる復元力を質点の質量で割ったものを $f(t)$ 、時間間隔を Δt としたとき、以下の式が成り立つ。

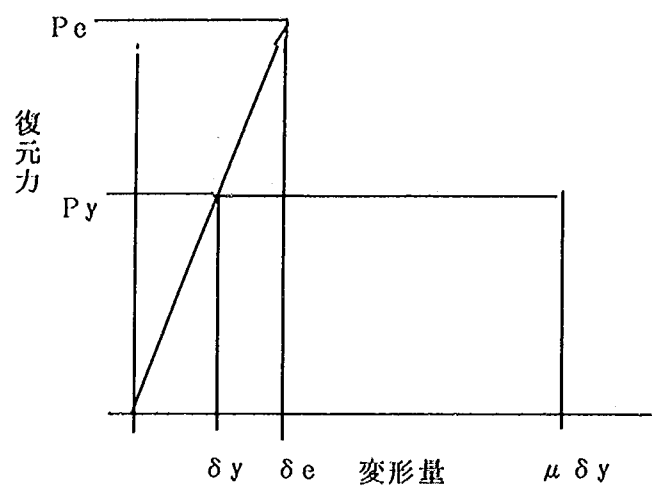


図-2.5 エネルギー一定則

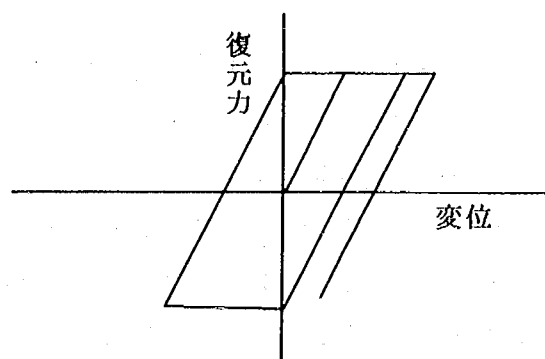


図-2.6.1 完全弾塑性モデル

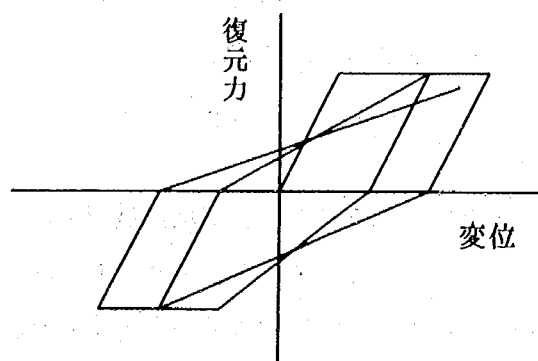
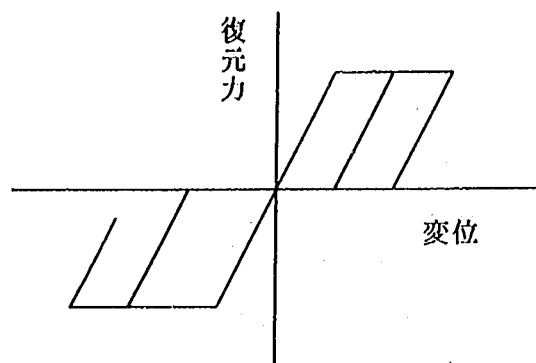


図-2.6.2 剛性低下型モデル



図一 2. 6. 3 スリップ型モデル

$$\begin{aligned}\dot{x}(t+\Delta t) &= \dot{x}(t) + (1/2)(\ddot{x}(t) + \ddot{x}(t+\Delta t))\Delta t \\ x(t+\Delta t) &= x(t) + \dot{x}(t)\Delta t + (1/3)\ddot{x}(t)(\Delta t)^2 + (1/6)\ddot{x}(t+\Delta t)(\Delta t)^2 \\ \ddot{x}(t+\Delta t) + 2h\dot{x}(t+\Delta t) + f(t+\Delta t) &= \phi(t+\Delta t)\end{aligned}$$

この連立方程式を各時刻で解くことにより、応答が求められる。応答計算において非線形復元力項を求めるためにここでは、Newton法を用いた。各モデルにおいてえられた最大応答値の平均値を示した結果を図-2. 7. 1~2. 7. 3に示す。これらの図は、横軸に各部材モデルの初期剛性から定まる固有周期をとり、縦軸には50個の最大変位応答値の平均値を降伏変位で除した塑性率を示している。剛性低下型モデルと完全弾塑性型のモデルの最大応答の平均値は似通った性状を示しているが、固有周期の小さい領域で、剛性低下型の方が応答量が大きくなっている。これは、変形が大きくなるにつれて、部材の剛性が低下し、共振振動数が低下したためにこのような結果になったと考えられる。今回の解析において、入力となる地震動の卓越周期が0.6秒であったため、部材の固有周期が0.6秒より小さいものは、変形量の増大にともなって、共振しやすくなっているものと考えられる。これに対して、完全弾塑性モデルにおいては、応答特性がフラットである。これは、剛性低下がなかったためであると考えられる。これに対し、スリップ型の復元力特性を持つモデルでは、非常に大きな応答量を示しており僅かな入力加速度の増加に対し、応答値が飛躍的に増大している。このことは、スリップ型の復元力特性を持つ部材では、部材の変形性能を増大させても、応答変位量も大きなものとなるため、変形性能が大きいという特徴を生かすことができずねばり強く外力に抵抗することができない。

一方、部材の最大応答値の標準偏差を示したものが、図-2. 8. 1~2. 8. 3である。完全弾塑性型の復元力特性をもつモデルの方が剛性低下型の復元力特性を持つモデルに比べやや大きめの標準偏差を示しているが、初期剛性より算定される部材の固有周期が0.1秒のところでは、逆に剛性低下型の復元力特性を持つモデルの方が大きくなっている。この傾向は、入力地震動のレベルが大きいほど顕著になっていくものと考えられる。いっぽう、スリップ型の復元力特性を示す部材では他の2つのモデルの部材に比べ標準偏差が非常に大きくなり、最大応答値にかなりのばらつきがあることを示している。すなわち、部材の信頼性が少なく同じレベルの入力に対しても予想される最大応答値に大きな開きがあり、部材の最大変形量を大きくしても、想定される入力に対しその応答値が最大変形量以内におさまるかどうかの判断が下しにくい。

図-2. 9. 1~2. 9. 3は横軸に応答値の塑性率を縦軸に部材を弾性対と仮定して計算される部材の復元力の部材降伏強度に対する比(P_e / P_y)をとり両者の関係を示したものである。もし、エネルギー一定則が成立するのであれば、塑性率が1以上の範囲で塑性率を μ としたとき

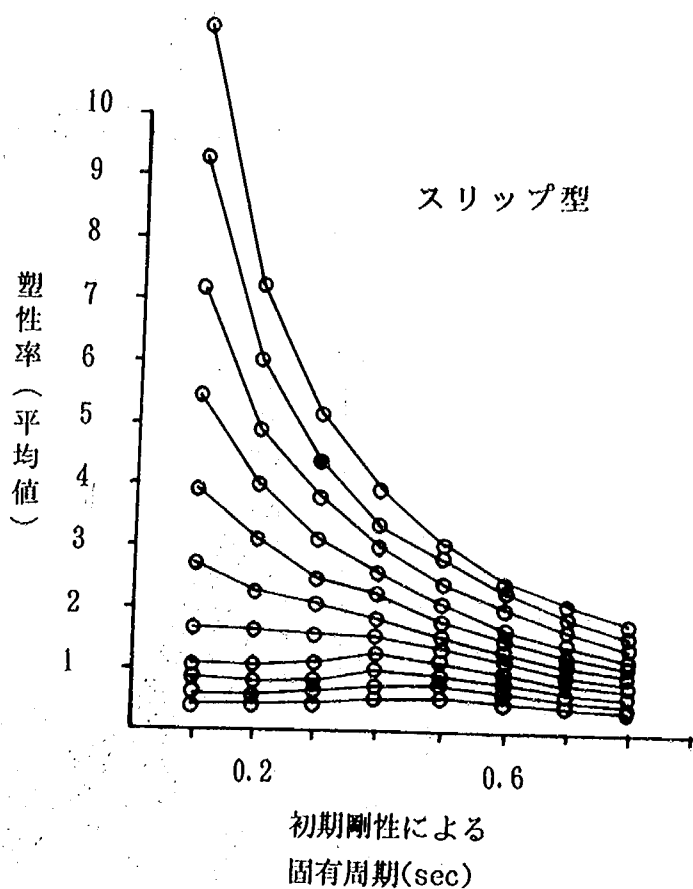
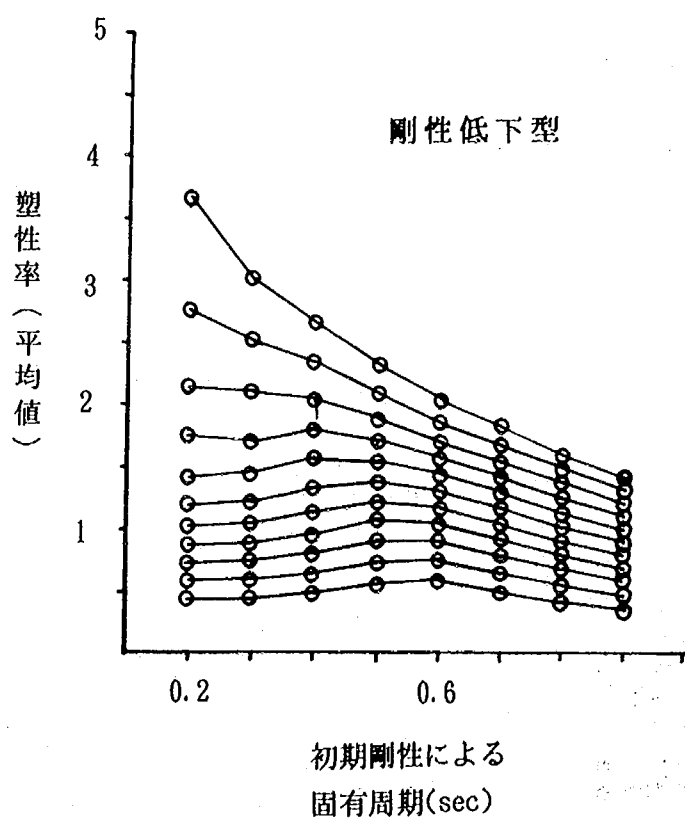
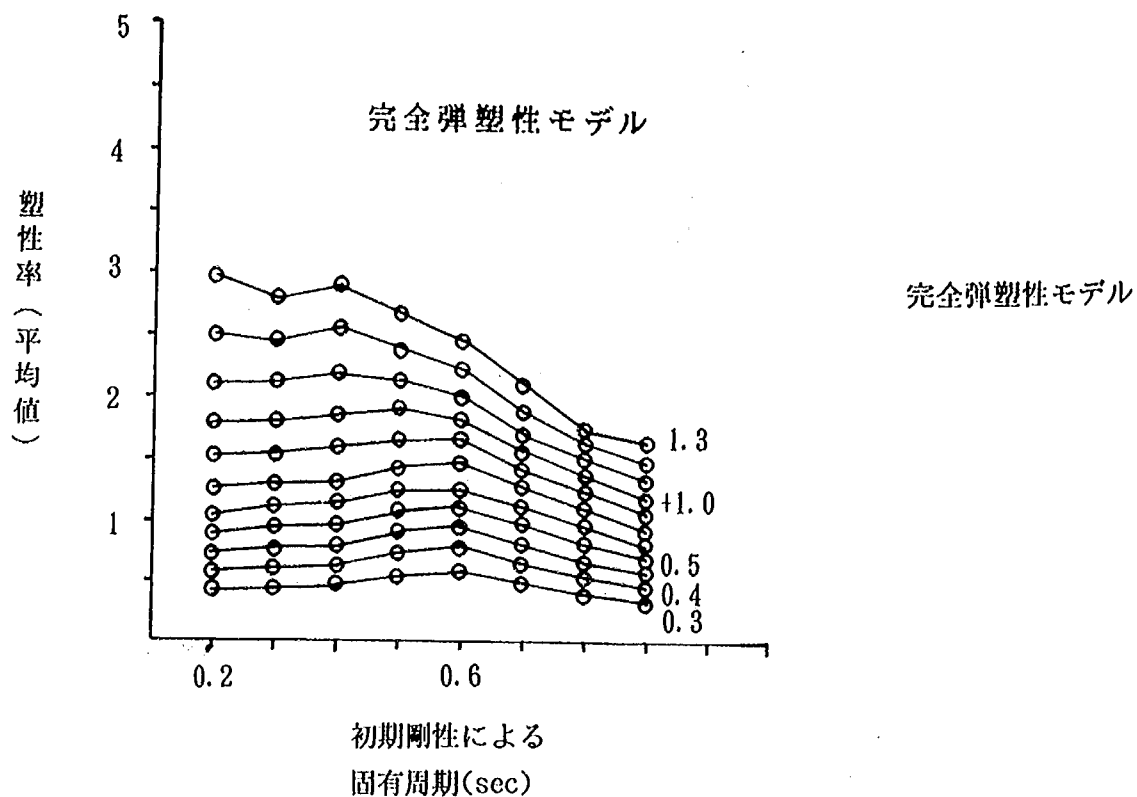


図-2.7 最大応答塑性率の平均値

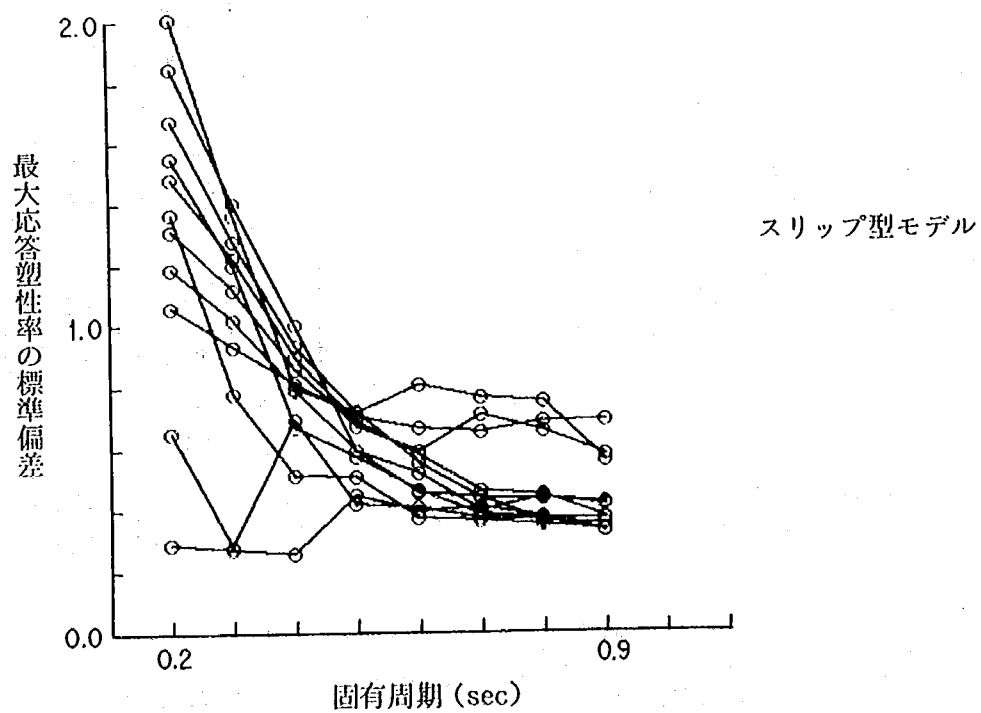
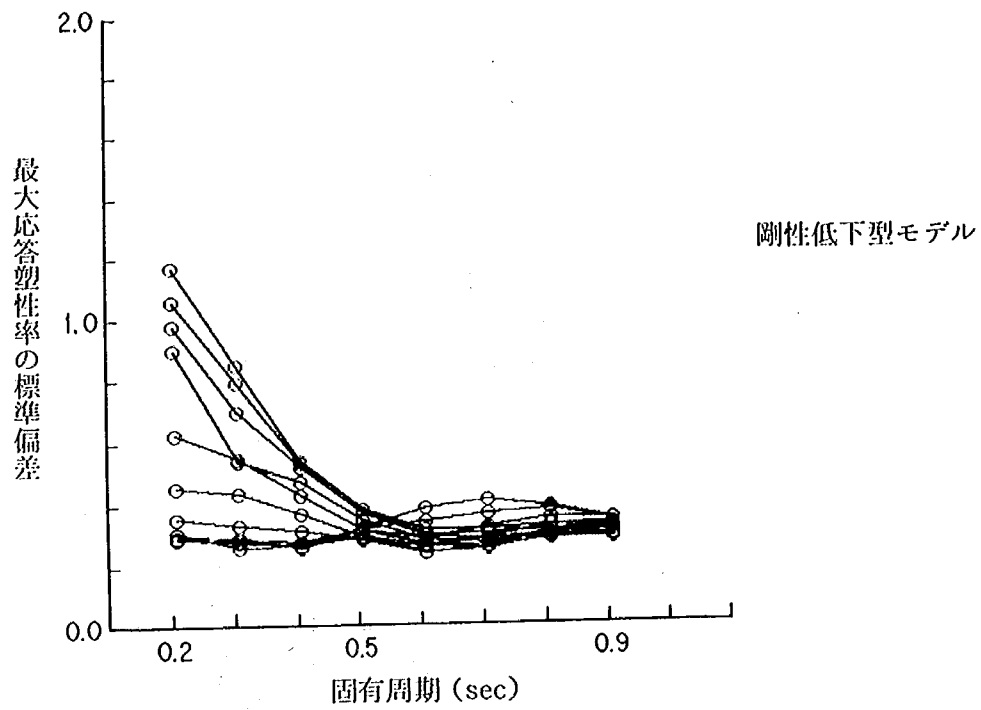
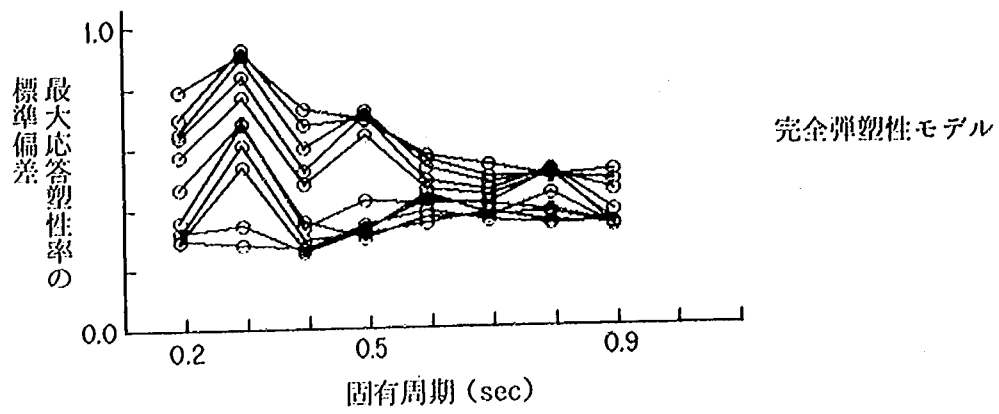


図- 2.8 最大応答の標準偏差

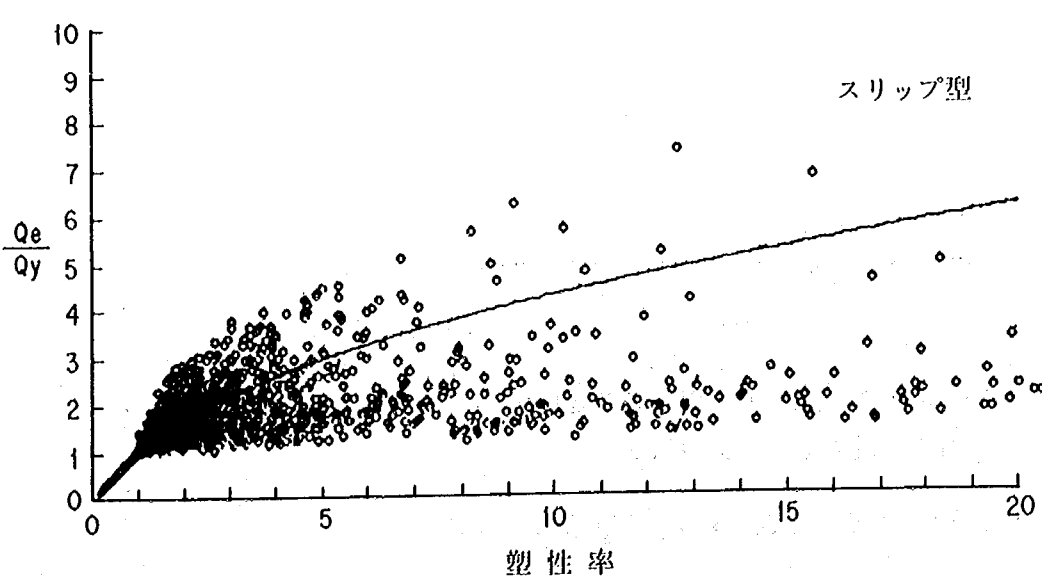
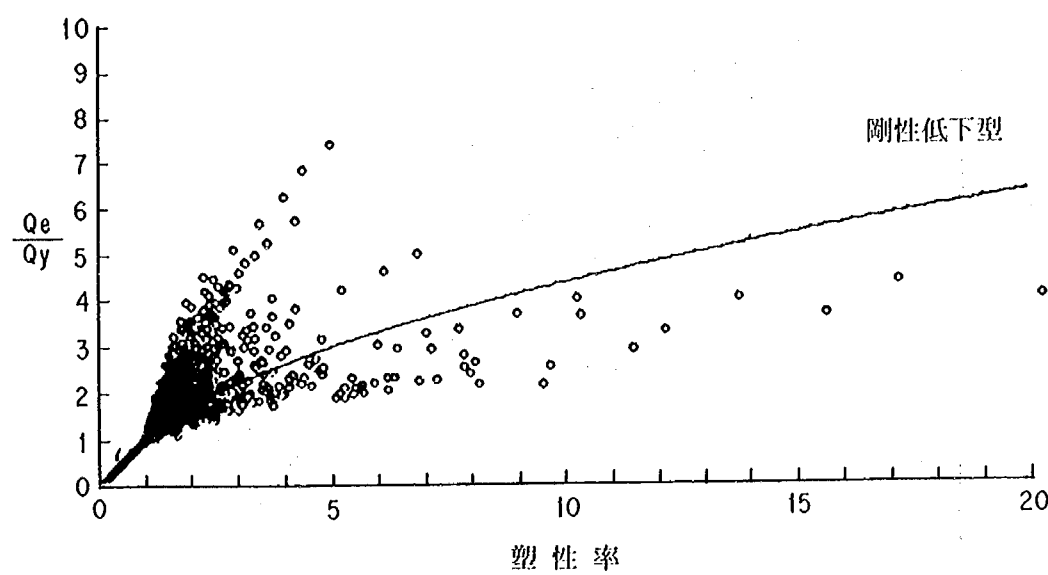
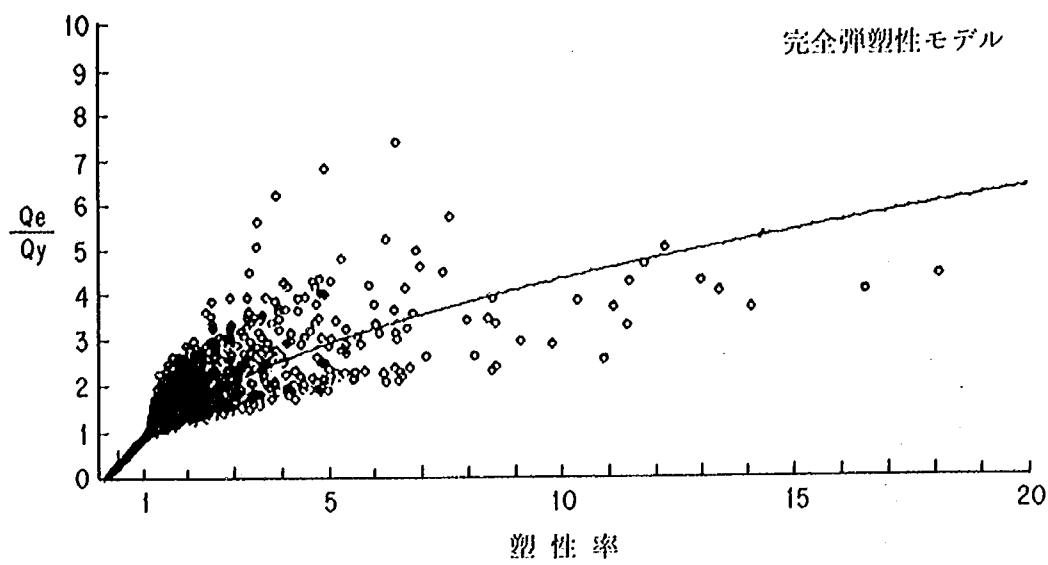
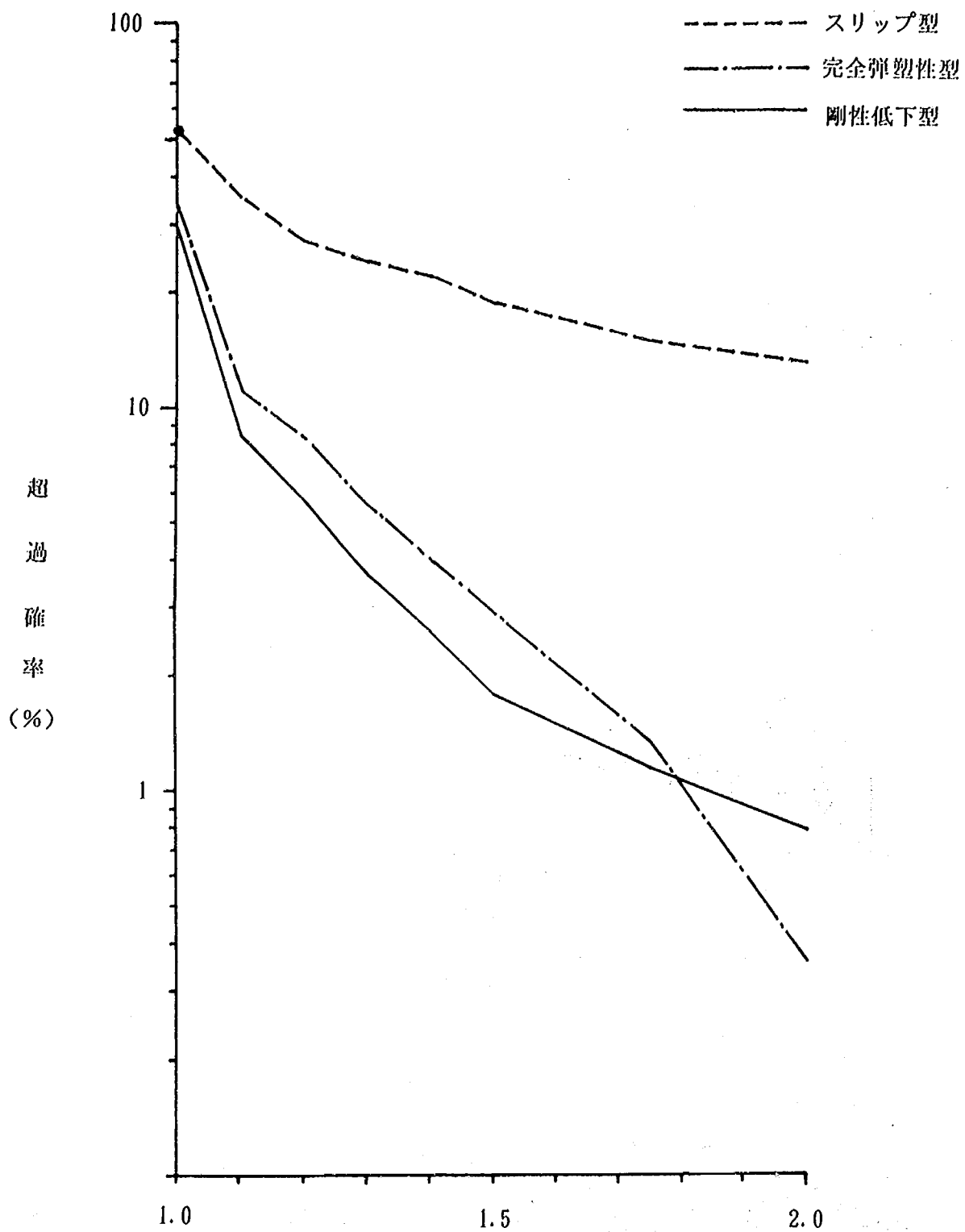


図- 2.9 Q_e/Q_y と塑性率



エネルギー一定則で予想される変位に
対する最大応答変位の倍率

図-2.10 最大応答値と超過確率の関係

$$P_e / P_y = \sqrt{2\mu - 1}$$

の関係が成り立つはずである。図中の曲線は上記の関係式を示したものである。この曲線よりも右側で示された点はエネルギー一定則で予想された変位よりも大きな変位を示したもので、エネルギー一定則が危険側で成立していないものである。いっぽう、この曲線よりも左側に位置する点はエネルギー一定則で予想されるよりも小さな応答値を示したもので、エネルギー一定則が安全側の結果を示すものである。これよりいずれの復元力を持つモデルでも、エネルギー一定則で予想される以上の変位を示しているものがあるが、スリップ型の復元力特性の部材では、特にそのような点が多く見られる。すなわち、スリップ型の復元力特性を持つ部材に対して、エネルギー一定則を適用することは危険であり、この法則を用いて、靱性の有効性を評価することができないことを示している。表-2、2はそれぞれのモデルについて変位応答の最大値がエネルギー一定則で予想される変位応答値との最小の比較を行った結果である。これより、完全弾塑性、及び剛性低下型の履歴では、それぞれエネルギー一定則を超える変位を生じる確率は、34%、30%であるのに対し、スリップ型では53%に達している。図-2、10はそれぞれのモデルについてエネルギー一定則で予想される変位の1倍から2倍までの変位に対する応答変位の最大値の超過確率を示したものである。このずより、スリップ型のモデルでは、超過確率がなかなか下がらず、他の2つの復元力モデルによる結果と異なっている。いいかえると、部材の許容靱性率を設定するにあたり、安全率を大きくとっても、設定された許容靱性率を超えるケースが多いといえる。一方、完全弾塑性型と剛性低下型の復元力特性について比較した場合、完全弾塑性型のほうがやや大きめの値を示すが、エネルギー一定則で予想される変位の2倍以上の最大応答を示す確率は、逆に完全弾塑性型のほうが小さい値を示している。入力された外力のレベルをここでは降伏強度の1.3倍までとしたがこれをさらに大きくすると、この傾向はさらに顕著になると考えられる。すなわち、最大値の極値分布は、完全弾塑性モデルのほうが小さくなると考えられる。

以上の検討結果をとりまとめると以下のことが言えると考えられる。まず、最大変形能力が大きくても、ヒステリシスの描く面積の小さいスリップ型の復元力特性を示す部材は、変位応答値が大きいかつ、その標準偏差も大きくなる信頼性に乏しい特徴を持つことになる。この場合、エネルギー一定則はほぼ成り立たないと考えられ、変形性能を大きくする効果が

表-2、2 変位応答最大値の内訳

履歴の種類	合計	降伏変位以内	降伏変位以上	
			エネルギー一定則以下	エネルギー一定則以上
完全弾塑性	4400	2535	1663 (65.6%)	872 (34.4%)
剛性低下型	4400	2535	1778 (70.1%)	756 (29.9%)
スリップ型	4400	2535	1192 (47.0%)	1343 (53.0%)

殆どないことが分かる。これに対し、完全弾塑性型および、剛性低下型の復元力特性を持つ部材は、エネルギー一定則がほぼ成り立ち、これにより予想される変位を示す確率は、30～30数%であり、また最大変位応答の標準偏差も小さくなる。ただし、突発的に生じるような大きな荷重に対しては、完全弾塑性型の復元力特性を持つ部材のほうが信頼性がある。また、振動中に剛性の変化がないため、入力周波数特性による影響を受けにくくなる。

2. 4 まとめ

以上の検討結果をまとめると以下のことが言える。

- 1) 部材の靱性を向上させるためにはまず、曲げ変形性能を大きくする必要がある。
- 2) さらに、曲げ強度に対してせん断強度に余裕を持たせることにより、部材の靱性を向上させることができる。
- 3) ただし、せん断補強を行っても、部材の終局時に想定される引張鉄筋の引張ひずみが大きい場合、言い換えると、鉄筋の引張破断により部材の終局が規定されるような場合は、この効果は小さくなる。
- 4) 部材の変形性能が同じであっても、その復元力特性によっては、変位応答特性が大きく異なる。
- 5) ヒステリシスの描く面積の小さいスリップ型の復元力特性を示すものは、応答変位も大きく信頼性に乏しい部材となる。
- 6) 一方、完全弾塑性型の復元力特性を示すものは、入力周波数特性の影響を受けにくくまた、応答変位の最大値の極値は通常の鉄筋コンクリート部材で現れる剛性低下型の復元力特性を示す部材に比べてちいさくなり信頼性に富む部材であるといえる。
- 7) このことから、高靱性部材を開発するためには、せん断補強を施して変形性能を向上させかつ、できるだけヒステリシスループの描く面積が大きくなるような部材をつくることが必要となる。

第3章 高靱性部材の繰返し載荷試験

3.1 概要

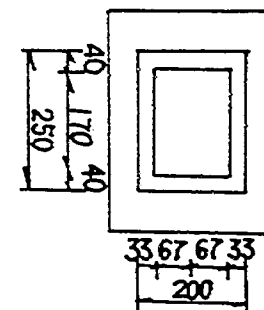
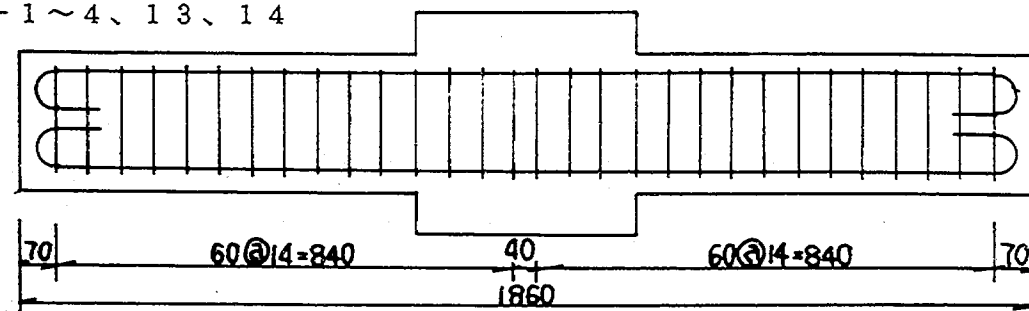
前章の検討結果から高靱性部材を開発するためには、せん断補強を施す必要があることを述べた。ここでは、高強度短繊維および高強度せん断補強鉄筋を用いて補強を行った鉄筋コンクリート部材の繰返し載荷試験を行い、どの程度靱性が向上するか検討を行った。

3.2 供試体の概要

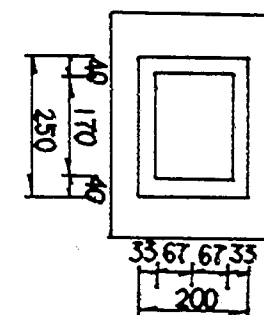
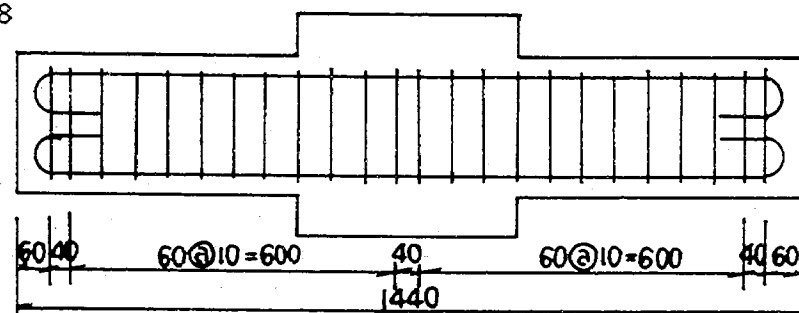
供試体の概略を図-3.1から3.2に示す。はり供試体数は全部で14体、柱供試体は全部で4体であり、それぞれシアスパン比(a/d)並びに主鉄筋の直径、せん断補強鉄筋の材質、繊維補強の有無を変化させた。各供試体の内訳を表-3.1に示す。

スターラップは供試体はり2を除いていずれも直径6~6.4mmのものを用いている。断面寸法は、はり供試体は高さ25cm幅20cmで有効高さは21cmとし、柱供試体は高さ30cm幅30cmとした。供試体のコンクリート強度を表-3.2に示す。また、使用した鉄筋の引張強度試験結果を表-3.3に示す。なお、高強度せん断補強鉄筋は引張ひずみが0.7%付近で応力ひずみ曲線の勾配が急激に減少したので、この点を降伏点とし、この時の引張応力を引張強度と見なした。せん断補強鉄筋ははり供試体3を除いて、いずれも6cmもしくは5cm間隔で配置した。はり供試体と柱供試体の2種類を用意したが、両形式の供試体の長所短所をあげると次の通りである。柱供試体すなわち、片持ちばり形式の部材は、実構造物である橋脚と同等の形態であり、試験結果の応用性が大きい長所を有する。ところが必ず固定端となるフーチングが必要となり供試体が大規模なものになりやすい欠点を持っている。かつ、フーチング部分には大きな力が作用するため、フーチング部分の補強を十分に行っておかないとフーチング破壊を生じる危険性がある。また、定着鉄筋の抜け出しによる回転変位の影響を受けやすく、載荷試験によって得られた変位データについて抜け出しによる回転変位の補正を行う必要が生じる。一方、単純支持はり形式の部材では、フーチング部分を省略でき供試体寸法が小さくなりやすく、数多くの載荷試験を行うことができる。はり形式の供試体では、片側を取れば片持ちばり形式と同様の荷重状態が再現される。ところが、載荷を進めて行くうちに単純はりのどちらか一方の片側の損傷が大きくなった場合、以後の損傷はその箇所に集中しやすくなり、部材の対称性を失い載荷試験そのものが意味を失いかねない結果となる場合がある。なお、はり供試体では、はり中央の加力部分の断面を大きくしたスタブを設けた。これは、スタブを設けない場合、スパン中央の等モーメント区間に損傷が集中するが、この損傷集中断面が等モーメント区間の中央に生じるとは限らない。等モーメント区間の中央部に損傷が集中しない場合はりの左右対称性が失われ、載荷不能となる場合があるためである。

はり供試体-1~4、13、14



はり供試体-5~8



はり供試体-9~12

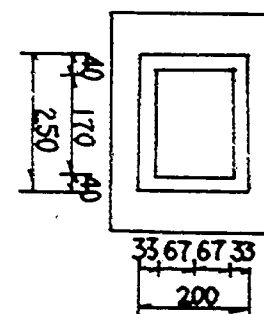
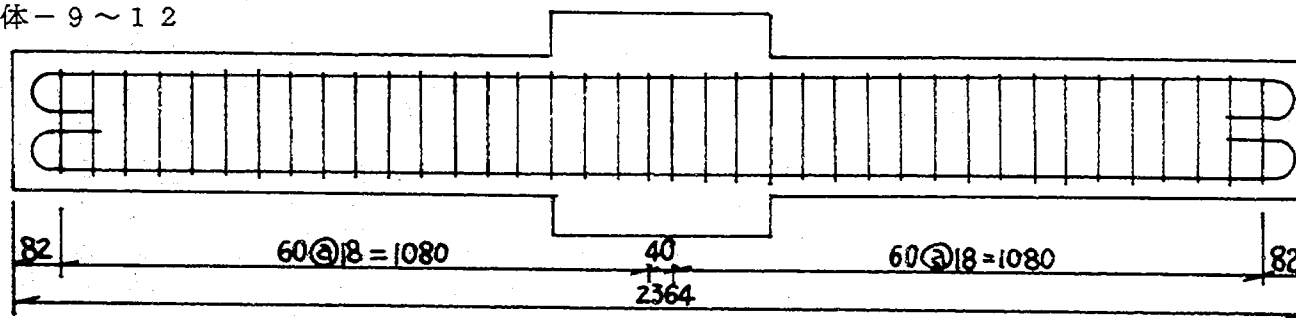


図-3.1 はり供試体の緒元

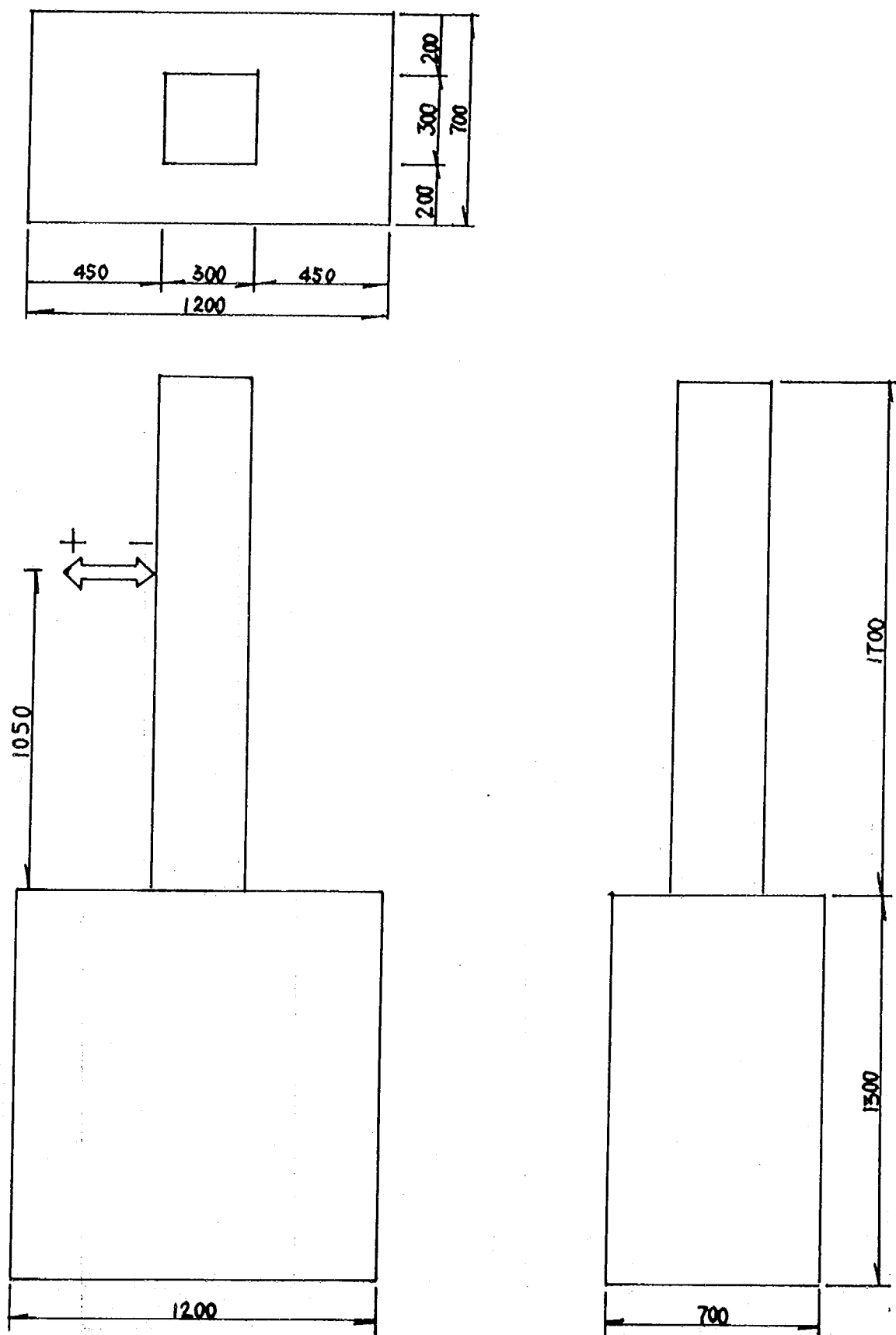


図-3.2 柱-1、2 供試体の形状・寸法

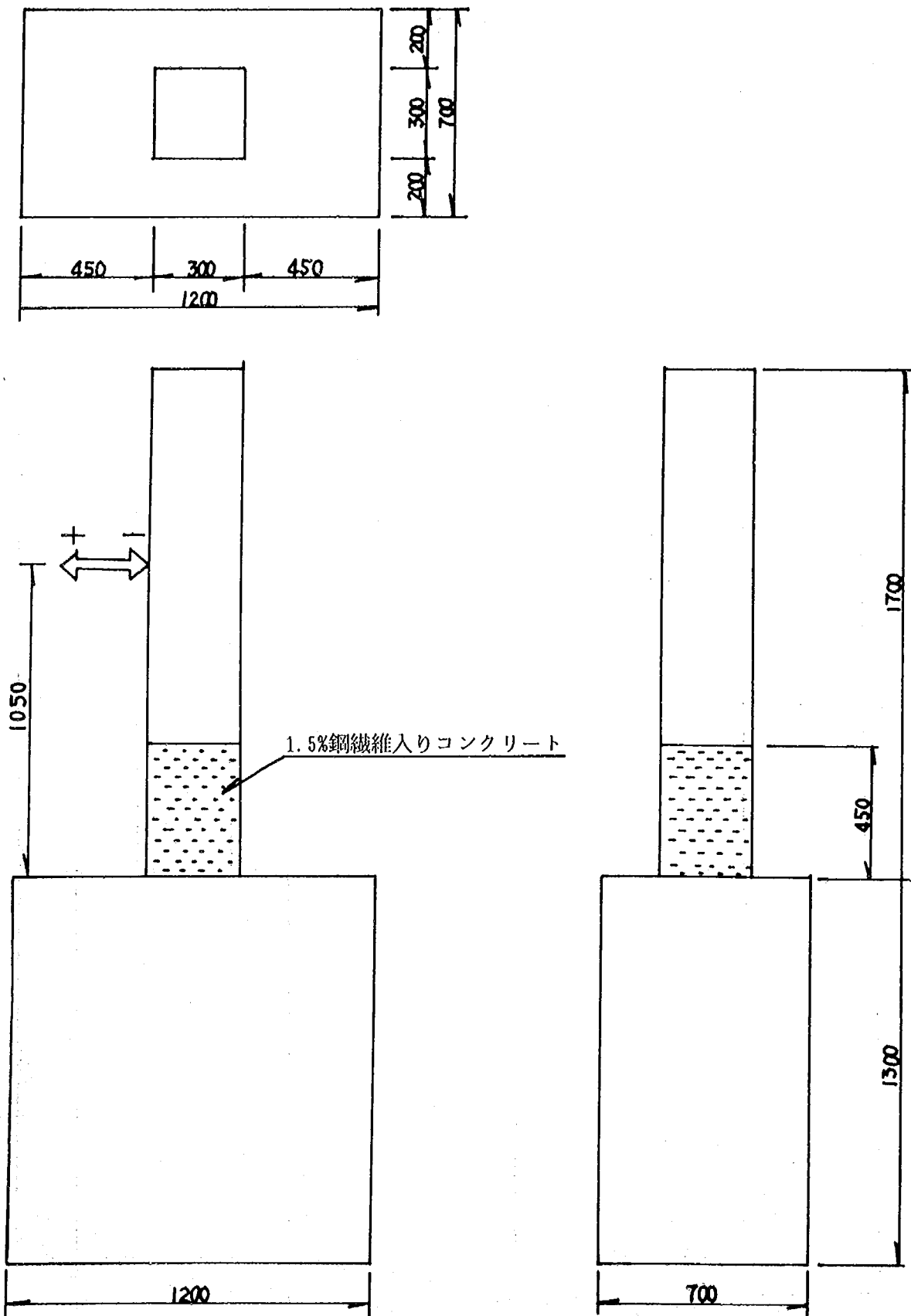


図-3. 2 柱-3 供試体の形状・寸法

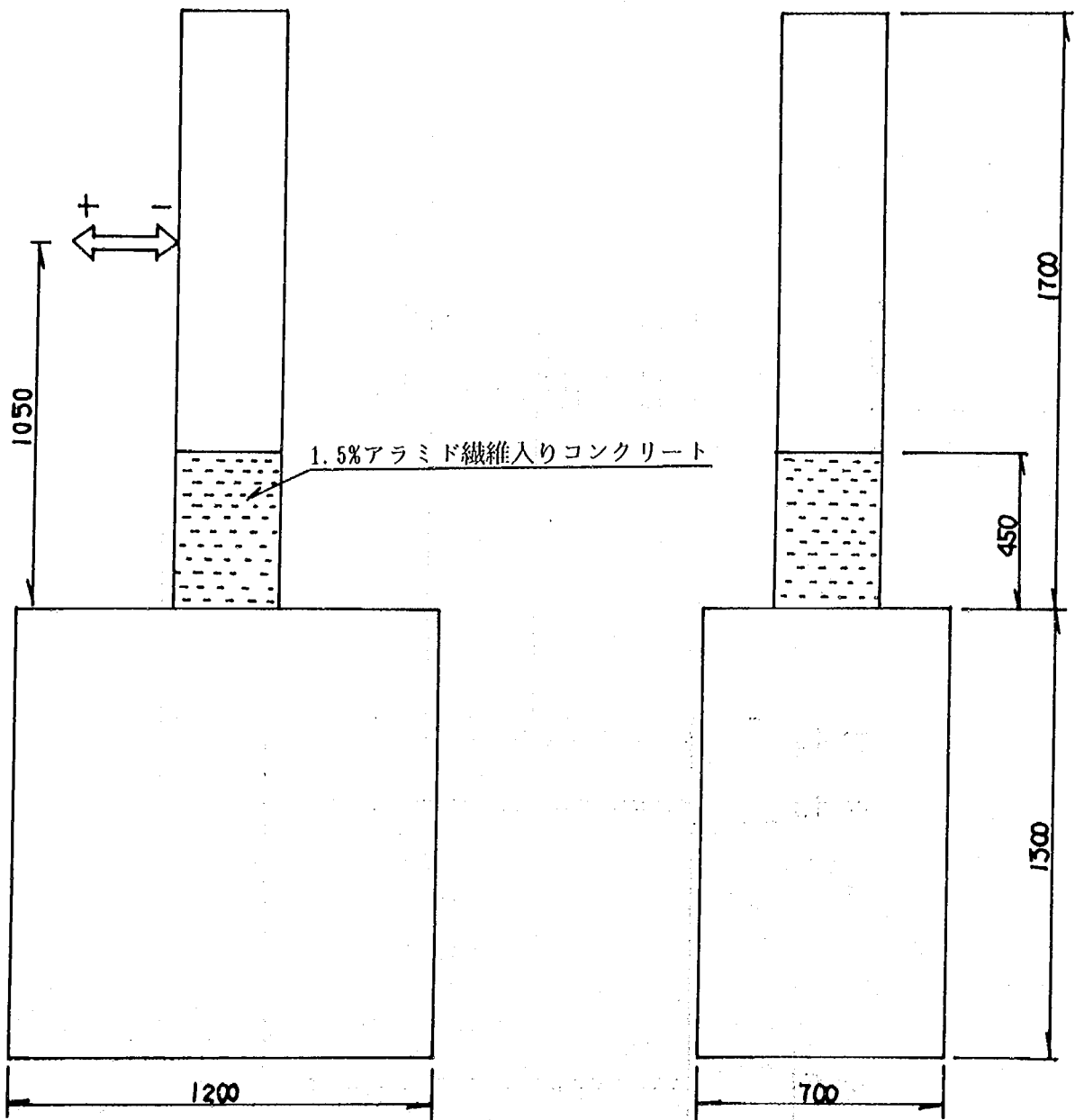
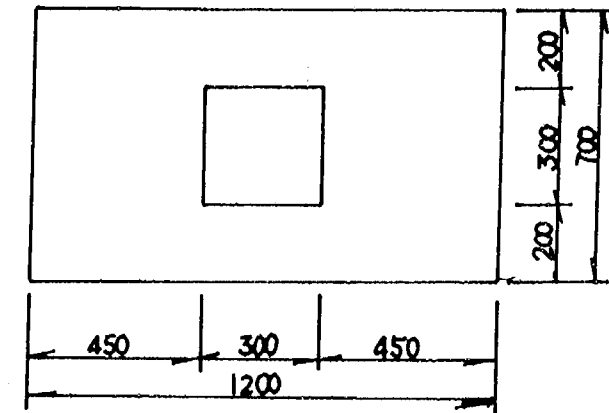


図-3.2 柱-4 供試体の形状・寸法

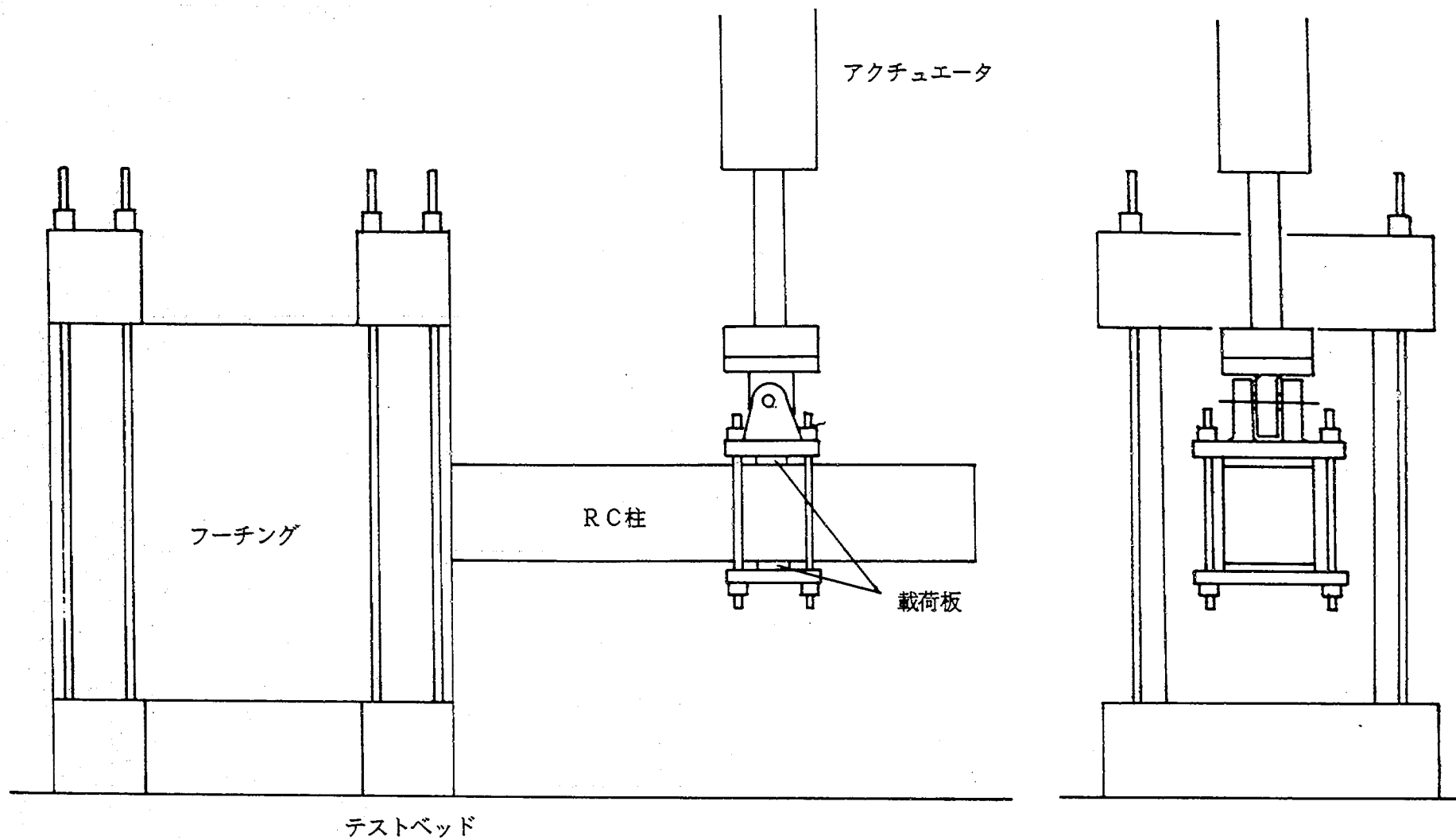


図-3.3 荷重方法（柱供試体）

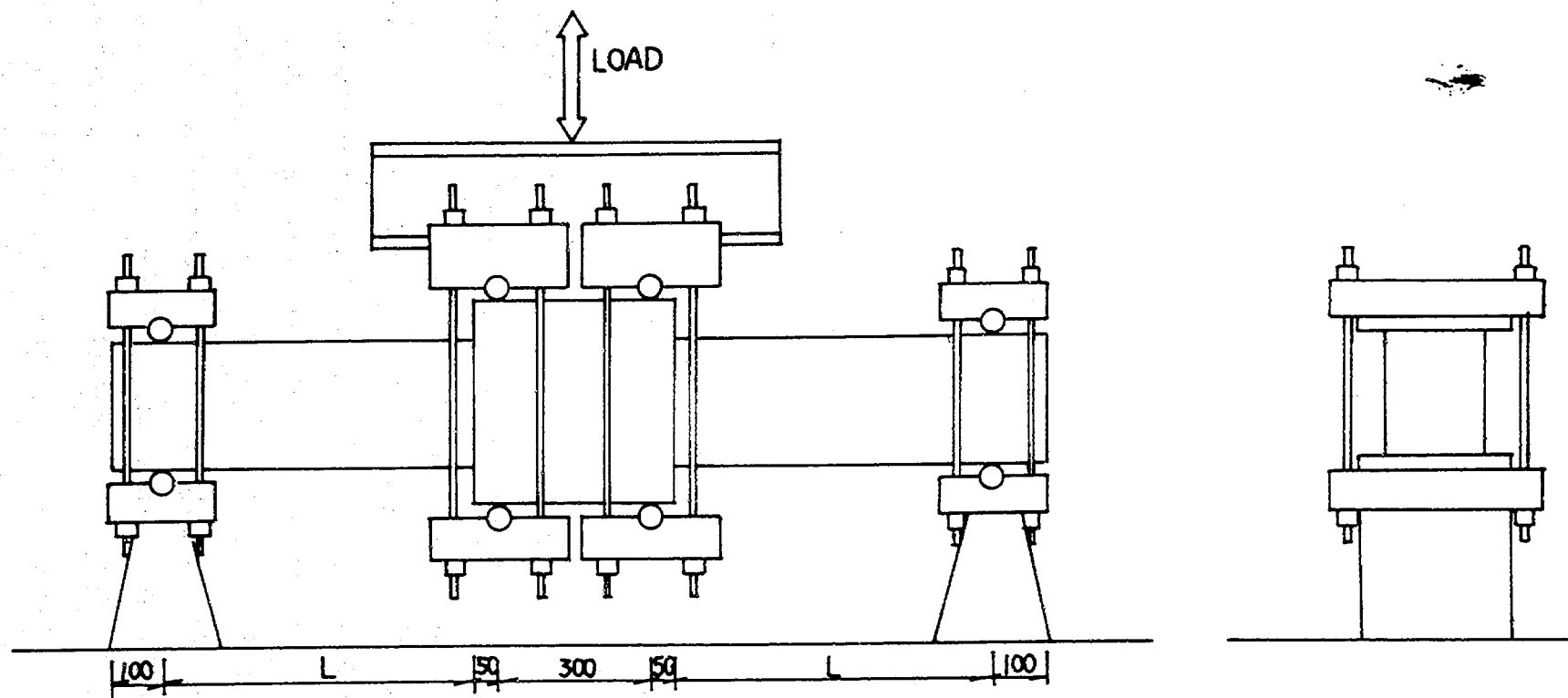


図-3.3 載荷方法（はり供試体）

繊維補強方法は、はり供試体の場合は、供試体全体を補強したが、柱供試体の場合、全断面を補強すると補強区間が大きくなりすぎ、非現実的となる。また、部材の損傷はモーメントが最大となる部材基

部に限定されるためモーメントの小さい区間に補強を施してもそのメリットは殆どないと考えられる。よって、柱供試体では、断面の有効高さを D としたとき

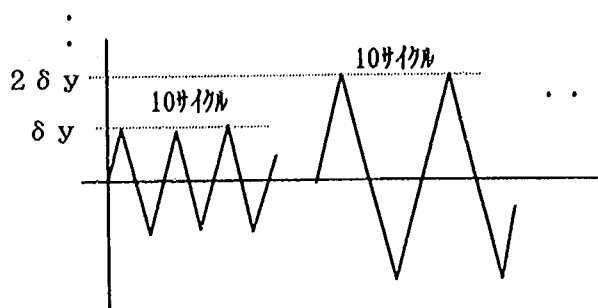


図-3.4 変位振幅の履歴

1. $5D$ までの区間を補強することとした。また、施工性を考慮し繊維補強率は1.5%とした。

各供試体の荷重方法を図-3.3に示す。また荷重は変位制御で行い変位の与え方は、図-3.4に示したように部材の降伏変位を δy としたとき変位振幅を $\pm \delta y$ 、 $\pm 2\delta y$ 、 $\pm 3\delta y$ ・・・と段階的に増加させて行った。各振幅で10回ずつの荷重を行い次のステップに移った。

δy の与え方は、モーメントが最大となる断面の引張鉄筋の引張ひずみをモニターしこのひずみが0.2%に達したところを δy とした。

3.3 部材荷重試験結果

3.3.1 部材の変形性能

各供試体の靱性率の試験結果を表-3.4に示す。表中には靱性の計算結果ならびに部材の終局強度の実測値、計算値を合わせて示してある。供試体のひび割れ状況を図-3.5に示す。また、各供試体の荷重変形関係を図-3.6に示す。

供試体の破壊状況は、はり供試体については供試体3が顕著なせん断破壊を示した以外はほぼ同様な破壊形態を示した。(ただし、繊維補強を行った供試体は鉄筋の破断により終局を迎えることが多かった)供試体3では支点と加力点を結ぶ顕著なせん断ひび割れが $2\delta y$ 荷重時に生じ急激な耐力低下を示した。供試体3以外のものは、供試体中のモーメント最大位置付近の断面の上下両主鉄筋の間のコンクリートは、部材の変形が大きくなるにつれてせん断ひび割れが進展して行き、終局時には、コンクリートがばらばらに破壊して行き耐力を失って行った。ただし、繊維補強を行った供試体4はせん断ひび割れの進展が遅く大きな変形性能を示した。供試体4では傾きを持ったせん断ひび割れが生じたのは $8\delta y$ 荷重時であった。また全体的にひび割れの発生がまばらであった。また、この供試体の描いたヒステリシスループは他の供試体に比べて大きく、エネルギー吸収能力が大きいことがうかがえる。と

表-3.1 供試体内訳

供試体番号	断面寸法(cm) (幅×高さ)	有効高さ (cm)	せん断スパン (cm)	使用鉄筋		配力筋間隔 (cm)	備考	
				主鉄筋	配力筋			
はり1	20×25	21	63	D16×3	D6	6		
はり2					U6.4	6		
はり3					—	-		
はり4					D6	6	鋼繊維1.5%	
はり5			42	D13×3	D6			
はり6					U6.4			
はり7				D16×3	D6			
はり8					U6.4			
はり9			88.2	D19×3	D6			
はり10					U6.4			
はり11				D16×3	D6			
はり12					U6.4			
はり13					D6		高強度コンクリート	
はり14			高強度コンクリート+鋼繊維1.5%					
柱1	30×30	25	105	D22×3	D6	5		
柱2					U6.4			
柱3					D6		鋼繊維1.5%	
柱4							アラミド繊維1.5%	

表-3.2 コンクリート強度の試験結果

供試体番号	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	終局圧縮ひずみ
はり1	397		0.0035
はり2	369		
はり3	366		
はり4	418	11.12	0.0057
はり5	361		0.0035
はり6	349		
はり7	398		
はり8	403		
はり9	374		
はり10	334		
はり11	385		
はり12	376		
はり13	658		
はり14	537	12.27	0.0039
柱1	252		0.0035
柱2	234		
柱3	307	9.9	0.0076
柱4	261	16.8	0.0068

引張強度は、角柱供試体の曲げ試験から計算で求めた値としている。繊維補強を施していない供試体は引張強度を0とした。終局圧縮ひずみは普通コンクリートについては示方書などで定義されている値を用い繊維補強コンクリートは圧縮試験を行ない、圧縮応力度がピーク時の85%まで低下したところのひずみを終局ひずみとした。

表-3.3 鉄筋の強度試験結果

供試体番号		降伏点 (kgf/cm ²)
はり1から12	D 6	3589
	D 1 3	3888
	D 1 6	3780
	D 1 9	3911
	U 6. 4	13884
はり13、14	D 6	3905
	D 1 6	3910
柱1から4	D 6	3905
	U 6. 4	14487
	D 2 2	3910

表－３．４ 各供試体の終局強度およびじん性率の
計算結果と実験結果

供試体番号	終局強度(tonf)		じん性率	
	実験値	計算値	実験値	計算値
はり 1	13.3	14.2	4.9	1.5
はり 2	13.0	14.1	6.0	1.5
はり 3	13.1	14.0	1.1	1.4
はり 4	14.1	16.2	10.6	2.5
はり 5	12.0	14.9	5.8	1.8
はり 6	15.3	14.9	7.1	1.8
はり 7	19.1	21.3	6.2	1.5
はり 8	20.1	21.3	6.0	1.5
はり 9	15.1	14.1	5.5	1.3
はり 1 0	14.7	14.0	5.3	1.2
はり 1 1	10.0	10.1	6.0	1.5
はり 1 2	10.4	10.0	6.8	1.4
はり 1 3	12.9	15.7	7.7	1.4
はり 1 4	11.7	16.3	6.2	2.2
柱 1	11.1	9.0	4.2	1.2
柱 2	11.5	9.0	4.9	1.3
柱 3	12.5	10.7	6.8	2.4
柱 4	11.1	10.5	5.9	1.8

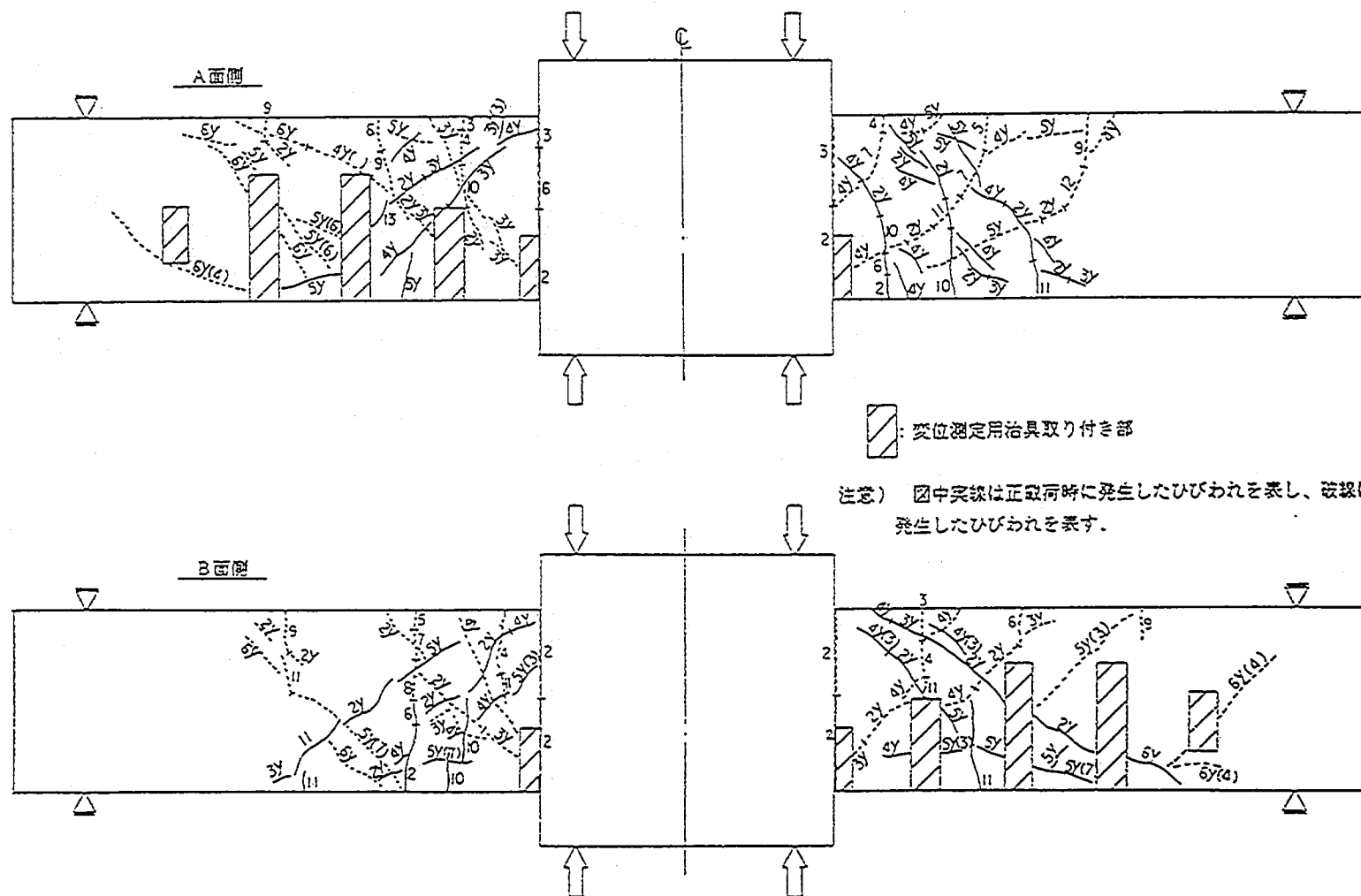


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 1)

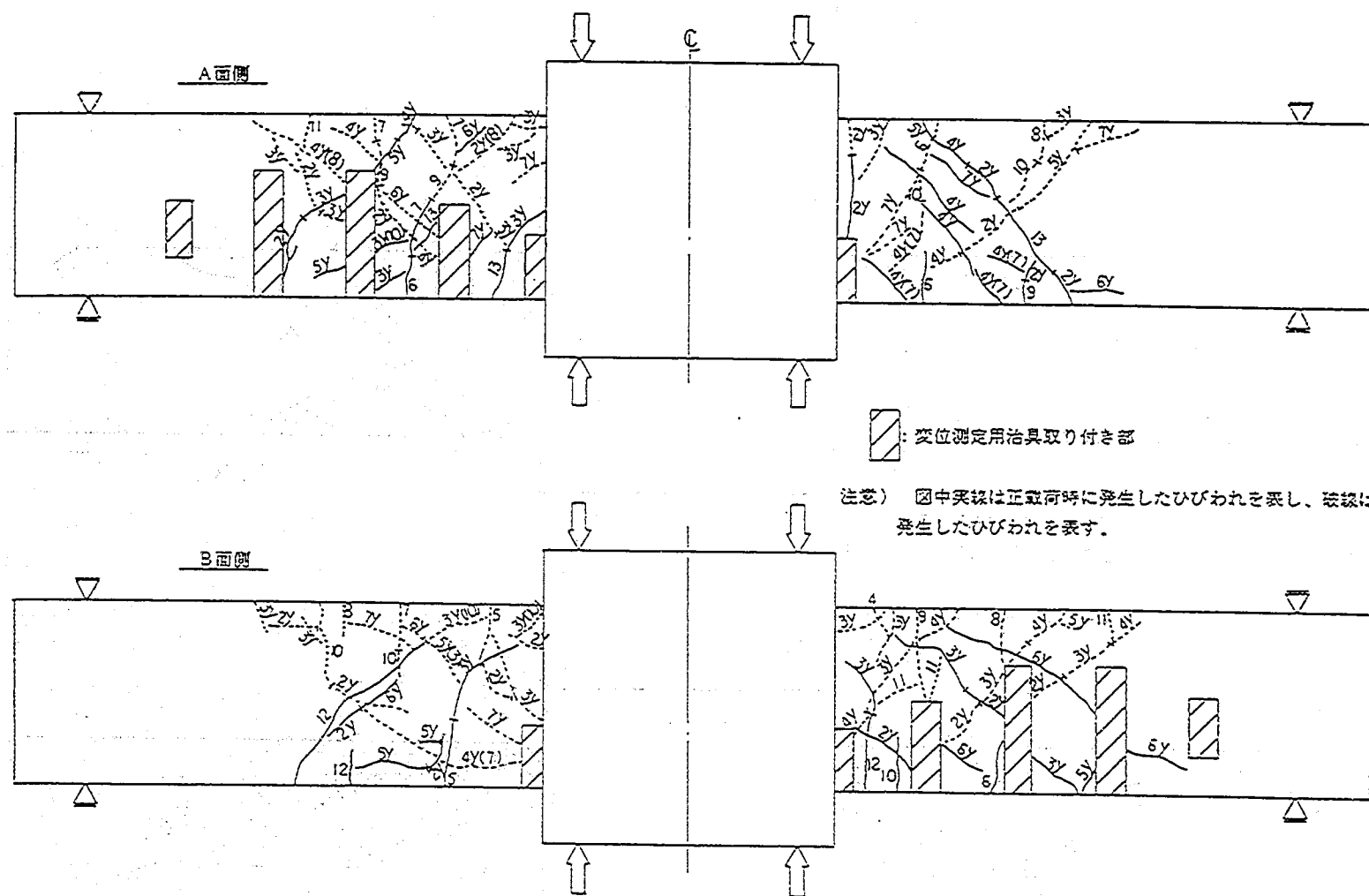


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 2)

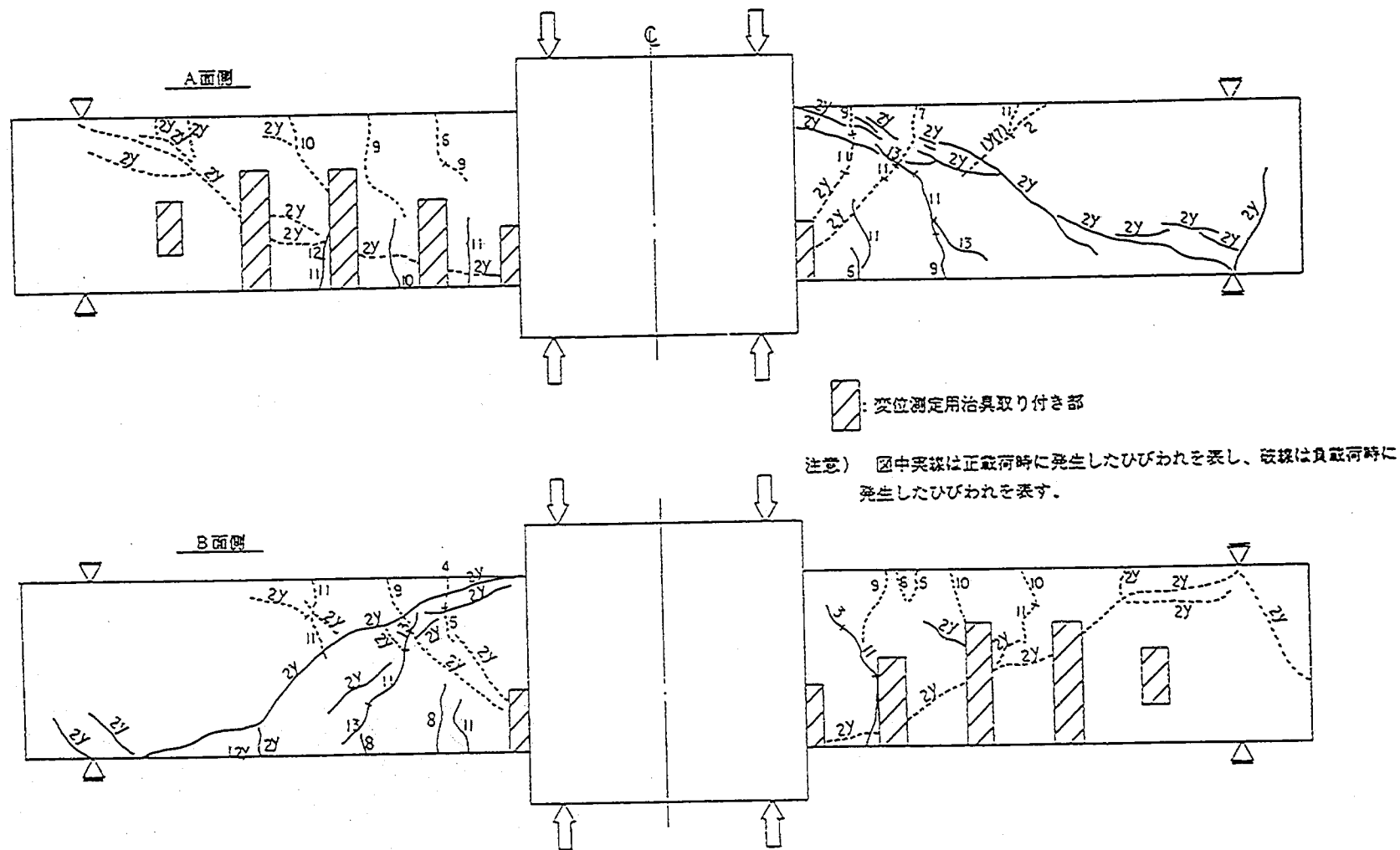


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 3)

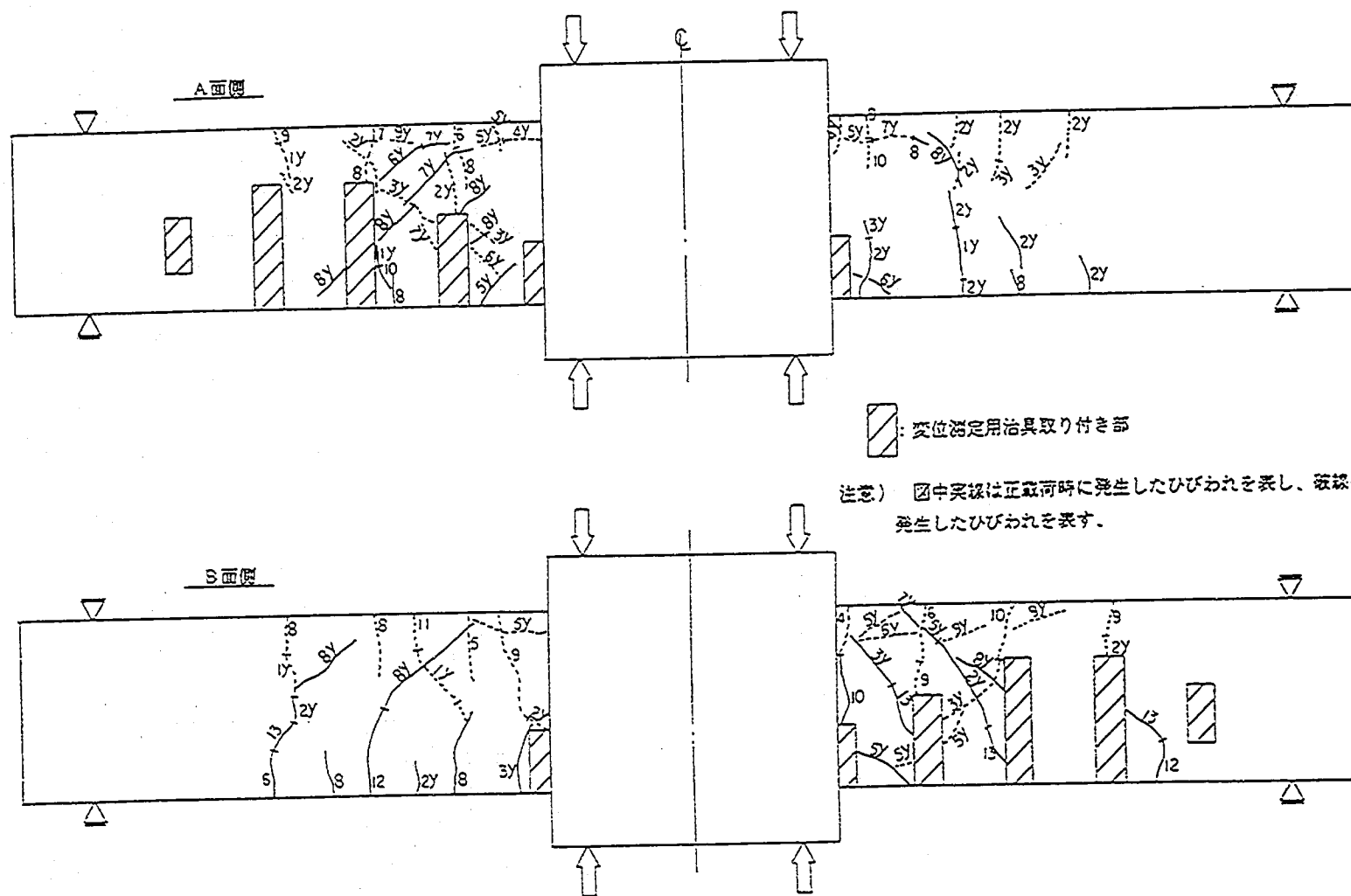


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 4)

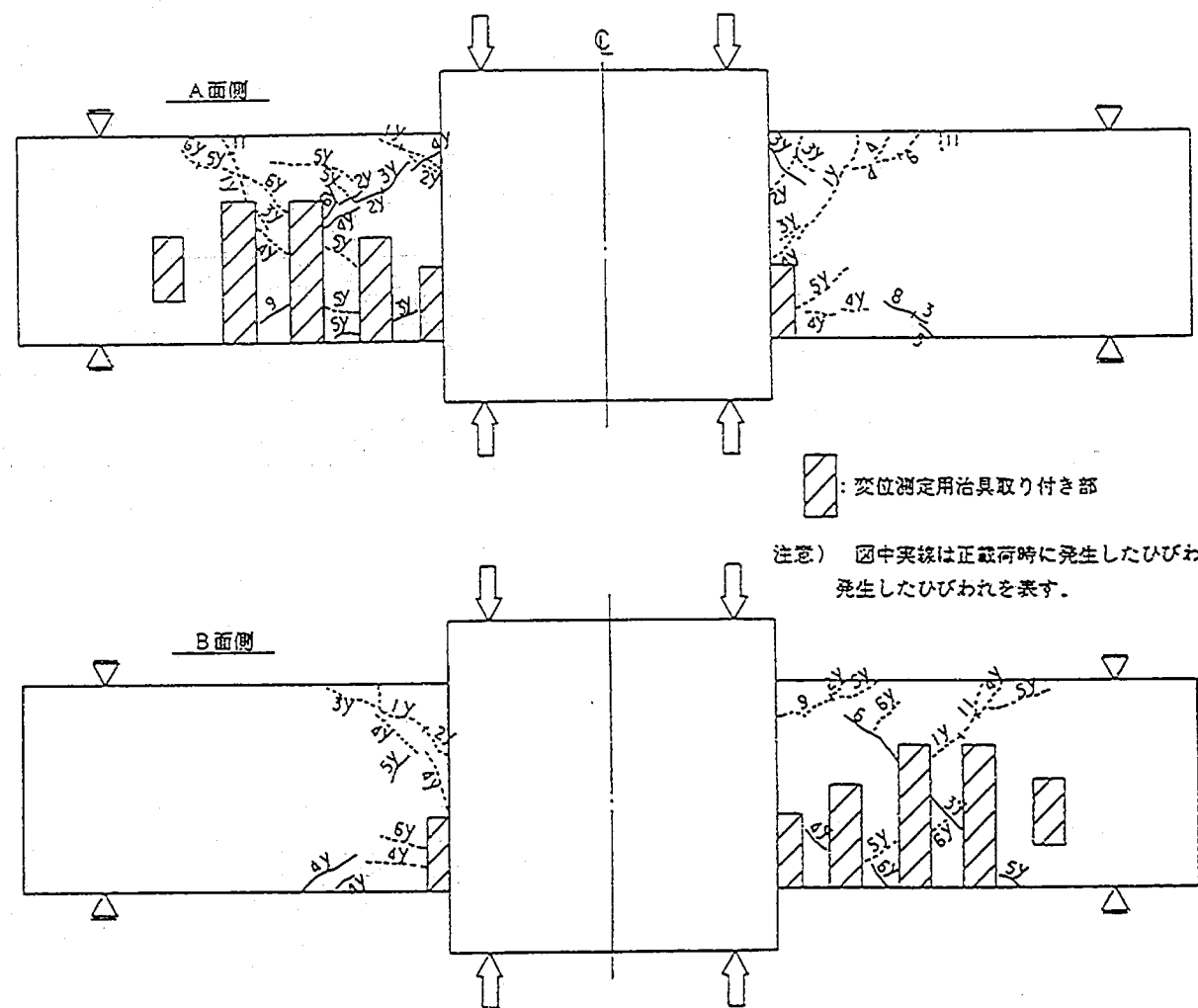


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 5)

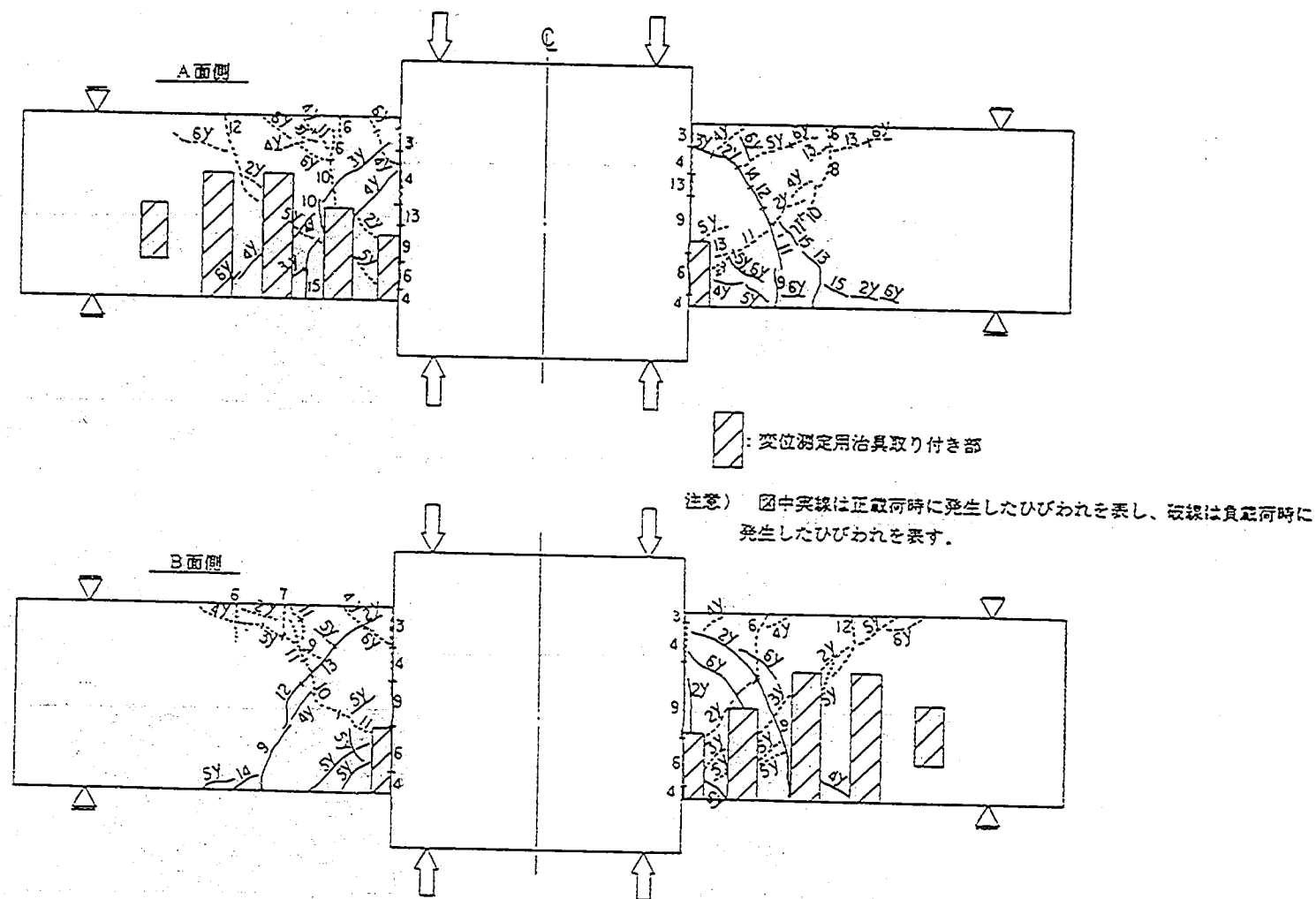


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 6)

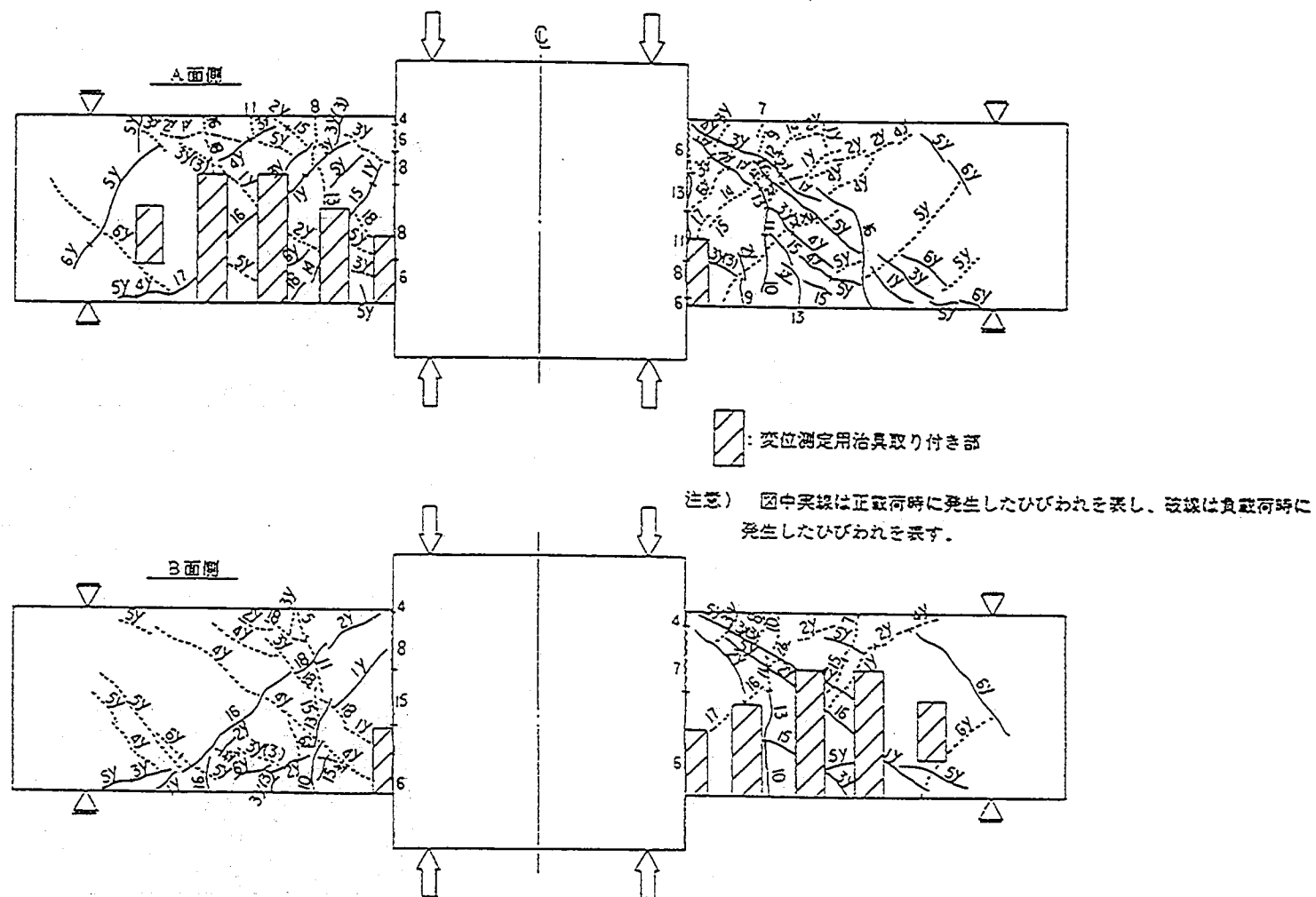
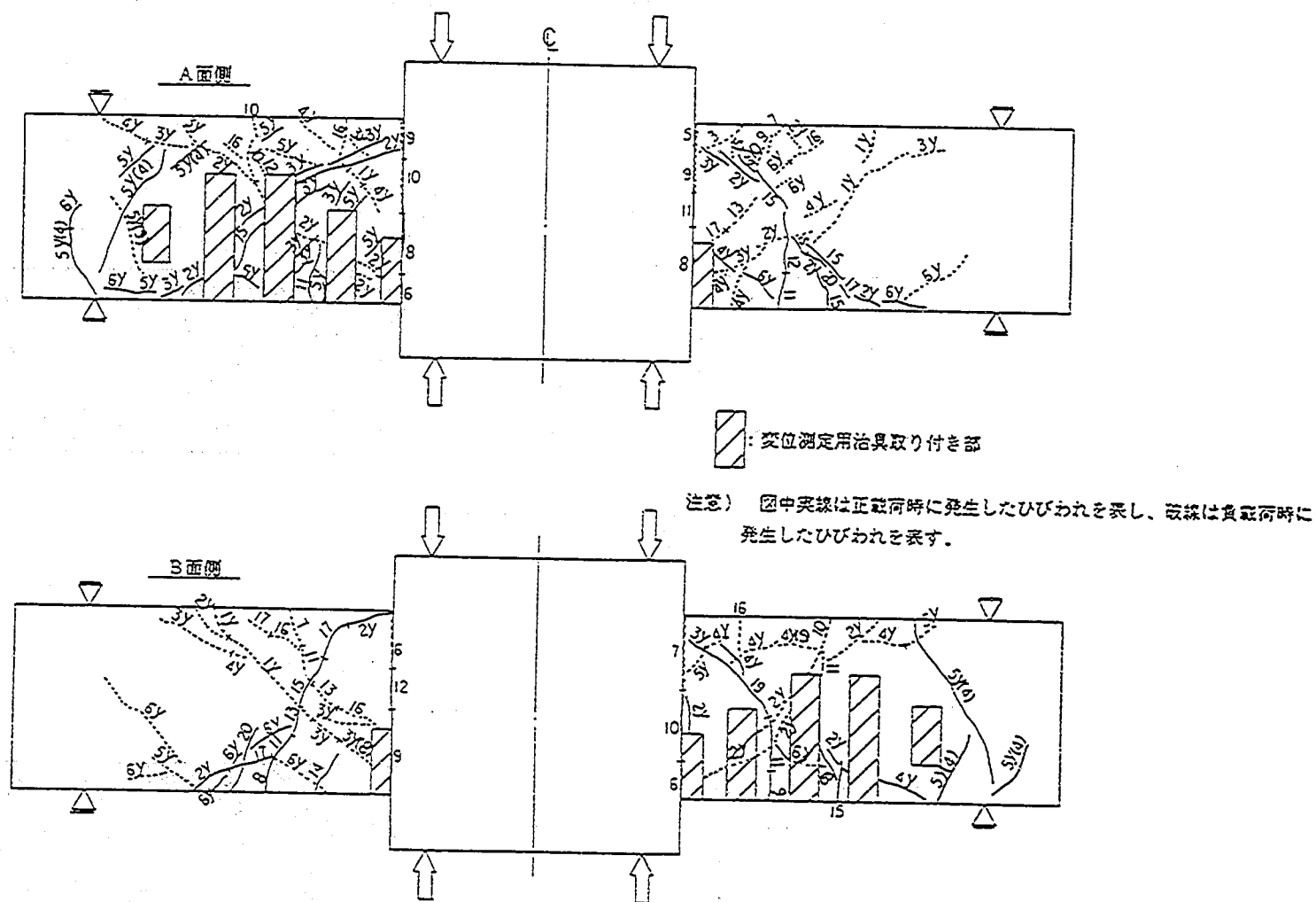


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況（はり供試体7）



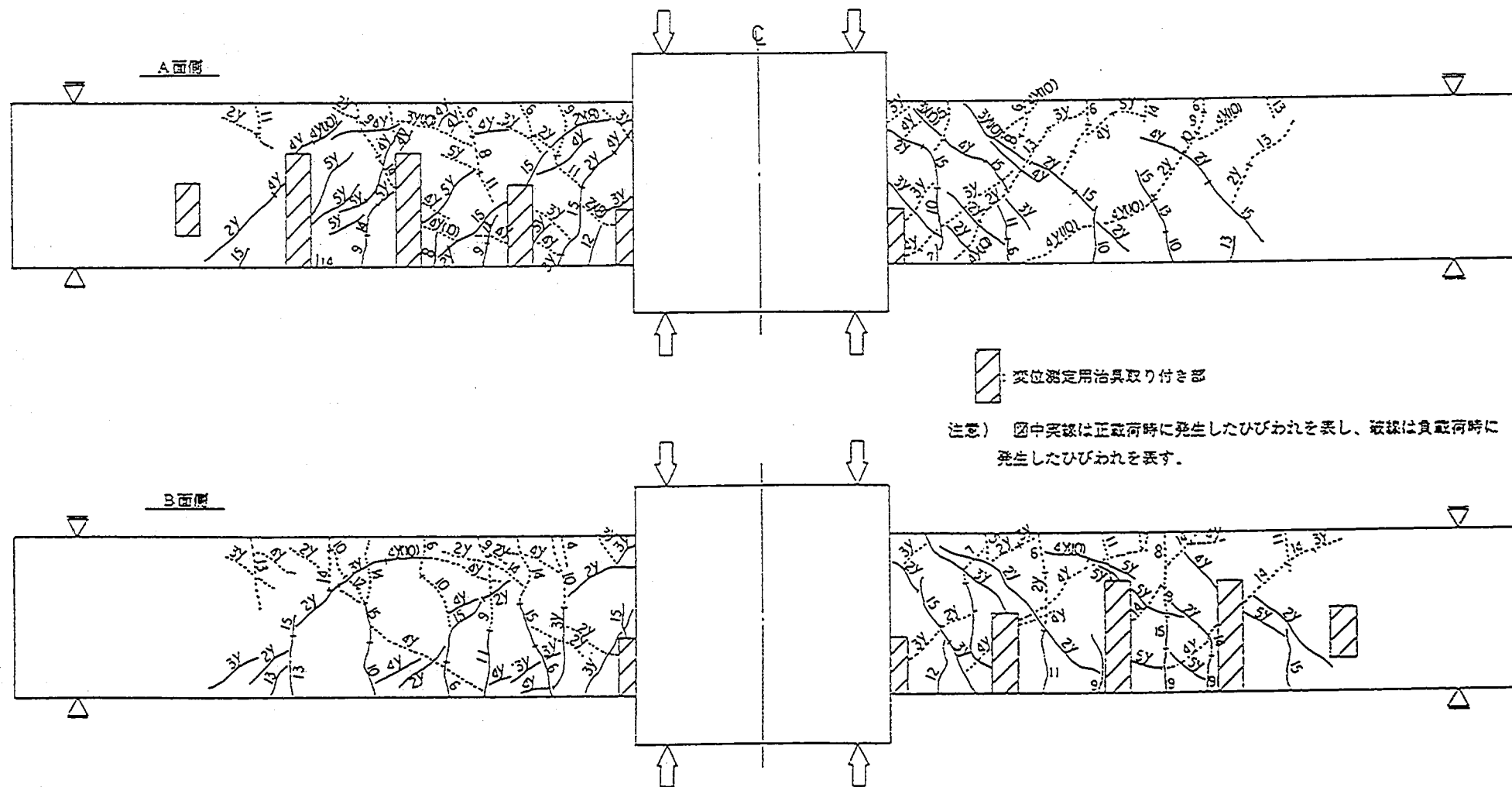


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 9)

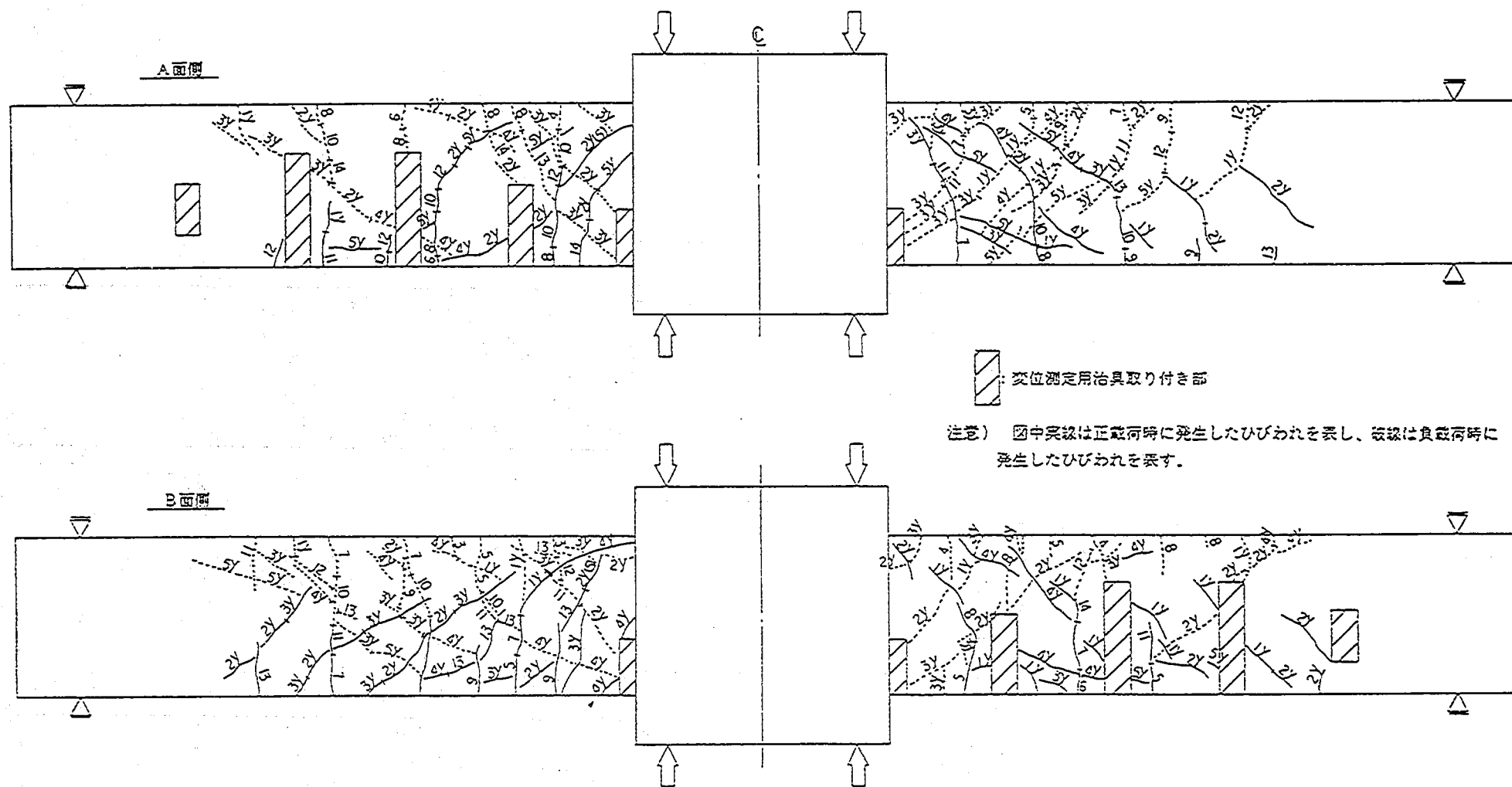


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 10)

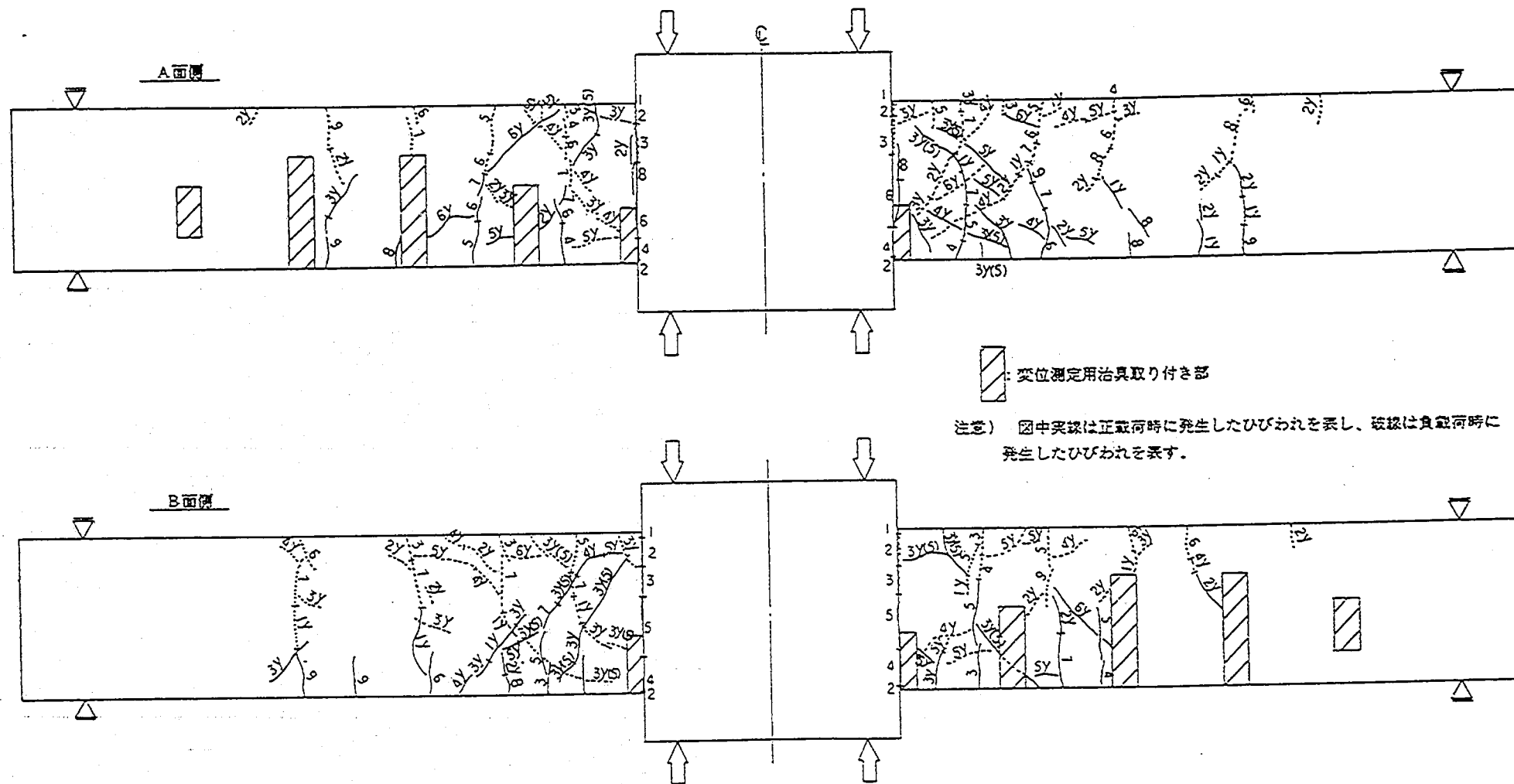


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 1 1)

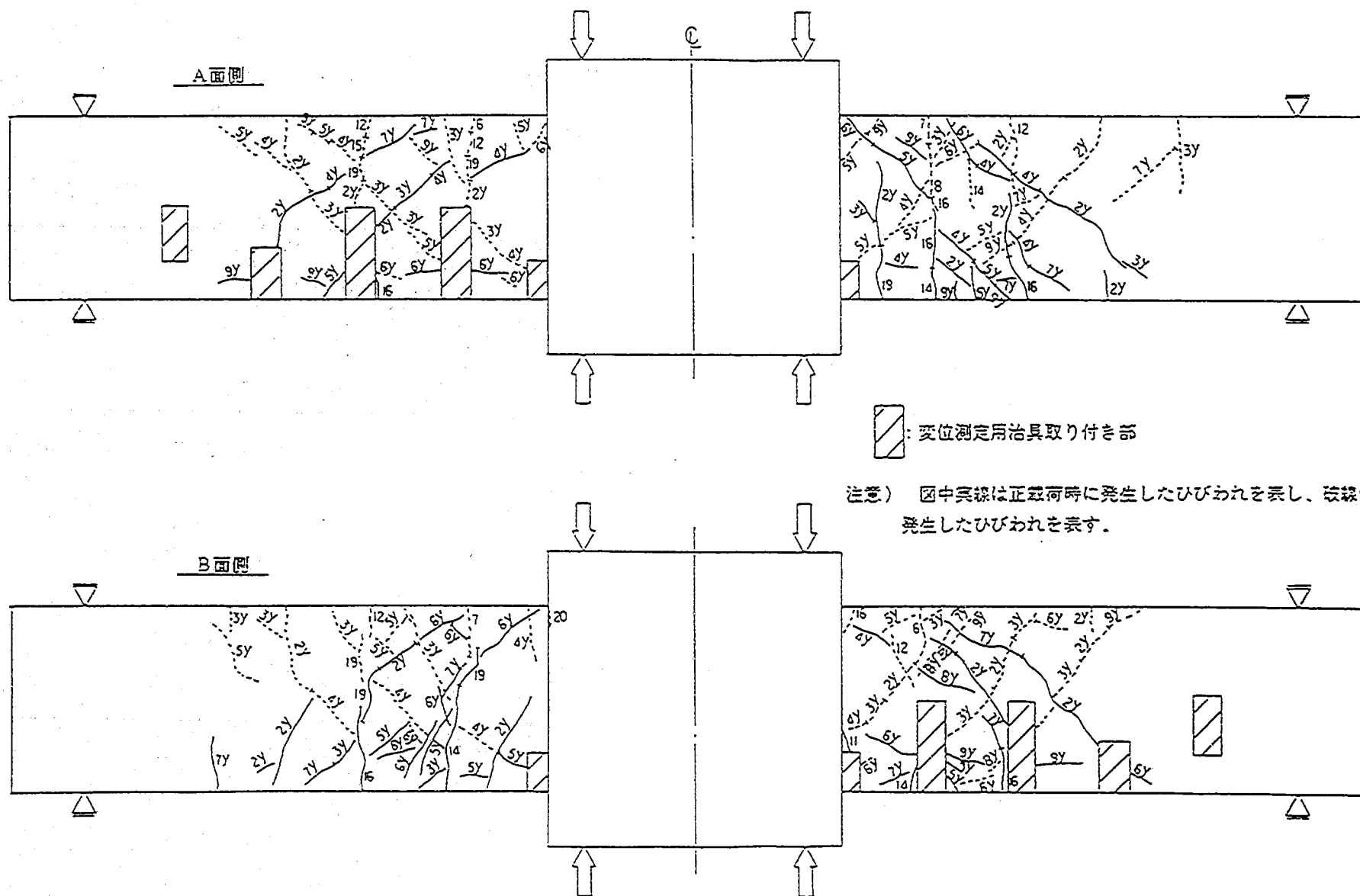


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 1 2)

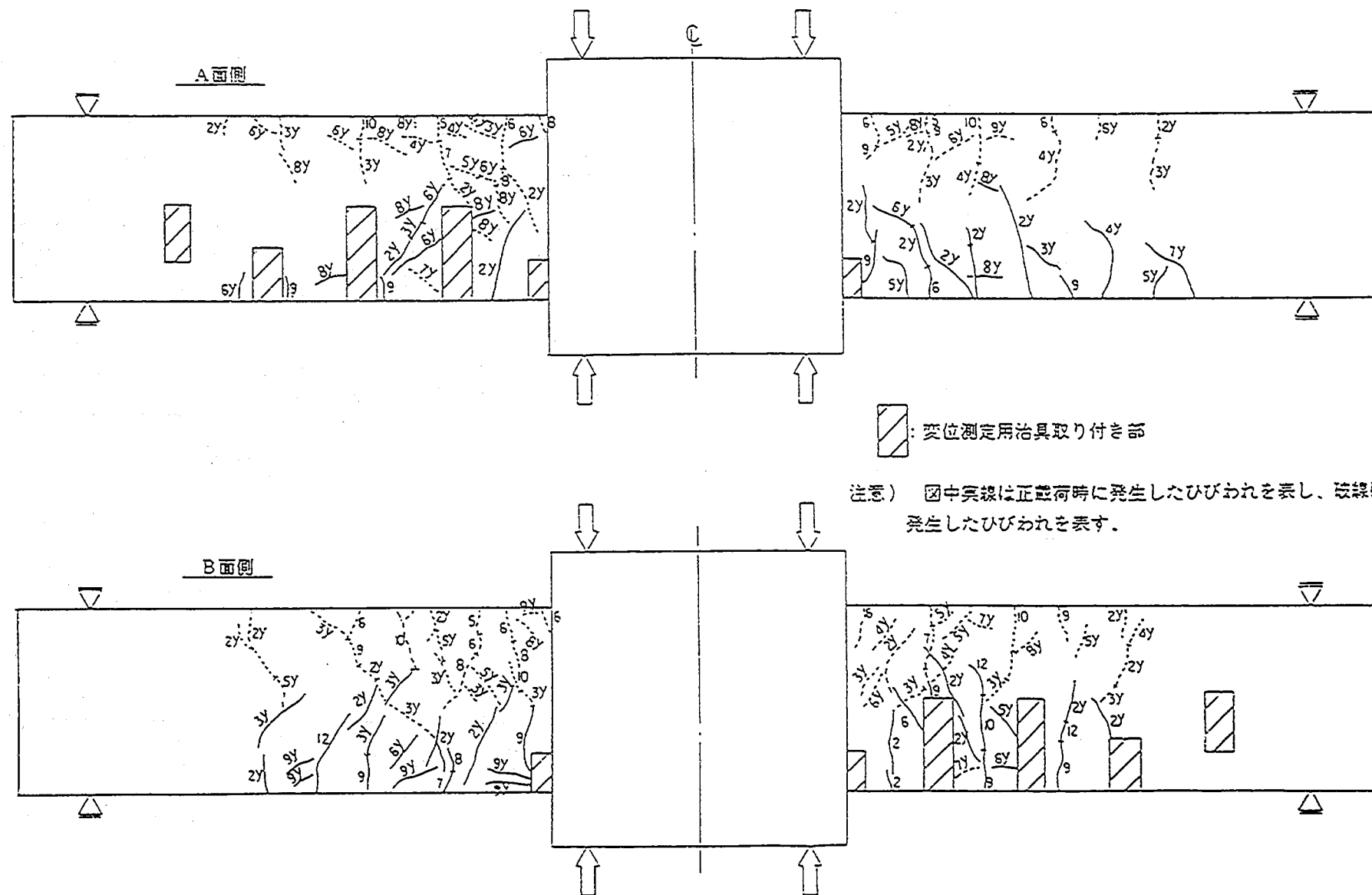


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 1 3)

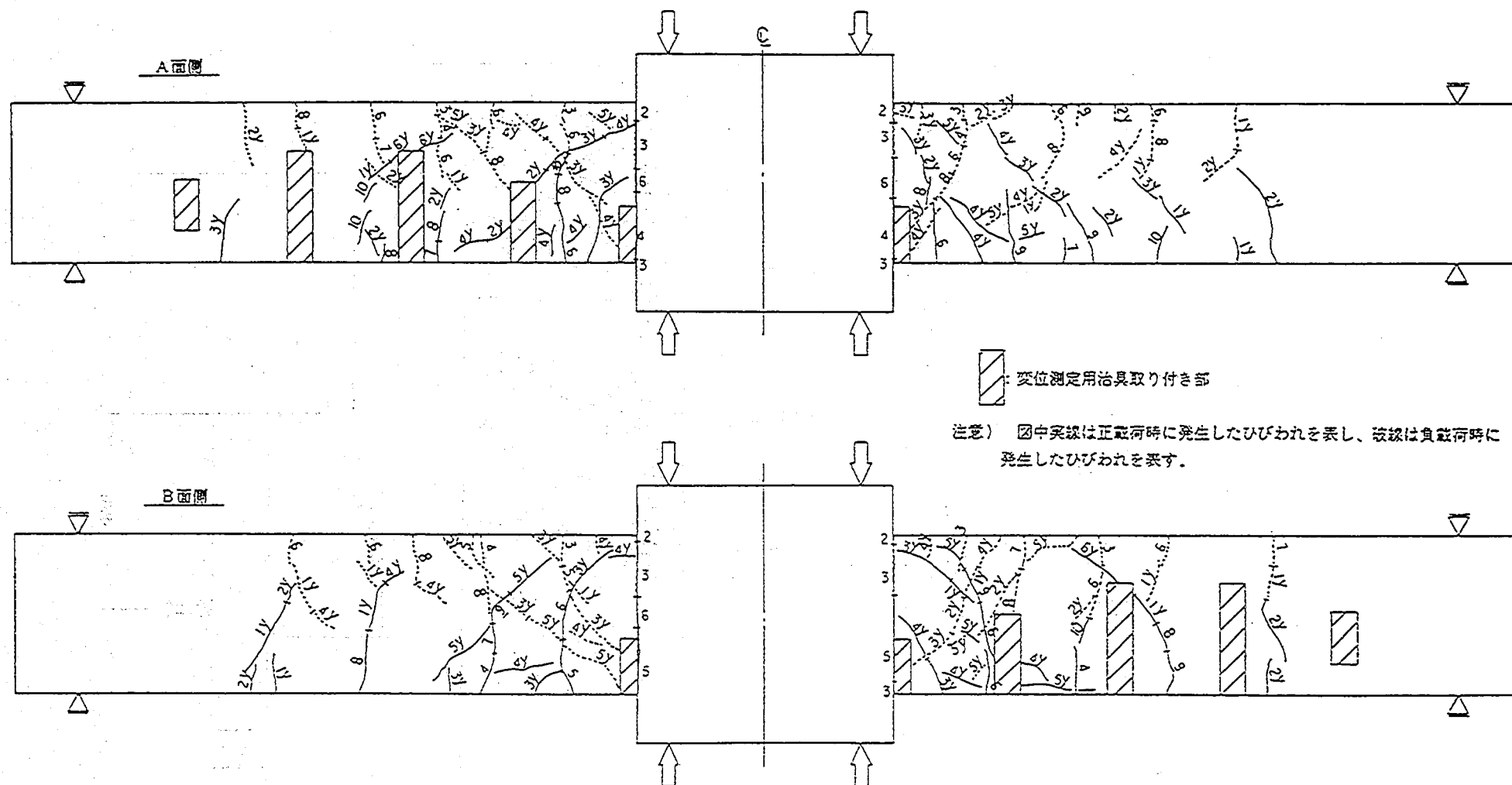


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (はり供試体 1 4)

注) 正載荷時に生じたひびわれは実線で、負載荷時に生じたひびわれは破線でそれぞれ表した。

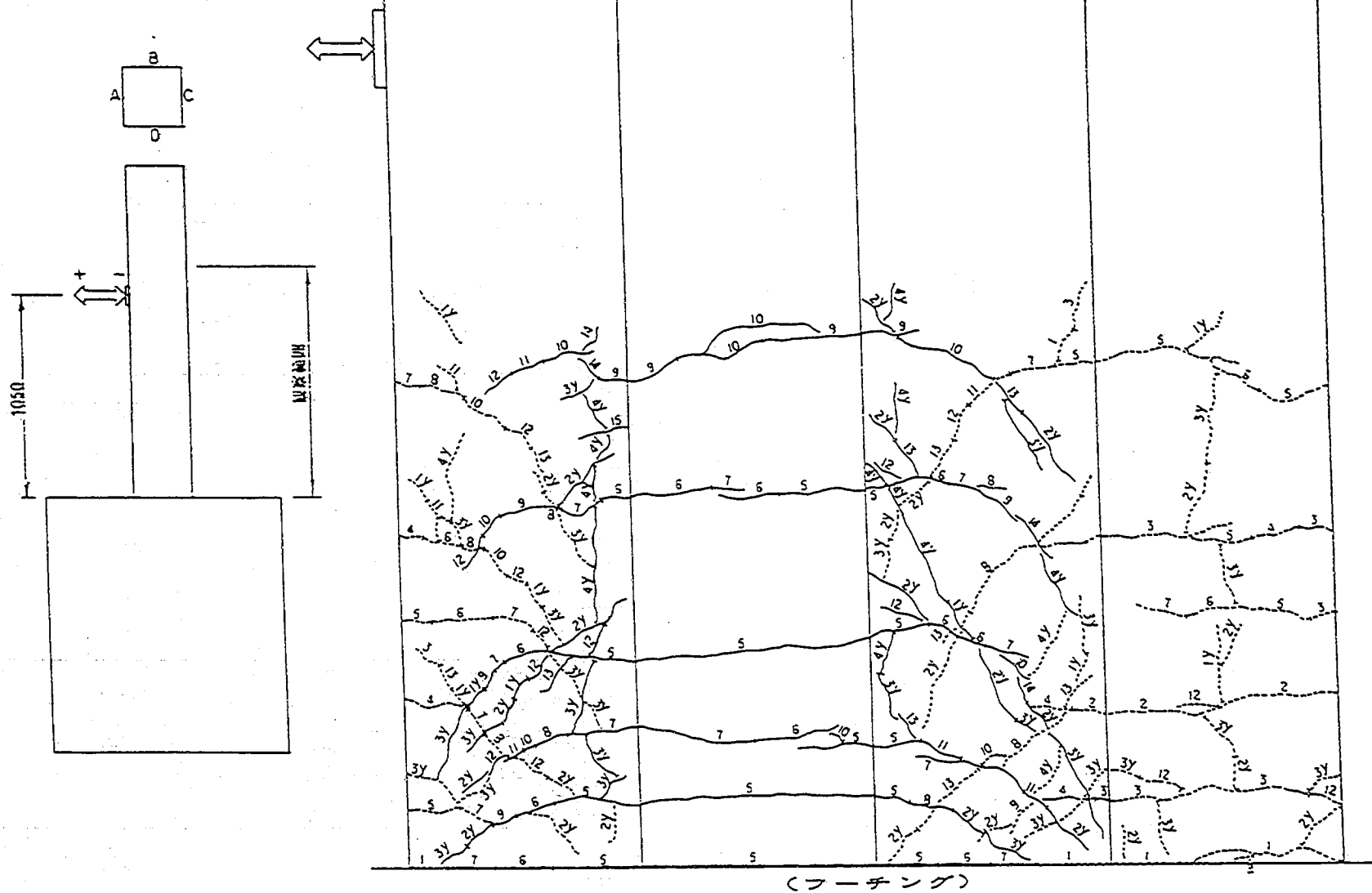


図 - 3. 5 各供試体の ひびわれ発生状況 (柱供試体 1)

注) 正載荷時に生じたひびわれは実線で、
負載荷時に生じたひびわれは破線で
それぞれ表した。

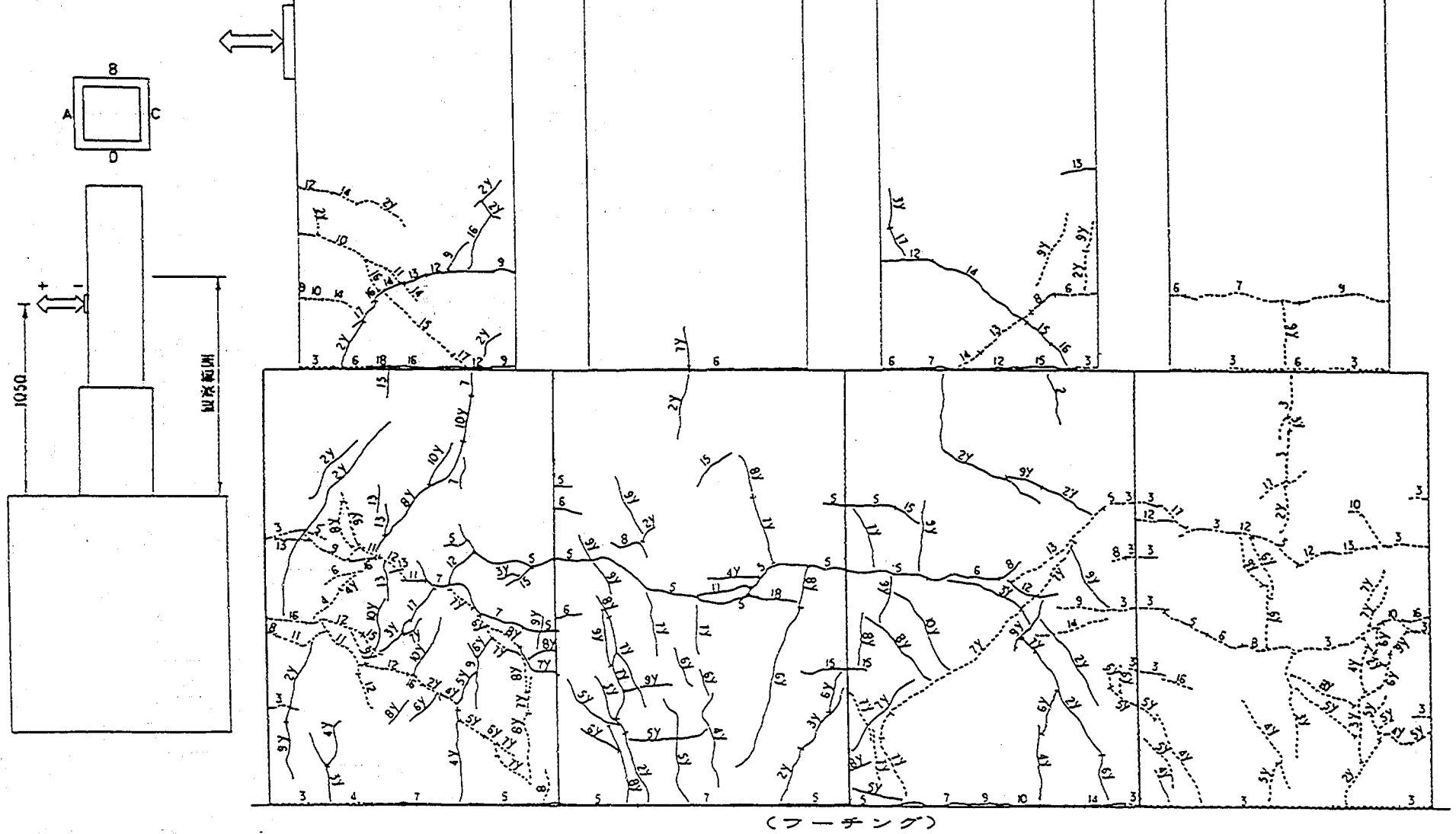


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (柱供試体 2)

注) 正載荷時に生じたひびわれは実線で、負載荷時に生じたひびわれは破線でそれぞれ表した。

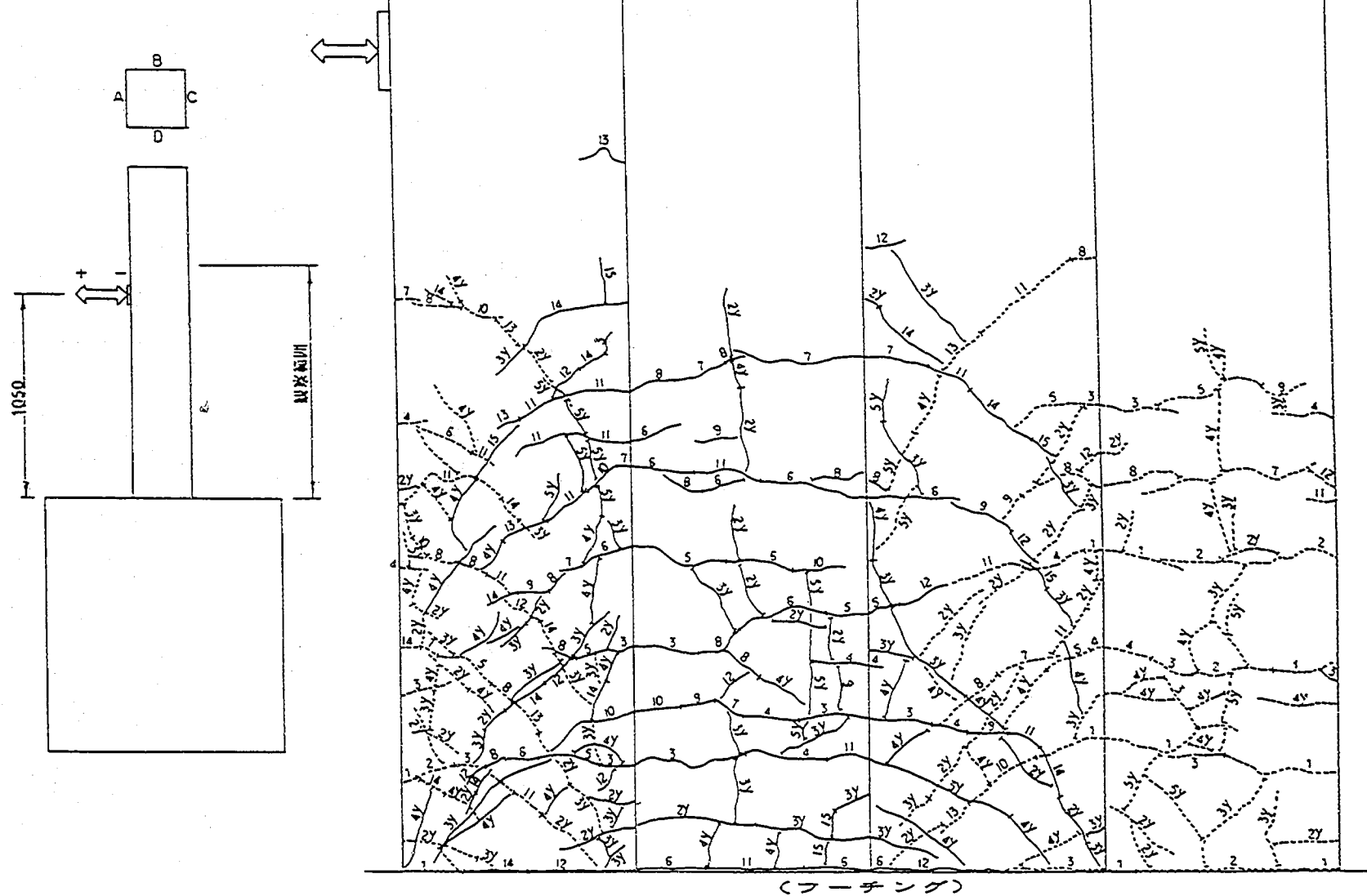


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (柱供試体 3)

注) 正載荷時に生じたひびわれは実線で、負載荷時に生じたひびわれは破線でそれぞれ表した。

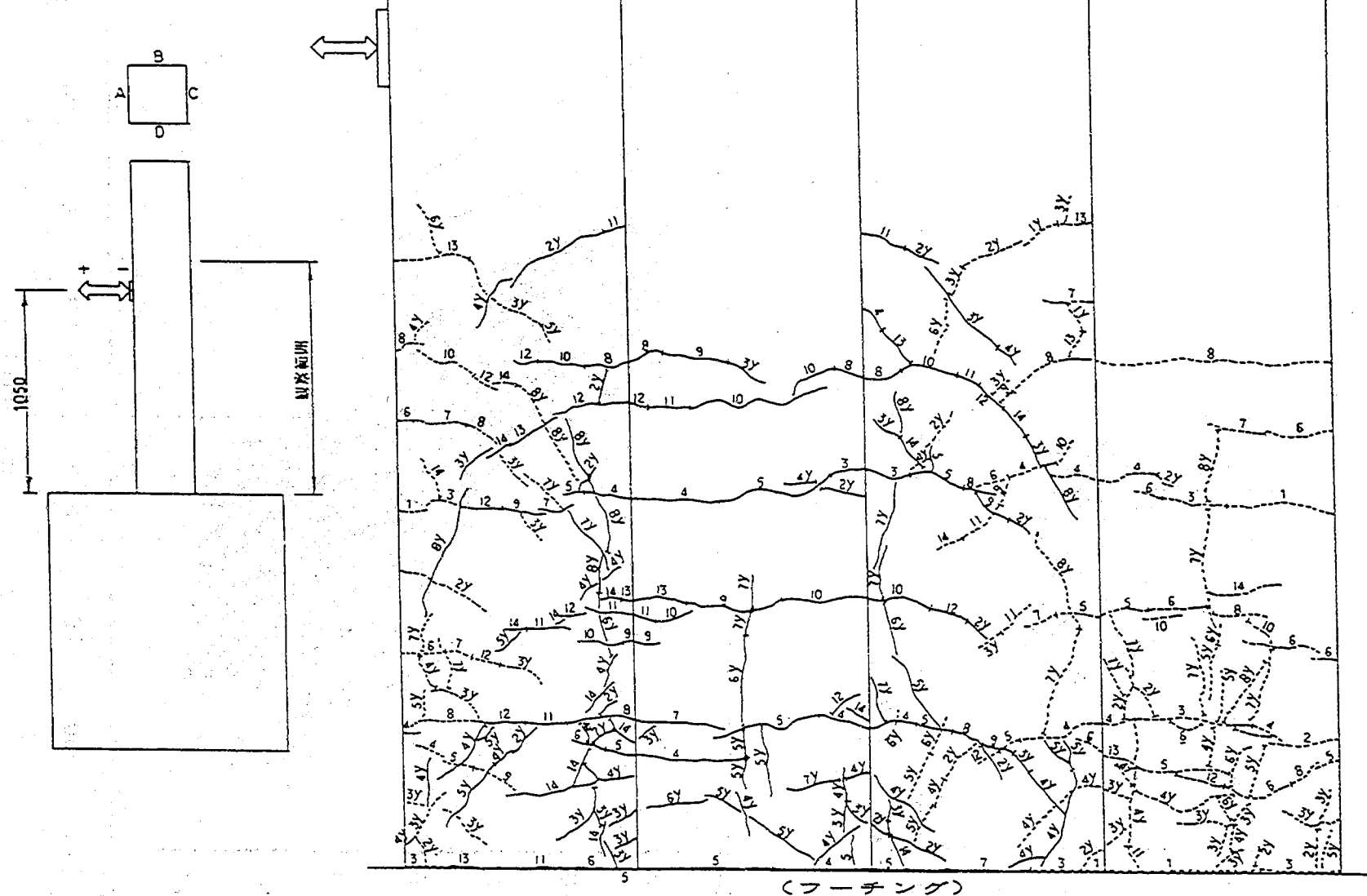


図 - 3. 5 各供試体のひびわれ発生状況 (柱供試体 4)

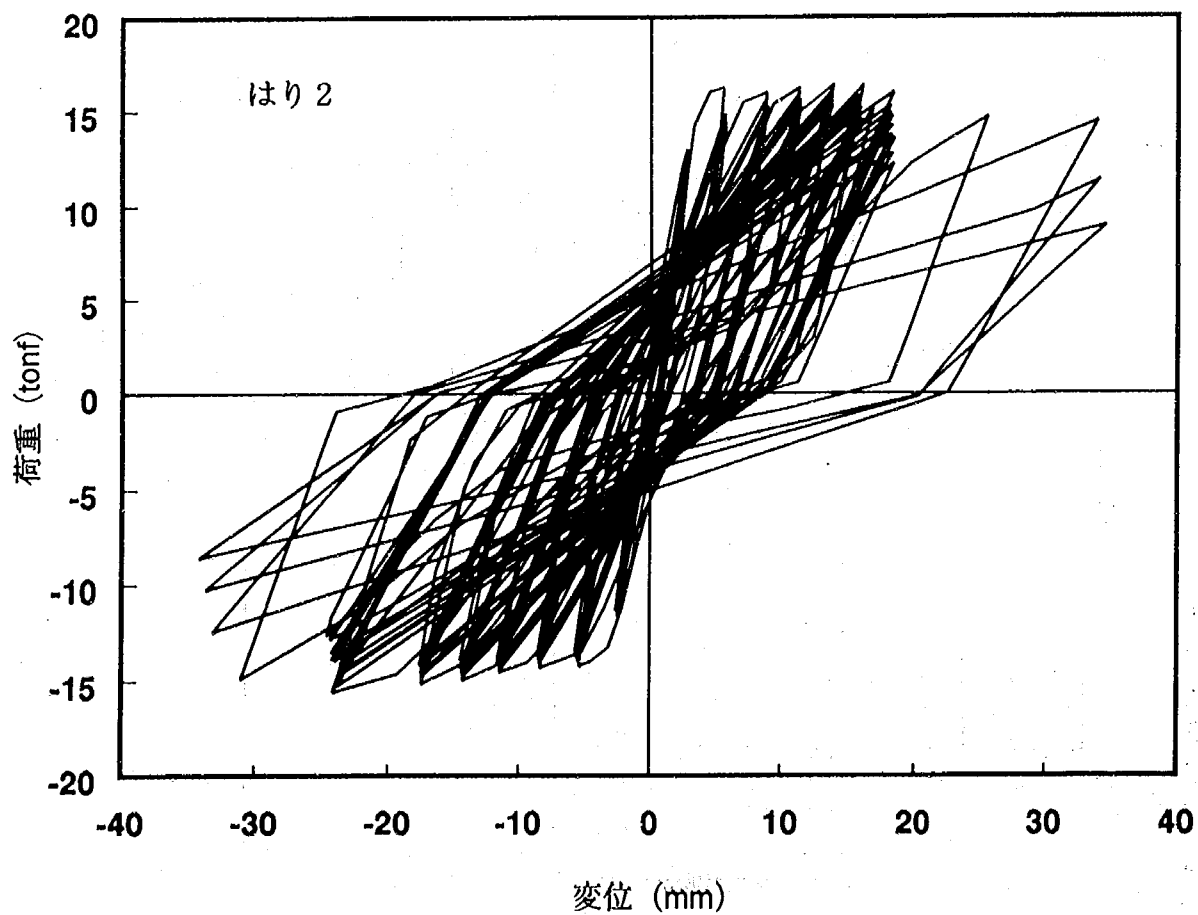
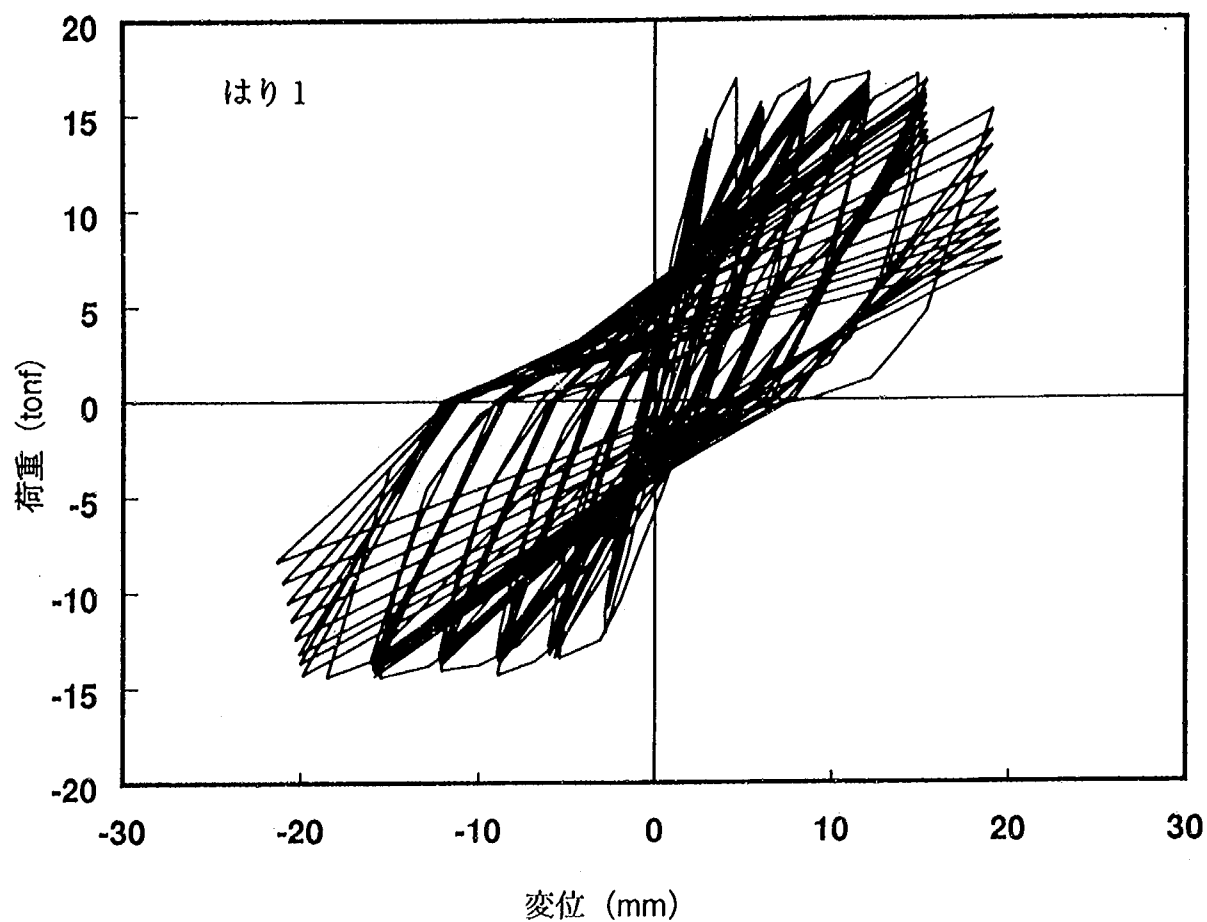


図-3.6 供試体の荷重変位関係

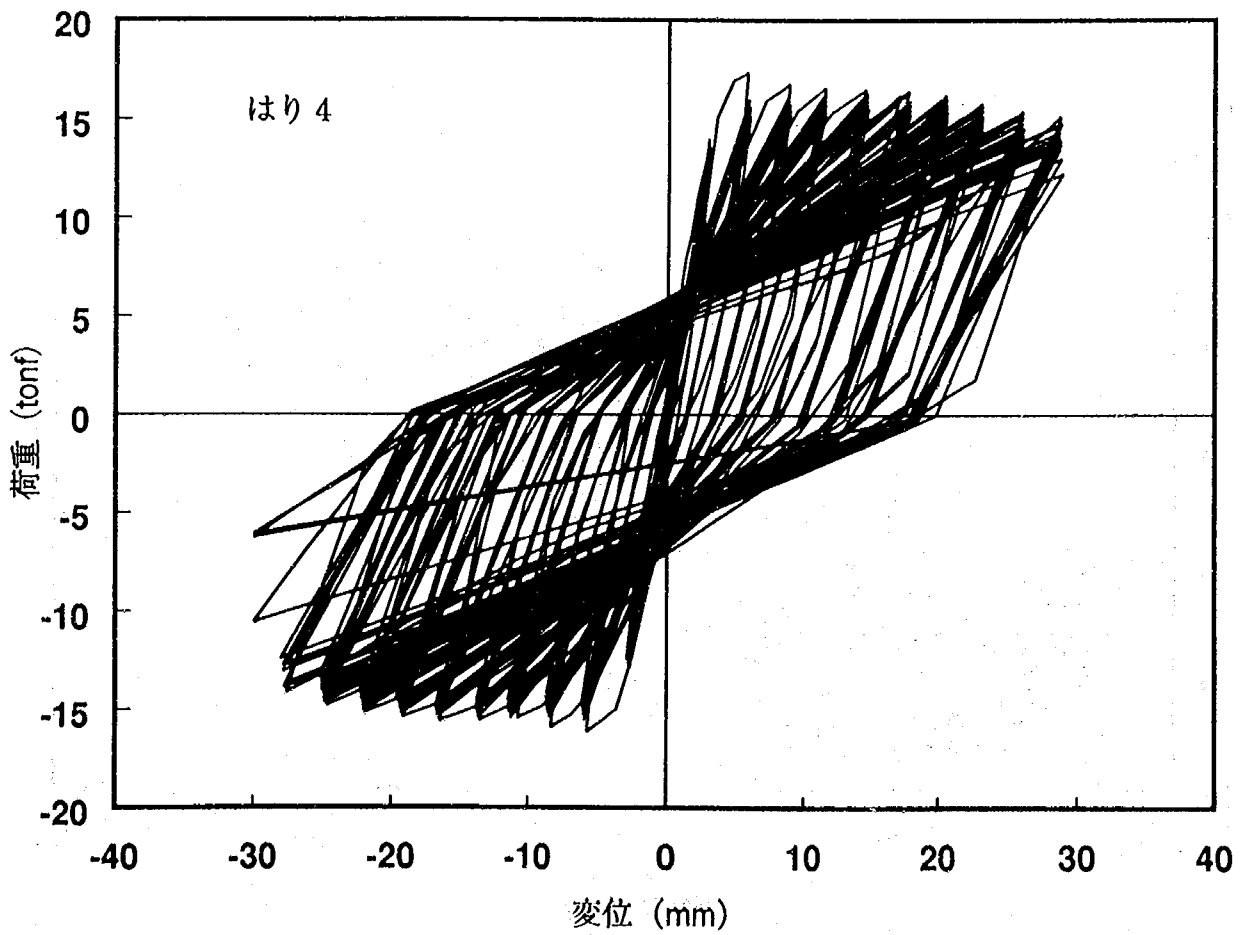
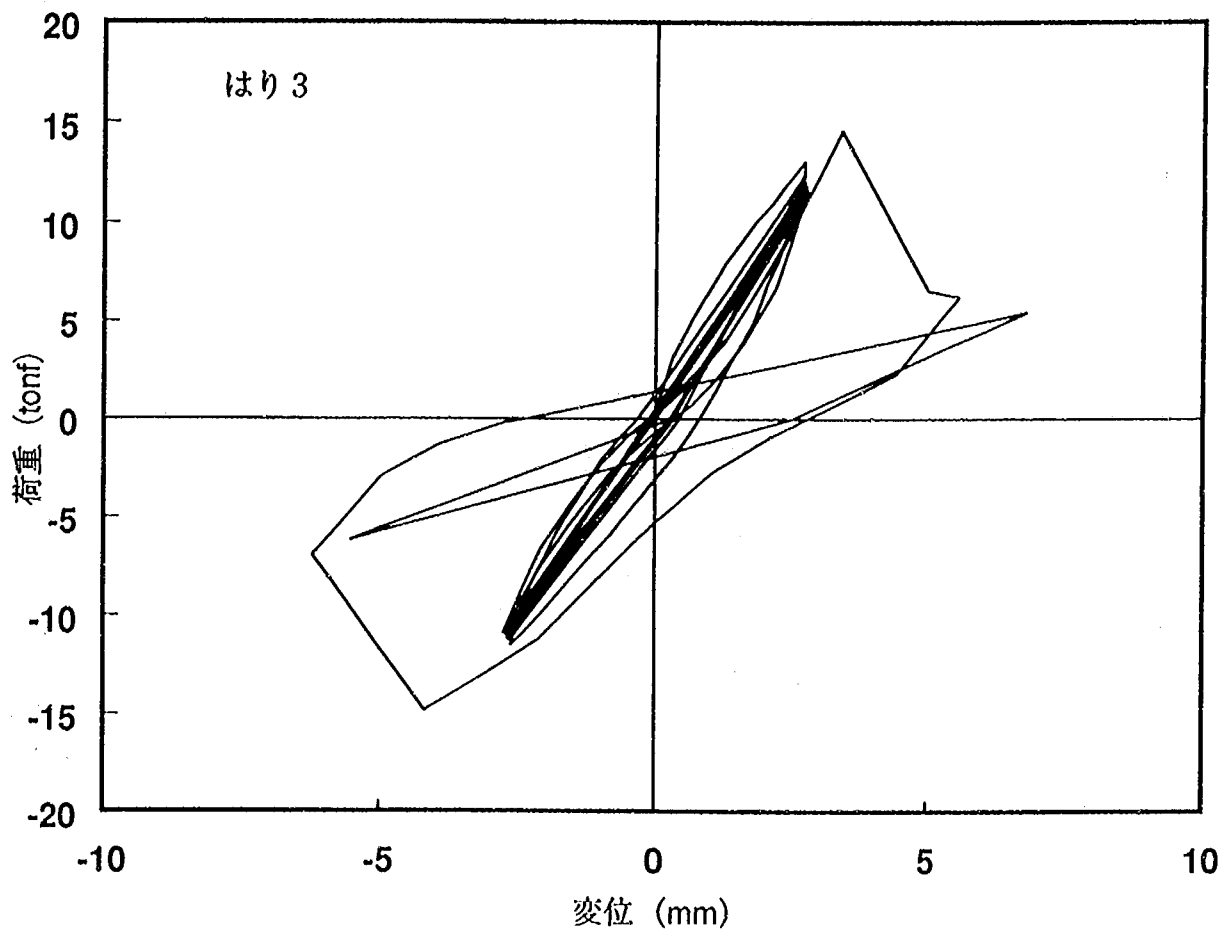


図-3. 6 供試体の荷重変位関係 (つづき)

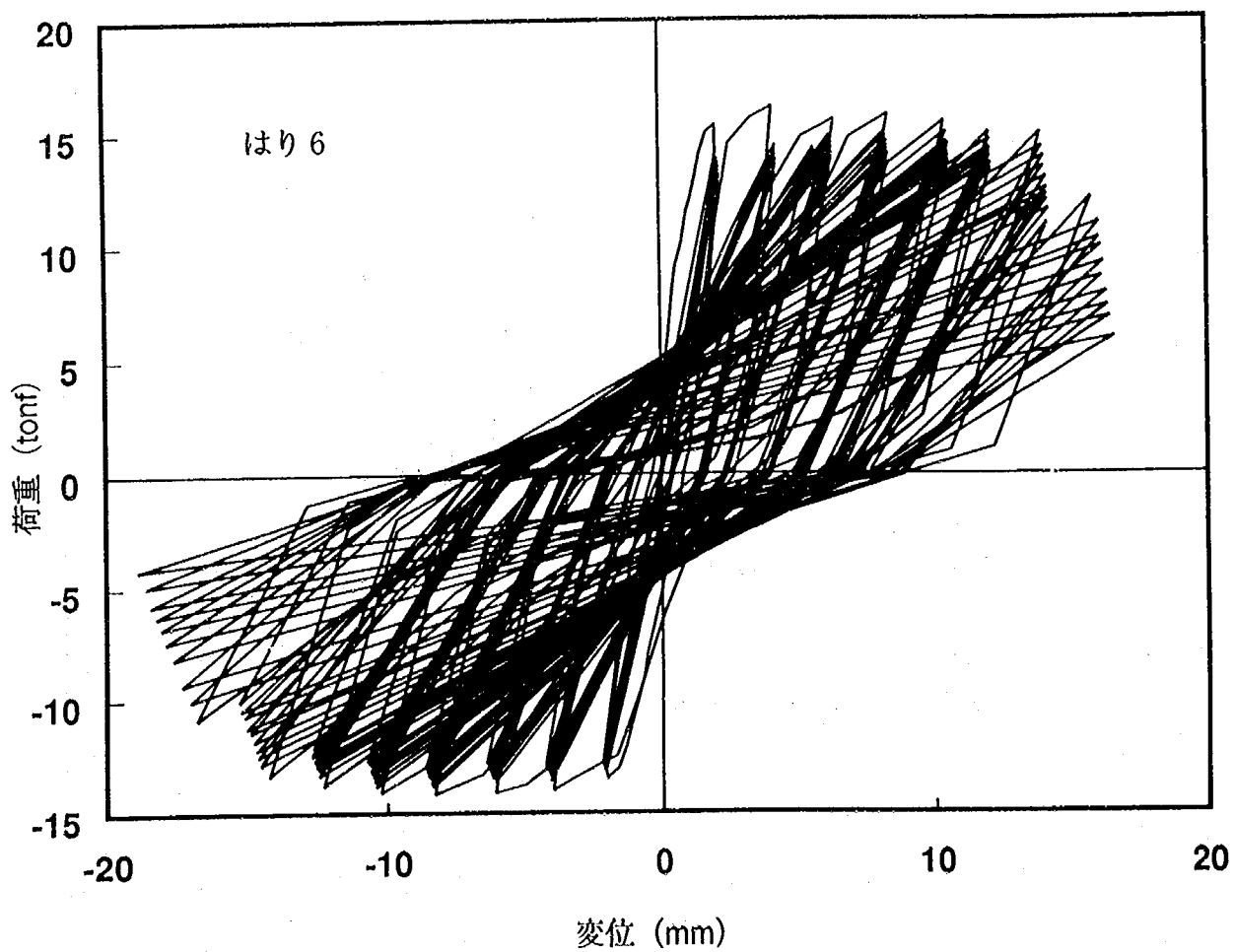
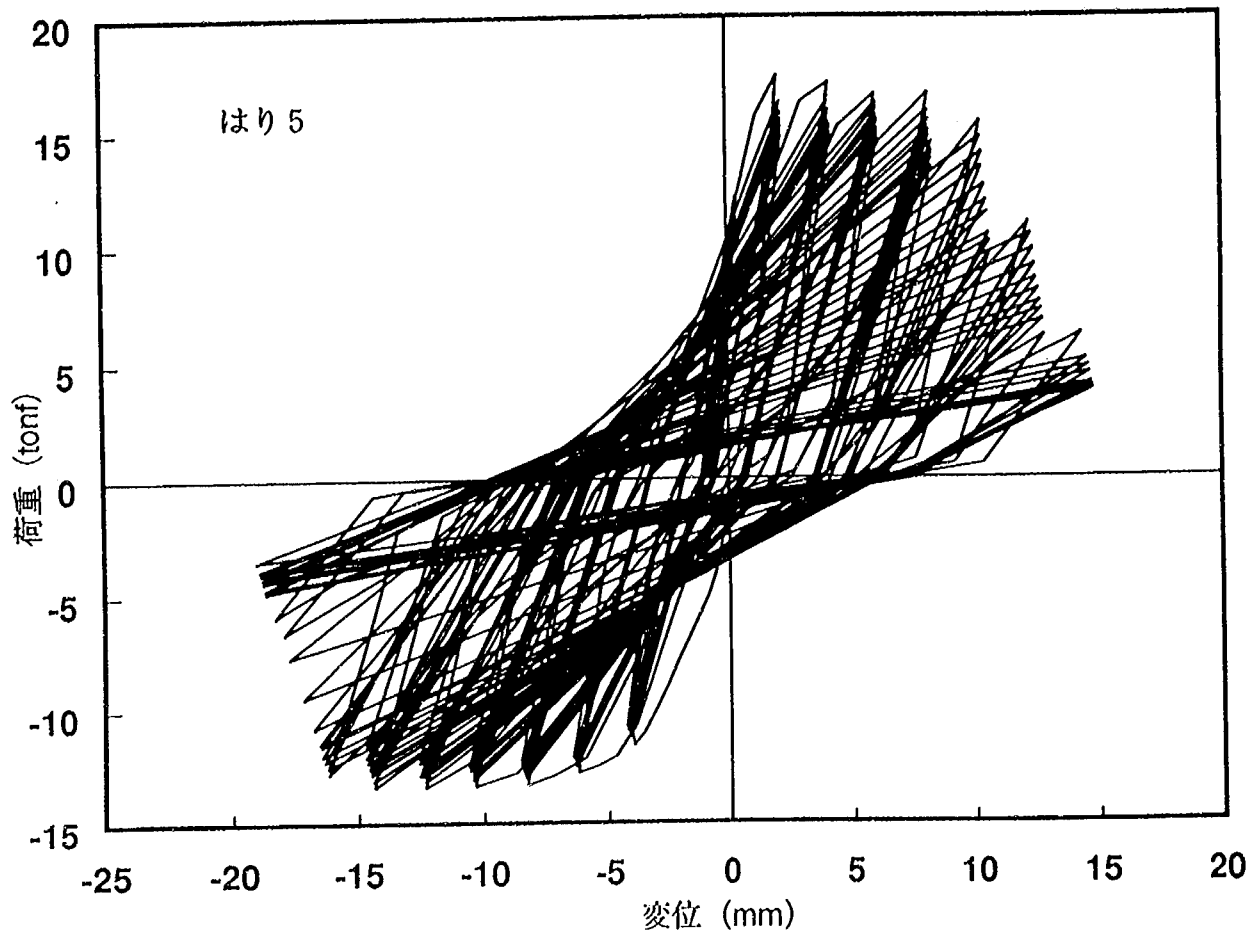


図-3. 6 供試体の荷重変位関係 (つづき)

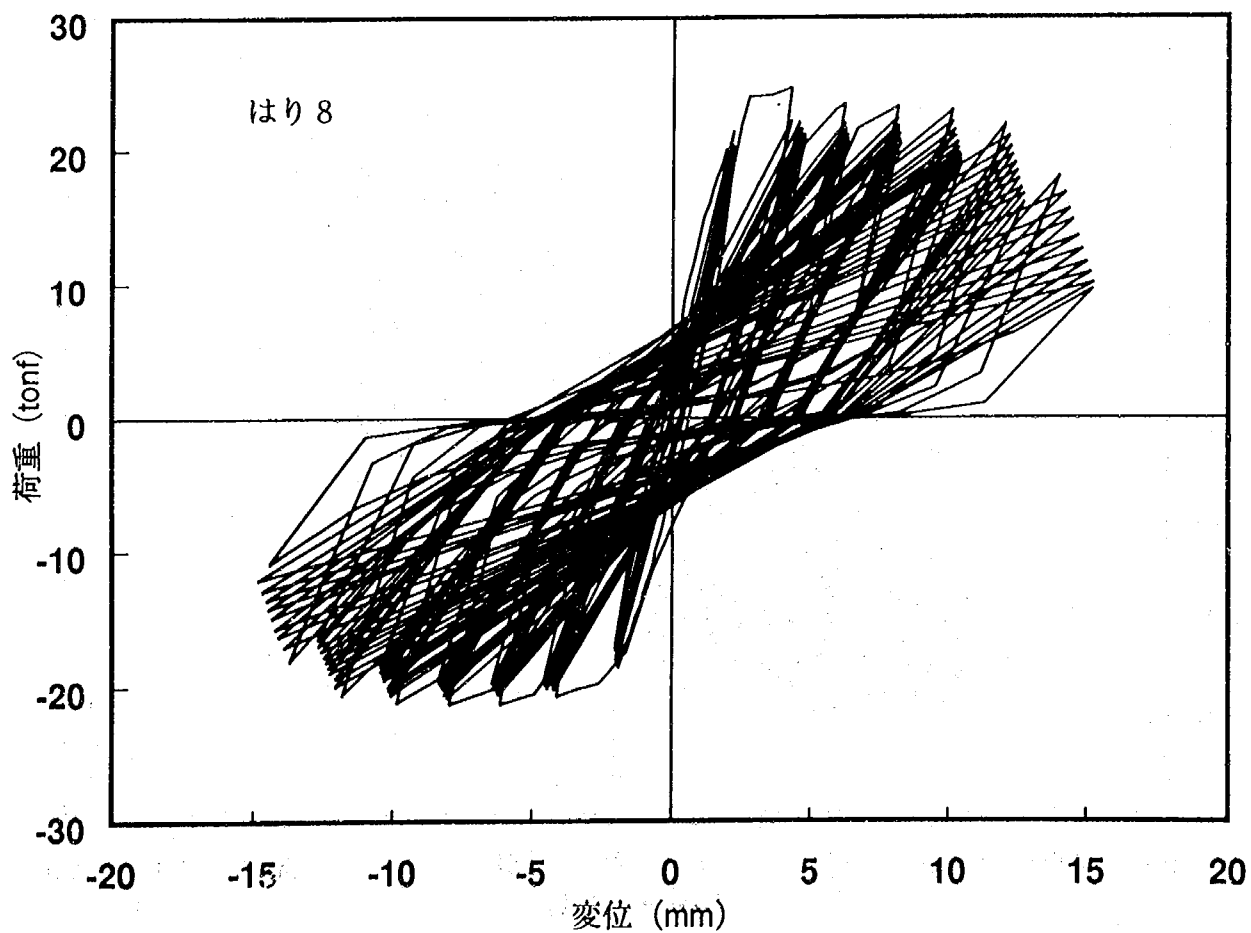
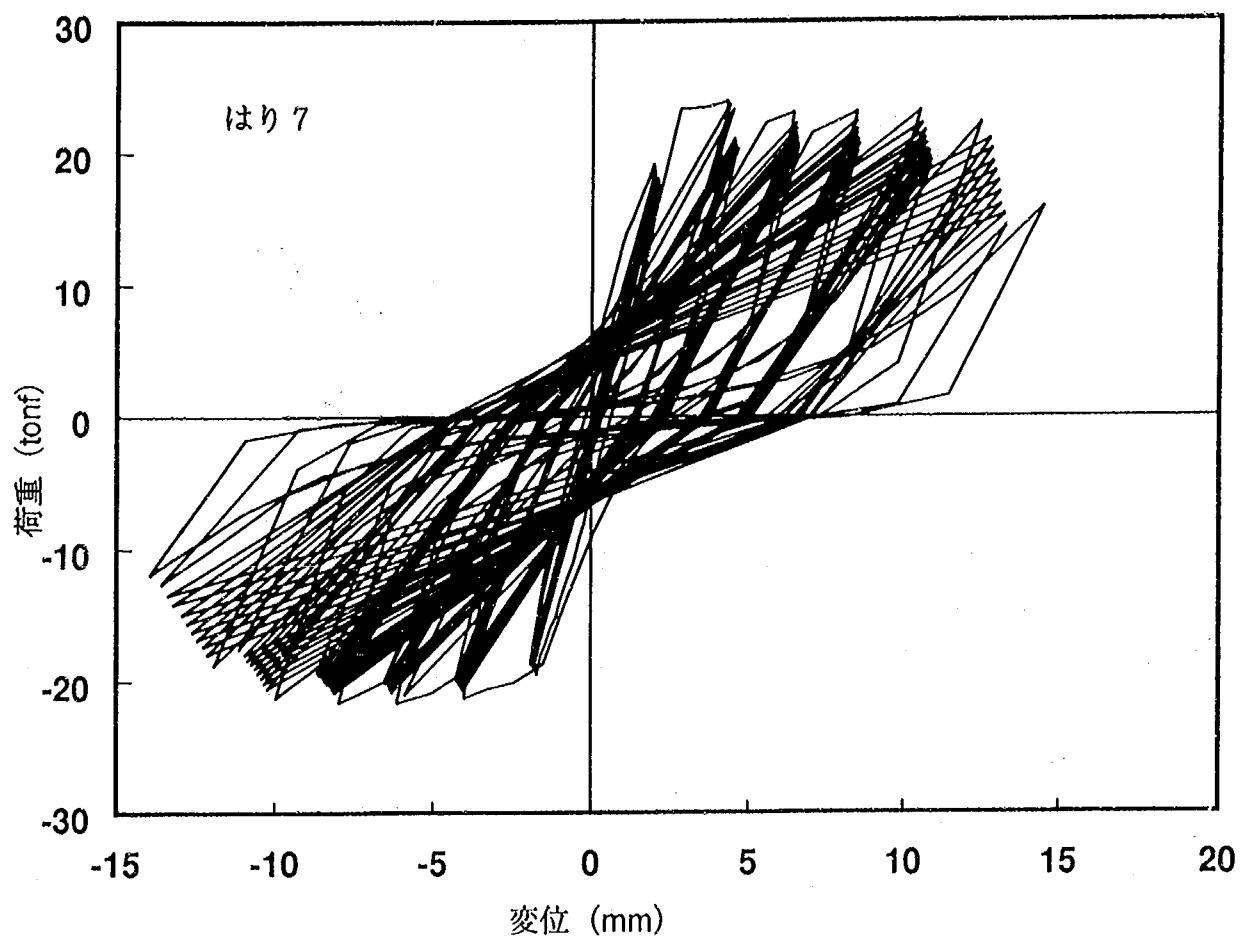


図-3.6 供試体の荷重変位関係 (つづき)

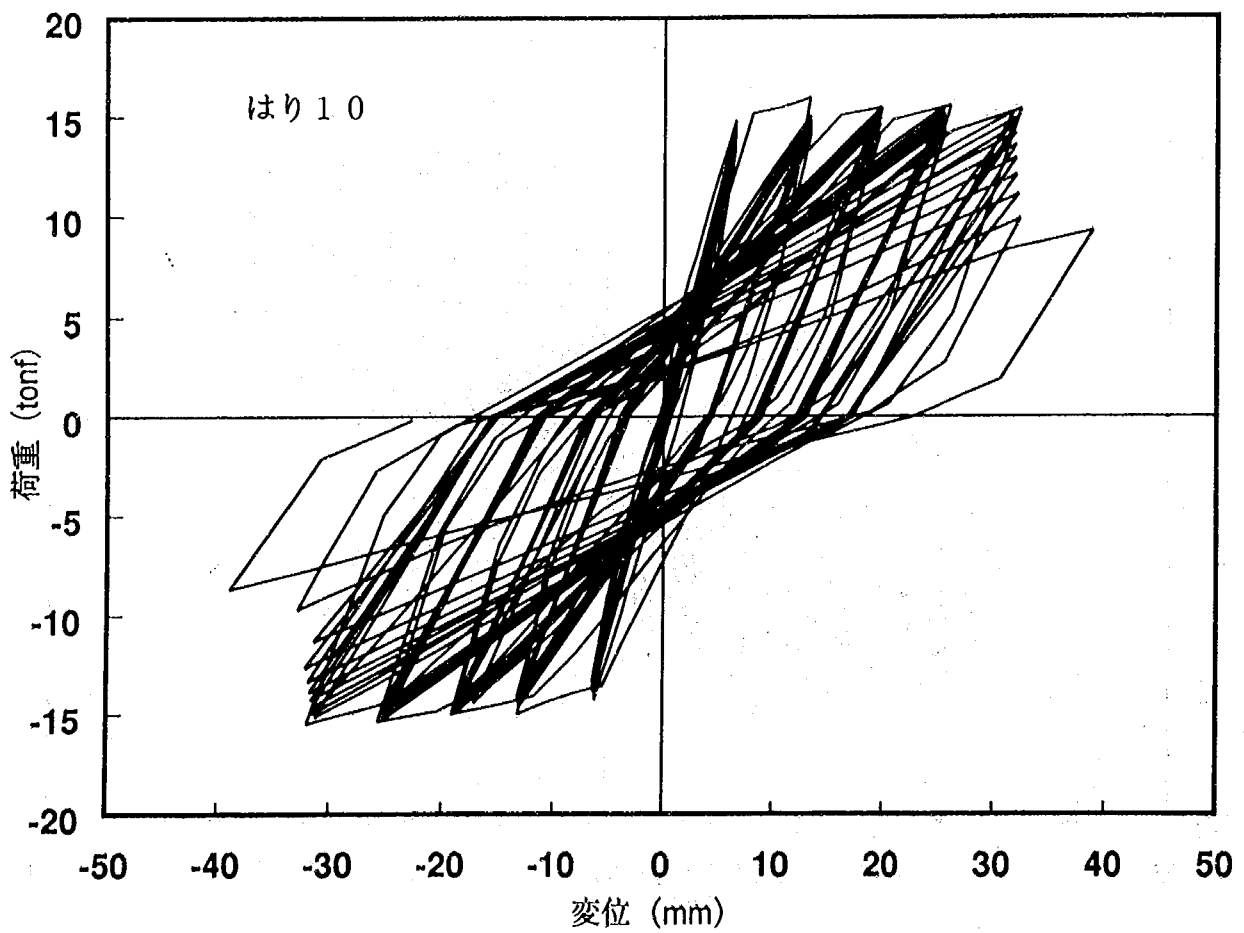
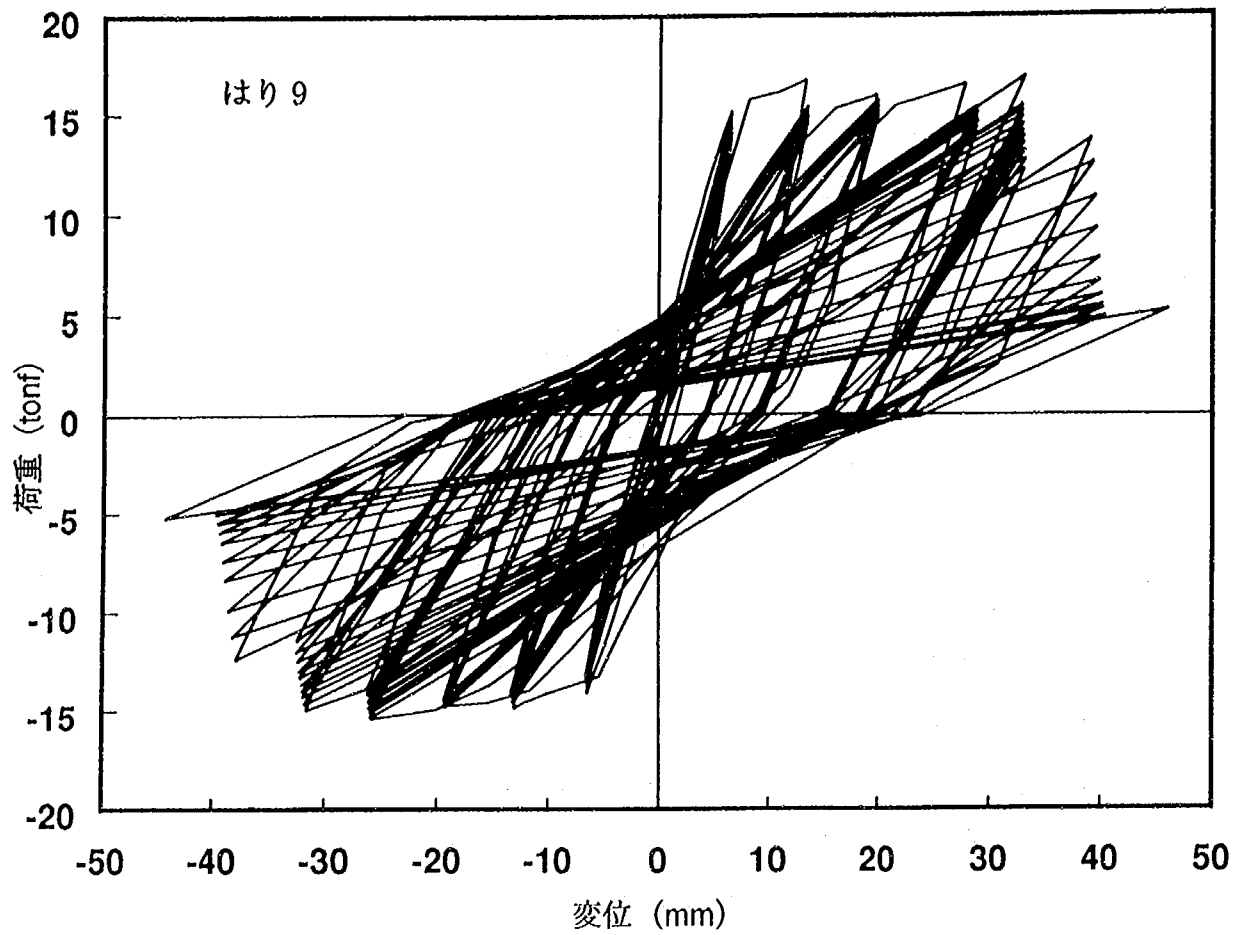


図-3. 6 供試体の荷重変位関係 (つづき)

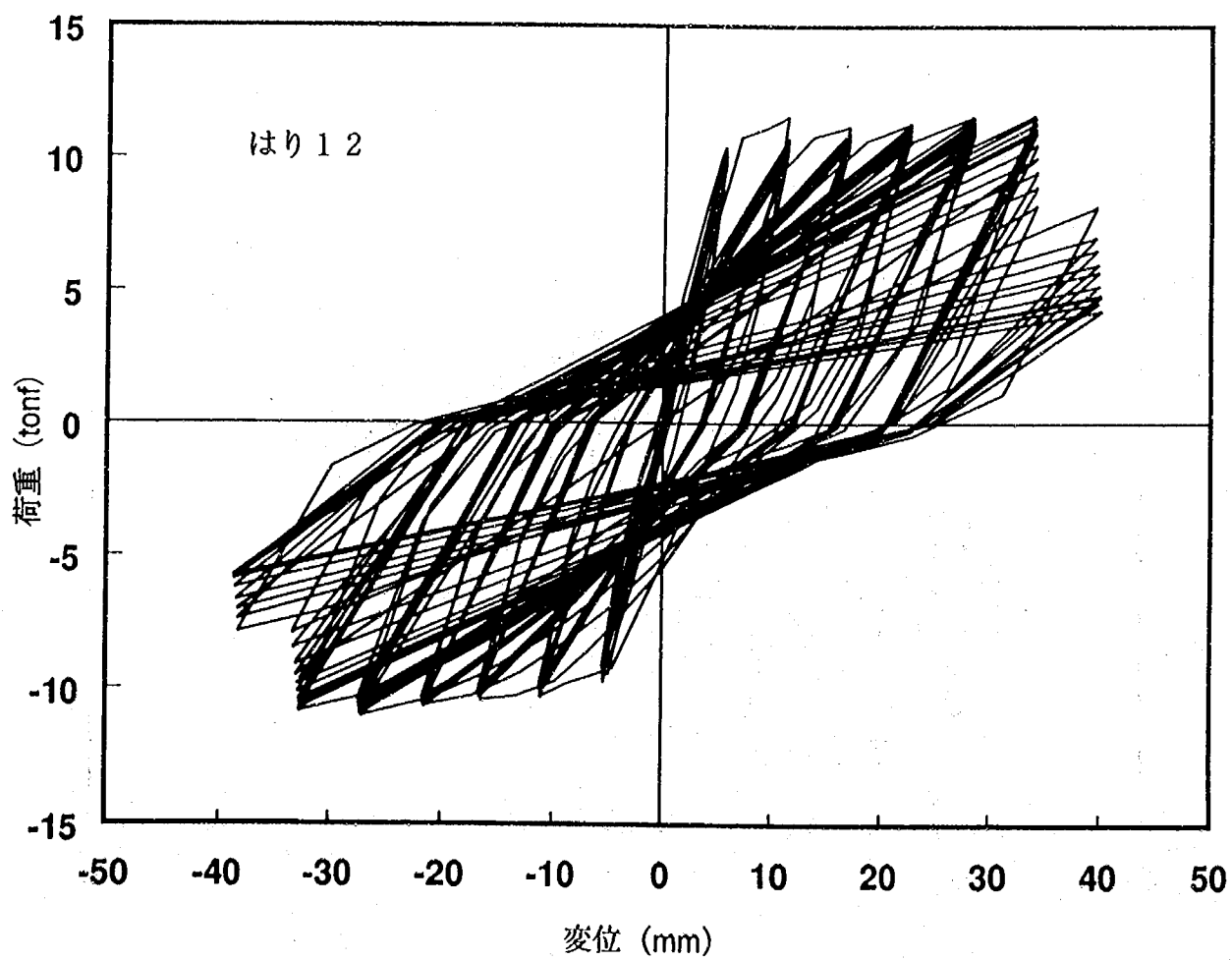
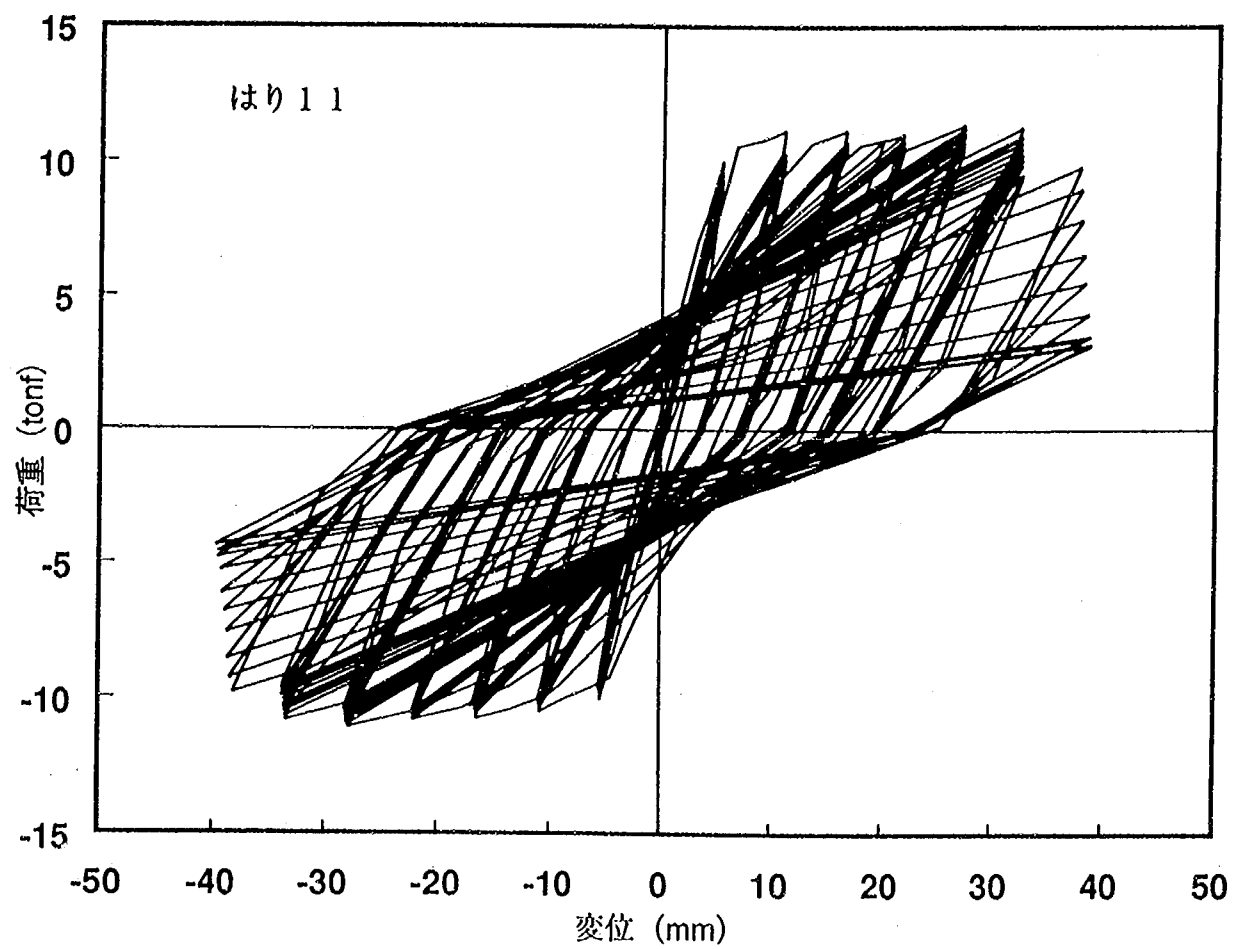


図-3. 6 供試体の荷重変位関係 (つづき)

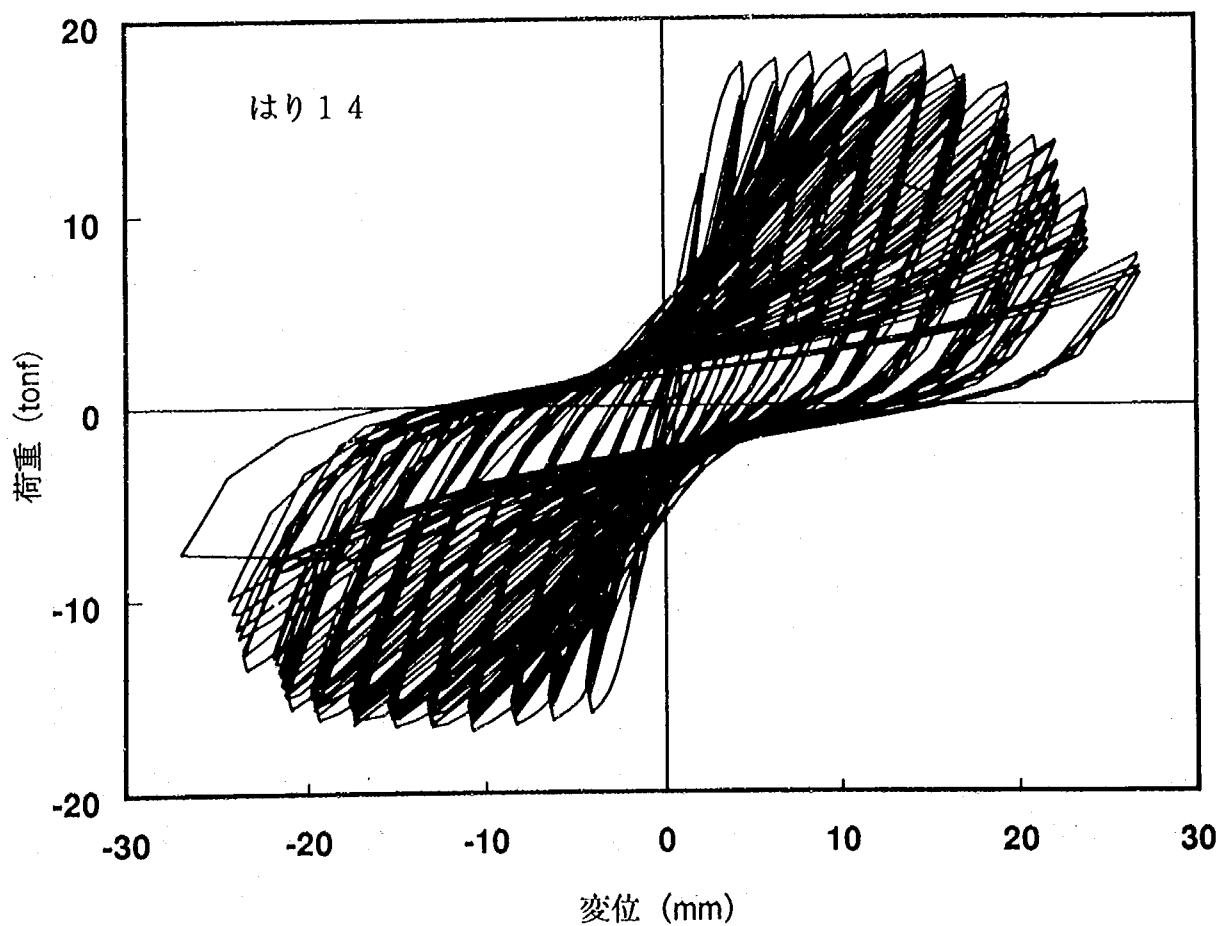
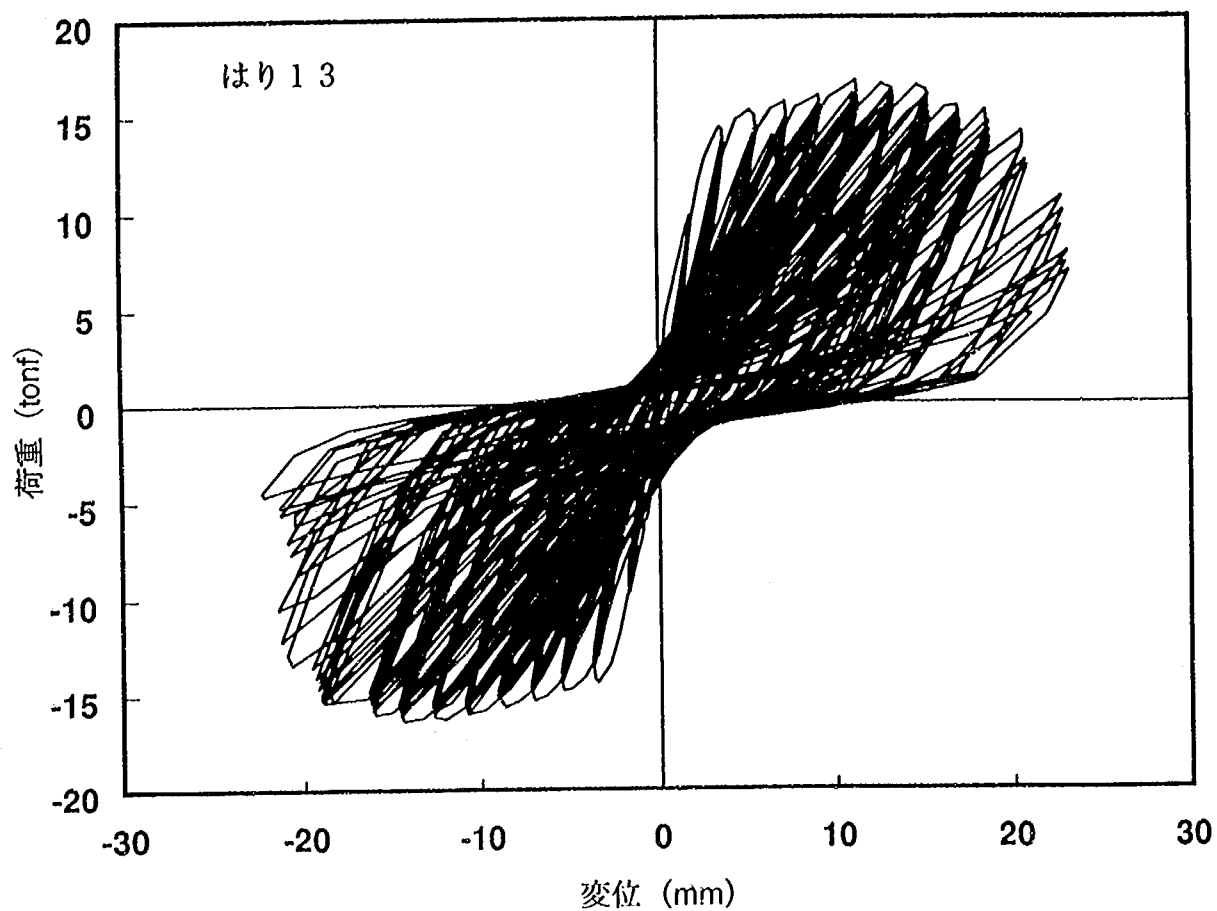


図-3.6 供試体の荷重変位関係 (つづき)

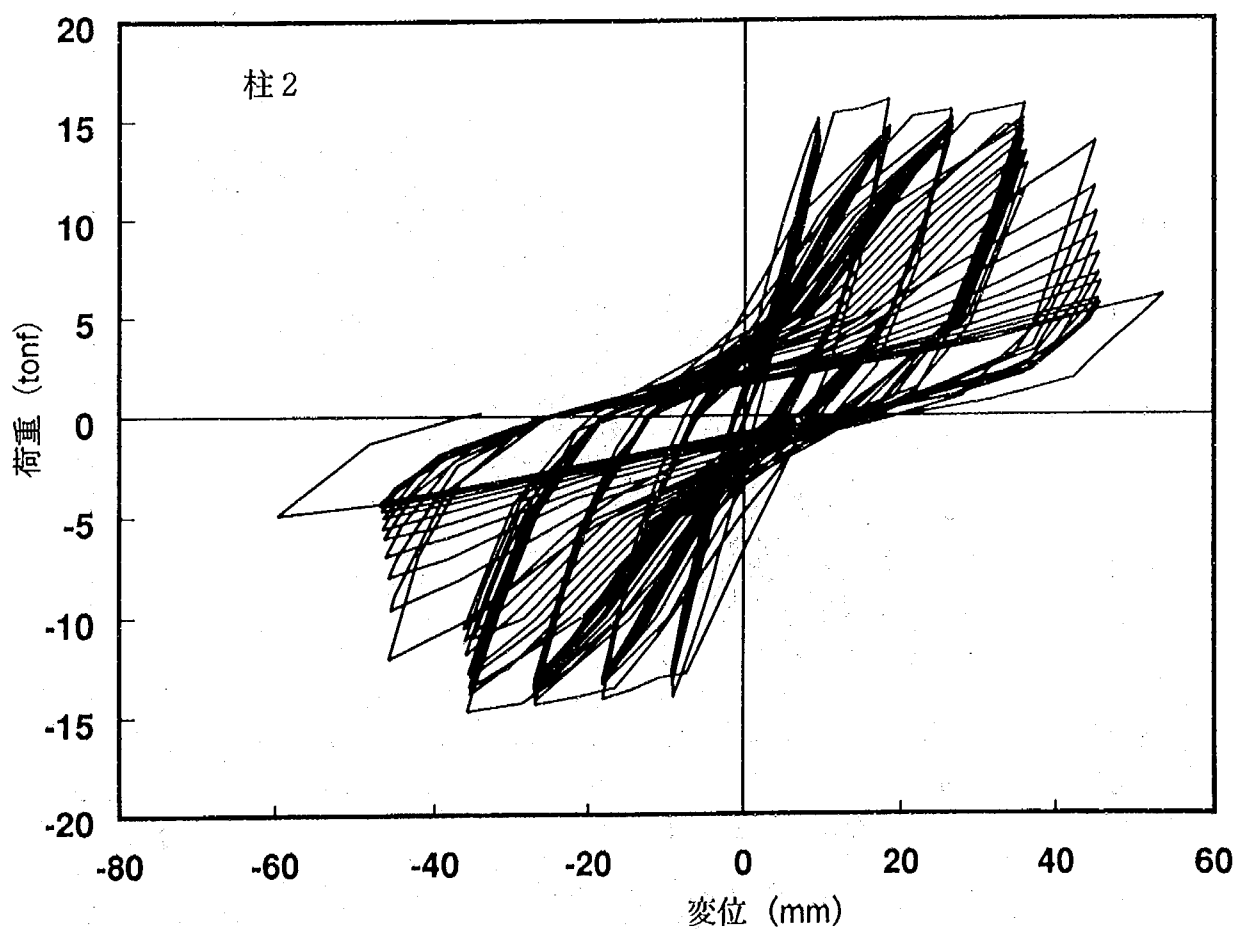
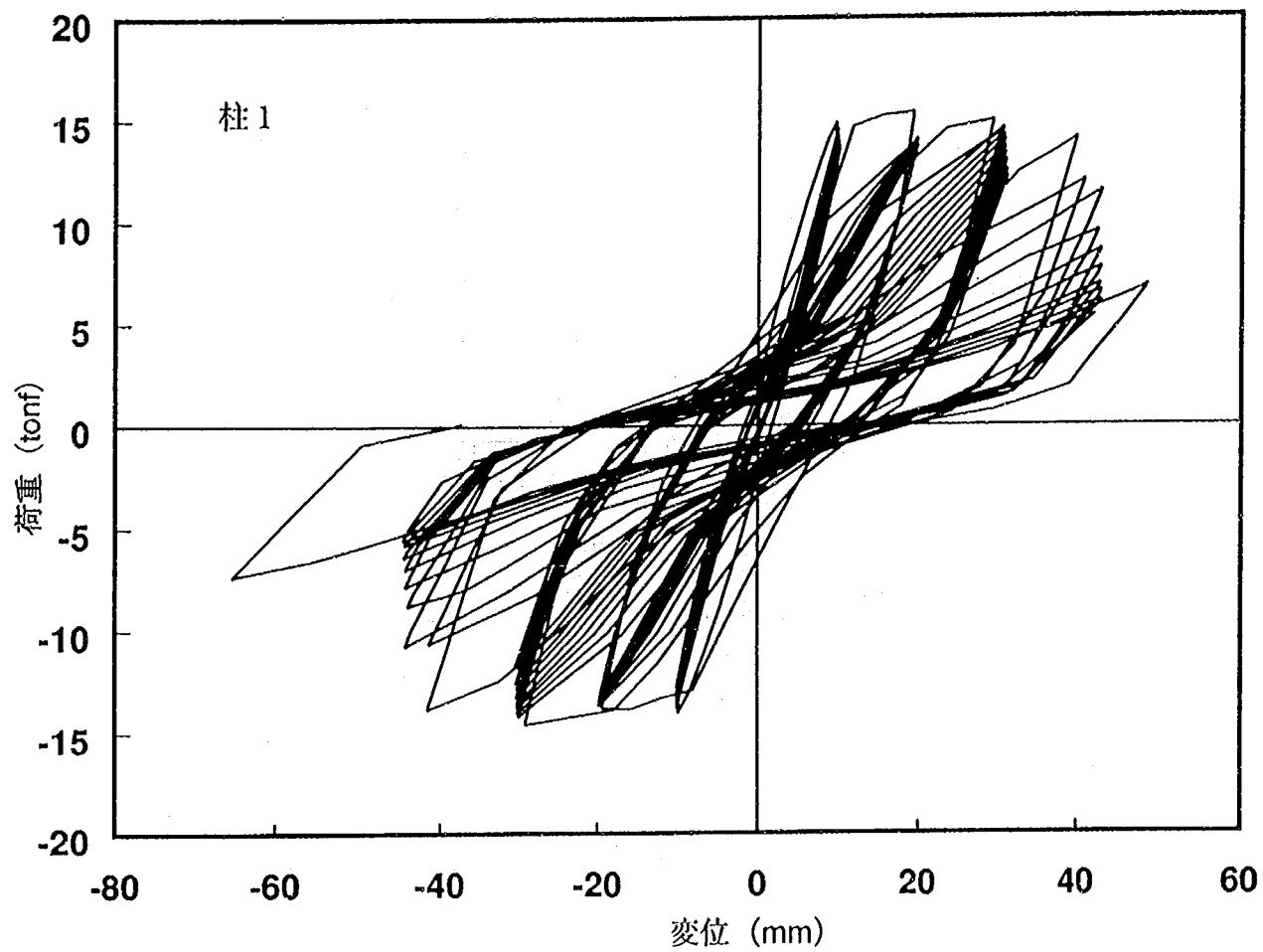


図-3.6 供試体の荷重変位関係 (つづき)

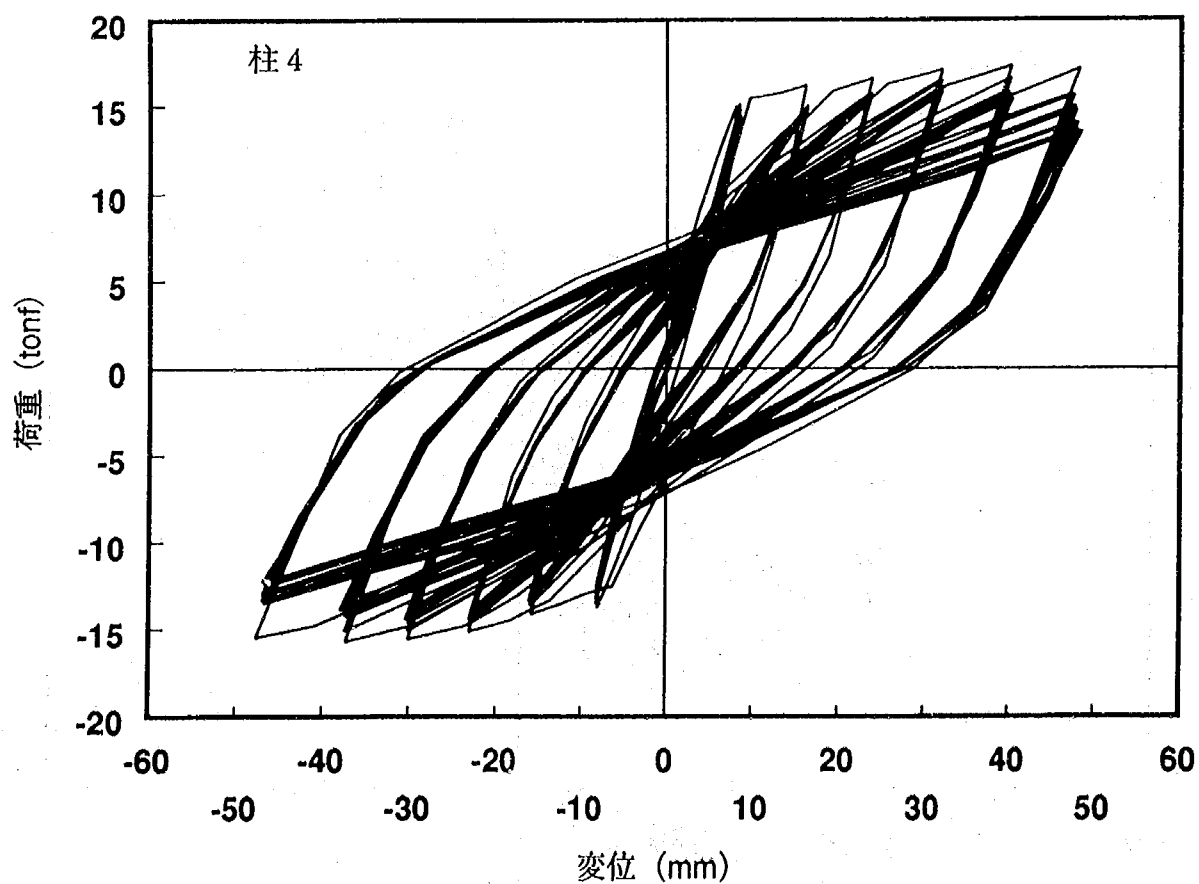
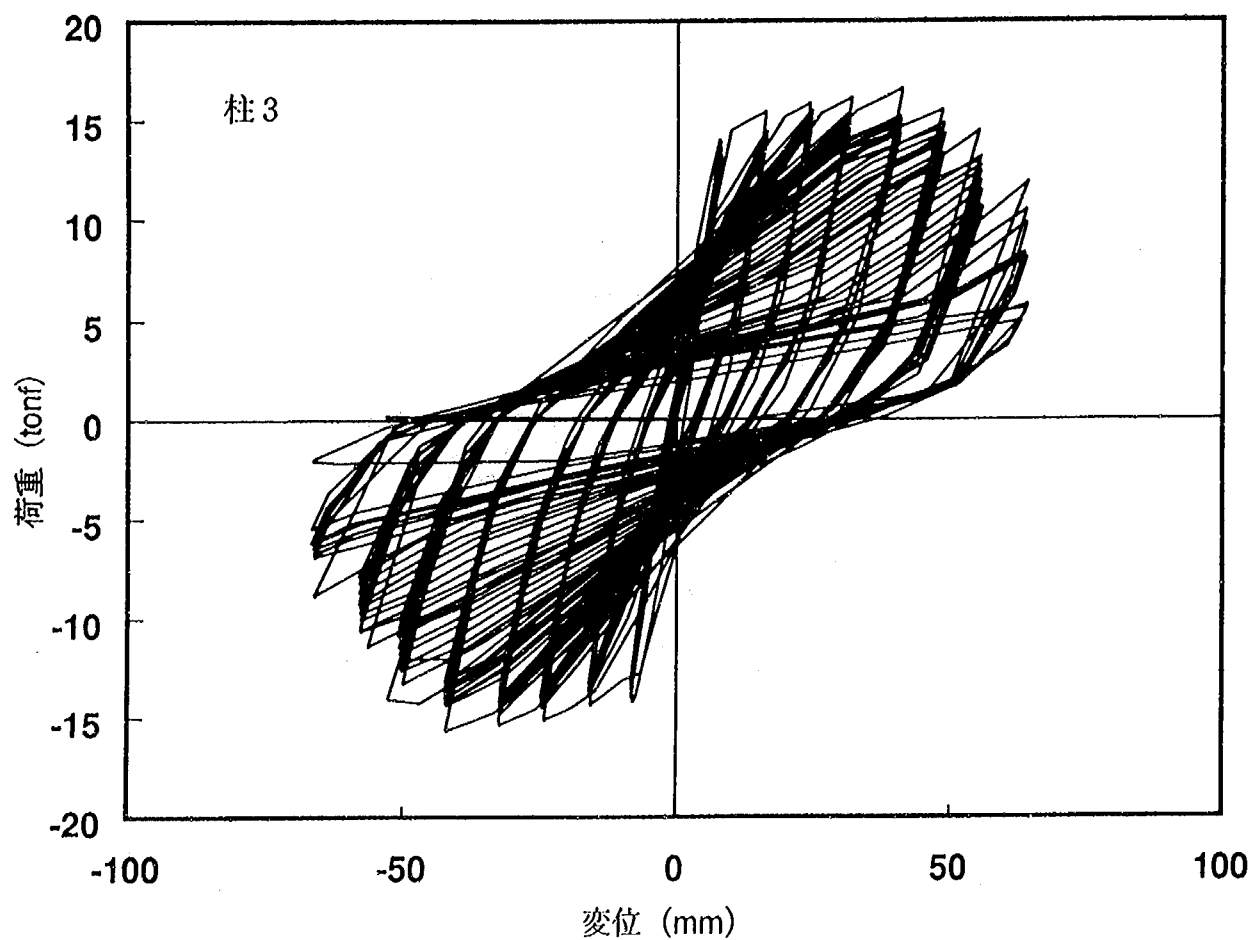


図-3.6 供試体の荷重変位関係 (つづき)

第4章 鉄筋コンクリート部材の靱性に関する基礎的検討

4. 1 概説

前章の検討により、高靱性部材の設計方法および靱性の算定手法について明らかにした。この検討結果により、粘り強い鉄筋コンクリート部材について、繊維補強による方法、せん断補強鉄筋の強度向上による靱性の向上手法について資料不足の点はあると考えられるが一応の解決をみたことになる。ところが、ここまで展開してきた議論は、従来より行われている手法を踏襲し、この延長線上のことからを検討の対象としてきた。ところが、鉄筋コンクリート部材の靱性については、解析的にはすべて単調載荷時の応力状態を仮定してきたものであり、実際地盤時に生じるような正負交番荷重用作用状態における応力状態を想定して解析されたものではない。文献2他多くの研究者が指摘しているとおり、部材の載荷試験を行った際、単調載荷試験と交番載荷試験では、部材の破壊状況が大きく異なっており、単調載荷時には解析的には終局状態が規定されているにもかかわらず、実験においては、想定される終局変位を超過しても部材の耐荷力は低下せずさらに大きな変形に抵抗することができる。これに対し、交番載荷試験では部材には単調載荷時には生じない鉄筋降伏後のせん断ひび割れの発生・進展が生じ、解析で推定される終局変位を超えて少ししてから部材は耐荷力を失って行く。この過程を正確に捉えることが重要でありながら、その減少が非常に複雑であるため、未だに結論が得られていないのが現状である。高靱性部材を開発するにあたり、この基本的な問題を解決されなければ、これまで得られた結果の理論的な裏付けがなされない。よって、この章では、鉄筋コンクリート部材の靱性についてより基本的な立場から考察を行うこととした。なお、ここで述べられていることは、まだ結論を出すには至っていない途中過程のことからである。今後もこの問題については、継続的に検討を行って行く予定であるが、現時点で若干の方向性が見いだされた事、また、今後の検討の基礎資料になりうることを考慮し、ここに収録することとした。

4. 2 鉄筋コンクリート部材の交番載荷時の曲げ変形解析

4. 2. 1 概説

鉄筋コンクリート部材の破壊過程を観察することにより、従来より行われている曲げ変形解析が現象を忠実に表現できていないことは明白に知ることができる。とくに、部材基部のモーメントが最大を示す断面付近では、複雑なパターンのひび割れが生じ部材解析の基本的仮定である平面保持の法則が成り立っていないことが予想される。よって、このような状態にある鉄筋コンクリート部材の解析を行うには、この仮定にもとづかない新たな解析手法を用いる必要がある。ところが、このような手法は相当複雑なものであり、簡易的な曲げ解析から、いきなりこのような手法に飛躍することはほぼ不可能であると考えられる。

ここでは、従来の原理にもとづきつつ、鉄筋コンクリート部材の構成材料である鉄筋・コンクリートの繰り返し応力作用時の曲げ変形解析を行い、この解析によって推定される応力分布を検討することにより、曲げ変形だけでは説明できない現象を抽出し、この現象に対して適切な表現方法を考慮することが妥当であると考えられる。ここでは、このような立場にもとづき交番荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の非線形曲げ解析を行った。

4. 2. 2 解析手法の概要

はり要素の節点変位と節点力の関係を次式のように表現する。

∂M

$$[A] \{u e\} = \{f e\}$$

$\partial \phi$

ただし

$$\{u e\} = \{v_1, \theta_1, v_2, \theta_2\}$$

$$\{f e\} = \{Q_1, M_1, Q_2, M_2\}$$

なお、ドットは増分を表す。 $\partial M / \partial \phi$ はその時点での曲げ剛性を表す。図-4. 1に示すように非線形方程式は修正Newton-Rapson法と荷重増分法を組合せて収束計算を行うことにより解くこととした。残差荷重はすべて、節点せん断力に置き換えて作用させた。すなわち、 $\{u e\}$ により計算される各要素の節点における曲率増分 $\{\phi e\}$ を求め、この曲率増分よりそのステップでの曲率を求め、この曲率から曲げモーメント・曲率関係から曲げモーメントを求め、この曲げモーメントより、その時点でのせん断力 $\{Q e\}$ を求める。残差はせん断力ベクトル $\{Q e\}$ に集約され、この残差せん断力は載荷点以外でゼロとなるはずであり、そのように収束計算を行った。次に、鉄筋およびコンクリートの構成則について述べる。ここでは、鉄筋については図-4. 2およびコンクリートについては図-4. 3に示したものをを用いた。

図-4. 3はDarwinにより提案されたもので、その後森田により実験データをもとに修正されたものである。また、鉄筋の応力ひずみ関係は応力履歴情報を含むコンクリート・鉄筋の応力-ひずみ関係は数多く提案されている

が、解析に用いる関係上できるだけ簡略かつ実際の挙動に忠実なものが望ましい。ここでは、このような事を考慮して構成関係を決定した。

今回解析を行ったRCはりのモデルは、3章で示したはりの繰り返し曲げ載荷試験の供試体1と同様のもので

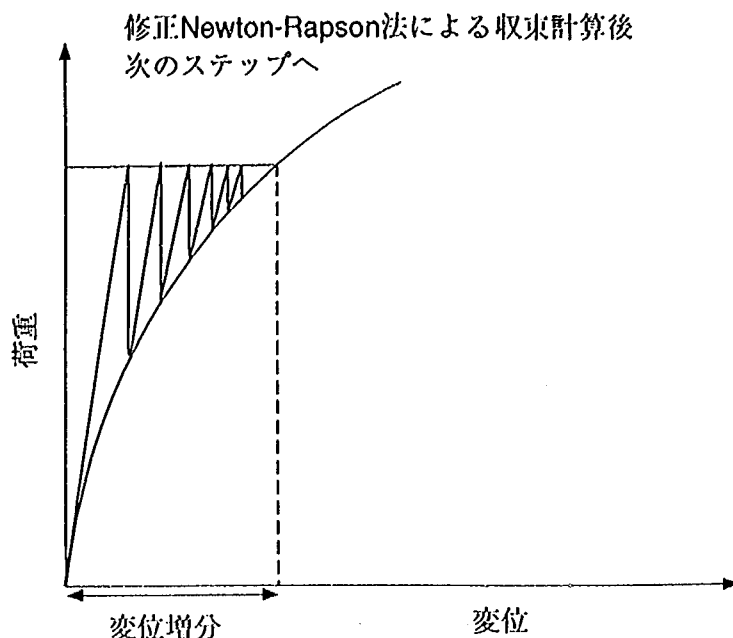


図-4. 1 繰り返し計算法

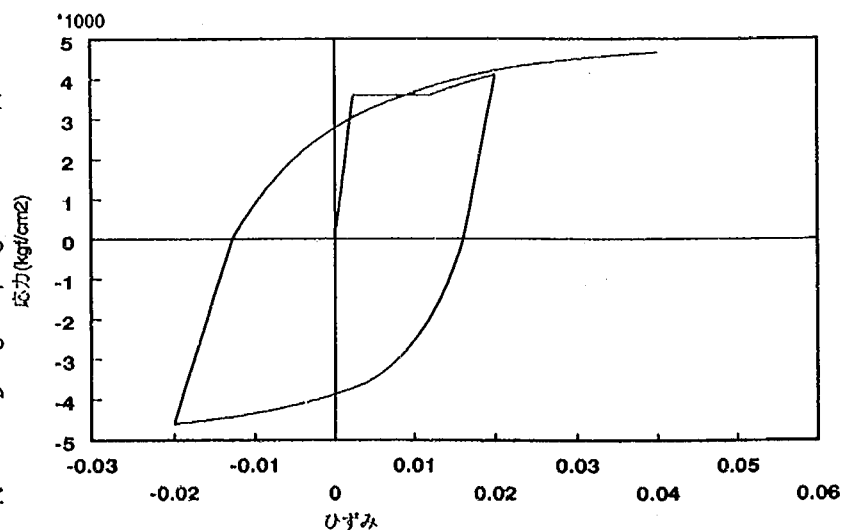


図-4. 2 鉄筋の応力ひずみ関係

あり、主鉄筋配置位置も同じとした。

4. 2. 3 解析結果及び検討

図-4. 4 は解析によるはり中央部における荷重変形曲線を示したものである。(これに対応する実験値が図-3. 6 のはり1 供試体の履歴図である) 各履歴ループで、最大荷重から荷重方向が反転し除荷曲線にはいり、荷重が減少し、荷重の符号が反転するまで、および、各載荷サイクルのピーク荷重付近の挙動は比較的よく捉えられているが、それ以外の部分では、解析結果と実験結果でかなりの差が現れている。

解析結果と載荷実験結果のもっとも異なる部分は、ヒステリシスループの全体的な形状である。解析によると、大変形に到るまで、一貫して安定した紡錘形の安定したヒステリシスループが描かれているのに対し、実部材での挙動は、変形が大きくなるにつれてヒステリシスループの面積が小さくなるエネルギー吸収能力の低い形に変化している。(図-4. 5) 解析結果によるものは、各供試体の荷重変形曲線と比較すると、アラミド補強を行った柱供試体のものに非常に近いものとなっている。

交番載荷状況を考慮した非線形

曲げ解析では、変形の増加にともない、曲げモーメントが最大となる断面での鉄筋の引張ひずみが増加したが、荷重の反転による圧縮鉄筋側の引張ひずみの残留があるため、圧縮側コンクリートには、圧縮ひずみが生じなくなり、引張鉄筋により発揮される引張力に対し、圧縮力は圧縮鉄筋によりほとんどまかなわれる形となった。このため、変形の増大により単純に鉄筋の引張残留ひずみが増加するのみで、鉄筋破断までどこまでも変形し続け、明確な終局を得ることはできなかった。すなわち、曲げ変形のみを取り扱った場合、鉄筋コンクリート部材では、鉄筋の破断以外には終局時点が再現できないことが分かった。単調曲げ載荷状況を想定した従来の曲げ変形解析では、コンクリートの圧縮縁のひずみにより終局時を規定していたが、交番載荷条件ではこのような終局

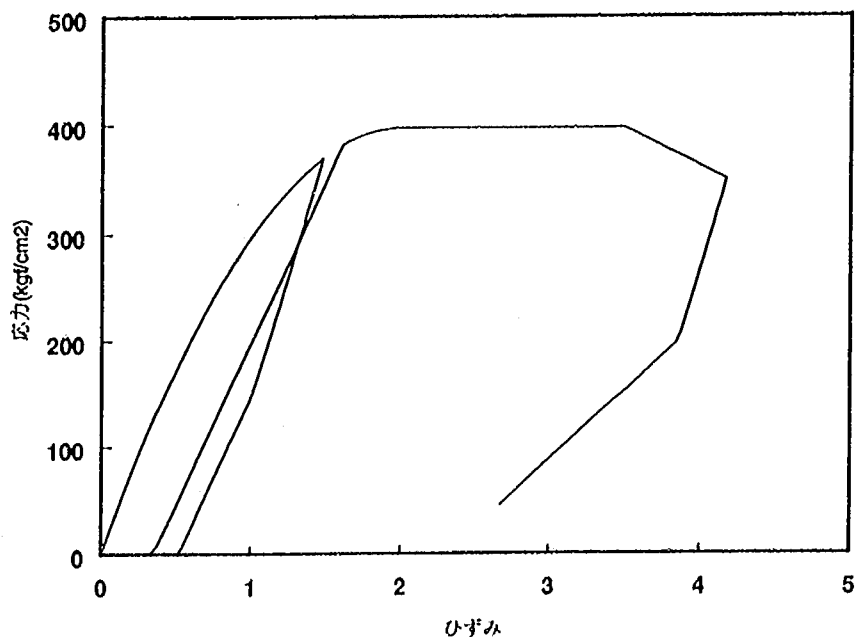


図-4. 3 コンクリートの応力ひずみ関係

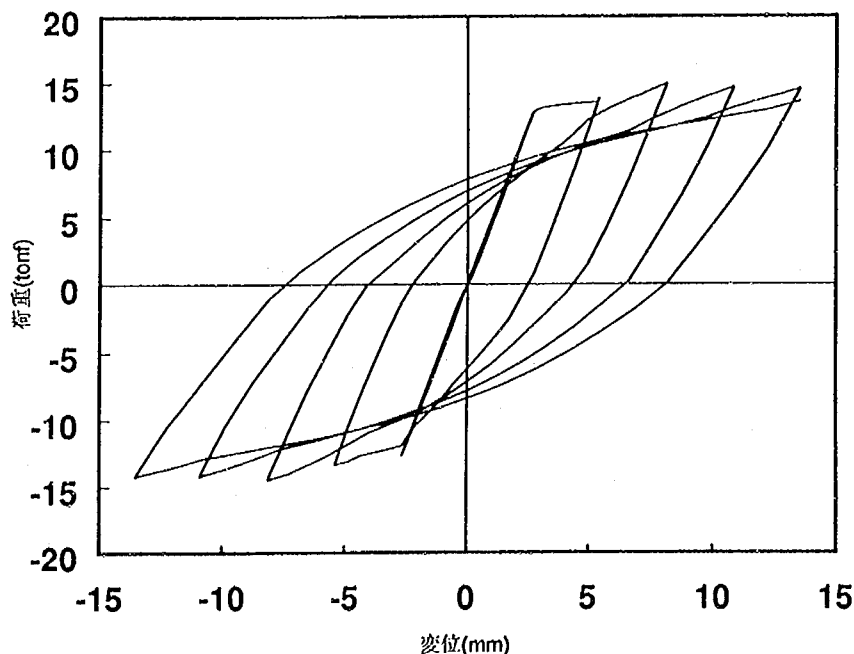


図-4. 4 荷重変形関係の計算値

時点の規定が不可能であるといえる。

載荷試験結果と解析結果の違いは、解析において行った仮定が妥当でなかった事を示しているものである。このうち、特に問題と考えられる仮定は、1) せん断変形の無視、2) 平面保持の仮定、3) 付着が完全であるとの仮定の3つがあげられると考えられる。特に変形量そのものに大きく影響が出ると考えられるのは、1) せん断変形の無視であると考えられる。通常の弾性体であればはり部材の全変形量に及ぼすせん断変形の影響は、部材がよほどせん断が卓越しないかぎり高々数%のオーダーであり、無視しても差し支えないと考えられる。ところが、交番載荷により曲げせん断ひびわれがはり上面・下面両方に生じ、かつひびわれが相当開いている場合では、明らかにせん断変形が大きくなっているものと考えられる。曲げ変形以外の変形成分の影響を見るために、ここではスパンセンター以外の変位計測点での載荷試験での計測結果と解析結果を比較した。その結果を図-4. 6に示す。

ここで、図-4. 6. 1および4. 6. 2は、3章で示した載荷試験のはり供試体1（普通鉄筋コンクリート部材）および柱供試体4（アラミド補強鉄筋コンクリート部材）について、 $n \delta y$ 載荷時の荷重ピーク時における供試体に設置した各変位計における変形量の測定結果を示しており、縦軸には変形量、横軸には変位を測定した地点（支点からの

距離）を表している。図-4. 6. 1には同様のものを解析して得られた結果も示している。図-4. 6. 1を見ると分かるとおり、はりの変形性状は解析結果と実験結果でかなり異なっていることが分かる。特に載荷試験では支点から40cm～60cmあたりのところで、 $4 \delta y$ 載荷時あたりから急激な変形量の増加が認められる。

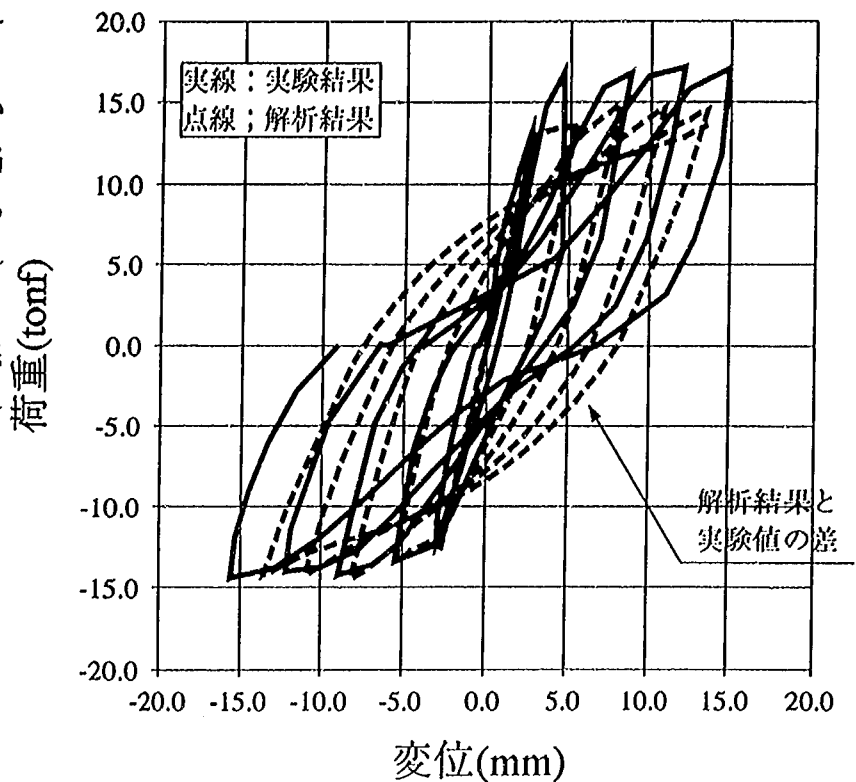


図-4. 5 解析結果と実測値の比較

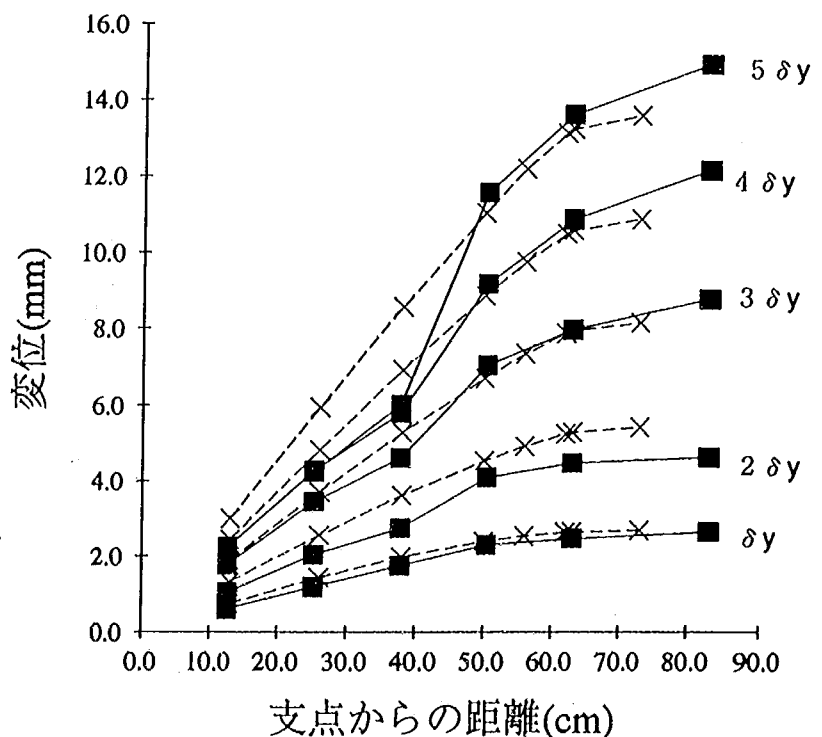


図-4. 6. 1 変形形状（供試体はり1と理論解の比較）

この傾向は載荷を進め、 $5\delta y$ になるとこの傾向がますます顕著になり、単純はり支点近傍の曲げモーメントの小さい区間での変形は増加せず、曲げモーメントの大きいスパン中央部付近のみで変形していることが分かる。これに対し解析結果では、スパン中央に向かってほぼ直線的にたわみが増加していて局所的にたわみが増加することはない。この傾向は、載荷を進めても変化していない。このような曲げ解析結果と実部材の載荷試験結果は変形量が増大するにつれ、かけ離れていくことが分かる。載荷試験で視測されるようなたわみの分布は、曲げ変形のみを捉えた解析では到底説明がつかず、曲げ以外の変形成分の影響の現れであると考えられる。一方、アラミド補強を行った

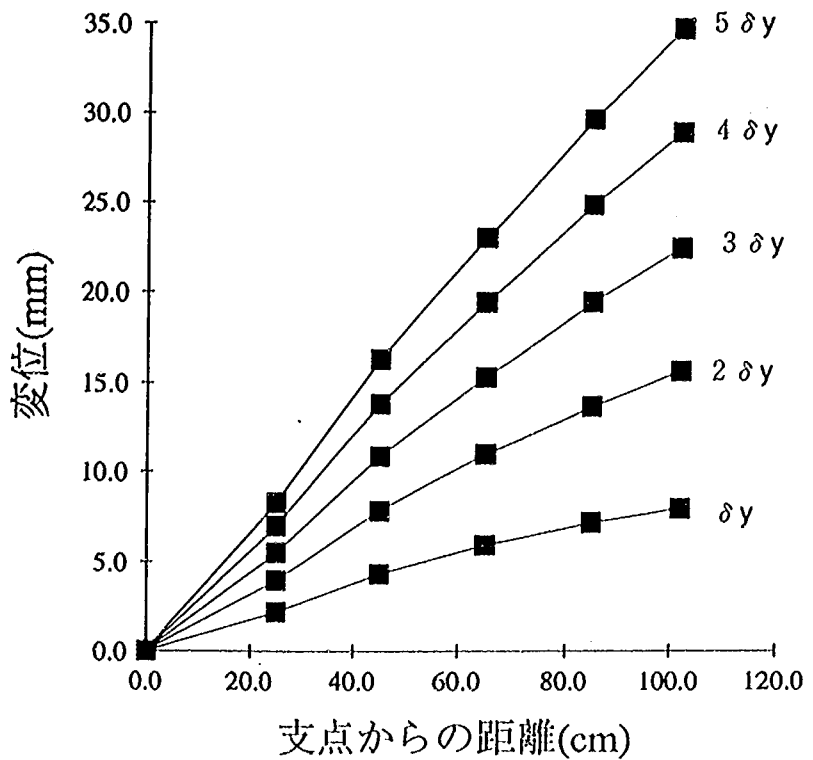


図-4.6.2 変形状 (供試体柱4)

た柱供試体の曲げたわみ分布と比較してみると、曲げモーメントが比較的小さい区間でも載荷が $2\delta y$ から $4\delta y$ まで進んでも、たわみが順調に増加し曲げ解析によりえられるたわみ分布に近い形状となっていることが分かる。このことから、繊維補強を行った供試体では、曲げ変形以外の変形成分が通常の鉄筋コンクリートに比べて小さいことが分かる。通常の鉄筋コンクリート部材では、交番載荷にともなって発達するせん断ひびわれが進展し、終局状態を迎えるのに比較し、繊維補強鉄筋コンクリート部材では、引張鉄筋の破断により終局が決まりやすいことは、ここで述べたとおり、繊維補強コンクリートでは曲げ変形が卓越するためである。

4.3 まとめ

以上の結果をとりまとめると次のようになる。

①交番載荷を受ける鉄筋コンクリート部材について、従来の簡易的な手法ではなく、繰り返し作用する応力履歴を考慮した厳密な構成則を用い、一次元はり要素を用いた非線形有限要素法による曲げ変形解析をこころみ、解析的に荷重変形のヒステリシスループを求めた。

1)解析により求められたヒステリシスループは通常の鉄筋コンクリート供試体の交番載荷試験によって得られるヒステリシスループと比べ、形状が異なっており、実部材で生じるエネルギー吸収能力の低下を的確に把握することができず、変形が増大しても、安定した紡錘形のヒステリシスしか得ることができなかった。

2)解析結果からすると、交番載荷状況をシュミレートした場合、変形量が大きくなると、荷重の反転により断面内に配置された上面及び下面の鉄筋両方に降伏域を超える引張残留ひずみが生じ、コンクリートに生じる圧縮ひずみは非常に小さく単調載荷時で生じるようなコンクリート圧縮縁での大きな圧縮ひずみは生じなかった。交番載荷時の曲げ変形解析では、終局は鉄筋の破断でしか捉えられないことが判明した。

3)解析によりえられた部材の曲げたわみ分布と、通常の鉄筋コンクリート部材の交番載荷試験による曲げたわみ分布は、載荷が $3\delta y$ あたりからすでに差が現れ $4\delta y \sim 5\delta y$ となるにつれその差が顕著になった。たわみ分布が解析値と実験値の間で局所的に異なっているのは、曲げ変形以外の変形の影響が顕著になるためであり、

交番載荷を加味しても従来の延長線上にある曲げたわみのみを対象とする解析法では、適切に終局を捉えるには限界があることが判明した。正確に鉄筋コンクリート部材の終局限界を把握するためには、曲げ変形以外の例えばせん断変形も含めた解析を行わざるを得ないことが明らかとなった。

4) 繊維補強を施した鉄筋コンクリート部材の載荷試験によりえられるたわみ分布は、比較的解析結果と近いことが分かった。このことは、繊維補強鉄筋コンクリート部材では曲げ変形以外の変形成分が加わりにくいことを意味している。繊維補強鉄筋コンクリート部材の終局が鉄筋の引張破断で決まりやすいことも、この事を裏付けている。

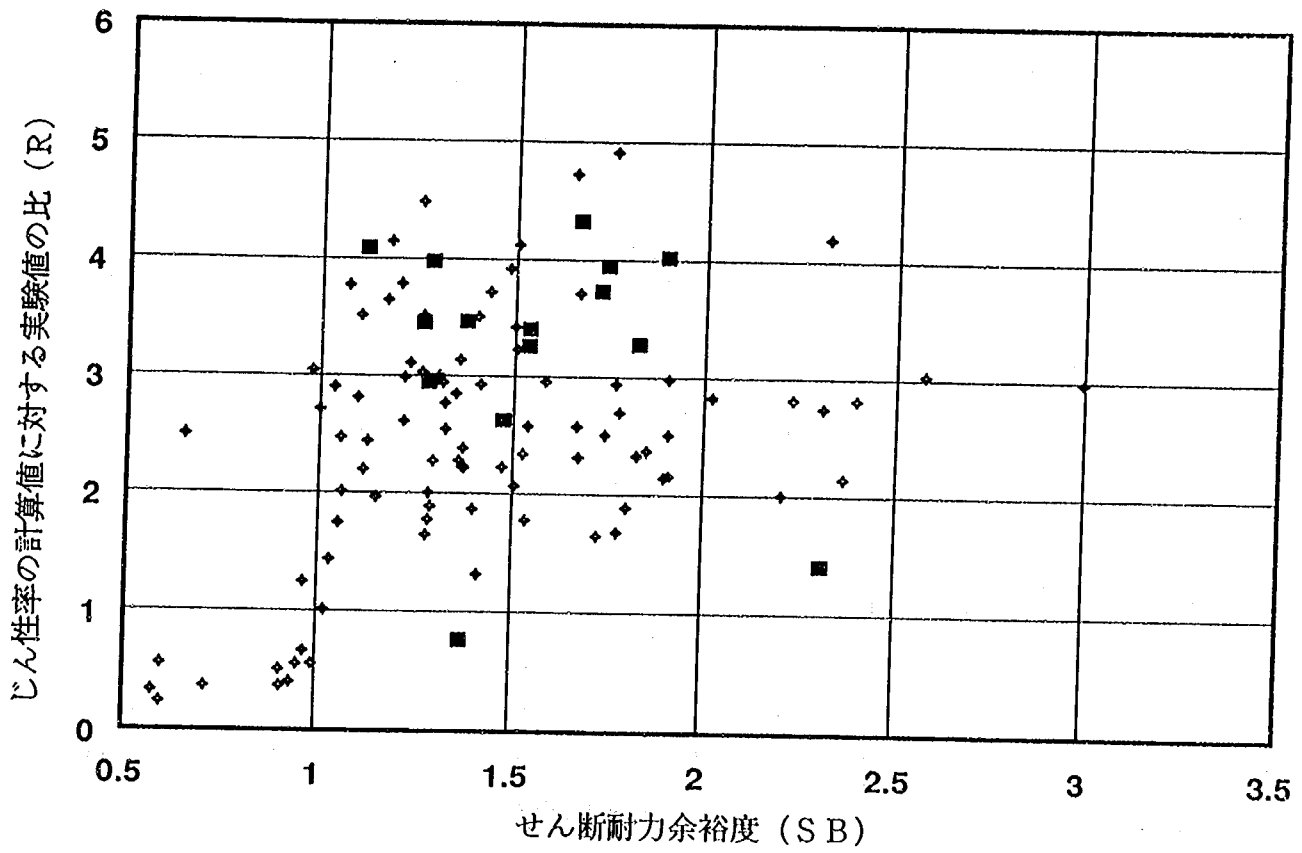


図-3. 7 せん断耐力の余裕度とじん性率の増加の関係

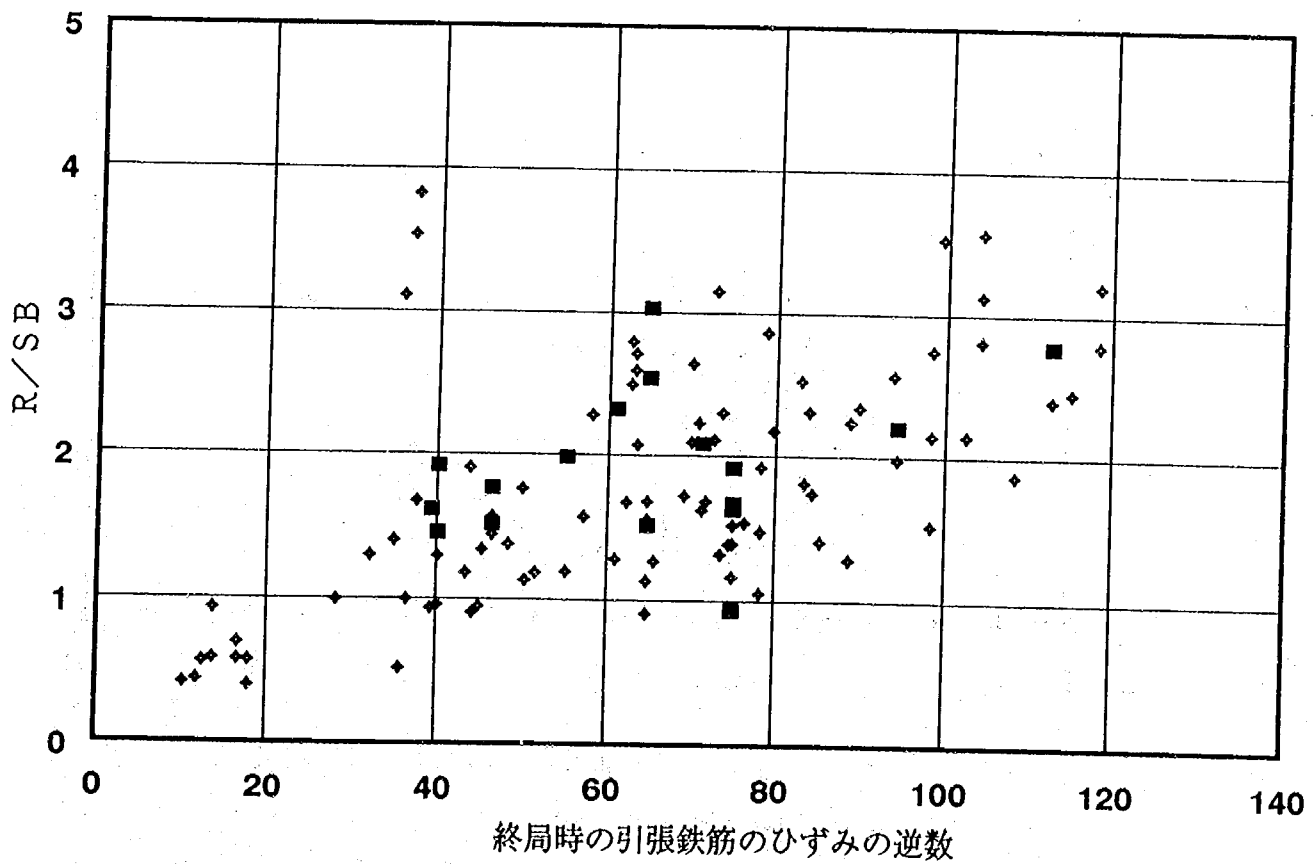


図-3. 8 引張鉄筋のひずみ減少に伴うじん性率増加か度合いの関係

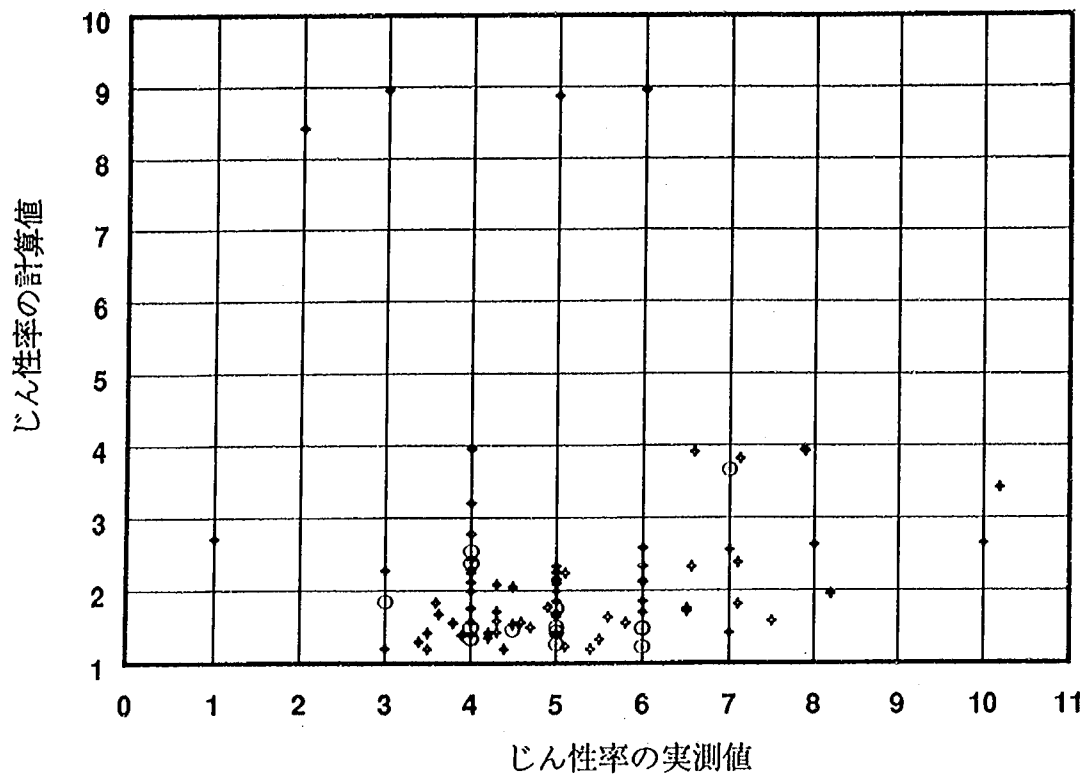


図-3. 9. 1 従来法によるじん性率の算定結果

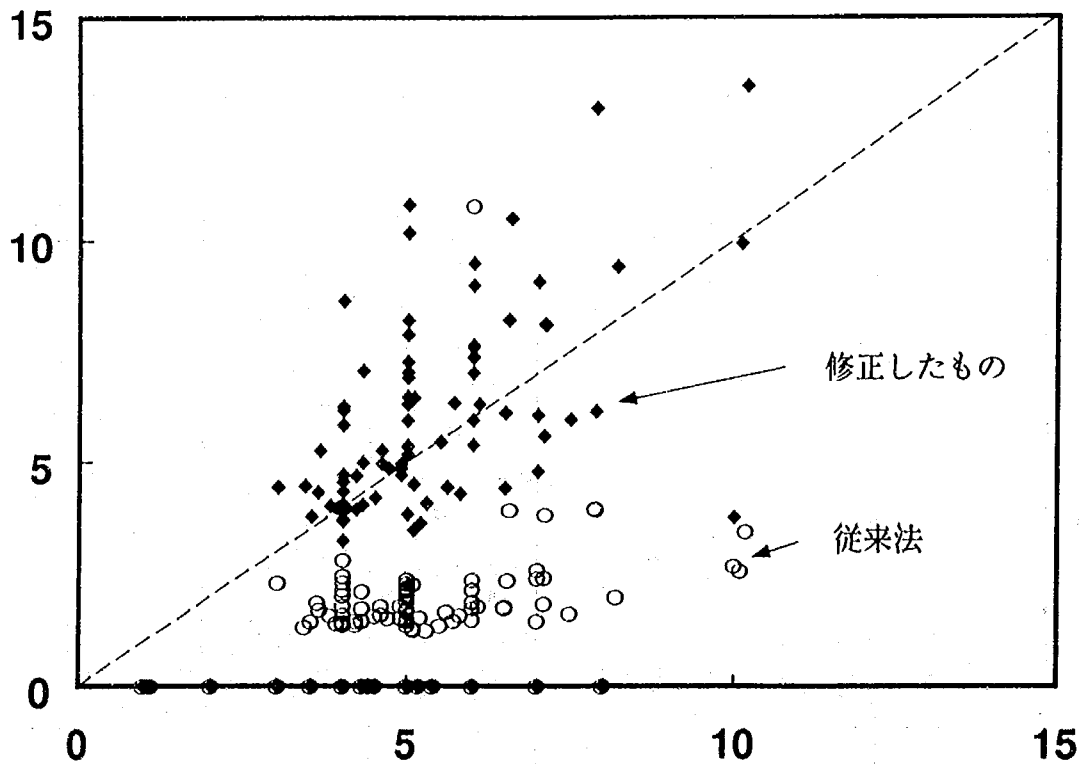


図-3. 9. 2 修正したじん性率の計算結果

第5章 まとめ

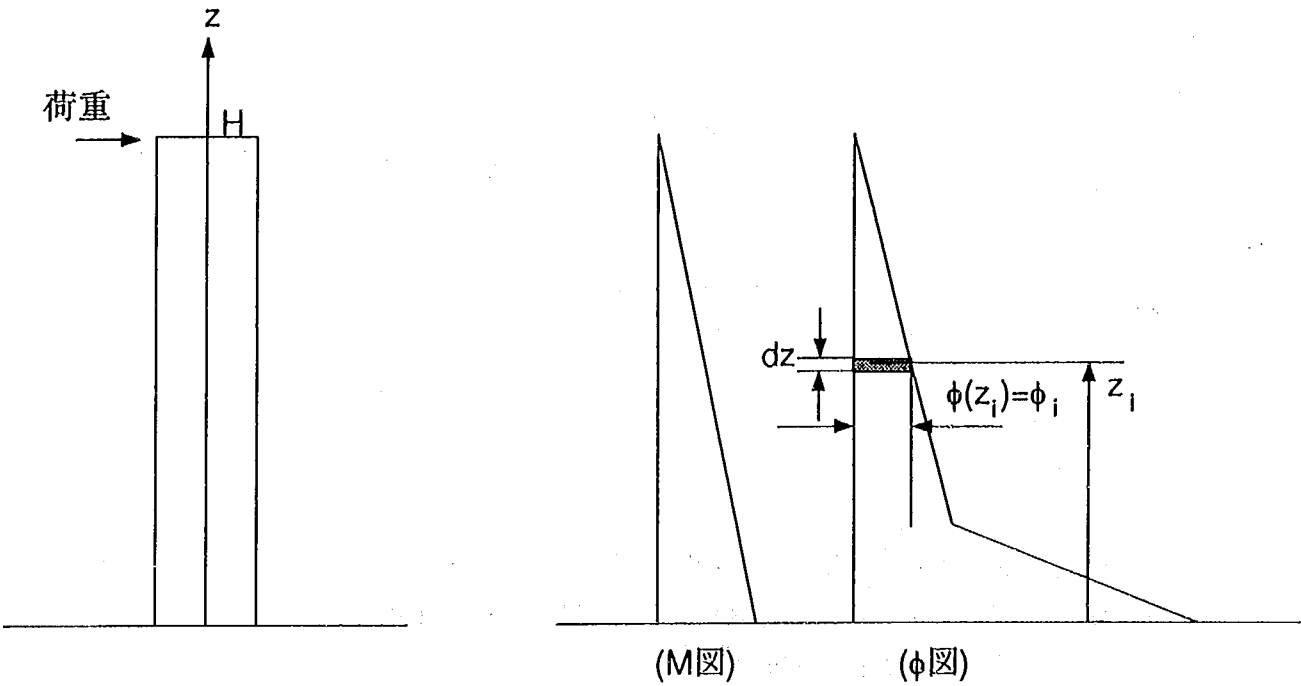
ここでは、過去の鉄筋コンクリート部材のじん性に関する実験データを收拾し、これを元にせん断耐力の余裕を取ることでじん性を向上できること、また、弾塑性応答解析を行ない、ただ単に部材の終局変位を大きくするだけでなく、ヒステリシスループの描く面積の大きい、エネルギー吸収能力の大きい部材とすることが望ましいことを明らかにした。また、繊維補強あるいは高強度せん断補強鉄筋による補強を行なった鉄筋コンクリート部材の繰り返し載荷試験を行なうことにより、これらの部材のじん性の向上度合いについて明らかにした。また、鉄筋コンクリート部材の交番荷重のもとでのじん性を算定するための方法として、これまで示方書などで行なっていた単調載荷状態での算定法を改め、コンクリートおよび鉄筋の履歴特性を組み込んだ計算法を導入し、実験結果と比較を行なった。この結果、繊維補強を行なわない通常の鉄筋コンクリート部材では、塑性率の大きいところでは、曲げ変形以外の変形が含まれ、これが原因となりエネルギー吸収能力の小さな復元力特性を示すこと、一方繊維補強を行なった部材は計算結果に近い復元力特性を示し、曲げ変形以外の変形成分が少ないことが、じん性の向上につながっていることを明らかにした。

しかし、いずれにしてもこの調査の範囲内では問題点の指摘に留まっており、その問題点に対する解決がなされたとはいえない。たとえば、通常の鉄筋コンクリート部材に繰り返し荷重が作用した場合、曲げ変形以外の変形により剛性の低下が生じ、じん性の低下につながることを示したが、その変形成分を考慮することができなかった。この点を明らかにすることにより、従来あいまいにされてきた鉄筋コンクリート部材の終局時の規定が明確にできるようになると考えられる。

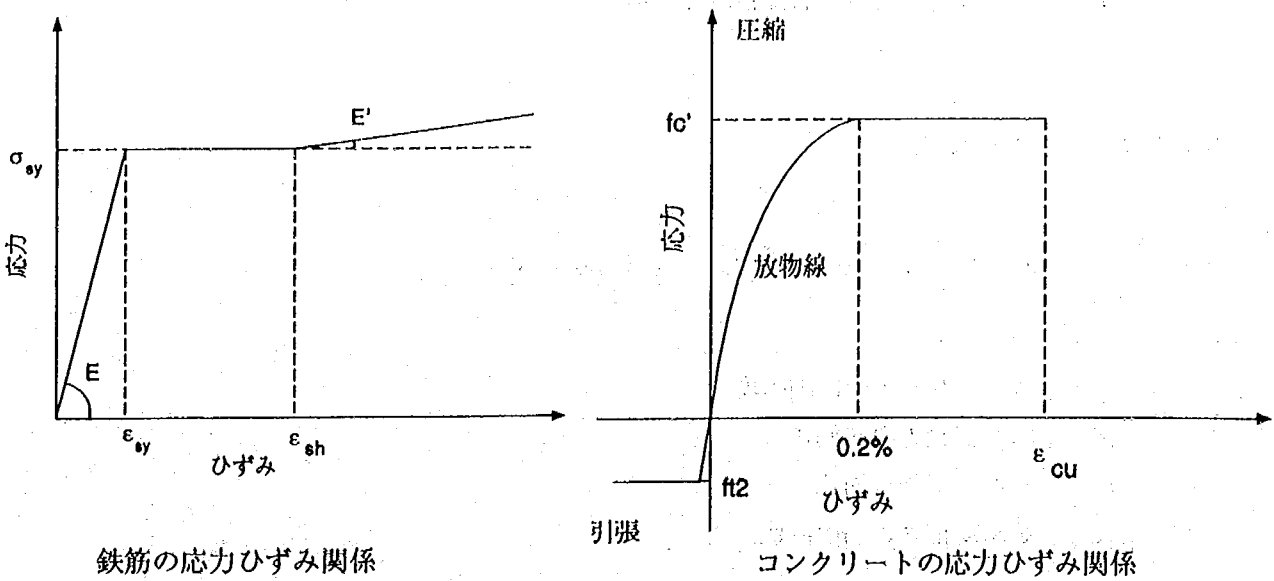
また、2章では弾塑性部材の応答について検討を行なったが、実際に部材の信頼性を向上させるためには、どの程度のエネルギー吸収能力があればよいかについても明らかにすることができなかった。今後、これらの未解決の問題について、研究を継続して行く予定である。

付録－1 部材の曲げ変形算定方法（2章、3章で行なったもの）

$$\delta = \int_0^h \phi(H-z)dz \cong \sum_i \phi_i(H-z_i)\Delta z$$



柱部材のモーメント分布および曲率分布



部材のせん断強度算定式

①岡村・楡貝によるせん断強度式

$$V = V_c + V_s$$

$$V_c = f_v \cdot (0.75 + 1.4 d/a) (1 + \beta_d + \beta_p + \beta_n) bwd$$

$$f_v = 0.94 f'_c{}^{1/3}$$

$$\beta_d = 4 \sqrt{100/d} - 1 \geq 0 \quad (d: \text{cm})$$

$$\beta_p = 100 p_w - 1 \leq 0.73$$

$$\beta_n = M_o/M_d \leq 1$$

$$V_s = A_w \cdot Z (\sin \alpha + \cos \alpha) f_{sy}/s$$

ここに a ; せん断スパン長 (cm)

d ; 断面の有効高さ (cm)

p_w ; 軸方向鉄筋比

M_o ; 断面内に引張応力を生じる限界の曲げモーメント

M_d ; 曲げモーメントの設計用値 (ここでは $M_d = M_o$ とした)

A_w ; 一組のせん断補強鉄筋の断面積

Z ; 圧縮合力の作用点から引張鉄筋断面の図心までの距離

s ; せん断補強鉄筋の間隔 (cm)

d ; せん断補強鉄筋と部材軸のなす角

②福原によるせん断強度式

$$\frac{V_c}{bd} = 0.124 \cdot p \cdot w \sigma_y + 820 p_c + 0.14 c \sigma_B \quad d/a$$

$c \sigma_B$; コンクリートの圧縮強度

p_c ; 圧縮側軸方向鉄筋比

p ; せん断補強鉄筋比

$w \sigma_y$; せん断補強鉄筋の降伏強度

付録-3 非線形曲げ解析

増分型の仮想仕事の原理は次のように表せる。

$$\int_D \dot{\sigma}_{ij} \delta \dot{\epsilon}_{ij} dS = \int_{\Gamma} \dot{T}_i \delta u_i d\Gamma$$

ここで、はり要素両端の変形ベクトルを $\{v_1 \quad \theta_1 \quad v_2 \quad \theta_2\}$ とすると、はり要素内の変形は次のように表せる。

$$\begin{Bmatrix} v \\ \theta \end{Bmatrix} = [N] \{u\}_e = [N] \begin{Bmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}$$

はり要素に生じる部材軸方向のひずみ成分 ϵ_z は

$$\epsilon_z = y\phi = y \frac{d\theta}{dz} = y[b]\{u\}_e$$

ただし、

$$[b] = \begin{bmatrix} -\frac{6}{l^2} + \frac{12z}{l^3} & -\frac{4}{l} + \frac{6z}{l^2} & \frac{6}{l^2} - \frac{12z}{l^3} & -\frac{2}{l} + \frac{6z}{l^2} \end{bmatrix}$$

このように表現すると仮想仕事の原理の左辺は次のように変形できる。

$$\begin{aligned} \int_0^{l_e} dz \int_0^h w \dot{\sigma}_z \delta \dot{\epsilon}_z dy &= \int_0^{l_e} dz \int_0^h w \{\dot{\sigma}\}_e^T [b]^T y \frac{\partial \sigma}{\partial \epsilon} y [b] \{\dot{u}\}_e dy \\ &= \int_0^{l_e} dz \cdot w \cdot \{\dot{\sigma}\}_e^T \left[\int_0^h y^2 \frac{\partial \sigma}{\partial \epsilon} [b]^T [b] dy \right] \{\dot{u}\}_e \\ &= \int_0^{l_e} dz \cdot w \cdot \{\dot{\sigma}\}_e^T [b]^T [b] \{\dot{u}\}_e \int_0^h y^2 \frac{\partial \sigma}{\partial \epsilon} dy \\ &= w \{\dot{\sigma}\}_e^T \int_0^{l_e} \frac{\partial M}{\partial \phi} [b]^T [b] dz \{\dot{u}\}_e \\ &= \{\dot{\sigma}\}_e^T [A] \{\dot{u}\}_e \end{aligned}$$

一方仮想仕事の原理の右辺は次のように変形できる。

$$\begin{aligned}
 & \int_{\Gamma} \dot{T}_i \delta u_i d\Gamma \\
 &= \int_0^h (\dot{\sigma}_z \delta u_z + \dot{\tau}_y \delta u_y) dy \Big|_{z=l_z} - \int_0^h (\dot{\sigma}_z \delta u_z + \dot{\tau}_y \delta u_y) dy \Big|_{z=0} \\
 &= \{\delta v_2 \quad \delta \theta_2\} \int_0^h \begin{Bmatrix} \dot{\tau}_y \\ \dot{\sigma}_z y \end{Bmatrix} dy \Big|_{z=l_z} - \{\delta v_1 \quad \delta \theta_1\} \int_0^h \begin{Bmatrix} \dot{\tau}_y \\ \dot{\sigma}_z y \end{Bmatrix} dy \Big|_{z=0} \\
 &= \{\delta v_1 \quad \delta \theta_1 \quad \delta v_2 \quad \delta \theta_2\} \begin{Bmatrix} -Q_1 \\ -M_1 \\ Q_2 \\ M_2 \end{Bmatrix} = \{\delta u\}_e^T \{\dot{f}\}_e
 \end{aligned}$$

よって、はり要素の接点変位と接点力の関係は次のように書ける。

$$[A]\{\dot{u}\}_e = \{\dot{f}\}_e$$

ねばり強いコンクリート部材に
関する研究(2)

— 高靱性コンクリート部材の開発 —

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3073号
平成4年3月(1992)

河野広隆, 渡辺博志

要 旨

地震などによりコンクリート構造物が大変形するような場合には部材に高い靱性が要求される。ここでは、高靱性部材の力学的性状について考察し、靱性を向上させるためには、どのような補強方法を採用すべきか、さらに高靱性部材に要求される復元力特性について検討を行った。また、このために繊維補強ならびに高強度せん断補強鉄筋を用いた部材の載荷試験を行い、靱性の向上度に関する検討を行った。

キーワード: 繊維補強コンクリート, 靱性, 終局強度, 耐震設計,
高強度せん断補強鉄筋



郵便はがき

切手をはって
下さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

コンクリート研究室 行

No. 023

No. 023

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第 3073 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印